

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية فرنسيس جانسون
École Nationale Supérieure des Travaux Publics Francis Jeanson



Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'État Filière : Travaux Publics
Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

CONCEPTION ET ETUDE D'UN VIADUC FERROVIAIRE DU
PK46+318 AU PK46+549
BEJAIA –BENIMENSOUR.

Présenté par :

BOUCHINA IKRAM

AMEUR SOUMIA

Encadré par :

Dr. AMIEUR MOHAMED

Mr. FEDGHOUCHE FERHAT

Promotion 2025 /2026

REMERCIEMENT

بسم الله الرحمن الرحيم

الحمد لله رب العالمين، الذي بنعمته تتم الصالحات، وبتوفيقه تتحقق الإنجازات. نحمد سبحانه وتعالى على ما أعطانا من قوة وصبر وتوفيق، ونشكره على إلهامنا العون لإتمام هذا العمل المتواضع. فله الحمد أولاً وآخراً، ظاهراً وباطناً، كما ينبغي لجلال وجهه وعظيم سلطانه. وبه نستعين، وعليه نتوكل، وإليه المصير

Nous exprimons notre profonde gratitude à notre encadrant M. AMIEUR MOHAMED, pour ses conseils avisés, sa disponibilité et son accompagnement rigoureux tout au long de cette recherche. Qu'Allah le récompense abondamment.

Nous remercions également les membres du jury, ainsi que tous nos enseignants, pour la qualité de leur transmission et leur soutien. Qu'Allah leur accorde le meilleur.

Nous adressons également nos sincères remerciements à l'entreprise SERO-EST, qui nous a offert l'opportunité d'effectuer notre stage de fin d'études dans un cadre professionnel très formateur. Nous tenons à remercier tout spécialement M. ZIADI SEYFEDDINE pour sa grande disponibilité, son accompagnement attentif et tout ce qu'il a su nous transmettre, aussi bien sur le plan technique qu'humain.

Nous tenons aussi à remercier sincèrement M. HENNA YUCEF et Mme DJAOUUD NARDJES. Leurs précieux conseils et leur disponibilité nous ont grandement aidés, notamment lors de nos travaux sur le logiciel MIDAS.

Nous remercions enfin tous les enseignants de l'ENSTP pour la qualité de leur formation, ainsi que l'administration de l'école. Une pensée particulière va à MONSIEUR ZOURGUI HEMAIDI NADJIB, chef du département DMS, pour son engagement, sa bienveillance et tous les efforts qu'il n'a cessé de faire pour les étudiants.

DEDICACES

Je dédie ce travail...

En premier lieu, à mes très chers parents

À mon cher père, à cet homme exceptionnel qui a tout sacrifié pour me faciliter la vie. Grâce à lui, j'ai pu avancer et devenir la personne que je suis aujourd'hui. Mon père m'appelle : « mes yeux », et moi je lui réponds avec tout mon cœur : « Tu es mon exemple, ma force et mon refuge. Tu resteras ma plus belle fierté et mon plus grand amour. »

À ma chère mère, à la femme la plus précieuse de ma vie, qui a guidé mes premiers pas et m'a accompagnée jusqu'à ce jour avec un amour sans limites. Ton amour, ta patience et tes prières ont toujours été une lumière qui a guidé mon chemin. Tu es mon exemple et ma plus grande inspiration. Je t'offre aujourd'hui ma réussite, car elle est le reflet de ton empreinte.

À mon cher frère Mohamed,

Mon soutien dans la vie, mon pilier et ma force dans les moments difficiles. Tu as toujours été présent pour moi, m'encourageant et m'aidant à avancer sans jamais me laisser tomber. Grâce à toi, j'ai appris la force, et la confiance. Je te souhaite une vie pleine de prospérité et de joie.

À l'âme de mon cher frère Abdel-Rahman, qui repose en paix,

Ton départ a laissé en moi un vide immense que rien ne pourra combler. Chaque jour sans toi est une épreuve, mais tes mots, ton sourire et ton souvenir vivent profondément dans mon cœur. Les plus beaux moments de ma vie étaient ceux partagés avec toi, et les plus douloureux sont ceux de ton absence. Tu n'es peut-être plus parmi nous, mais tu restes dans le cœur de ta sœur. Qu'Allah t'accorde Sa miséricorde. Tu me manques plus que les mots ne peuvent l'exprimer, mon frère.

À ma chère tante Ilham,

Avec qui j'ai grandi, merci pour ton soutien et ta présence à mes côtés dans chaque étape de ma vie. Tu n'es pas seulement ma tante, tu es ma sœur et mon âme jumelle.

À ma grande famille et mes chers cousine et cousins, pour leur amour inconditionnel et leur soutien constants.

À ma binôme et amie Soumia,

Compagne de travail avec qui j'ai partagé les efforts et les réussites. Merci pour ta présence fidèle. Au-delà du travail notre amitié est un symbole précieux sincère, tisse de beaux souvenirs.

À mes copines,

Chère Hiba, témoin de mon parcours depuis l'école primaire, l'âme sœur, pour toujours Isra, le cadeau de la vie Fedoua, ainsi que la merveilleuse lilia, merci pour votre présence sincère, et les beaux moments inoubliables partagés ensemble. Votre amitié a été une vraie force pour moi.

À toute personne qui a contribué, de près ou de loin, et qui a laissé une belle trace dans ma vie.

A la fin au petit moi, celle qui porte tant de rêves et qui travaille chaque jour pour les réaliser, nous avons accompli aujourd'hui l'un de ces rêves... et ce n'est que le début.

Continuons à avancer, sans jamais nous arrêter.

IKRAM...

DEDICACES

À moi-même.

Pour avoir tenu quand tout poussait à lâcher. Pour avoir cru, douter, pleuré, puis repris le chemin. Ce travail est le fruit de tes nuits blanches et de ta persévérance. Tu es allé au bout. Sois-en fier.

À mes chers parents,

Aucun mot ne saurait suffire pour vous exprimer ma gratitude et mon amour. Vous avez tout donné pour moi, sans jamais compter vos sacrifices. Votre patience, votre confiance et vos prières ont été ma force tout au long de ce parcours. Ce mémoire est le fruit de vos efforts autant que du mien. Je vous le dédie avec tout mon cœur. Que Dieu vous garde longtemps auprès de moi.

À toi, ma mère MIMOUNA TAHRI, ma lumière, ma première école.

Tes prières et ton sourire m'ont porté chaque jour. Ce travail te revient, car sans toi, je n'aurais jamais osé rêver aussi grand. Que Dieu te préserve.

À toi, mon père ABDELKADER, mon exemple, ma force silencieuse.

Tes conseils et ta confiance m'ont guidé chaque jour. Ce travail te revient, car sans toi, je n'aurais jamais tenu si loin. Que Dieu te protège.

À ma sœur NADIA,

Tu n'as jamais douté de moi, même quand moi j'y croyais à peine. Tes encouragements discrets ont fait toute la différence. Ces pages te disent merci. Que Dieu veille sur toi.

À mon frère NASREDDINE,

Tu ne m'as jamais laissé tomber, même dans mes silences. Ta confiance simple a été mon moteur. Ces pages te sont dédiées. Que Dieu te protège.

À LILIA, *ma complice mon amie intime et ma copine de chambre. Nos nuits blanches, nos fous rires et nos confidences resteront gravés. Sans toi, je n'aurais pas souri autant. Que Dieu te protège.*

À mon binôme et ma sœur, IKRAM.

Merci pour les fous rires, les nuits blanches et ton épaule toujours là ces pages portent nos souvenirs, ton amitié a rendu chaque galère plus légère.

À toute ma famille : oncles, tantes, cousins et cousines.

*Et plus particulièrement à AMEL, cousine par le sang, amie par le cœur.
Merci pour votre amour et vos prières.*

À HAYAT, LYDIA, SAFA, VANISSA, NOUR et ALAA.

Mes sœurs de chambre, mes complices. Sans vous, ces années auraient été bien plus tristes.

À celui qui ne m'a jamais laissé tomber dans les difficultés, et qui a su m'offrir sa lumière quand tout semblait sombre.

Je vous dédie ce travail, car chacun de vous, à sa manière, a contribué à faire de moi ce que je suis aujourd'hui.

SOUMIA...

Résumé

Ce projet de fin d'études porte sur la conception et l'étude d'un viaduc ferroviaire à double voie, sur la ligne ferroviaire Beni Mansour – Bejaia situé entre les PK 46+318.07 et PK 46+549.64, sur une longueur totale de 231 mètres. Après avoir identifié l'ensemble des contraintes et obstacles liés au site, notre choix s'est porté sur un tablier mixte hyperstatique, de type bipoutre à hauteur constante. La structure a été modélisée à l'aide du logiciel de calcul par éléments finis MIDAS CIVIL, permettant de vérifier son comportement. Les autres éléments du pont (appareils d'appui, infrastructure, piles et fondations) ont ensuite été dimensionnés, calculés et vérifiés conformément aux normes algériennes et internationales en vigueur.

Mots clés : Viaduc ferroviaire, Pont rail, Bipoutre mixte, Tablier mixte Hyperstatique, Poutre PRS a hauteur constante.

Summary

This final year project focuses on the design and study of a double-track railway viaduct, on the Beni Mansour – Béjaïa railway line, located between PK 46+318.07 and PK 46+549.64, with a total length of 231 meters. After identifying all the constraints and obstacles related to the site, our choice was made for a hyperstatic composite deck, of the twin-girder type with constant depth. The structure was modeled using the finite element analysis software MIDAS CIVIL, allowing its behavior to be verified. The other bridge components (bearing devices, substructure, piers, and foundations) were subsequently sized, calculated, and verified in accordance with Algerian and international standards in force."

Keywords: Railway viaduct, Rail bridge, Composite twin-girder, Hyperstatic composite deck, PRS beam with constant depth.

ملخص

يتعلق مشروع نهاية الدراسات بتصميم ودراسة جسر سكة حديد مزدوج المسار على خط السكة الحديد بني منصور – بجاية الواقع بين 318.07+46 و 549.64+46، على طول إجمالي قدره 231 متر.

بعد تحديد جميع القيود والعقبات المرتبطة بالموقع، وقع اختيارنا على سطح مختلط مفرط الثبات، من النوع ذي العارضة المزدوجة مع ارتفاع ثابت. تم تصميم الهيكل باستخدام برنامج حساب MIDAS CIVIL

العناصر المحدودة، مما يسمح بالتحقق من سلوكه. تم بعد ذلك قياس حجم العناصر الأخرى للجسر (الدعامات والبنية التحتية والأرصعة والأساسات) وحسابها والتحقق منها وفقاً للمعايير الجزائرية والدولية الحالية.

الكلمات المفتاحية: جسر السكة الحديد، جسر السكة الحديد، عارضة مزدوجة مركبة، سطح مركب هايبرستاتيك، عارضة ذات ارتفاع ثابت (PRS) .

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. INTRODUCTION	1
I.2. PRESENTATION DU PROJET	1
I.2.1. Objectifs du projet	1
I.2.2. Situation de projet	1
I.2.3. L'obstacle à franchir.....	2
I.2.4. Données naturelles	2
I.2.4.1. Géotechnique	2
I.2.4.2. La sismicité.....	2
I.2.4.3. Topographie	3
I.2.4.4. Hydraulique	3
I.2.4.5. Le vent	3
I.2.4.6. La température	4
I.2.5. Données fonctionnelles	4
I.2.5.1. Trace en plan.....	4
.....	4
I.2.5.2. Profile en long	4
I.2.5.3. Profil en travers	5
I.3. CONCLUSION.....	5

CHAPITRE II : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT

II.1. INTRODUCTION	6
II.2. LES CRITERES DE CHOIX.....	6
II.3. PRESENTATION ET PREDIMENSIONNEMENT DES VARIANTES	6
II.3.1. Variante 01 : « PONT A POUTRES EN BETON PRECONTRAIT POSTTENSION » :	6
II.3.1.1. Conception longitudinale	7
II.3.1.2. Conception Transversale	7
II.3.1.3. Conception de l'infrastructure.....	9
II.3.2. Variante 02 : « PONT MIXTE BI-POUTRE A HAUTEUR CONSTANT » :	9
II.3.2.1. Conception longitudinale	9
II.3.2.2. Conception Transversale	10
II.3.2.3. Conception des poutres principales.....	11

II.3.2.4. Conception des entretoises	12
II.3.2.5. La connexion entre la dalle et la charpente métallique	13
II.3.2.6. La conception de l'infrastructure	13
II.3.3. Variante 03 : « PONT VOUSOIRS EN BETON PRECONTRAIT CONSTRUIT PAR ENCORBELLEMENTS SUCCESSIFS COULE EN PLACE ».....	14
II.3.3.1. Conception longitudinal	14
II.3.3.2. Découpage des voussoirs	15
II.3.3.3. Conception transversale	16
II.3.3.4. Conception de l'infrastructure.....	17
II.4. ANALYSE MULTICRITERE DES VARIANTES.....	18
II.5. CONCLUSION	20

CHAPITRE III : MATERIAUX ET HYPOTHESE DE CALCUL

III.1. INTRODUCTION.....	21
III.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL	21
III.3. CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX.....	21
III.3.1. Béton.....	21
III.3.1.1. Résistance à la compression.....	21
III.3.1.2. Résistance en traction.....	21
III.3.1.3. Contrainte admissible à l'ELU.....	22
III.3.1.4. Contrainte admissible à L'ELS	22
III.3.1.5. Déformation longitudinale du béton	23
III.3.1.6. Déformation transversale	23
III.3.1.7. Coefficient de poisson.....	23
III.3.2. Aciers	23
III.3.2.1. Aciers passifs	23
III.3.2.2. Aciers des bi-poutres.....	24

CHAPITRE IV : EVALUATION DES CHARGES ET SOLLICITATIONS

IV.1. INTRODUCTION	26
IV.2. RAPPELLE DE LA VARIANTE RETENUE	26
IV.3. EVALUATIONS DES CHARGES ET SURCHARGES	26
IV.3.1. Charges permanentes (CP).....	27
IV.3.2. Charges complémentaires permanentes (CCP).....	27
IV.3.2.1. Rails (EN1991-1-1)	28
IV.3.2.2. Travers bi-blocs (EN1991-1-1)	28
IV.3.2.3. Ballast (EN1991-1-1)	28

IV.3.2.4. Caniveaux (EN1991-1-1)	28
IV.3.2.5. Garde-corps	29
IV.3.2.6. Caténaire.....	29
IV.3.2.7. Chape de béton	29
IV.3.3. Surcharge d'exploitation ferroviaire (EN 1991-2 :2003).....	29
IV.3.3.1. Charges verticales (effet statique)	29
IV.3.3.2. Charges horizontales	34
IV.3.4. Actions accidentelles.....	36
IV.3.4.1. Déraillement (Selon l'article 6.7.1 de l'EN 1991-2 :2003).....	36
IV.3.4.2. Charges sismiques	38
IV.3.5. Action naturelle (NF EN 1991-1-5 : 2004).....	38
IV.3.5.1. Action du vent (NF EN 1991-1-4).....	38
IV.3.5.2. Actions thermiques.....	38
IV.4. APPLICATION DES CHARGES DE TRAFIC (SELON L'ARTICLE 6.8 DE L'EN 1991-2 :2003)	39
IV.4.1. Généralité	39
IV.4.2. Groupes de charges - Valeurs caractéristiques de l'action à composantes multiples	39
IV.4.3. Combinaisons d'actions (EN 1990-Annexe A2).....	41
IV.4.3.1. Etat limite ultime : ELU	41
IV.4.3.2. Etat limite service :	42

CHAPITRE V : ETUDE DE TABLIER

V.1. INTRODUCTION	43
V.2. DIFFÉRENTES ÉTAPES DE RÉALISATION D'UN PONT	43
V.2.1. Construction des appuis (culées et piles)	43
V.2.2. Montage de l'ossature métallique	43
V.2.2.1. Principe grutage.....	43
V.2.2.3. Assemblage de la charpente.....	44
V.2.3. Réalisation de la dalle	45
V.2.3.1. Coffrage	45
V.2.4. Réalisation des connecteurs	47
V.3. MÉTHODOLOGIE DE CALCUL D'UN PONT	47
V.3.1. Présentation du logiciel MIDAS Civil 2022	48
V.3.2. Résultats de logicielle.....	49
V.4. ÉTUDE DE LA SECTION MIXTE (ACIER-BÉTON)	50
V.4.1. Caractéristiques géométriques.....	50

V.4.1.1. Section d'acier	50
V.4.1.2. Section du béton	50
V.4.2. Calcul de la section mixte	53
V.4.2.1. Caractéristique de la section mixte	53
V.5.JUSTIFICATION DES SECTIONS MIXTES À L'ELU (EUROCODE 3 ET 4).....	57
V.5.1.la résistance en section	57
V.5.1.1. Définition générale des classes des sections.....	57
V.5.1.2. Classification des sections : EN 1993-1-1 : 2005 – Article 5.5.....	58
V.5.2. Justification en flexion	60
V.5.3. Justification à l'effort tranchant	60
V.5.4. Justification au moment fléchissant	61
V.5.5. Justifications des contraintes de l'acier et du béton	61
V.5.6. Résultats et vérifications	61
V.5.7. Justification sous l'interaction M.V (EN1994-2, 6.2.2.4).....	65
V.5.8. Vérification du voilement (selon EC3 et CCM97).....	65
V.5.9. Vérification au déversement.....	66
V.6.JUSTIFICATION DES SECTIONS MIXTES À L'ELS	68
V.6.1. Effets des sollicitations différées.....	68
V.6.1.1. Effets du retrait (EN 1992-1-1 ,3.1).....	69
V.6.2. Vérification de la flèche (EN 1990 ANNEXE A2, A.2.4.4.2.3).....	72
V.6.3. Justification des contraintes (EN 1994-2 :2005)	72
V.7.ÉTUDE DE L'ENTRETOISE	73
V.7.1. Vérification des entretoises	74
V.7.1.1. Entretoises sur appuis	74
V.7.1.2. Entretoises courants IPE 700	75
V.7.1.3. Vérification vis-à-vis au voilement : NF en 1993-1	76
V.8.DIMENSIONS DES GOUJONS (EN 1994-2:2005 6.6.3).....	77
V.8.1. Nombre des goujons.....	77
V.8.2. Vérification de l'espacement vis à vis des dispositifs construction	79
V.8.2.1. Vérification des espacements transversaux	79
V.8.2.2. Vérification des espacements longitudinaux	80
V.9. ÉTUDE DE LA DALLE EN BÉTON ARMÉ	80
V.9.1. Ferrailage de la dalle	81
V.9.1.1. Calcul de ferrailage transversal (sous M_{yy}).....	81
V.9.1.2. Sens longitudinale.....	84

V.9.3. Condition de Non Fragilité.....	84
--	----

CHAPITRE VI : EQUIPEMENT DE PONT

VI.1. INTRODUCTION	85
VI.2. APPAREILS D'APPUIS	85
VI.3. TYPES D'APPAREILS D'APPUIS	85
VI.3.1. Appareils d'appuis à pot	85
VI.4. CONDITIONS D'APPUIS	86
VI.5. LE DIMENSIONNEMENT DES APPAREILS D'APPUIS	87
VI.5.1. Vis-à-vis des efforts verticaux	87
VI.5.2. Efforts horizontaux longitudinaux pour les appareils d'appui à pot glissant	88
$H = (\mu_{max} + PP + PL) \times V$	88
VI.5.3. Efforts horizontaux longitudinaux pour les appareils d'appui à pot fixe	89
VI.6. LE CHOIX DE L'APPAREIL D'APPUI.....	90
VI.7. DÉ D'APPUI.....	93
VI.7.1. Dimensionnement de dé d'appuis	93
VI.7.2. Ferrailage du dé d'appuis	93
VI.8. JOINT SOUS BALLAST	95
VI.9. CALCUL DU SOUFFLE.....	95
VI.10. APPAREIL DE DILATATION FERROVIAIRE	97
VI.11. EVACUATION DES EAUX PLUVIALES	98
VI.12. CONCLUSION.....	98

CHAPITRE VII : ETUDE SISMIQUE

VII.1. INTRODUCTION	99
VII.2. CARACTERISTIQUE DE L'OUVRAGE RELATIVES A L'ETUDE SISMIQUE	99
VII.3. Méthode de calcul.....	99
VII.4. SPECTRE DE REPONSE	100
VII.4.1. SPECTRE DE REPONSE DE LA COMPOSANTE HORIZONTALE	100
VII.4.2. SPECTRE DE REPONSE DE LA COMPOSANTE VERTICALE	101
VII.5. ANALYSE DYNAMIQUE LINEAIRE-METHODE DU SPECTRE DE REPONSE (RPOA 4.3.2.2).....	102
VII.6. COMBINAISON DES REPONSES NODALES (RPOA 4.3.2.4).....	103
VII.7. COMBINAISON DES COMPOSANTES DE L'ACTION SISMIQUE (RPOA 4.3.2.5)	103
VII.7.1. Combinaison d'actions à l'état limite accidentelle (ELA).....	103
VII.8. LES REACTIONS D'APPUI.....	104

CHAPITRE VIII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VIII.1. INTRODUCTION.....	105
VIII.2. ETUDE DE LA PILE.....	105
VIII.2.1. Conception et modélisation des piles	105
VIII.2.2. Ferrailage de la pile	107
VIII.2.2.1. Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis du flambement.....	107
VIII.2.2.2. Armatures longitudinales	107
VIII.2.2.3. Armature transversale (RPOA 7.2.2.2)	110
VIII.3. ETUDE DE LA CULÉE.....	111
VIII. 3.1. Conception et modélisation de la culée	111
VIII. 3.2. Evaluation des efforts sollicitant la culée	113
VIII. 3.2.1. Poids propre	113
VIII. 3.2.2. Poussée des surcharges et des terres	113
VIII.3.3. Ferrailage des éléments de la culée	114
VIII.3.3.1. Mur de garde grève	115
VIII.3.3.2. Mur frontal	116
VIII.3.3.3. Mur en retour	116
VIII.4. ETUDE DES FONDATIONS	117
VIII.4.1. Choix du type de fondation.....	117
VIII.4.2. Étude sur pieux	118
VIII.4.3. Étude de la semelle	119
CONCLUSION GENERALE	

LISTE DES FIGURES

Figure I-1 : SITUATION DU PROJET SUR MAPS.	2
Figure I-2: Carte de zonage sismique de l'Algérie	3
Figure I-3- Tracé en plan de l'ouvrage.....	4
Figure I-4 : Profil en long.....	4
Figure I-5 : Profil en travers.....	5
Figure II-1: Coupe longitudinale.....	7
Figure II-2: Coupe transversale sur culée.....	7
Figure II-3: Coupe transversale des sections.....	8
Figure II-4: Coupe longitudinale.....	10
Figure II-5: Schéma transversal d'un pont bipoutre à entretoise.....	10
Figure II-6: Sections le long de la poutre.....	11
Figure II-7: Conception de la poutre métallique.....	12
Figure II-8: Profil général d'un IPE600 et HEB1000.....	12
Figure II-9: Coupe longitudinale.....	15
Figure II-10: Découpage en voussoir.....	15
Figure II-11: Coupe sur poutre transversale.....	17
Figure IV-1: Evaluation des compléments de charge permanentes.....	27
Figure IV-2 Rail UIC60.....	28
Figure IV-3: Traverse bi-bloc.....	28
Figure IV-4: Modèle de charge UIC-71.....	30
Figure IV-5: Schéma SW.....	30
Figure IV-6: Excentricité des charges verticales.....	31
Figure IV-7: Limite des fréquences propres N_0 en [Hz] en fonction de la portée L.....	32
Figure IV-8: Symboles et dimension spécifiques pour les voies ferrées.....	35
Figure IV-9: Situation de calcul 1- Charge équivalente Q_{A1d} et q_{A1d}	37
Figure IV-10: Situation de calcul 2 Charge équivalente q_{2A2d}	37
Figure IV-11: Corrélation entre les températures minimales/maximales de l'air sous abri (T_{min}/T_{max}). Et la composante de température uniforme minimale/maximale d'un pont ($T_{e.min}/T_{e.max}$).	38
Figure V-1: Montage à la grue depuis le sol.....	44
Figure V-2: Liaison d'âme.....	45
Figure V-3 : Détail de soudure de la semelle.....	45
Figure V-4: Coulage de la dalle dans les travées.....	46
Figure V-5: Coulage de la dalle en zone d'appui.....	46
Figure V-6: Liaison de la dalle aux poutres métalliques.....	47
Figure V-7: Modèle 3D du viaduc.....	48
Figure V-8: Schéma sur les sections longitudinales.....	50
Figure V-9: Définition de la largeur efficace.....	51
Figure V-10: Calcul des distances entre les points de moment fléchissant nul.....	51
Figure V-11 : Largeur efficace considéré dans nos calculs.....	53
Figure V-12: Centre de gravité de la section mixte.....	55
Figure V-13: Distribution des contraintes dans la section mixte.....	61
Figure V-14: Section transversale de la poutre principale.....	67
Figure V-15: Caractéristique de la section a mi- travée.....	67
Figure V-16: Flèche de calcul [MIDAS CIVIL]	72

Figure V-17: Entretoise en vue 3D. MIDAS.	73
Figure V-18: HEB1000 et IPE 600.	73
Figure V-19: Représentation des l'entretoises HEB1000 et IPE 600 en vue en plan.	74
Figure V-20: Effort de vérins appliqué sur l'entretoise appuis.	74
Figure V-21: Entretoise sur appuis PR1800.	75
Figure V-22: Effet de vent sur la dalle mixte.	75
Figure V-23: Disposition transversale des goujons.	80
Figure V-24: Disposition longitudinale des goujons dans les différentes sections.	80
Figure V-25: disposition de la dalle.	81
Figure V-26: Cartographie de moment fléchissant M_{yy} dans la dalle à l'ELU.	82
Figure V-27: Cartographie du moment fléchissant M_{yy} dans la dalle à l'ELS.	82
Figure V-28: Cartographie de moment fléchissant M_{yy} dans la dalle en encorbellement.	83
Figure V-29: Cartographie de moment fléchissant M_{yy} dans la dalle en encorbellement à l'ELS.	83
Figure V-30: Plan de ferrailage de la dalle.	84
Figure VI-1 : Coupe schématique d'un appareil d'appui à pot.	86
Figure VI-2: Conditions d'appuis.	86
Figure VI-3: Valeurs maximales des réactions par appui.	87
Figure VI-4: Plan de ferrailage des dés d'appui.	95
Figure VI-5: Exemples de joints à bande.	97
Figure VI-6: Appareil de dilatation ferroviaire ADF.	97
Figure VII-1: Spectre de réponse $S_{ae}(T)$ - Composante horizontale.	101
Figure VII-2: Spectre de réponse élastique $S_{ae}(T)$ - composante verticale.	102
Figure VII-3: Exemple des déformations (Mode 1).	102
Figure VII-4: Déplacements à tête de la pile.	104
Figure VIII-1: Dimensions de la pile.	105
Figure VIII-2 : Modélisation des piles par midas.	106
Figure VIII-3: Coupe transversale de la pile 2.	108
Figure VIII-4: Abaque de WALTHER pour $\eta_i = 0$	109
Figure VIII-5: Abaque de WALTHER pour $\eta_i = \infty$	109
Figure VIII-6: Schéma illustratif du ferrailage de la pile.	111
Figure VIII-7: : Dimensions de la pile.	112
Figure VIII-8: Modélisation de la culée par ROBOT.	113
Figure VIII-9: Moment M_{xx} à ELU de la culée par ROBOT.	114
Figure VIII-10: Moment M_{yy} à ELU de la culée par ROBOT.	114
Figure VIII-11: Moment M_{yy} à ELS de la culée par ROBOT.	115
Figure VIII-12: : Schéma ferrailage de la culée.	117
Figure VIII-13: Méthode des bielles.	120
Figure VIII-14: Schéma de ferrailage de la semelle et pieux.	121

Liste des tableaux

Tableau I-1- récapitulatif des niveaux de chaque piézomètre	3
Tableau II-1: Implantation des piles.....	7
Tableau II-2 : Prédimensionnement transversal variant 1.....	8
Tableau II-3: Conception de la pile.....	9
Tableau II-4: Implantation des piles.....	10
Tableau II-5: Pré dimensionnement des poutre.....	11
Tableau II-6: Epaisseurs des âmes et des semelles des différents sections.....	11
Tableau II-7: Tableau récapitulatifs de prédimensionnement des culées.....	13
Tableau II-8: Conception de la pile.....	14
Tableau II-9: Conception de la pile.....	15
Tableau II-10: Synthèse du découpage des voussoirs.....	16
Tableau II-11: Prédimensionnement transversal variant 3.....	16
Tableau II-12: Conception de pile.....	17
Tableau II-13: Tableau récapitulatifs de prédimensionnement des culées.....	18
Tableau II-14: Avantage et inconvénients des trois variantes.....	19
Tableau III-1: Caractéristique du béton.....	22
Tableau III-2: Contraintes admissibles.....	22
Tableau III-3: Contraintes admissibles de traction des armatures passives.....	24
Tableau III-4: Contraintes limites d'élasticité f_y	24
Tableau III-5: Contrainte limite à la rupture f_u	24
Tableau III-6: Valeurs nominales de limite d'élasticité f_y et de résistance a la traction F_u pour les aciers de construction lames à chaud.....	25
Tableau IV-1: Charge permanentes.....	27
Tableau IV-2: Charges complémentaires permanentes.....	29
Tableau IV-3: Valeurs caractéristiques des charges verticales SW.....	30
Tableau IV-4: Récapitulatif de calcul des forces de centrifuges.....	35
Tableau IV-5: Récapitulatif de calcul des forces de démarrage-freinage.....	36
Tableau IV-6: Récapitulatif de calcul des forces déraillement.....	37
Tableau IV-7 : Gradient thermique $\Delta\theta$	39
Tableau IV-8 : les groupes de charge.....	40
Tableau V-1: Résultats des moments sollicitant sur le pont durant toutes les phases de construction pour chaque section et chaque combinaison [MIDAS CIVIL]	49
Tableau V-2: Résultats des efforts tranchants sollicitant sur le pont durant toutes les phases de construction pour chaque section et chaque combinaison [MIDAS CIVIL]	49
Tableau V-3 : Caractéristiques géométriques de la section d'acier.....	50
Tableau V-4: Caractéristiques géométriques de la section du béton	53
Tableau V-5: Coefficient d'équivalence n	54
Tableau V-6 : Caractéristiques de la section de béton	56
Tableau V-7: Caractéristiques de la section métallique.....	56
Tableau V-8: Caractéristiques de la section métallique $nL=18$	56
Tableau V-9: Caractéristiques de la section métallique $nL=15$	57
Tableau V-10: Caractéristiques de la section $nL=6$	57
Tableau V-11: Classification des sections du pont étudiée.....	60
Tableau V12: vérification M et V en phase une.....	62
Tableau V-13: Vérification des contraintes de la phase une.....	62

Tableau V-14: Vérification M et V phase 2 (bétonnage mi- travées).....	62
Tableau V-15: Vérification des contraintes de la phase deux (bétonnage a mis travées.	63
Tableau V-16: vérification M et V en phase 2 (bétonnage sur appuis).....	63
Tableau V-17: Vérification des contraintes en phase deux (bétonnage sur appuis).	63
Tableau V-18: vérification M et V en phase 3.....	64
Tableau V-19: vérification des contraintes en phase 3.	64
Tableau V-20: vérification M et V en phase 4.....	64
Tableau V-21: vérification des contraintes en phase 4.	65
Tableau V-22: Valeurs de k_h	70
Tableau V-23: Contraintes limites d'élasticité f_y	72
Tableau V-24: Vérification vis-à-vis au voilement.....	76
Tableau V-25: Flux de cisaillement et nombre de goujons a L'ELU.	78
Tableau V-26: Flux de cisaillement et nombre de goujons a L'ELS.....	79
Tableau V-27: Ferrailage transversale de la dalle centrale.....	82
Tableau V-28: Ferrailage transversale de la dalle en encorbellement.	84
Tableau VI-1: Valeurs maximales des réactions par appui.....	87
Tableau VI-2: Descente de charge retenue pour les calculs.	87
Tableau VI-3 : Surface minimale du pot.	87
Tableau VI-4 : Surface minimale du coussin.	88
Tableau VI-5: Charge horizontale dans les appuis glissants.	88
Tableau VI-6: Coefficient selon α le guide SETRA.....	89
Tableau VI-7 : Exigences à satisfaire lors du choix des appareils d'appuis.....	90
Tableau VI-8: Dimensions des appareils et de d'appuis.	93
Tableau VI-9: résultats du calcul du ferrailage des dés d'appuis.....	95
Tableau VII-1: Valeurs de T1, T2 et S pour la composante horizontale.....	100
Tableau VII-2: Valeurs de T1, T2 pour la composante verticale.....	101
Tableau VII-3: Efforts sismiques à la base des piles.....	104
Tableau VIII-1 : Implantation et hauteurs des piles.	106
Tableau VIII-2: Les efforts à la base de chaque piles.	106
Tableau VIII-3: Vérification des paramètres de la section creuse.....	108
Tableau VIII-4: Efforts relatifs n, m_x, m_y	109
Tableau VIII-5: L'armature passive de pile.....	110
Tableau VIII-6: Ferrailage de la pile transversale.....	111
Tableau VIII-7: Prédimensionnement de la culée	112
Tableau VIII-8: Ferrailage verticale de mur garde grève.....	115
Tableau VIII-9 : Ferrailage horizontale de mur garde grève.....	115
Tableau VIII-10 : Ferrailage verticale de mur frontal	116
Tableau VIII-11: Ferrailage horizontale de mur frontal	116
Tableau VIII-12: Ferrailage verticale de mur en retour	116
Tableau VIII-13: Ferrailage horizontale de mur en retour	117
Tableau VIII-14: Effort normal dans pieu max.	118
Tableau VIII-15: Moment d'après la Formule au-dessus.....	119
Tableau VIII-16: Ferrailage longitudinale des pieux.	119

LISTE D'ABREVIATIONS

SETRA : Service d'études techniques des routes et autoroutes.

CCP : Complément des charges permanentes.

BAEL : Béton armé aux Etats limites.

BPEL : Béton précontrainte aux Etats limites.

PK : Point Kilométrique.

RPOA : Règles Parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art.

Sae : Spectre de réponse Elastique en Accélération.

PRS : Profils Reconstitués Soudés.

VSP : Voussoir sur pile.

VC : Voussoir à la clef.

σ_{Sup} : Contrainte dans la fibre supérieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.

σ_{Inf} : Contrainte dans la fibre inférieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.

σ_{bc} : Contrainte de compression admissible.

σ_{bt} : Contrainte de traction admissible.

HA : Haute adhérence.

St : Espacement des armatures.

NF : Norme française.

MT : Masse du tablier.

B : Aire d'une section de béton.

Es : Module de Young de l'acier.

E_{ij} : Module de Young instantané à l'âge de j jours.

E_{vj} : Module de Young différé à l'âge de j jours.

σ_{st} : la contrainte de calcul des aciers.

σ_{bc} : la contrainte de calcul de béton.

F : Force ou action en général.

I : Moment d'inertie de la section.

M_{ser} : Moment fléchissant de calcul de service.

M_u : Moment fléchissant de calcul ultime.

G : Action permanente.

Q : Action d'exploitation.

Vu : Effort tranchant de calcul ultime.

W : Résultante des actions du vent.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à l'âge de j jours.

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge de j jours.

f_{bu} : résistance de béton utile.

ε_{st} : déformation d'acier.

ε_{bc} : déformation de béton.

V_{Ed} : valeur de calcul du moment fléchissant.

V_{él,Rd} : le moment résistant de calcul au déversement.

A_V : aire de cisaillement.

f_y : moment résistance élastique de section brute.

p : Charge permanente unitaire.

h : Hauteur d'une poutre.

A_s : section des aciers tendus.

ΔT : Variation uniforme de la température.

Δθ : Gradient thermique.

l_f : Longueur de flambement.

n : Coefficient d'équivalence acier-béton.

s_t : Espacement des armatures transversales.

y : Profondeur de l'axe neutre calculée .

z : Bras de levier du couple de flexion.

γ_s : Coefficient partiel de sécurité sur l'acier.

γ_b : Coefficient partiel de sécurité sur le béton.

M_{b,Rd} : est le moment résistant de calcul au déversement.

ξ_{LT} : coefficient de réduction pour le déversement.

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION

Les ponts ferroviaires sont essentiels au développement économique et social : ils franchissent les obstacles, réduisent les temps de trajet, améliorent la sécurité et limitent la congestion routière et la pollution.

Concevoir un tel ouvrage demande à l'ingénieur civil de respecter des exigences techniques, économiques et durables, en s'appuyant sur les normes et sur son expérience de terrain. La théorie de l'école ne suffit pas : c'est la pratique professionnelle qui forge les compétences.

Face aux besoins constants en infrastructures, ce mémoire présente l'étude et le dimensionnement d'un pont ferroviaire, en cherchant la conformité, la résistance mécanique et la sécurité des usagers, sans oublier le coût global.

Ce projet de fin d'études porte sur la conception et l'étude technique détaillée d'un viaduc ferroviaire à double voie, destiné à la ligne reliant Beni Mansour à Béjaïa. Avec une longueur totale de 231 mètres, située entre les PK 46+318.07 et PK 46+549.64, cet ouvrage représente une infrastructure clé pour le développement du réseau ferré dans cette région. L'objectif de ce travail est d'acquérir une maîtrise approfondie des différentes phases de conception, d'analyse et de réalisation d'un pont ferroviaire.

Après avoir identifié l'ensemble des contraintes et obstacles liés au site, notre choix s'est porté sur un tablier mixte hyperstatique, de type bipoutre à hauteur constante.

Ce choix technique vise à améliorer à la fois la résistance et la durabilité de l'ouvrage, tout en s'inscrivant dans une démarche de modernisation et de développement durable du réseau ferroviaire national.

Ce travail s'organisera de la manière suivante :

- **Chapitre I** : Présentation de l'ouvrage.
- **Chapitre II** : Conception et prédimensionnement.
- **Chapitre III** : Matériaux et hypothèses de calcul.
- **Chapitre IV** : Evaluation des charges et sollicitations
- **Chapitre V** : Étude du tablier.
- **Chapitre VI** : Équipement de pont.
- **Chapitre VII** : Étude sismique
- **Chapitre VIII** : Étude de l'infrastructure.

CHAPITRE I

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. INTRODUCTION

Le secteur des infrastructures de transport agit comme une variable structurante du développement socioéconomique national, conditionnant à la fois la compétitivité territoriale et l'intégration régionale.

Projet de dédoublement de la ligne ferroviaire reliant **Bejaïa** à **Béni Mansour** s'inscrit dans un programme national de modernisation des infrastructures de transport ferroviaire par (AGENCE NATIONALE D'ETUDES ET DE SUIVI DE LA REALISATION DES INVESTISSEMENTS FERROVIAIRES).

Ce projet répond aux exigences croissantes en matière de mobilité, de fiabilité du réseau, dans un contexte marqué par des contraintes topographiques et environnementales importantes.

Le présent chapitre vise à présenter le cadre général du projet, la localisation de l'ouvrage étudié, ainsi que les principales données naturelles et fonctionnelles ayant une influence directe sur la conception du pont / viaduc ferroviaire situé au PK46.

I.2. PRESENTATION DU PROJET

I.2.1. Objectifs du projet

Les objectifs du projet consistent à accroître la performance globale de la ligne ferroviaire par l'amélioration de sa capacité et de ses conditions d'exploitation, tout en répondant aux normes actuelles de sécurité et de confort. Il vise également à permettre une circulation plus fluide et plus rapide des trains de voyageurs par augmentation de la vitesse à 160Km/h et, à réduire les temps de parcours et à renforcer la fiabilité du transport ferroviaire. Par ailleurs, ce projet contribue au développement économique régional en facilitant les échanges, en améliorant l'accessibilité des zones desservies et en soutenant les projets industriels et logistiques d'envergure nationale.

I.2.2. Situation de projet

Notre pont ferroviaire situe à Beni Mansour, la wilaya de Bejaia ; l'ouvrage est implanté au point kilométrique PK46+318 dans une zone de terrain accidenté.

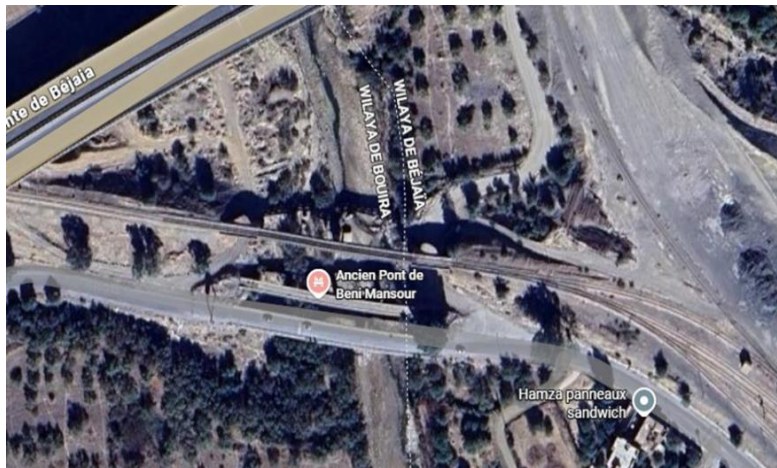


Figure I-1 : SITUATION DU PROJET SUR MAPS.

I.2.3. L'obstacle à franchir

L'obstacle à franchir dans notre projet est un terrain accidenté présentant des irrégularités importantes du relief, avec des pentes et des dénivelés

I.2.4. Données naturelles

I.2.4.1. Géotechnique

L'étude géotechnique base sur l'application de la mécanique des sols, roches a pour objectif de connaître la catégorie, la nature de sol, les épaisseurs des différentes couches lithologiques et aussi le niveau d'eau, le climat afin de dimensionnement de l'ouvrage.

La reconnaissance géotechnique effectuée au droit de l'ouvrage a permis de réaliser les essais suivants : sondages carottés, sondages pressiométriques accompagnés d'essais pressiométriques, piézomètres ainsi que d'essais de laboratoire.

Les résultats ont montré une stratigraphie composée d'argiles sablo-graveleuses reposant sur des marnes jaunâtres altérées, puis sur des marnes compactes en profondeur. Les sols sont fermes à très fermes, avec une nappe phréatique située à environ 3 m. En conséquence, l'ouvrage reposera sur des pieux forés tubés de 1,50 m de diamètre, en tenant compte d'un environnement d'agressivité modérée (XA2).

Conformément au RPA 99 version 2003 (article 3.3), et sur la base des essais pressiométriques, le site est classé en site ferme S2.

I.2.4.2. La sismicité

Le Centre de Génie Parasismique (CGS,1999) définit la délimitation des zones sismiques, et compléter par RPOA2008 qui classe la région de Bejaia dans la zone de moyenne sismicité (Zone II a).

L'ouvrage étudié, étant un pont ferroviaire stratégique, appartient au Groupe 1 et le coefficient d'accélération sismique retenu est $A = 0,25$.



Figure I-2: Carte de zonage sismique de l'Algérie

I.2.4.3. Topographie

L'analyse du levé topographique, ainsi que la visite du site, ont permis de constater que le projet est implanté dans une zone à relief montagneux.

I.2.4.4. Hydraulique

La connaissance des niveaux d'eau est essentielle, car elle influence à la fois la conception de l'ouvrage, son implantation, et le choix des méthodes d'exécution les plus appropriées.

Tableau I-1- récapitulatif des niveaux de chaque piézomètre

Désignation	La profondeur de sondage (m)	Le niveau d'eau (m) Le 30/11/2021
PZ au FC7-01	10/01/2022	3,00
PZ au FC7-02		17,8
PZ au FC7-03		7,80

I.2.4.5. Le vent

Le site de Beni Mansour est soumis à des actions de vent influencées par sa situation en vallée et par le relief montagneux environnant, les effets du vent sont pris en compte conformément au Règlement de Calcul des Ponts (RCPR), sous forme de charges réparties uniformes de 125 kg/m² en phase de construction et de 200 kg/m² en phase de service.

I.2.4.6. La température

Les variations thermiques sont systématiquement prises en compte dans le dimensionnement des ouvrages. Leurs effets se manifestent sur les joints de dilatation, les appareils d'appui et l'ensemble des éléments structuraux.

I.2.5. Données fonctionnelles

I.2.5.1. Trace en plan

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

- Du PK 46+318 au PK 46+549.
- Arc de rayon $R = 1750$ m et de longueur $L = 231$ m

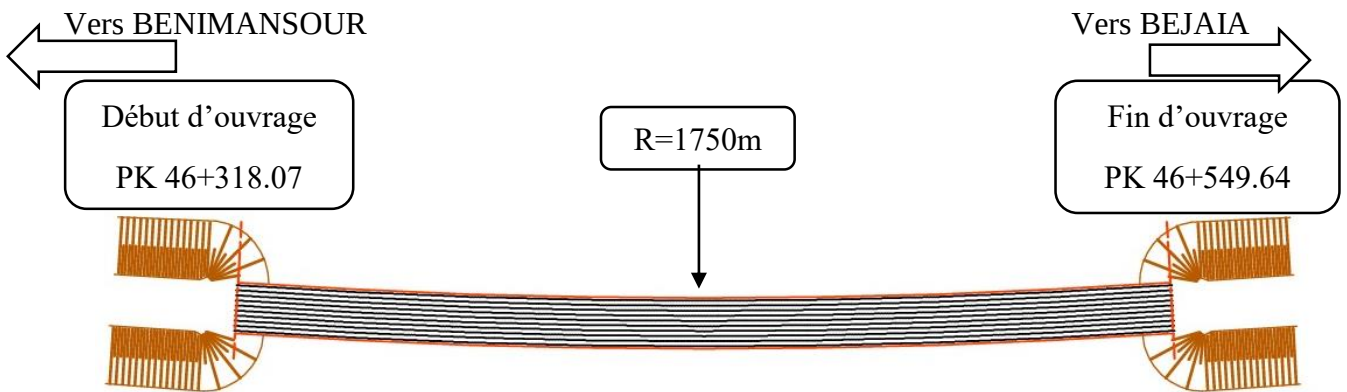


Figure I-3- Tracé en plan de l'ouvrage.

I.2.5.2. Profil en long

L'axe de roulement présente :

- De PK 4+318 au PK 46+549 : Une rampe de 0.96%

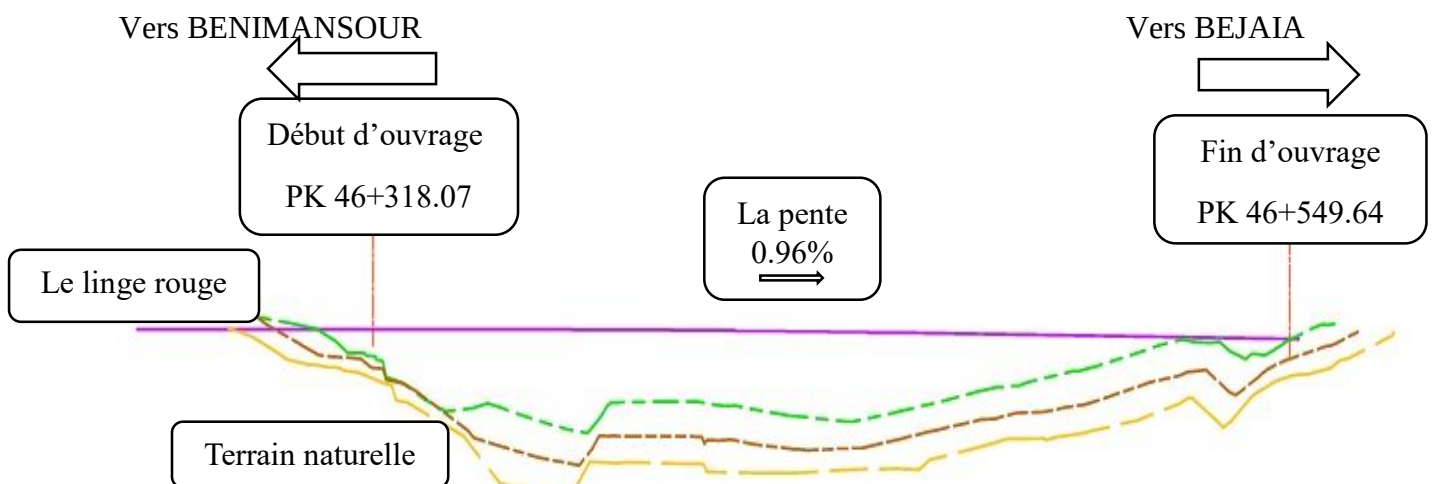


Figure I-4 : Profil en long.

I.2.5.3. Profil en travers

Le profil en travers de notre ouvrage présente les caractéristiques suivantes :

- Largeur totale de 12.80 m.
- Nombre de voies 2.
- Ecartement des rails 1.435 m.
- Entraxe des deux voies 4.2m.
- Pente transversale en toit 1.5%.

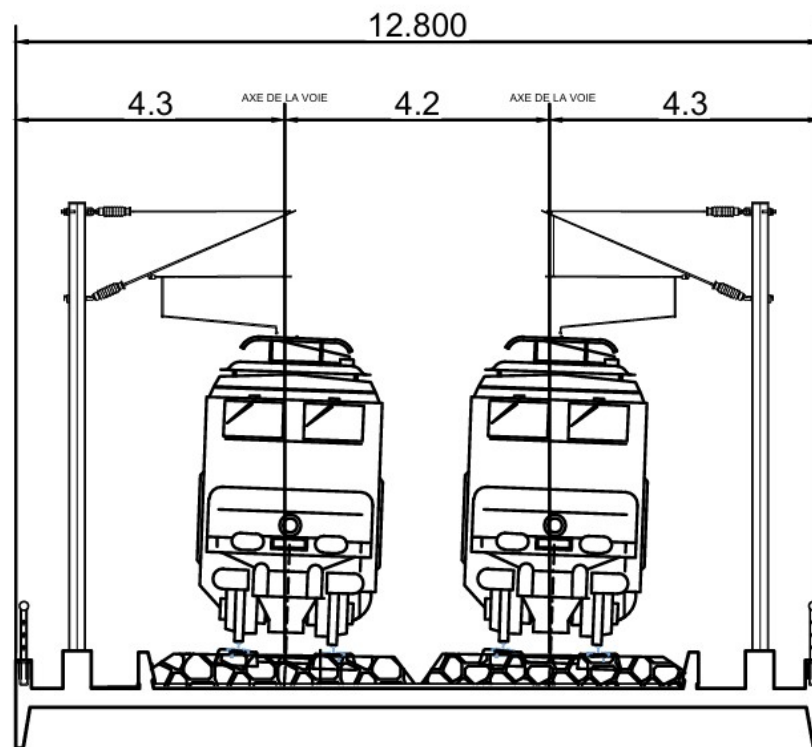


Figure I-5 : Profil en travers.

I.3. CONCLUSION

Ce chapitre a permis de mettre en évidence que la reconnaissance du sol constitue une étape fondamentale pour la conception d'un ouvrage aux performances optimales. Cela comprend les données naturelles et fonctionnelles spécifiques pour déterminer le choix du type d'ouvrage à envisager. Enfin, l'analyse des caractéristiques du site joue un rôle prépondérant dans la définition du mode de fonctionnement du tablier.

CHAPITRE II

CONCEPTION ET

PREDIMENSIONNEMENT

II.1. INTRODUCTION

La conception des ponts vise à trouver une solution efficace et économique pour franchir un obstacle, tout en respectant les contraintes techniques, environnementales et fonctionnelles. Dans cette optique, le prédimensionnement consiste à fixer les dimensions des différents éléments en respectant à la fois des règles théoriques et des conditions pratiques de construction.

Ce travail s'inscrit dans une démarche d'analyse et de comparaison de plusieurs variantes de ponts, afin de choisir la solution la plus appropriée.

Après analyse, trois variantes couramment employées sont proposées :

- Variante I : pont à poutres précontraintes du type VIPP.
- Variante II : pont mixte acier-béton à hauteur constant.
- Variante III : pont caisson en béton précontraint à hauteur constant construit par encorbellement successif.

II.2. LES CRITERES DE CHOIX

- **Économie** : coût de réalisation de l'ouvrage.
- **Délai et difficulté d'exécution** : durée des travaux et complexité des techniques mises en œuvre.
- **Esthétique** : qualité architecturale et intégration paysagère.
- **Impact environnemental** : nuisances et atteintes au milieu naturel pendant et après la construction.
- **Maintenance** : facilité d'entretien et durabilité des composants.

L'analyse comparative de ces critères a pour but d'assurer une solution fiable, durable et économiquement optimale pour l'ouvrage à réaliser.

II.3. PRESENTATION ET PREDIMENSIONNEMENT DES VARIANTES

II.3.1. Variante 01 : « PONT A POUTRES EN BETON PRECONTRAIT POSTENSION » :

Les ponts de type VIPP (Viaduc à travées Indépendantes à poutres préfabriquées précontraintes par postension) constituent une solution simple, économique et très répandue. Le tablier se compose de poutres longitudinales parallèles, reliées par des entretoises et un hourdi de faible épaisseur. Ce système permet d'atteindre des portées de 30 à 50 mètres.

II.3.1.1. Conception longitudinale

On propose une variante composée de 7 travées équidistantes de 33m de longueur ce qui résulte une longueur totale de 231.26 m.

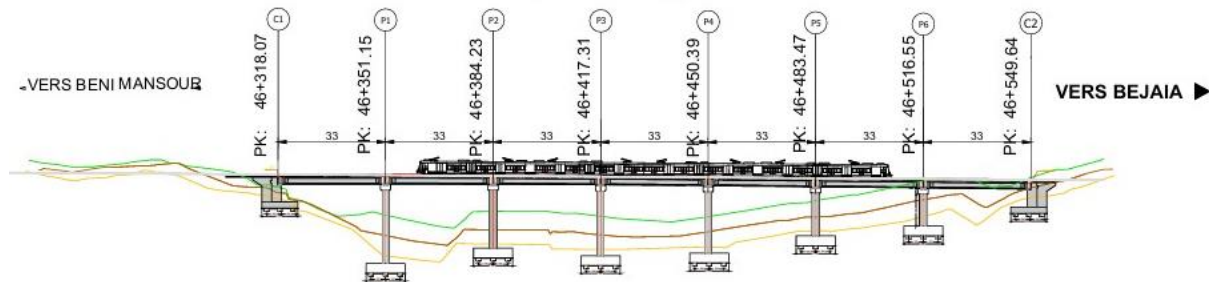


Figure II-1: Coupe longitudinale.

- IMPLANTATION DES APPUIS :

Tableau II-1: Implantation des piles.

Pile / culée	C1	P1	P2	P3	P4	P5	P6	C2
PK	46+318.07	46+351.15	46+384.23	46+417.31	46+450.47	46+483.47	46+516.55	46+549.64

II.3.1.2. Conception Transversale

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

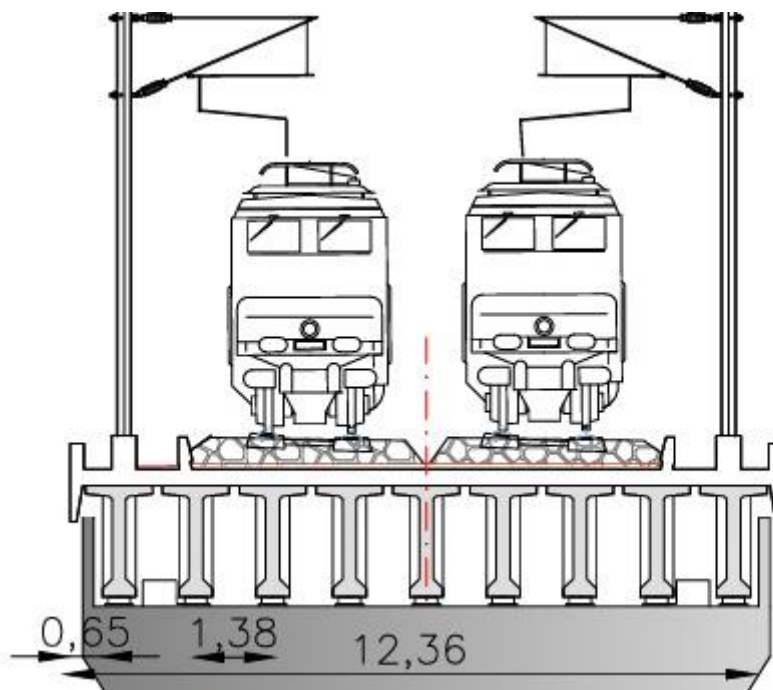
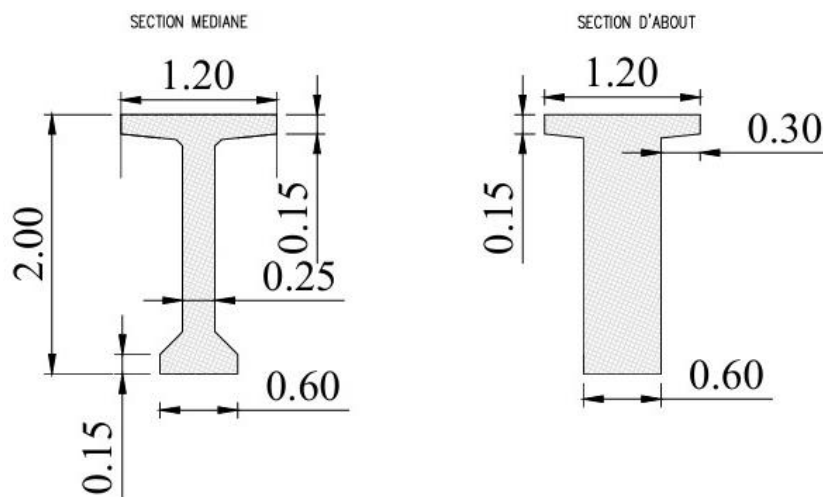


Figure II-2: Coupe transversale sur culée.

Tableau II-2 : Prédimensionnement transversal variant 1.

Elément	Ratio usuel	Valeur
Longueur totale de la poutre	/	33 mètres
Hauteur de la poutre	$1/20 \leq h \leq 1/17$	$h = 2$ mètres
Epaisseur de la dalle	$20\text{cm} \leq e \leq 30\text{cm}$	30cm
Entraxe des poutres	$1.40\text{ m} \leq \lambda \leq 2\text{m}$	1.38 m
Entraxe des poutres de rives	La	12.3m
Nombre des poutres	$N = (La/\lambda) + 1$	9
La largeur de table de compression	$B \geq 0,6 \times h$	1.2 m
Epaisseur de la table de compression	$10\text{cm} \leq e \leq 15\text{cm}$	15cm
La largeur du talon	$60\text{ cm} \leq b_t \leq 90\text{ cm}$	60 cm
Epaisseur du talon	$10\text{ cm} \leq e_t \leq 20\text{ cm}$	15 cm
Epaisseur de l'âme au mi-traves	$15\text{cm} \leq b_0 \leq 25\text{cm}$	25 cm
Epaisseur de l'âme en zone d'about	$t\ b_0 \geq 30\text{ cm}$ avec une surface suffisante pour les plaques d'ancrage	60 cm

**Figure II-3: Coupe transversale des sections.**

II.3.1.3. Conception de l'infrastructure

Tableau II-3: Conception de la pile.

Elément		Valeur / Description	Figure
Fûts	Hauteur	Variable	
	Diamètre	2m	
	Nombre	3	
	Entraxe	4m	
Chevêtre	Largeur	3.1m	
	Hauteur	1.7m	
	Longueur	12.8m	
Semelles	Largeur	12m	
	Hauteur	3m	
	Longueur	12.8m	
Pieux	Diamètre	1.5m	

II.3.2. Variante 02 : « PONT MIXTE BI-POUTRE A HAUTEUR CONSTANT » :

Les ponts mixtes à poutres sont très courants et s'adaptent à divers contextes (urbain ou rural). Ils permettent des portées principales de 30 à 130 m et des largeurs de 7 à 20 m. Pour les ponts mixtes bipoutres à travées continues, la longueur optimale des travées de rives est comprise entre 0,6 et 0,8 fois celle des travées intermédiaires.

II.3.2.1. Conception longitudinale

On propose une variante composée d'ensembles séparés par un joint de dilatation, chacun étant hyperstatique et se compose de :

- Deux travées de rives de 33.11m.
- 3 travées principales de 55m.

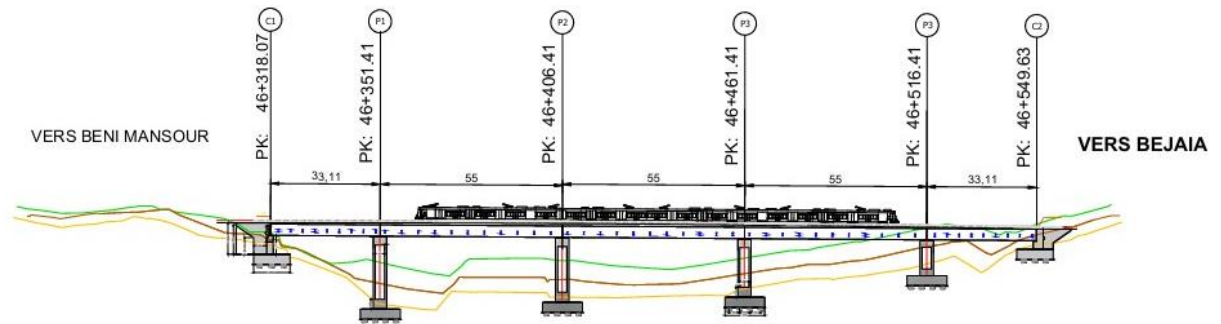


Figure II-4: Coupe longitudinale.

- IMPLANTATION DES APPUIS :

Tableau II-4: Implantation des piles.

Pile / culée	C1	P1	P2	P3	P4	C2
PK	46+318.07	46+351.41	46+406.41	46+461.41	46+516.41	46+549.63

II.3.2.2. Conception Transversale

La structure est soutenue par deux poutres PRS espacées de 7,00 m, reliées par des entretoises à distance variable. Une dalle en béton armé fixée par goujons complète l'ouvrage.

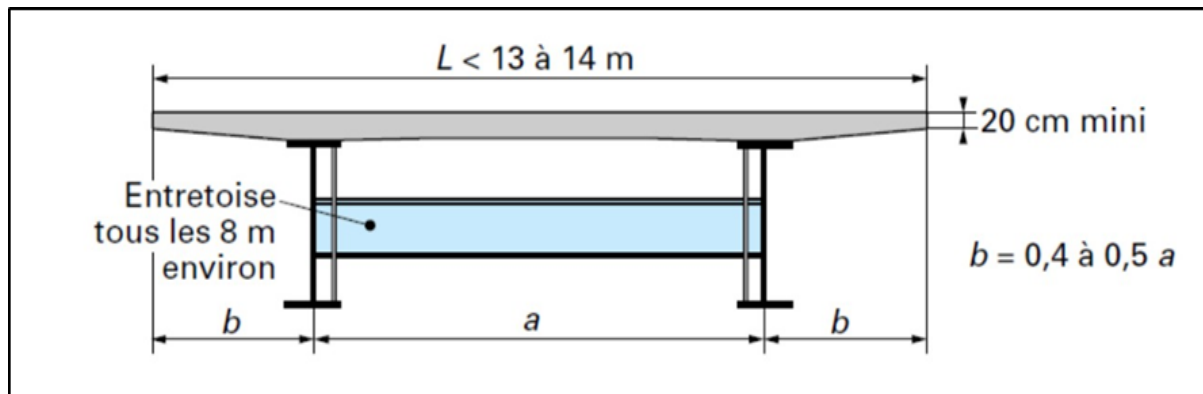
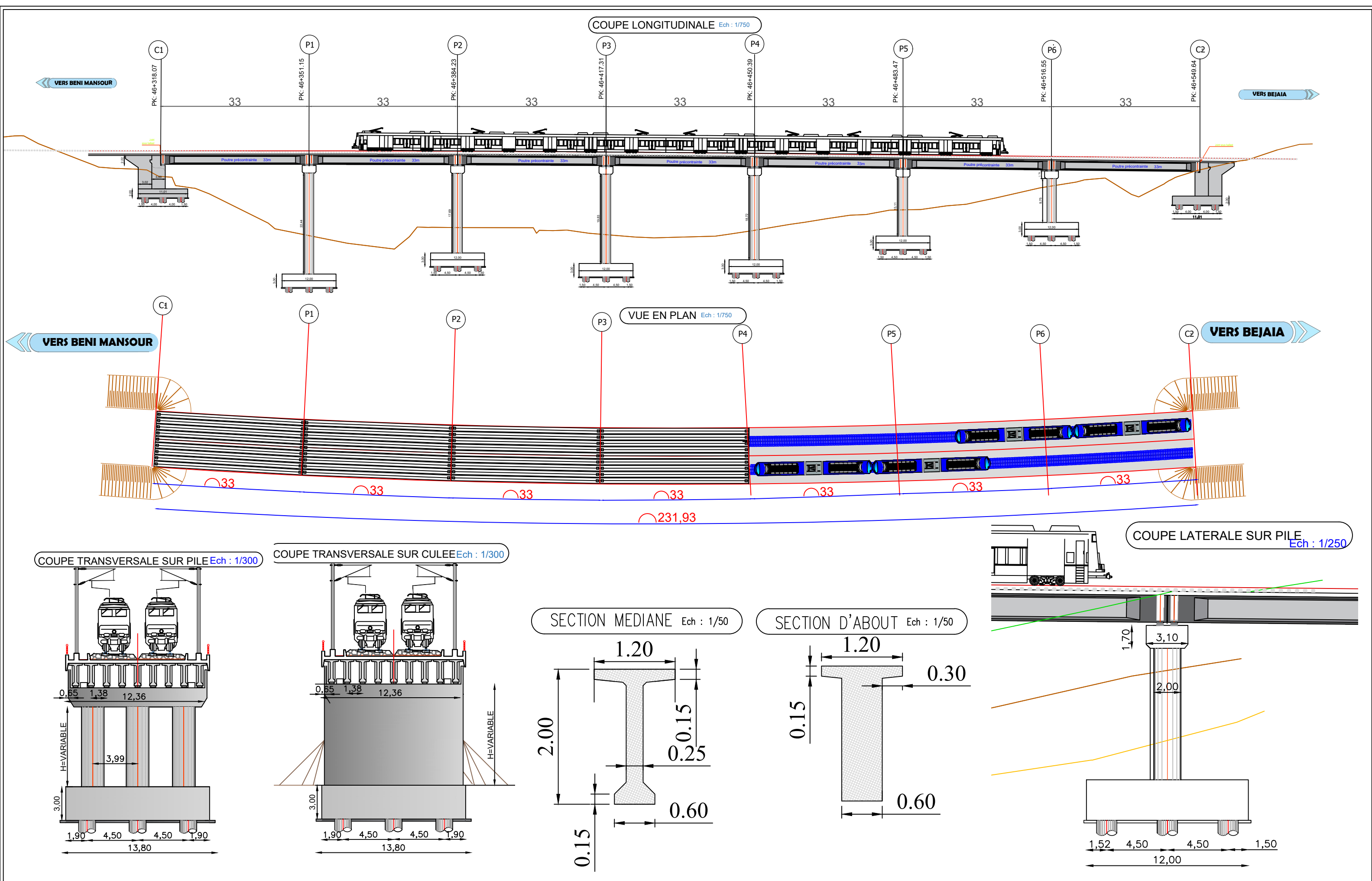


Figure II-5: Schéma transversal d'un pont bipoutre à entretoise.



Réalisé par	Projet de Fin d'Etudes	Chapitre II	Variante N°1	Page
BOUCHINA IKRAM AMEUR SOUMIA	CONCEPTION ET ETUDE D'UN VIADUC FERROVIAIRE DU PK46+318 AU PK46+549 BEJAIA - BENIMENSOUR.	Conception et Pré-dimensionnement	Pont a poutre en beton precontrainte vipp	1/3

Tableau II-5: Pré dimensionnement des poutre.

Elément	Ratio usuel	Valeur
Hauteur des poutres	$L/22 < h_w < L/16$	3.4 m
Entraxe des poutres	$L = \text{environ } 0.55LT$	$L=7m$
Largeur semelle inferieure Binf (mm)	$500 \leq b_{inf} \leq 1400$	1200mm
Largeur semelle supérieure Bsup(mm)	$300 \leq b_{sup} \leq 1200$	1000mm
Epaisseur de la semelle inferieure tinf(mm)	$20 \leq t_{inf} \leq 150$	50mm
Epaisseur de la semelle inferieure tsup(mm)	$20 \leq t_{sup} \leq 150$	40mm
Epaisseur de l'âme(mm)	$t_w \geq 0.005 \times h_w$	30mm
Hauteur de l'âme(mm)	$d = H - t_{inf} - t_{sup}$	3310mm

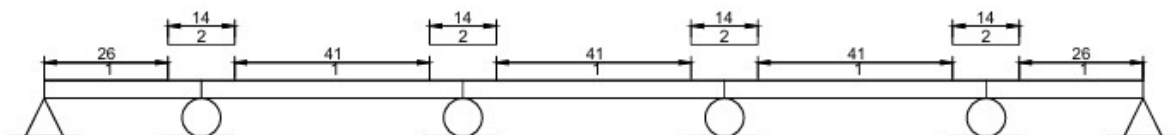
II.3.2.3. Conception des poutres principales

Les poutres principales sont des PRS en I soudés en usine, en acier S355 N. Leurs dimensions sont données dans le tableau ci-dessous.

Tableau II-6: Epaisseurs des âmes et des semelles des différents sections.

	Semelle sup	Ame	Semelle inf
Section 1	40 mm	30 mm	30 mm
Section 2	50 mm	30 mm	60 mm
Section 3	50 mm	30 mm	40 mm

- La section 1 : $L=26m$
- La section 2 : $L=14m$
- La section 3 : $L=41m$

**Figure II-6: Sections le long de la poutre.**

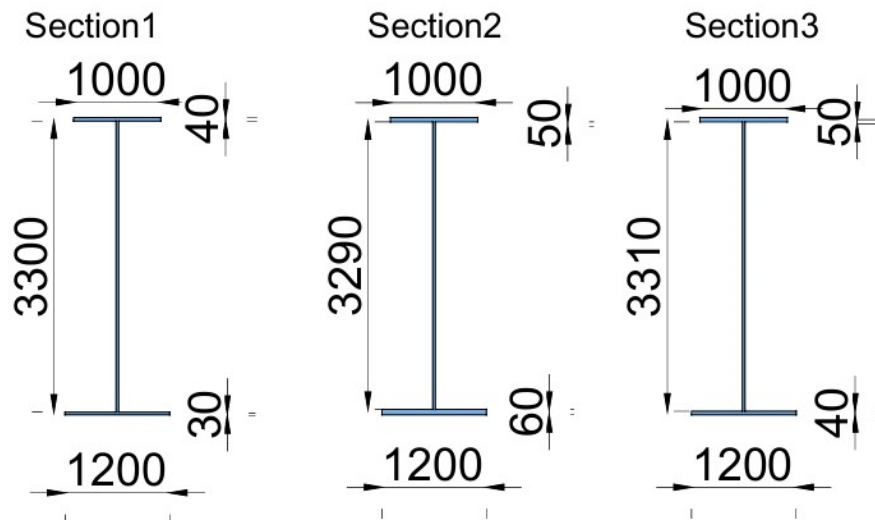


Figure 0-7: Conception de la poutre métallique.

II.3.2.4. Conception des entretoises

Les entretoises sont des poutres secondaires en I. Elles relient deux poutres principales pour soutenir la dalle et assurer la stabilité d'ensemble. Dans cette variante, on adopte des HEB1000 sur piles et des IPE600 pour les entretoises courantes. Pour maximiser la rigidité de l'ensemble, il est préférable de disposer les entretoises à mi-hauteur des poutres, voire très légèrement en dessous.

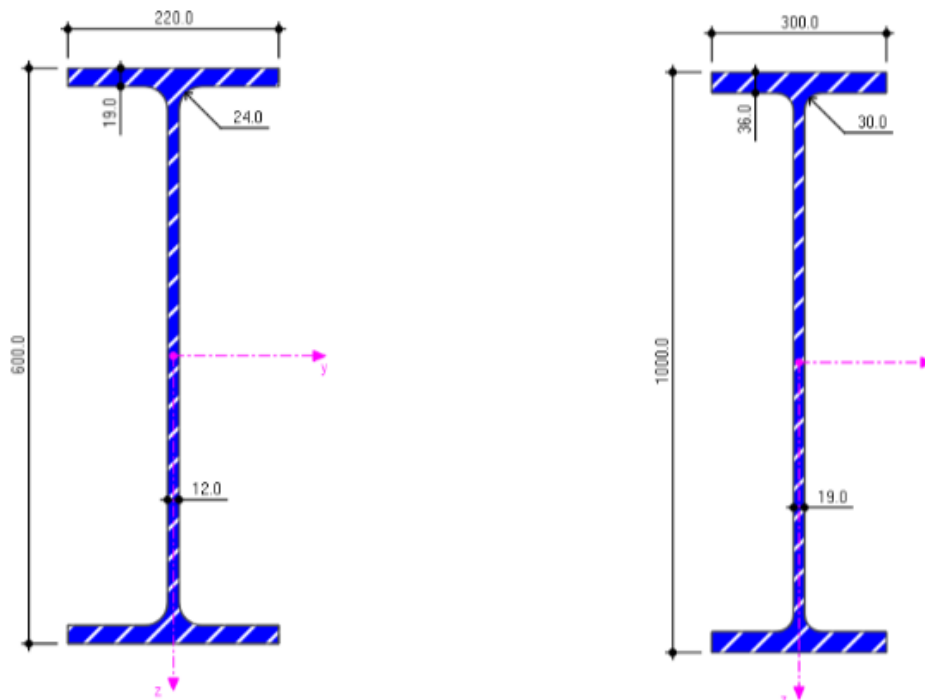


Figure II-8: Profil général d'un IPE600 et HEB1000.

II.3.2.5. La connexion entre la dalle et la charpente métallique

La liaison entre les poutres métalliques et la dalle en béton armé est réalisée par des connecteurs de type goujons. Leur diamètre est de 22 mm (dans une plage de 16 à 22 mm) et leur hauteur de 180 mm (vérifiant $h > 4d$).

II.3.2.6. La conception de l'infrastructure

II.3.2.6.1. Conception de la culée

La culée retenue est du type remblayé. Elle se compose de plusieurs murs ou voiles en béton armé. L'un d'eux, appelé mur de front, sert d'appui au tablier. Les autres constituent les murs latéraux : on les nomme murs en aile s'ils sont obliques par rapport à l'axe longitudinal de l'ouvrage, et murs en retour s'ils lui sont parallèles.

Tableau II-7: Tableau récapitulatifs de prédimensionnement des culées.

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Mur frontal	Hauteur	Variable	
	Longueur	12.8m	
	Epaisseur	2m	
Mur en retour	Epaisseur	4m	
Mur garde grève	Hauteur	3.9	
	Epaisseur	1m	
Semelles	Largeur	11m	
	Longueur	13.8m	
	Hauteur	2m	
Pieux	Diamètre	1.2m	

II.3.2.6.2. Conception de la pile

Notre ouvrage franchit une brèche de plus de 20 mètres de long. Pour s'adapter à cette dimension importante, nous avons choisi des piles de grande portée réalisées en caissons à section constante. Ce type de section offre un rendement mécanique nettement supérieur à celui des sections pleines.

Tableau II-8: Conception de la pile.

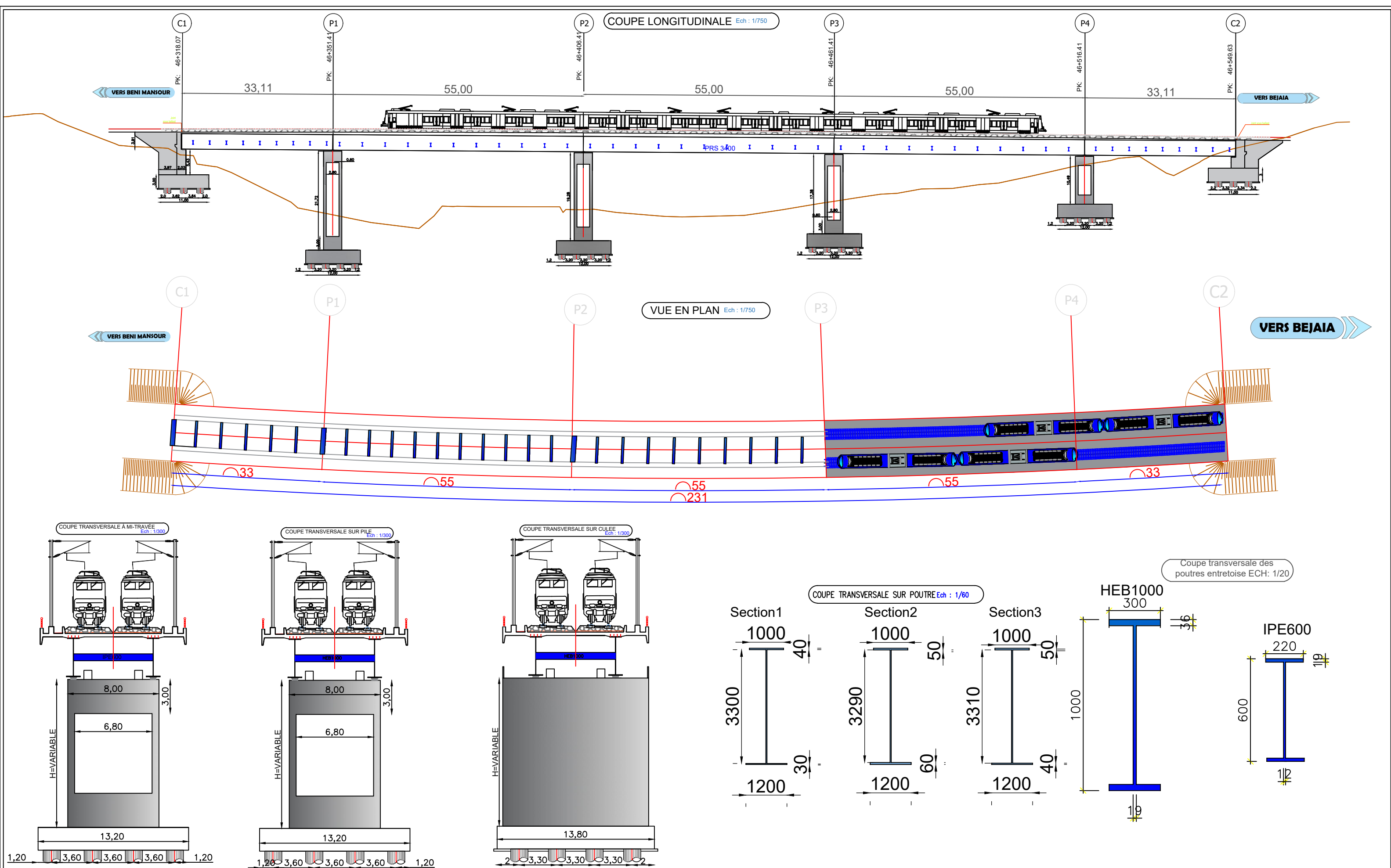
Element	Valeur/Description		Figure
Piles	Hauteur	Variable	
	Largeur	4m	
	Longueur	8m	
	Epaisseur de mure	0.6m	
Semelle	Hauteur	2m	
	Largeur	11m	
	Longueur	13.8m	
Pieux	Diamètre	1.5m	

II.3.3. Variante 03 : « PONT VOUSOIRS EN BETON PRECONTRAIT CONSTRUIT PAR ENCORBELLEMENTS SUCCESSIFS COULE EN PLACE »

II.3.3.1. Conception longitudinal

La variante proposée comprend 6 travées à hauteur constante :

- Deux travées de rive de 29,6 m.
- Quatre travées principales de 43 m.



Réalisé par		Chapitre II	Variante N°2	Page	
BOUCHINA IKRAM AMEUR SOUMIA	CONCEPTION ET ETUDE D'UN VIADUC FERROVIAIRE DU PK46+318 AU PK46+549 BEJAIA - BENIMENSOUR.	Conception et Pré-dimensionnement	Pont mixte bipoutre	2/3	

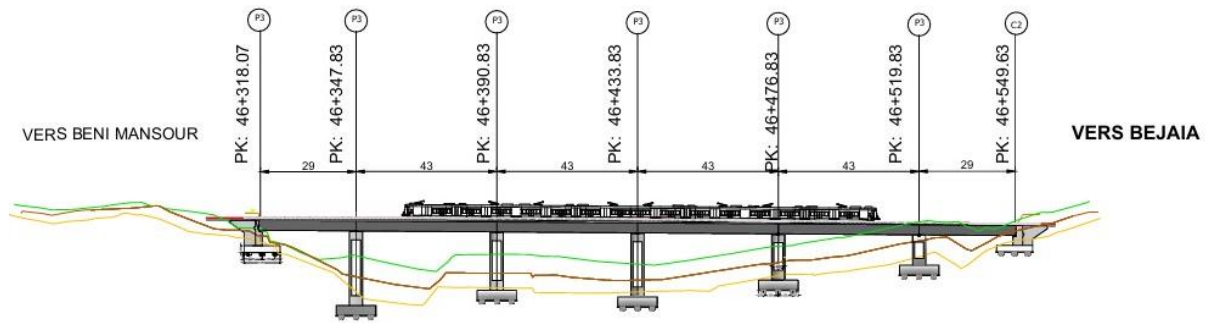


Figure II-9: Coupe longitudinale.

- **IMPLANTATION DES APPUIS :**

Tableau II-9: Conception de la pile.

Pile / culée	C1	P1	P2	P3	P4	P5	C2
PK	46+318.07	46+347.83	46+390.83	46+433.83	46+476.83	46+519.83	46+549.64

II.3.3.2. Découpage des voussoirs

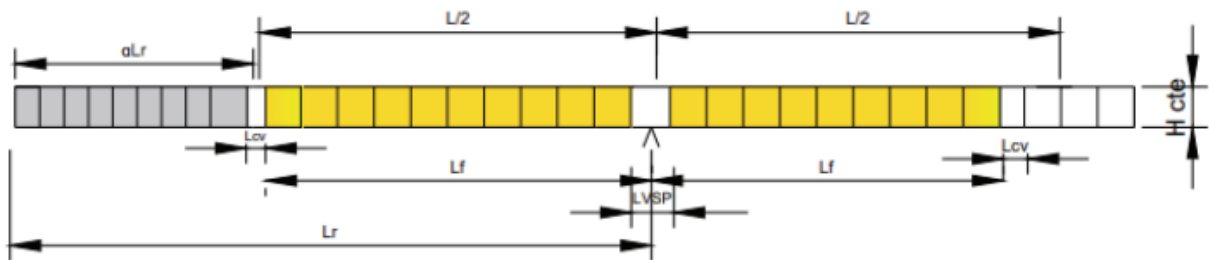


Figure II-10: Découpage en voussoir.

Les voussoirs sur pile préfabriqués sont souvent divisés en plusieurs éléments pour alléger le transport. Ils sont ensuite assemblés sur place par des barres ou des câbles de précontrainte. Ce découpage dépend, pour les poutres-caisson coulés sur place, des caractéristiques de l'équipage mobile. Pour les poutres-caisson préfabriqués, il dépend des capacités des engins de transport et des moyens de mise en pose.

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

Tableau II-10: Synthèse du découpage des voussoirs.

Type de voussoir	Ratio usuel	Valeur retenue	Nombre de voussoir
Voussoirs sur piles	7 à 10 m	8m	4
Voussoirs de clavage	1 à 3m	2m	3
Voussoirs courants	2 à 4m	3.5m	55
Partie coulée sur cintre	>0.05L	4.5m	2

En reprenant le découpage précédent et en ajoutant le voussoir de clavage de la travée intermédiaire, on obtient un nombre total de voussoirs de 64 (N = 64).

II.3.3.3. Conception transversale

Compte tenu d'une largeur de tablier inférieure à 20 m, la solution la plus économique consiste en un caisson à section fermée, dont le prédimensionnement repose sur le guide SETRA 2003 (ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs).

Tableau II-11: Prédimensionnement transversal variant 3.

Elément		Ratio usuel	Valeur retenue
Largeur du voussoir		B	12.3 m
Largeur d'encorbellement		$C = B/4$	3.08 m
Entre axe des âmes		$D = B - 2C$	6.14 m
Epaisseurs de l'hourdis supérieur	E1	$E1 \geq 16 \text{ à } 18 \text{ cm}$	25 cm
	E2	$C/8 \leq E2 \leq C/7$	40 cm
	E3	$E3 = 10 + D/25$ Avec ($e3 > e2 - 10$ et $e3 > 1.5 e4$)	35 cm
	E4	$D/30 \leq e4 \leq D/25$	25 cm
Inclinaison de l'âme		$10\% \leq \alpha \leq 30\%$	10%
Gousset supérieur		$30^\circ \leq \beta \leq 45^\circ$	45°
Gousset inférieur		$40^\circ \leq \gamma \leq 45^\circ$ (jusqu'à 10°)	45°
Epaisseur de l'âme		$Ea \geq 26 + L/500$	40 cm
Epaisseur de l'hourdis inférieur		$Ep = Ec \geq \max(18 ; 3\phi ; Ea/3)$	40 cm
Hauteur de voussoir hp		$L/20 \leq hp \leq L/16$	2.70 m

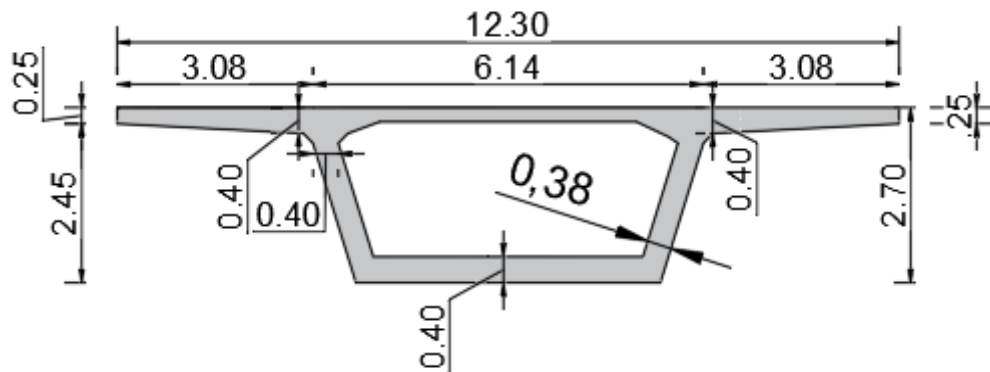


Figure II-11: Coupe sur poutre transversale.

II.3.3.4. Conception de l'infrastructure

II.3.3.4.1. Conception de la pile

Pour cette variante, on choisit des piles à section creuse (pile-caisson)

Tableau II-12: Conception de pile.

Elément	Valeur/Description		Figure
Piles	Hauteur	Variable	
	Largeur	4m	
	Longueur	8m	
	Epaisseur de mure	0.6m	
Semelle	Hauteur	2m	
	Largeur	12m	
	Longueur	13.8m	
Pieux	Diamètre	1.5m	

II.3.3.4.2. Conception de la culée

Tableau II-13: Tableau récapitulatifs de prédimensionnement des culées.

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Mur frontal	Hauteur	Var	
	Longueur	12.8	
	Epaisseur	2	
Mur en retour	Epaisseur	3.5m	
Mur garde grève	Hauteur	3.2	
	Epaisseur	1m	
Semelles	Largeur	11m	
	Longueur	13.8m	
	Hauteur	2m	
Pieux	Diamètre	1.5m	

II.4. ANALYSE MULTICRITERE DES VARIANTES

- **Comparaison entre les trois techniques de construction**

Cette analyse compare trois variantes de réalisation selon des critères techniques, économiques et esthétiques, en s'appuyant sur des références spécialisées et l'expertise d'ingénieurs de terrain. Six critères sont retenus : coût, délais, complexité d'exécution, esthétique (qualité architecturale), impact environnemental et maintenance. L'objectif est d'optimiser le choix de la solution la plus adaptée.

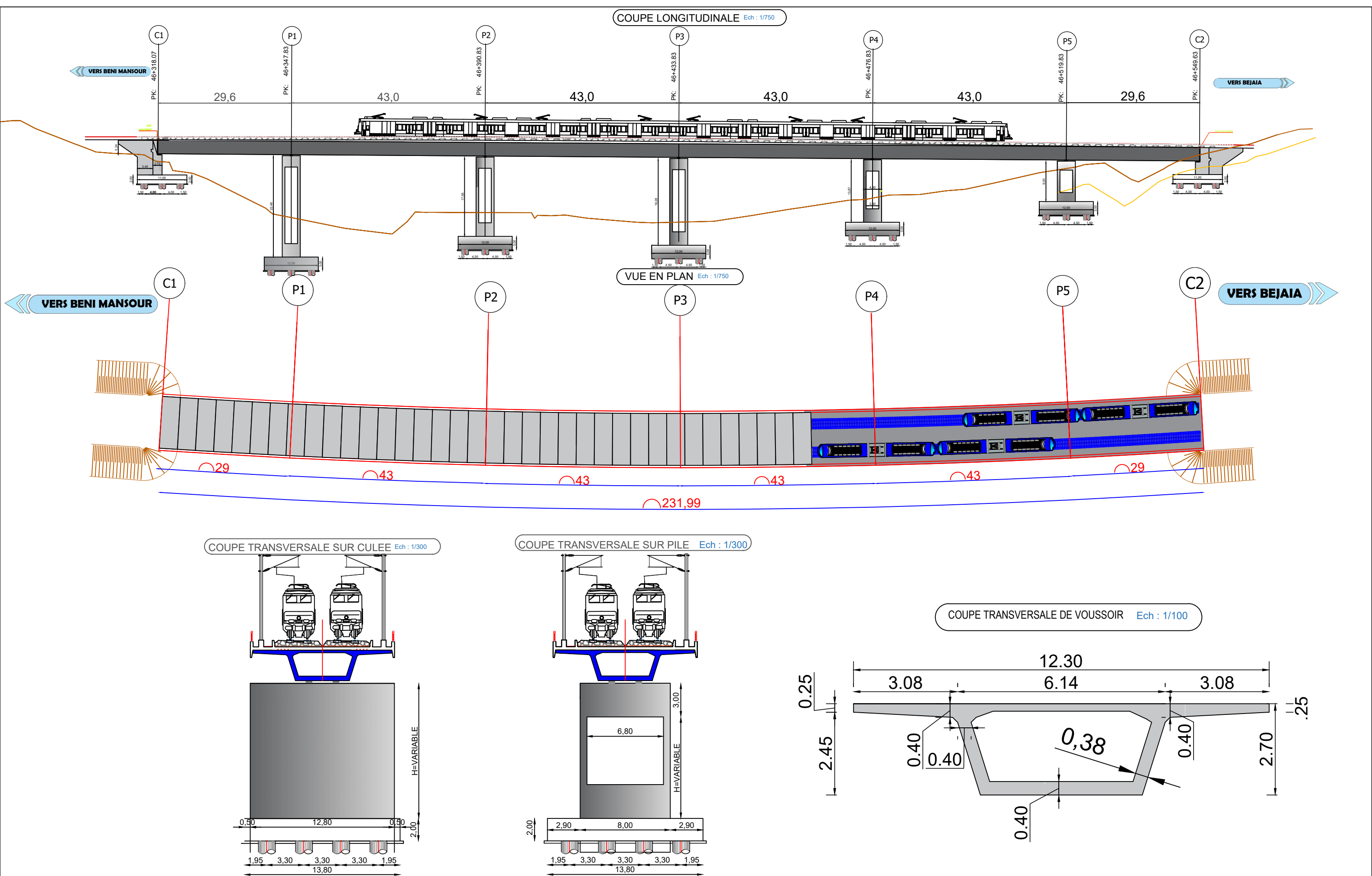


Tableau II-14: Avantage et inconvénients des trois variantes.

Variantes	Avantages	Inconvénients
PONT A POUTRES EN BETON PRECONTRAINTE POSTTENSION	• Rapidité d'exécution grâce à la préfabrication. • Réduction des coûts indirects : durée de chantier réduite et moindre perturbation du trafic. • Réutilisation possible des coffrages. • Insensibilité aux tassements différentiels et aux gradients thermiques (isostatisme). • Contrôle qualité performant réalisé en usine.	• Nombreux points d'appui, défavorables à l'aspect visuel et au budget. • Passage difficile en virages. • Obligation de réaliser des fondations profondes à cause du poids élevé. • Complexité du coffrage pour les poutres armées de câbles. • Dépendance vis-à-vis de l'usine de préfabrication.
PONT MIXTE BI-POUTRE A HAUTEUR CONSTANT	• Franchissement de grandes portées possible. • Qualité architecturale remarquable. • Faible entretien grâce au nombre réduit de joints. • Souplesse de conception et adaptation à divers contextes. • Esthétique soignée, valorisée en milieu urbain. • Excellente capacité portante grâce à l'association acier-béton. • Rigidité élevée et possibilité de grandes portées. • Bonne durabilité : l'acier est protégé par l'enrobage béton.	• Fatigue des assemblages et corrosion des aciers. • Exigence d'un contrôle strict, notamment lors des opérations de soudage. • Complexité modérée de construction, requérant des compétences en acier et en béton. • Coût élevé, lié aux matériaux, au levage et au transport. • Nécessité d'une main-d'œuvre qualifiée pour les soudures et le contrôle qualité. • Entretien périodique obligatoire.

PONT VOUSOIRS EN BETON PRECONTRAIT CONSTRUIT PAR ENCORBELLEMENTS SUCCESSIFS COULE EN PLACE	• Facilité de franchissement en courbe. • Permet de grandes portées avec un nombre réduit d'appuis. • Idéal pour franchir les vallées, les fleuves et les zones d'accès difficile. • Facilité d'étude par rapport au voussoir à hauteur variable. • Réduction des coffrages grâce à la construction par encorbellement. • Structure monolithique offrant une bonne durabilité et un faible nombre de joints.	• Limitation des portées à 60-65 mètres. • Lourdeur par rapport aux ouvrages mixtes. • Coût élevé en raison des techniques et du matériel spécialisés. • Construction longue et complexe nécessitant une main-d'œuvre hautement qualifiée. • Difficulté de coulage en hauteur ou sur un site d'accès difficile.
--	---	---

II.5. CONCLUSION

Notre projet de fin d'étude portera sur la variante 2 mixte bipoutre, retenue pour sa rapidité d'exécution et l'accès à une main-d'œuvre qualifiée.

CHAPITRE III
MATERIAUX ET HYPOTHESE DE
CALCUL

III.1. INTRODUCTION

Avant d'entamer le dimensionnement du pont, il est indispensable de définir les caractéristiques des matériaux ainsi que les hypothèses de calcul adoptées, car ces éléments influencent directement le comportement et la résistance de la structure. Le choix des matériaux, notamment le béton et les aciers, doit être effectué conformément aux normes **utilisées** afin d'assurer la sécurité et la durabilité de l'ouvrage. Ainsi, ce chapitre est consacré à la présentation des matériaux utilisés, des actions considérées et des hypothèses retenues pour le calcul de la structure.

III.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL

- **BAEL 91 révisé 99** : règles de conception et de calcul des ouvrages en béton armé selon la méthode des états limites.
- **BPEL 91** : règles relatives au dimensionnement des structures en béton précontraint.
- **Eurocode 1** : définition des actions appliquées aux structures (poids propre, charges d'exploitation et actions du trafic).
- **Eurocodes 3 et 4** : calcul des structures métalliques et des structures mixtes acier-béton.
- **Eurocode 7** : règles relatives au dimensionnement géotechnique des fondations.
- **Eurocode 8** : dispositions pour la conception parasismique des structures.
- **RPOA 2008** : règlement parasismique applicable aux ouvrages d'art.
- **UIC 776-1** : charges ferroviaires à considérer pour le calcul des pont-rail.
- **Fascicule 62 – Titre 5** : règles de conception et de calcul des fondations.
- **SETRA** : documents techniques de référence pour la conception des ouvrages d'art.

III.3. CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX

III.3.1. Béton

III.3.1.1. Résistance à la compression

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression mesurée à l'âge de 28 jours, appelée résistance caractéristique et notée f_{c28} :

- $f_{c28}=30$ MPa pour l'infrastructure.

- $f_{c28}=35$ MPa pour la superstructure.

III.3.1.2. Résistance en traction

La résistance caractéristique à la traction, à l'âge j jours notée f_{tj} est liée à la résistance à la compression : $f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj}$

- $f_{t28}= 2.4$ MPa pour l'infrastructure.

- $f_{t28}= 2.7$ MPa pour la superstructure.

NB : La densité du béton armé est de 25 kN/m^3 .

Tableau III-1: Caractéristique du béton.

	Superstructure	Infrastructure
Classe de résistance	C35/45	C30/37
Dosage de ciment	400 kg/m ³	350 kg/m ³
f_{c28} (MPa)	35	30
f_{t28} (MPa)	2.7	3

III.3.1.3. Contrainte admissible à l'ELU

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

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

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

- $\theta = 1.0$: si la durée d'action est $> 24h$
- $\theta = 0.9$: entre 1h et 24h
- $\theta = 0.85$: si elle est $< 1h$

-Le cas de situation :

- $\gamma_b = 1.5$ en situation durable ou transitoires
- $\gamma_b = 1.15$ en situation accidentelle.

III.3.1.4. Contrainte admissible à l'ELS

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

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

Tableau III-2: Contraintes admissibles.

Etat	Contrainte limite		Superstructure	Infrastructure
ELU	f_{bu} (MPa)	$\gamma_b = 1,5$	19.83	17
		$\gamma_b = 1,15$	25.86	25.86
ELS	σ_{bc} (MPa)		21	18

III.3.1.5. Déformation longitudinale du béton

On adopte, conformément aux règles du B.A.E.L, une valeur du module de déformation longitudinale du béton :

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

- Module de déformation différée (longue durée) : $E_{ij} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$

III.3.1.6. Déformation transversale

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

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

III.3.1.7. Coefficient de poisson

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

- $\nu=0.2$ pour le béton

- $\nu=0$ pour le calcul des sollicitations.

- $\nu=0.3$ pour l'acier

$\nu=0.2$ pour le calcul des déformations.

III.3.2. Aciers**III.3.2.1. Aciers passifs**

Les armatures passives utilisées dans cet ouvrage sont des aciers à haute adhérence de classes FeE500, sa limite élastique égale à $f_e=500$ MPa.

Les diamètres commerciaux des barres HA indépendants sont (en mm) : 8 10 12 14 16 20 25 32 40

III.3.2.1 .1 Module d'élasticité

Le module d'élasticité de l'acier est pris égal à :

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$$

III.3.2.1.2 Contrainte limite de traction à l'ELU

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Situation Durable ou transitoire : $\gamma_s=1.15$

Situation Accidentelle : $\gamma_s=1.15$

III.3.2.1.3 Contrainte limite de traction à l'ELS

Tableau III-3: Contraintes admissibles de traction des armatures passives.

Fissuration	Contrainte limite (MPa)		Superstructure	Infrastructure
Peu nuisible	$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$	$\gamma_s = 1.15$	434.78	434.78
		$\gamma_s = 1$	500	500
Préjudiciable	$\sigma_s = \max \left\{ \frac{1}{2} \times f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{tj}} \right\} ; n = 1.6$		250	250
T. Préjudiciable	$\sigma_s = \max \left\{ 0.4 \times f_e ; 0.8 \sqrt{n \times f_{tj}} \right\} ; n = 1.6$		200	200

III.3.2.2. Aciers des bi-poutres

L'acier utilisé pour les poutres et les profilés reconstitués soudés (PRS), ainsi que pour les connecteurs, est un acier de construction de type S355. Il s'agit d'un acier au carbone couramment utilisé en construction métallique, caractérisé par une limite d'élasticité élevée de 355 MPa, une bonne résistance aux chocs (résilience) et une excellente aptitude au soudage. Cet acier appartient à la catégorie des aciers à haute limite élastique.

Tableau III-4: Contraintes limites d'élasticité f_y .

Épaisseur de plaque (mm)	Max ($t \leq$)	16.00	40.00	63.00	80.00	100.00	150.00
	Min ($t >$)	0.00	16.00	40.00	63.00	80.00	100.00
f_y (MPa)		355.00	345.00	335.00	325.00	315.00	295.00

Tableau III-5: Contrainte limite à la rupture f_u .

Épaisseur de plaque (mm)	Max ($t \leq$)	3.00	100.00	150.00	250.00
	Min ($t >$)	0.00	3.00	100.00	200.00
f_u (MPa)		510.00	490.00	470.00	450.00

Tableau III-6: Valeurs nominales de limite d'élasticité f_y et de résistance à la traction F_u pour les aciers de construction laminés à chaud.

Norme et nuance d'acier	Epaisseur nominale t de l'élément (mm)			
	$t \leq 40$ mm		$40 < t \leq 80$ mm	
	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)
EN 10025-2				
S235	235	360	215	360
S275	275	255	255	410
S355	355	355	355	470
S450	440	550	410	550
EN 10025-3				
S275 N/NL	275	390	255	370
S355 N/NL	355	490	355	470
S450 N/NL	420	520	390	520
S460 N/NL	460	540	430	540
EN 10025-4				
S275 M/NL	275	370	255	360
S355 M/NL	355	470	355	450
S450 M/NL	420	520	390	500
S460 M/NL	460	540	430	530
EN 10025-5				
S235 W	235	360	215	340
S355 W	355	510	355	490
EN 10025-6				
S460 Q/QL/QL1	460	570	440	550

CHAPITRE IV
EVALUATION DES CHARGES
ET SOLLICITATIONS

IV.1. INTRODUCTION

Les ponts ferroviaires se distinguent des ponts routiers par la nature des actions à prendre en compte, liée aux spécificités du trafic. Ce chapitre présente les charges applicables aux voies normales et larges selon les modèles UIC (UIC 71, SW, train à vide), qui forment trois combinaisons fondamentales : UIC71 + SW/0, SW/2, et train à vide. Ces chargements, corrigés par coefficients dynamiques et complétés par les efforts horizontaux (accélération, freinage, force centrifuge), définissent l'ensemble des actions ferroviaires pour le dimensionnement des ouvrages.

IV.2. RAPPELLE DE LA VARIANTE RETENUE

La variante retenue dans le cadre de cette étude est un pont mixte bipoutre, constitué de deux poutres principales en acier associées à une dalle en béton armé. Ce système mixte permet une optimisation du comportement structural en combinant la résistance en traction de l'acier et la résistance en compression du béton, assurant ainsi une meilleure efficacité globale de l'ouvrage.

L'ouvrage est caractérisé par les éléments suivants :

- **Type d'ouvrage** : Pont mixte bipoutre
- **Portée principale** 55m
- **Nombre de travées** : 5 travées (trois travées intermédiaires de 55m et deux travées de rive de 33m)
- **Longueur totale** : 231m
- **Largeur du tablier** : 12.8m
- **Type de structure** : Poutres métalliques + dalle en béton armé
- **Entretoiser** : HEB1000 sur appuis e IPE600 a mi travée chaque 5 m
- **Système** : Hyperstatique
- **Conditions d'appui** : appuis sur culées et piles intermédiaires
- **Hauteur des poutres** : 3.4m
- **Espacement entre poutres** : 7m
- **Type de connexion** : goudjons assurant la liaison acier-béton
- **Dispositifs de sécurité** : garde-corps
- **Dispositifs d'évacuation** : caniveaux et dispositifs de drainage
- **Matériaux** : acier de charpente (type S355) et béton armé (classe C30/37MPa)

IV.3. EVALUATIONS DES CHARGES ET SURCHARGES

L'ouvrage doit être conçu pour résister aux sollicitations suivantes :

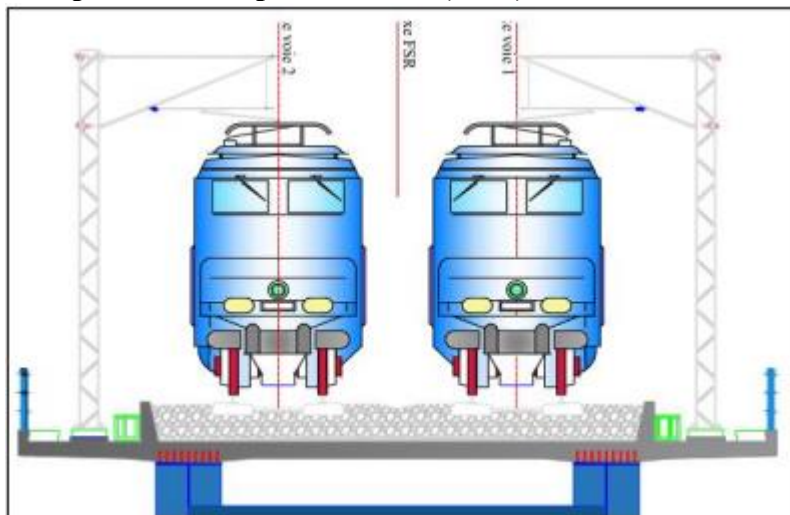
1. Charges permanentes (CP)
2. Charges complémentaires permanentes (CCP)
3. Charges et surcharges liées au trafic ferroviaire (en situation d'exploitation)
4. Actions naturelles.
5. Actions accidentelles

IV.3.1. Charges permanentes (CP)

Le poids propre des sections est calculé avec une masse volumique de 78 kN/m³ pour l'acier et de 25 kN/m³ pour le béton armé.

Tableau IV-1: Charge permanentes.

Elément	Section (m ²)	Longueur (m)	Volume (m ³)	Poids Volumiques (t/m ³)	Nombre	Poids (t/m)
Poutre principale	S1=0.1759	L1=26	V1=4.5734	7.8	2	1.37202
	S2=0.2207	L2=14	V2=3.0898	7.8	4	1.72146
	S3=0.1973	L3=41	V3=8.0893	7.8	3	1.53894
Entretoise IPE600	0.0156	7	0.1092	7.8	37	0.12168
Entretoise HEB1000	0.0392	7	0.2744	7.8	6	0.30576
Poids total des parties aciers						20.58342
Dalle en béton	5.0563	231	1168.0053	2.5	1	12.64075
Poids total						33.22417

IV.3.2. Charges complémentaires permanentes (CCP)**Figure IV-1: Evaluation des compléments de charge permanentes.**

IV.3.2.1. Rails (EN1991-1-1)

Notre voie se compose de longs rails soudés présentant les caractéristiques ci-après.

Poids linéaire : $P(\text{rail}) = 0.603 \text{ kN/m}$.

Puisque on a deux rails, on prendra le poids : $P(\text{rails}) = 1.2 \text{ kN/m}$.

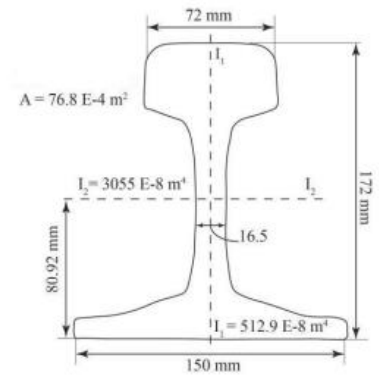


Figure IV-2 Rail UIC60.

IV.3.2.2. Travers bi-blocs (EN1991-1-1)

Sur une voie ferrée, l'écartement entre deux files de rails parallèles se mesure entre les faces intérieures des champignons. En Algérie et dans la plupart des pays européens, cet écartement est généralement de 1,435 m. La longueur des rails varie entre 2,24 m et 2,50 m, tandis que leur masse unitaire se situe entre 245 kg et 280 kg.

On distingue deux types de traverses :

- Les traverses monoblocs.
- Les traverses bi-Bloque.

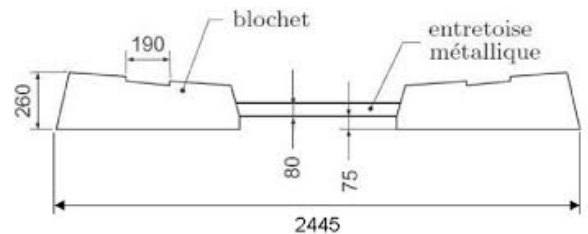


Figure IV-3: Traverse bi-bloc.

Dans notre projet, nous avons retenu des traverses de type bi-bloque.

Les traverses sont posées à raison de 1666 unités au kilomètre, pas de 0,60 m entre Axes. Et pour une longueur de 231m, on aura alors 385 traverses.

Donc : $N_{\text{traverses}} = 385$. On choisit un poids de 280 kg.

$$P(\text{traverses}) = 2.8 \times 385 = 1078 \text{ KN}$$

$$P(\text{traverses}) = 1078/231 = 4.66 \text{ KN/m}$$

IV.3.2.3. Ballast (EN1991-1-1)

Le ballast désigne une couche de pierres concassées située sous les traverses d'une voie ferrée. Il a pour rôle de maintenir la voie stable, d'évacuer l'eau, de répartir les charges exercées par les trains, et d'autoriser un léger réglage de la géométrie de la voie.

- Le poids de ballast normal est de 20 kN/m^3
- La section pour les deux voies est de 3.8916 m^2

$$\text{Alors : } P(\text{Ballast}) = 20 \times (0.46 \times 8.46) = 20 \times 3.8916 = 77.832 \text{ KN/m}$$

IV.3.2.4. Caniveaux (EN1991-1-1)

Nous disposons de deux caniveaux, chacun ayant une section de :

$$0.16 \times 0.35 = 0.056 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc } P(\text{caniveaux}) = (25 \times 0.056) \times 2 = 2.8 \text{ KN/m}$$

IV.3.2.5. Garde-corps

Son poids linéique est de 1 kN/m, et pour les deux côtés, on obtient :

$$P(GC) = 1 \times 2 = 2 \text{ KN/m}$$

IV.3.2.6. Caténaire

La caténaire a pour fonction de soutenir les fils électriques qui fournissent le courant aux locomotives. Le poids approximatif d'un seul caténaire est de 2,4 kN/m. Comme il y a deux caténaires, on arrive à un total de 4,8 kN/m.

IV.3.2.7. Chape de béton

Une couche de béton donc : $P(\text{chape de béton}) = 5 \text{ KN/m}$

Tableau IV-2: Charges complémentaires permanentes.

Eléments	Charges	Section	Poids total
1-Rails UIC60	$0.603\text{KN/ml} \times 2 \times 2$	/	2.4KN/m
2-Traverses bi-blocs	/	/	4.66KN/m
3-Ballast	20KN/m^3	$0.58 \times 8.46 = 4.9068 \text{ m}^2$	98.136KN/m
4-Caniveaux	25	$0.16 \times 0.35 = 0.056 \text{ m}^2$	2.8KN/m
5-Garde-corps	/	1×2	2KN/m
6-Catenaire	$2.4 \text{ KN/ml} \times 2$		4.8 KN/m
7- la chape de béton	/	/	5 KN/m

IV.3.3. Surcharge d'exploitation ferroviaire (EN 1991-2 :2003)**IV.3.3.1. Charges verticales (effet statique)**

Dans l'analyse des charges ferroviaires selon la norme **EN 1991-2**, les efforts dans une section sont déterminés à partir de modèles de trains représentatifs. Le modèle UIC-71 simule le trafic normal des lignes principales, tandis que les modèles SW/0 et SW/2 représentent des charges lourdes et exceptionnelles. Ces trois modèles permettent de couvrir les différentes situations de chargement agissant sur l'ouvrage.

IV. 3.3.1.1. Système de charges UIC 71

Le modèle de charges UIC 71 représente l'effet statique de la circulation ferroviaire normale. Il représente les charges verticales sur la voie. La disposition des charges et des valeurs caractéristiques doit être conformes à la figure ci-après.

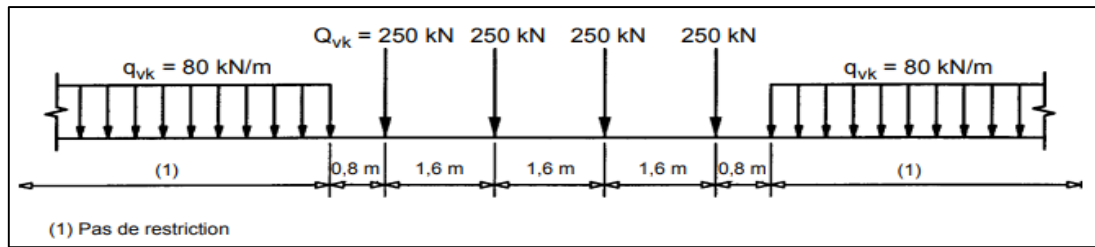


Figure IV-4: Modèle de charge UIC-71.

-250 kN : représente le poids de l'essieu de la locomotive.

- 80 kN/ml : représente le poids par mètre linière des wagons.

IV.3.3.1.2. Système de charge charges SW (Article 6.3.3 de l'EN 1991-2)

Les schémas de charges SW représentent l'effet statique des trafics ferroviaires lourds. La disposition des charges est celle indiquée à la figure ci-dessous avec des valeurs caractéristiques des charges verticales conformes à celles figurant au tableau :

Tableau IV-3: Valeurs caractéristiques des charges verticales SW.

Classe de charges	$q_{vk}(\text{KN/m})$	$a(\text{m})$	$c(\text{m})$
SW/0	133	15.0	5.30
SW/2	150	25.0	7.0

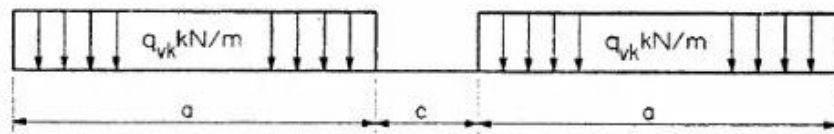


Figure IV-5: Schéma SW.

Selon la norme EN 1991-2, les valeurs caractéristiques des modèles de charges UIC-71 et SW/0 peuvent être ajustées par un coefficient α afin de tenir compte d'un trafic ferroviaire différent du trafic normal. Les charges ainsi modifiées sont appelées charges verticales classifiées. Le coefficient α doit être choisi parmi les valeurs suivantes : 0,75 - 0,83 - 0,91 - 1,00 - 1,10 - 1,21 - 1,33 - 1,46 Le coefficient de classification dont la valeur sera prise égale 1.46.

IV.3.3.1.3. Excentricité des charges verticales (Modèles de charge 71 et SW/0)

Conformément à l'article 6.3.5 de la norme EN 1991-2, l'excentricité des charges verticales (modèles UIC-71 et SW/0) doit être prise en compte en considérant un déplacement latéral des charges. Cet effet est modélisé en limitant le rapport entre les charges des roues d'un même essieu à 1,25 : 1,00 sur une même voie.

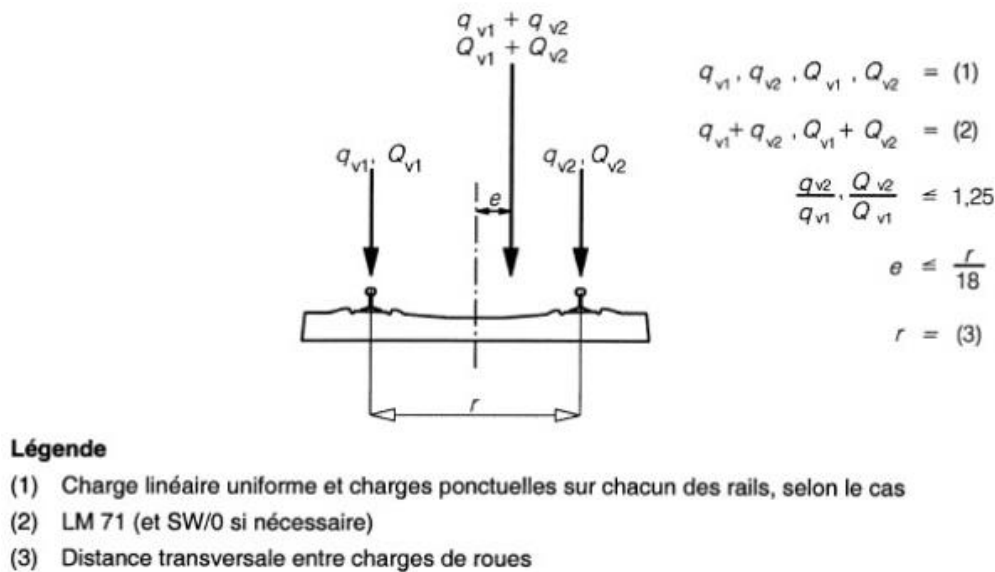


Figure IV-6: Excentricité des charges verticales.

IV.3.3.1.4. Train à vide

Dans le cadre de certaines vérifications, notamment en situation défavorable, on considère un cas de chargement particulier dit « train à vide ». Ce dernier est modélisé par une action linéaire verticale constante, uniformément répartie le long de l'ouvrage, avec une intensité de 10 kN/m.

IV.3.3.1.5. Chargements verticaux

Les chargements verticaux considérés dans cette étude sont les suivants :

- Le modèle UIC 71 combiné avec SW/0.
- Le modèle SW/2.
- Le cas du train à vide.

Les effets de ces chargements sont évalués en positionnant les actions de manière à produire les sollicitations les plus défavorables dans la structure. On considère uniquement les positions des charges qui donnent les efforts les plus importants, car ce sont les cas les plus défavorables pour la structure.

IV.3.3.1.6. Effet dynamique

Les efforts et déformations d'un pont dus au passage des trains ne sont pas uniquement statiques : ils sont influencés par des effets dynamiques liés à la vitesse, aux irrégularités des roues et de la voie, ainsi qu'au passage successif des essieux. Ces facteurs peuvent exciter la structure et, dans certains cas, provoquer une amplification des vibrations ou une résonance lorsque la fréquence d'excitation coïncide avec la fréquence propre de l'ouvrage.

IV.3.3.1.6.1. Les facteurs suivants influent le plus sur le comportement dynamique :

Les principaux paramètres influençant ce comportement sont :

- La fréquence propre de la structure
- L'espacement des essieux
- La vitesse de circulation
- L'amortissement
- La régularité des appuis et les défauts des roues et de la voie.

IV.3.3.1.6.2. Domaine d'application

Le coefficient dynamique permet de tenir compte de l'amplification des contraintes et des vibrations de la structure dues au passage des trains, sans se concentrer sur les phénomènes de résonance

Les coefficients ϕ_2 et ϕ_3 s'appliquent uniquement pour des vitesses $V < 220$ km/h et lorsque les conditions sur la flèche sous poids permanent et la vitesse sont respectées.

• Limite supérieure de la flèche δ_s

-Pour $4 \text{ m} \leq L \leq 20 \text{ m}$: $\delta_s = 0,049 \times L^2 \text{ mm}$

-Pour $20 \text{ m} \leq L \leq 100 \text{ m}$: $\delta_s = 0,564 \times L^{1,184} \text{ mm}$

• Limite inférieure de la flèche δ_i

-Pour $4 \text{ m} \leq L \leq 25 \text{ m}$: $\delta_i = 0,035 \times L^{1,5} \text{ mm}$

-Pour $L > 25 \text{ m}$: pas de limite inférieure.S

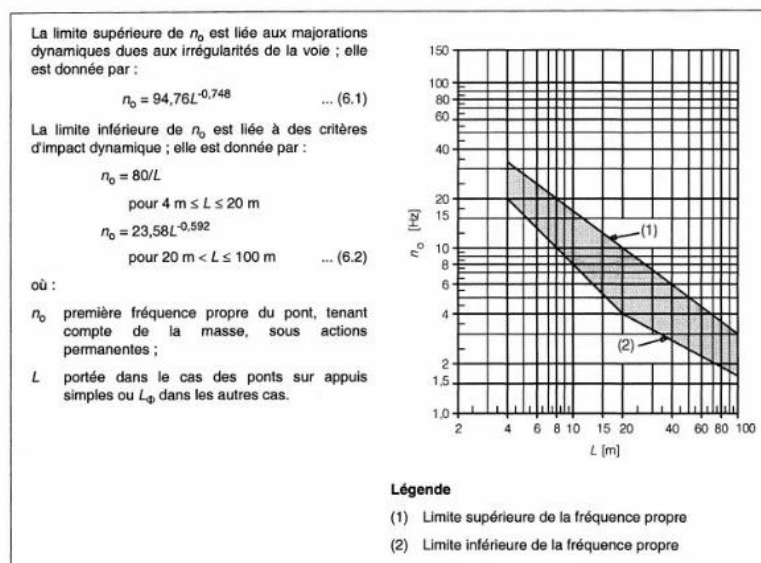


Figure IV-7: Limite des fréquences propres N_0 en [Hz] en fonction de la portée L .

$$n = \frac{17.75}{\delta} = \frac{17.75}{64.84} = 0.273(HZ)$$

IV.3.3.1.6.3. Conditions d'application du coefficient dynamique

- Vérification de la flèche sous le poids propre

Condition: $\delta_i < f < \delta_s$

La limite supérieure de la flèche sous le poids propre est : $L = 55m$ (portée principale)

-Limite supérieure de la flèche :

$$\delta_s \quad 20m \leq L \leq 100m$$

$$\delta_s = 0.564 \times L^{1.184}$$

$$\delta_s = 0.564 \times 55^{1.184}$$

$$\delta_s = 64.84mm$$

-Limite inférieure de la flèche

$\delta_i \quad L > 25m$: pas de limite inférieure

- Vérification de la vitesse de franchissement

La vitesse de franchissement maximale que le train peut atteindre est limitée à 160 km/h.

Ce qui implique que les deux conditions sont satisfaites

IV.3.3.1.6.4. Coefficient dynamique ϕ

Le coefficient dynamique, multiplicateur des sollicitations et déformations statiques sous les schémas de charges UIC 71 et SW (et donc sous les deux chargements UIC 71 + SW/0 et SW/2) est :

$$\phi_2 = \frac{1.44}{\sqrt{L\phi - 0.2}} + 0.82 \quad \text{Avec } 1.00 \leq \phi \leq 1.67 \text{ pour un entretien de la voie soigné.}$$

$$\phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L\phi - 0.2}} + 0.73 \quad \text{Avec } 1.00 \leq \phi \leq 2.00, \text{ pour un entretien de la voie courant.}$$

Avec : $L\phi$ (longueur associée à Φ) est la longueur "déterminante" [en m].

La longueur déterminante peut être obtenue à l'aide des formules suivantes, selon l'Eurocode

Cas	Elément structural	Longueur déterminante L_{Φ}										
Poutres principales												
5	5.1 Poutres et dalles sur appuis simples (y compris poutrelles métalliques enrobées) 5.2 Poutres et dalles continues sur n travées avec $L_m = 1/n (L_1 + L_2 + \dots + L_n)$	Portée dans la direction des poutres principales $L_{\Phi} = k \times L_m$ mais pas inférieur à $\max L_i$ ($i = 1, \dots, n$) <table><tr><td>n =</td><td>2</td><td>3</td><td>4</td><td>≥ 5</td></tr><tr><td>k =</td><td>1,2</td><td>1,3</td><td>1,4</td><td>1,5</td></tr></table>	n =	2	3	4	≥ 5	k =	1,2	1,3	1,4	1,5
n =	2	3	4	≥ 5								
k =	1,2	1,3	1,4	1,5								

$$L_m = \frac{33 + 55}{2} = 44$$

$$K = 1.2$$

$$L_{\phi} = 1.2 \times 44 = 52.8 \text{ m}$$

$$\phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_{\phi}} - 0.2} + 0.73 = \frac{2.16}{\sqrt{52.8} - 0.2} + 0.73 = 1.03$$

IV.3.3.2. Charges horizontales

IV.3.3.2.1. Forces centrifuges (Selon l'article 6.5.1 de l'EN 1991-2 :2003)

Lorsque le tracé d'un pont ferroviaire est en courbe, il faut tenir compte de la force centrifuge et du dévers de la voie. La circulation des trains génère une force horizontale dirigée vers l'extérieur, appliquée à 1,80 m au-dessus du plan de roulement. Cette force doit être combinée avec les charges verticales du trafic, mais sans application de coefficients dynamiques.

La valeur caractéristique de la force centrifuge doit être déterminée selon la formule suivante :

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

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

Q_{tk} , q_{tk} : valeurs caractéristiques des forces centrifuges [kN, kN/m]

Q_{vk} , q_{vk} : valeurs caractéristiques des charges verticales pour les modèles de charge LM71, SW/0, SW/2 et « train vide ».

f : coefficient de réduction.

V : vitesse maximale en [Km/h].

r : rayon de courbe en [m].

g : est l'accélération de la pesanteur (9,81m/s²)

$$f = 1 - \frac{V - 120}{1000} \left(\frac{814}{V} + 1.75 \right) \left(1 - \sqrt{\frac{2.88}{L_f}} \right)$$

Avec : LF : longueur d'influence en (m) de la partie chargée de la voie courbe du pont, la plus défavorable pour le calcul des éléments structuraux considérés V vitesse maximale spécifiée

$$f = 1 - \frac{V - 120}{1000} \left(\frac{814}{V} + 1.75 \right) \left(1 - \sqrt{\frac{2.88}{55}} \right) = 0.8$$

Tableau IV-4: Récapitulatif de calcul des forces de centrifuges.

		LM71	SW/0	SW/2	Train vide
Charge verticale	Qvk (kN)	250	/	/	/
Charge verticale	qv _k (kN/m)	80	133	150	10
Force centrifuges	Qtk (kN)	23.03	/	/	/
Force centrifuges	qtk (kN/m)	7.37	12.25	13.82	0.92

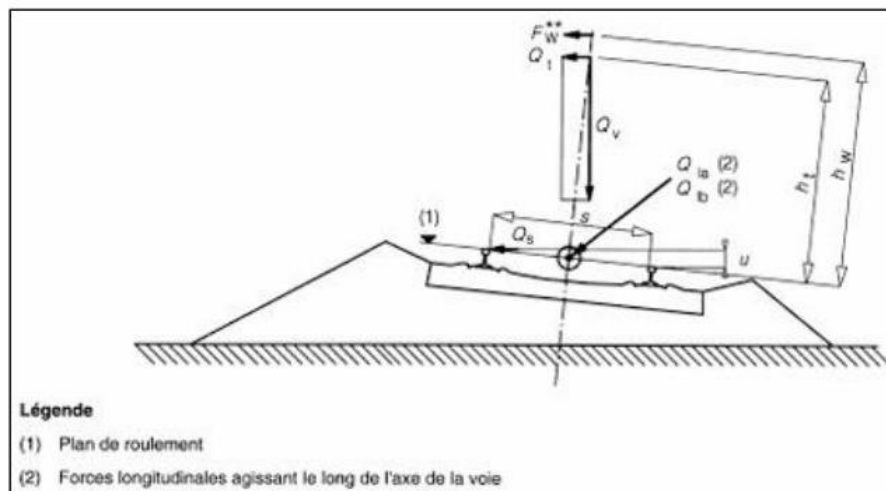


Figure IV-8: Symboles et dimension spécifiques pour les voies ferrées.

IV.3.3.2.2. Effort de lacet (Selon l'article 6.52 de l'EN 1991-2 :2003)

L'effort de lacet est une force concentrée horizontale appliquée au niveau supérieur des rails et perpendiculaire à l'axe de la voie ; il doit être pris en compte aussi bien pour les voies en alignement que pour les voies en courbe, avec une valeur caractéristique $Q_{sk}=100$ kN, Elle n'est pas multipliée par le coefficient ϕ ni par le coefficient f par contre elle est multipliée par le coefficient α si $\alpha > 1$.

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

IV.3.3.2.3. Actions dues à l'accélération et au freinage (Selon l'article 6.5.3 de l'EN 1991-2 :2003)

Les actions dues à l'accélération et au freinage des trains sont modélisées par des forces longitudinales appliquées au niveau du rail, dans l'axe de la voie. Elles traduisent les efforts de traction (accélération) et de compression (freinage) transmis à l'ouvrage.

Les valeurs caractéristiques sont les suivants :

- **Force de démarrage :**

$$Q_{lak} = 33 \text{ (kN/m)} \times L(m) \leq 1\,000 \text{ kN} \text{ pour les schémas de charges LM71 et SW.}$$

- **Force de freinage :**

$$Q_{lbk} = 20 \text{ (kN/m)} \times L(m) \leq 6\,000 \text{ kN, Pour les schémas de charges LM 71 et SW/0.}$$

$$Q_{lbk} = 35 \text{ (kN/m)} \times L(m), \text{ Pour le modèle de charge SW/2.}$$

Avec : L : longueur de la partie d'ouvrage chargée.

Tableau IV-5: Récapitulatif de calcul des forces de démarrage-freinage.

	Schéma de charge	LM71	SW/0	SW/2
	Lab	231	30	50
Force de démarrage Q _{lak} (KN)	Q _{lak} (KN)	1000	990	1000
Force de freinage Q _{lbk} (KN)	Q _{lbk} (KN)	4620	600	1750

IV.3.4. Actions accidentelles**IV.3.4.1. Déraillement (Selon l'article 6.7.1 de l'EN 1991-2 :2003)**

Le déraillement d'un train sur un pont ferroviaire constitue une situation de projet accidentelle qui doit être prise en compte dans le dimensionnement. Les structures doivent être conçues de manière à limiter au maximum les dommages, en évitant notamment le renversement ou l'effondrement global de l'ouvrage.

Conformément à la norme EN 1991-2, deux situations de calcul sont à considérer :

- **Cas 1 :** déraillement de locomotive ou de wagons lourds, les véhicules déraillent demeurant dans la zone de voie sur le tablier du pont.

$$Q_{A1d} = \alpha \times 0.7 \times Q_{VK}$$

$$q_{A1d} = \alpha \times 0.7 \times q_{VK}$$

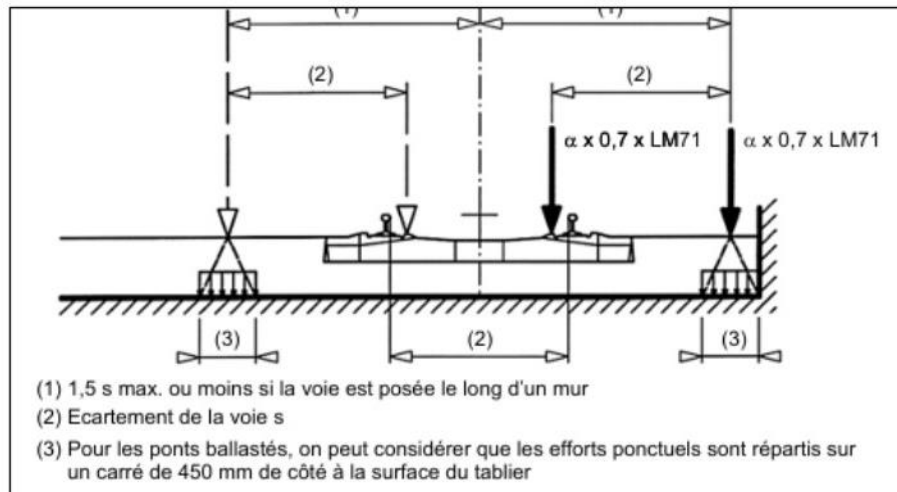
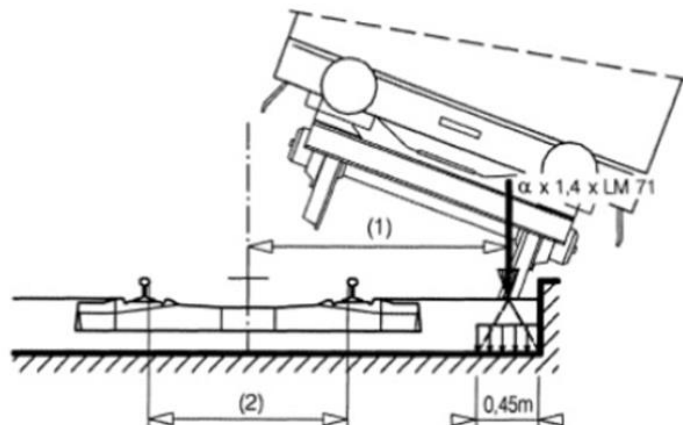


Figure IV-9: Situation de calcul 1- Charge équivalente . Q_{A1d} et q_{A1d} .

- **Cas 2 :** déraillement de locomotive ou de wagons lourds, les véhicules déraillés demeurant dans la zone de voie sans tomber du pont mais restant en équilibre sur un bord à charge équivalente est donnée par : $q_{A2D} = \alpha \times 1.4 \times LM71$



Légende

- (1) Charge s'exerçant sur le bord de la structure
 (2) Écartement des rails s

Figure IV-10: Situation de calcul 2 Charge équivalente q_{A2d} .

Tableau IV-6: Récapitulatif de calcul des forces déraillement.

Déraillement cas 1	Déraillement cas 2
$Q_{A1d} = \alpha \times 0.7 \times Qvk$ $= 1.46 \times 0.7 \times 250 = 255.5 \text{ KN/m}$ $q_{A1d} = \alpha \times 0.7 \times qvk$ $= 1.46 \times 0.7 \times 80 = 81.76 \text{ KN/m}$	$q_{A2D} = \alpha \times 1.4 \times LM71 = \alpha \times 1.4 \times LM71$ $q_{A2D} = 163.52 \text{ KN/m}$

IV.3.4.2. Charges sismiques

On se référera aux règles énoncées dans règlement parasismique algérien des ouvrages d'art (R.P.O.A)

IV.3.5. Action naturelle (NF EN 1991-1-5 : 2004)

IV.3.5.1. Action du vent (NF EN 1991-1-4)

Le vent est considéré comme une action horizontale agissant perpendiculairement à l'axe de la voie ferrée. Il exerce une pression uniforme :

- 1,5 kN/m² en présence du train
- 2 kN/m² en absence de circulation.
- 1,00 kN/m² pour les ouvrages en service
- 0,65 kN/m² pour les ouvrages en cours de construction.

IV.3.5.2. Actions thermiques

IV.3.5.2.1. Variations uniformes

La wilaya de Bejaïa se trouvant au nord de l'Algérie, on adopte les variations de température uniformes suivantes : 35° C et -15° C D'après l'article 3.1.2 du RCPR.

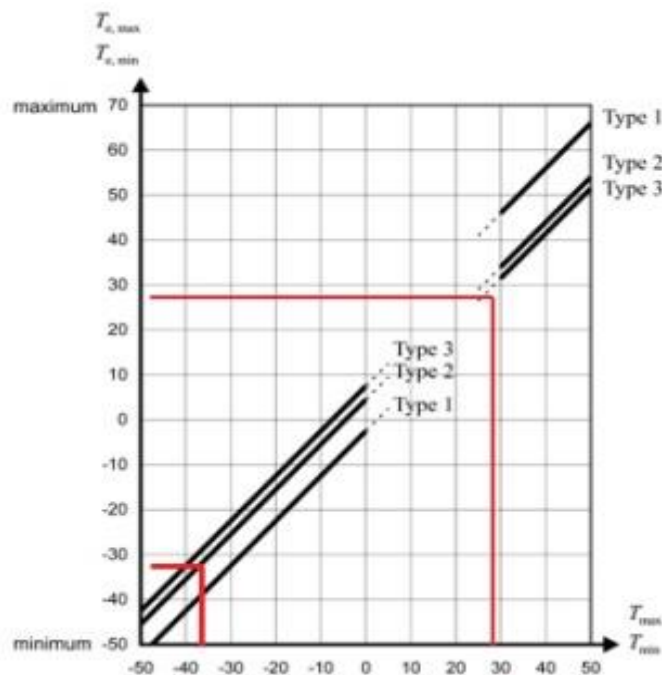


Figure IV-11: Corrélation entre les températures minimales/maximales de l'air sous abri ($T_{\min}/T_{\max}$). Et la composante de température uniforme minimale/maximale d'un pont ($T_{e.\min}/T_{e.\max}$).

IV.3.5.2.2. Gradient thermique linéaire $\Delta\theta$ (Conformément à l'article 3.1.2.2 du RCPR) (UNI)

Il y a lieu de prendre en compte l'effet de gradient thermique verticale tout le long de l'ouvrage, Dans le cas d'un tablier mixte (type 2), les valeurs suivantes sont retenues d'après RCPC

Tableau IV-7 : Gradient thermique $\Delta\theta$

Type de tablier	En phase de construction	En phase de service
	($^{\circ}\text{C}$)	($^{\circ}\text{C}$)
Type 2 : Tablier mixte	± 15	± 8

IV.4. APPLICATION DES CHARGES DE TRAFIC (SELON L'ARTICLE 6.8 DE L'EN 1991-2 :2003)

IV.4.1. Généralité

Il convient de dimensionner chaque structure pour le plus grand nombre de voies géométriquement et structuralement possible, dans la position la moins favorable, et ceci indépendamment de la position réelle envisagée, en tenant compte des exigences d'espacement minimal des voies et de gabarit latéral spécifiées.

Les effets de toutes les actions doivent systématiquement être déterminés en plaçant les charges de trafic et autres forces dans les positions les plus défavorables. Les actions de trafic dont l'effet est favorable doivent être négligées.

-Pour la détermination des effets les plus défavorables résultant de l'application du modèle de charge 71 : la charge linéaire uniforme q_{vk} doit être appliqué à l'une ou l'autre voies, ou aux deux sur autant de longueurs que nécessaire ; jusqu'à quatre charges concentrées individuelles Q_{vk} doivent être appliquées en même temps.

-Pour la détermination des effets les plus défavorables résultant de l'application du modèle de charge SW/0 : Le chargement doit être appliqué une fois à une voie, ou l'autre des voies, ou aux deux.

- Pour la détermination des effets les plus défavorables résultant de l'application du modèle de charge SW/2 : Le modèle de charge SW/2 doit être appliqué tour à tour à chacune des voies, le modèle 71 ou le modèle SW/0 étant appliqués aux autres voies comme spécifier si dessus.

-Pour la détermination des effets les plus défavorables résultant de l'application du modèle de charge « Train à vide » : La charge linéaire uniforme q_{vk} doit être appliquée à une voie sur autant de longueurs que nécessaire. N.B : Toute les structures à poutres continues calculées pour le modèle de charge 71 doivent être également vérifiées pour le modèle de charge SW/0.

IV.4.2. Groupes de charges - Valeurs caractéristiques de l'action à composantes multiples

Pour prendre en compte plusieurs types de charges en même temps, on utilise des ensembles de charges bien précis. Ces ensembles ne peuvent pas s'appliquer ensemble : ils sont exclusifs les uns des autres. Quand on les combine avec d'autres actions, par exemple celles qui ne viennent pas de la circulation, chaque ensemble doit être traité comme une action variable à part entière. On applique donc chaque groupe de charges séparément, sans l'ajouter aux autres, pour respecter les règles de simultanéité.

Selon le tableau 6.11 de la norme EN 1991-2 : 2003, page 101, on retient les groupes de charge ci-dessous :

- Pour une seule voie ferrée chargée : les groupes 11 à 15 ainsi que les groupes 16 et 17.
- Pour deux voies ferrées chargées : les groupes 21 à 27.

Tableau IV-8 : les groupes de charge

ACTION			Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Les actions principales de Traffic (groupe des charges)	Gr11(LM71+ SW/0)	Action maximale verticale 1 et action maximale longitudinale	0.8	0.8	0
	Gr12(LM71+ SW/0)	Action maximale verticale 2 et action maximale Transversale			
	Gr13(freinage/traction)	Section maximale longitudinale			
	Gr14 (centrifuge/basculation)	Section maximale latérale			
	Gr15 (train à vide)	La stabilité latérale du train à vide			
	Gr16(SW/2)	SW/2 et action maximale longitudinale	0.80	0.70	0
	Gr17(SW/2)	SW/2 et action maximale transversale			
	Gr21(LM71+SW/0)	Action maximale verticale 1 et action maximale longitudinale			
	Gr22 (LM71+SW/0)	Action maximale verticale 2 et action maximale transversale			
	Gr23(freinage/traction)	Action maximale longitudinale			
	Gr24(centrifuge/basculation)	Action maximale transversale			
	Gr27(SW/2)	SW/2 et action maximale transversale			
	Puissance de l'air		0.80	0.50	0

Les autres actions	Charge d'entretien non sur le trottoir	0.75	0.5	0
Charge de vent	Fw	0.60	0.60	0.50
Effet thermique	Tk	0.80	---	0

IV.4.3. Combinaisons d'actions (EN 1990-Annexe A2)

Selon l'annexe A2 de l'EN 1990, la combinaison des actions impose l'application de coefficients partiels adaptés, tout en considérant que les valeurs extrêmes des différentes actions ne surviennent pas simultanément. Cette approche génère un très grand nombre de combinaisons possibles, en particulier lorsqu'on associe les divers groupes de charges (Gr22, Gr23, Gr26, etc.) aux actions variables comme le vent, la température, la neige ou le séisme – on dépasse ainsi la deux-centaine de cas de charge.

Afin de ne pas surcharger inutilement ce chapitre, seules quelques combinaisons représentatives sont présentées à titre d'illustration. La génération exhaustive de l'ensemble des combinaisons sera confiée au logiciel MIDAS CIVIL 2022, qui appliquera les formules générales des états limites de service et respectera les exigences de l'EN 1990, garantissant ainsi une prise en compte complète et fiable des effets des actions.

IV.4.3.1. Etat limite ultime : ELU

- Situation durable ou transitoire

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

- Situation accidentelle

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

- Situation sismique :

$$\sum_j \geq 1 \sum G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad i > 1.$$

ELU :

$$1.35G + 1.45 (UIC71 + SW/0) \pm 0.9T + 0.6W$$

$$1.35G + 1.45 UIC71 + 1.2 SW/2 \pm 0.9T + 0.6W$$

$$1.35G + 1.45 SW0 + 1.2 SW/2 \pm 0.9T + 0.6W$$

$$1.35G + 1.45 UIC71 + 1.45 UIC71 \pm 0.9T + 0.6W$$

$$1.35G + 1.45 SW/0 + 1.45 SW/0 \pm 0.9T + 0.6W$$

$$1.35G \pm 0.9T + 0.6W$$

IV.4.3.2. Etat limite service :

ELS

- Situation caractéristique

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

- Situation Fréquente

$$\sum_j \geq 1 \sum G_{k,j} + P + \sum \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad i > 1.$$

- Situation Quasi-permanentes

$$\sum_j \geq 1 \sum G_{k,j} + 0.3.E + P + 0.30.Q_{k,1}$$

- Situation sismique

$$\sum_j \geq 1 \sum G_{k,j} + E + P + (\Psi_{1,1} \text{ ou } \Psi_{2,1}).Q_{k,1} + \sum \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad i > 1.$$

ELS:

$$G + (UIC_{71} + SW/0) + 0.6T + 0.6W$$

$$G + UIC_{71} + SW/2 + 0.6T + 0.6W$$

$$G + SW_0 + SW_2 + 0.6T + 0.6W$$

$$G + SW_0 + SW_0 + 0.6T + 0.6W$$

$$G + UIC_{71} + UIC_{71} + 0.6T + 0.6W$$

CHAPITRE V

ETUDE DE TABLIER

V.1. INTRODUCTION

Le dimensionnement d'un pont vise à garantir que la structure présente un niveau de sécurité et de fiabilité conforme aux exigences. Ce processus prend en considération la qualité des matériaux employés ainsi que les conditions de mise en œuvre et de contrôle lors de l'exécution.

En outre, pour assurer son bon fonctionnement, le pont doit être en mesure de supporter, avec des marges de sécurité suffisantes, les différentes sollicitations auxquelles il est soumis, qu'il s'agisse de son poids propre ou des actions extérieures d'origine naturelle et fonctionnelle.

V.2. DIFFÉRENTES ÉTAPES DE RÉALISATION D'UN PONT

V.2.1. Construction des appuis (culées et piles)

La réalisation des appuis constitue une étape essentielle qui précède la mise en place de l'ossature métallique. Elle assure la transmission des charges du tablier vers le sol et garantit la stabilité globale de l'ouvrage.

Cette phase se déroule en deux étapes complémentaires :

- **Réalisation des fondations et des semelles :**
Elle comprend l'exécution des fondations, généralement sous forme de pieux ainsi que la mise en place des semelles de répartition à la base des appuis
- **Réalisation de la partie superficielle :**
Cette étape concerne l'exécution des éléments en béton armé constituant les piles et les culées, ainsi que la mise en place des appareils d'appui, permettant d'assurer la liaison entre les appuis et le tablier tout en autorisant les déplacements et rotations nécessaires au bon fonctionnement de la structure.

V.2.2. Montage de l'ossature métallique

Le montage de l'ossature métallique constitue une phase déterminante dans la réalisation d'un pont, notamment pour les structures mixtes acier-béton. Les conditions géographiques et topographiques du site, ainsi que l'environnement du projet, influencent directement le choix de la méthode de mise en place de la charpente métallique.

Cette étape se caractérise par des opérations délicates nécessitant une grande précision, une main-d'œuvre qualifiée et un contrôle rigoureux, en raison des enjeux liés à la stabilité de l'ouvrage durant la phase de construction et pour la sécurité des personnes intervenant sur le chantier.

V.2.2.1. Principe grutage

Le principe du grutage repose sur la mise en place, à l'aide d'engins de levage, des éléments métalliques préfabriqués constituant l'ossature du pont. Avant d'entamer les opérations de montage sur site, les différentes composantes de la structure, notamment les poutres principales, sont fabriquées en atelier spécialisé sous forme de segments d'environ 11 m de longueur. Après leur fabrication, ces éléments sont transportés vers le chantier à l'aide de moyens adaptés (camions plateaux ou convois exceptionnels), en tenant compte des contraintes de gabarit et de poids.

L'opération grutage débute par un levage vertical de l'élément, réalisé de manière progressive et contrôlée, afin d'éviter tout balancement ou risque de déversement. Ce levage est assuré à l'aide de dispositifs (câbles OU chaînes), qui doivent être correctement dimensionnés en fonction du poids de la poutre et vérifiés avant toute manœuvre.

Une fois l'élément soulevé, il est déplacé horizontalement par rotation de la grue jusqu'à son emplacement définitif sur les appareils d'appui situés au niveau des piles et des culées. Puis fixée les éléments par soudage, avant la mise en place des éléments suivants.

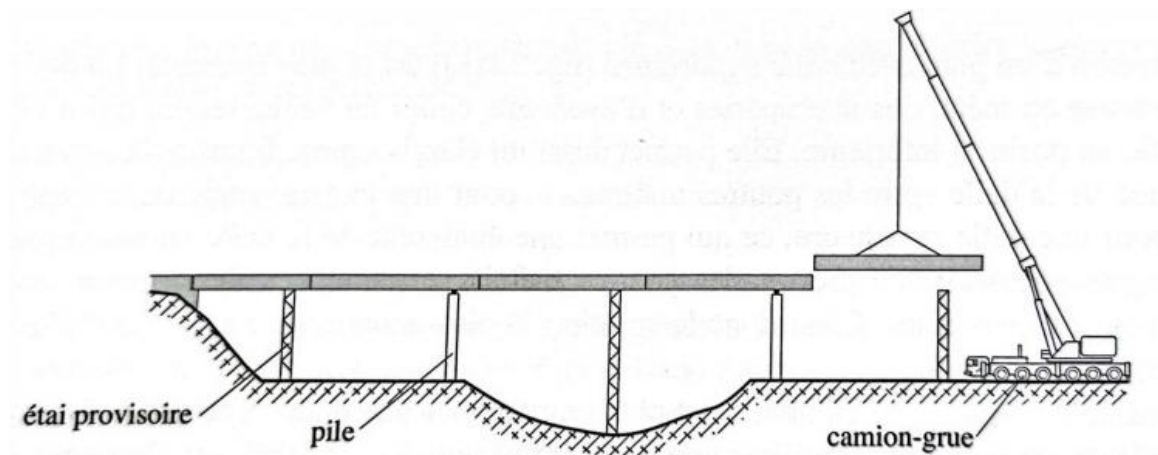


Figure V-1: Montage à la grue depuis le sol.

V.2.2.3. Assemblage de la charpente

Parmi les procédés d'assemblage, le soudage occupe une place importante, car il permet de créer une continuité de matière entre deux pièces différentes par création d'un cordon de soudure provenant de la fusion d'une partie des pièces à assembler ou d'un métal d'apport. La continuité métallique entre les deux pièces ne peut en effet être obtenue qu'à partir d'un état liquide, ce qui permettra la naissance de grains communs lors du refroidissement.

V.2.2.3.1. Le Principe de Soudage

-Joint dans l'âme

Le joint d'âme c'est un joint qui donne la liaison entre deux tôles plates, bout à bout verticalement, et qui prend les caractéristiques géométriques suivantes :

- Un chanfrein en X (double v) sera utilisé lorsque l'épaisseur des tôles est supérieure à 15mm.
- Un angle de chanfrein de $60^\circ \pm 5^\circ$.
- Un espacement de 7mm

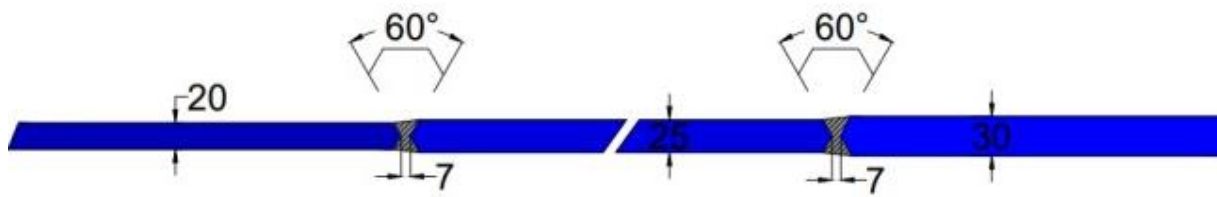


Figure V-2: Liaison d'âme.

-Joint de semelle

Le joint de semelle c'est un joint qui donne la liaison entre deux tôles d'épaisseurs différentes, bout à bout horizontalement, et qui prend les caractéristiques géométriques suivantes :

- Un chanfrein en X (double v) sera utilisé lorsque l'épaisseur des tôles est supérieure à 15mm.
- Un angle de chanfrein de $60^\circ \pm 5^\circ$.
- Un espacement de 9 à 10mm

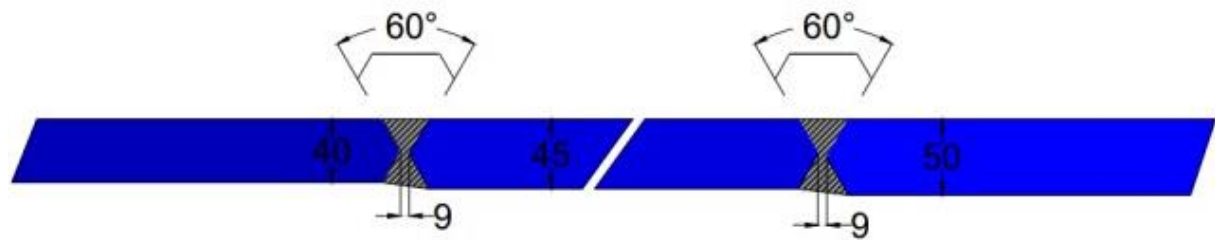


Figure V-3 : Détail de soudure de la semelle.

V.2.3. Réalisation de la dalle

Le coulage du béton sera effectué après le montage de métallique est terminer, suivant une méthode d'exécution comprenant neuf (9) phases

V.2.3.1. Coffrage

La solution est applicable pour notre pont est de réaliser une dalle coulée sur place à l'aide d'un coffrage supporté par un chariot se déplaçant sur la charpente métallique.

Lorsque la dalle est coulée sur place sur un coffrage mobile, l'effet mixte est obtenu directement lors de la prise du béton (Les connecteurs : goujons)

On bétonner d'abord en travée et ensuite sur les appuis intermédiaires. Ces options appelées bétonnage par plots permettent de limiter le développement de contraintes de traction dans la dalle sur appuis intermédiaires mais la dalle doit être fissuration transversale.

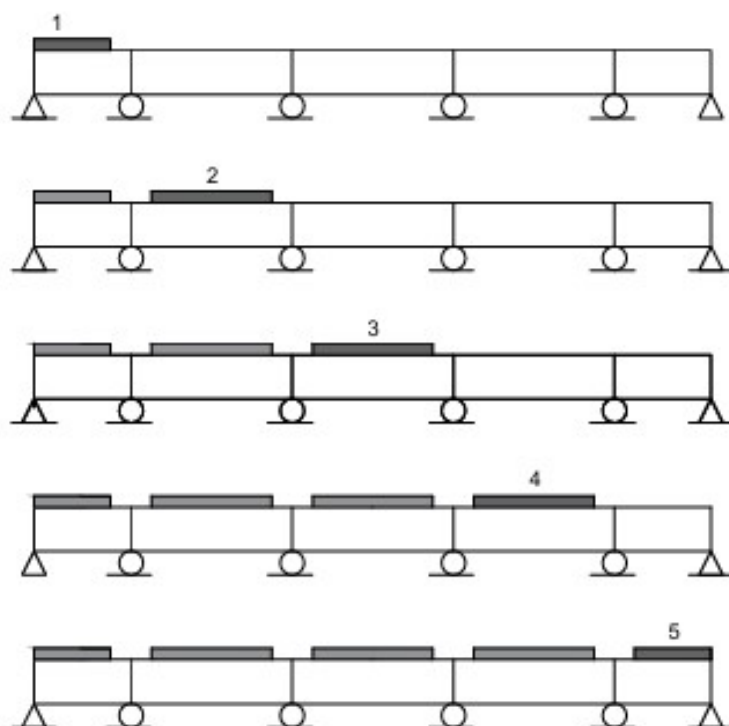


Figure V-4: Coulage de la dalle dans les travées.

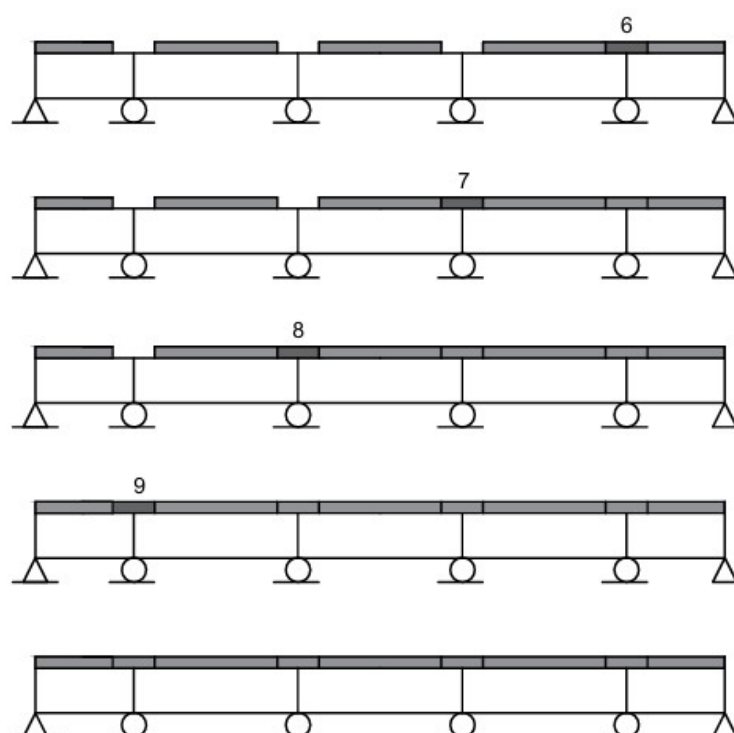


Figure V-5: Coulage de la dalle en zone d'appui.

V.2.4. Réalisation des connecteurs

Les connecteurs sont des organes qui assurent la liaison entre l'ossature métallique et la dalle, ils ont pour fonction principale de résister aux efforts de glissement entre la dalle et la poutre métallique, ainsi qu'aux efforts de séparation de la dalle (soulèvement de la dalle par rapport à la membrure supérieure des poutres), des efforts pouvant provenir :

- De la transmission des moments d'encastrement des montants des cadres d'entretoisement
- De la flexion différentielle des deux poutres,
- De la déformation d'effort tranchant des poutres métalliques.

Pour notre pont en implantés les goujons conformément aux plans d'exécution, en respectant les espacements longitudinaux et transversaux prescrits, ainsi que les exigences liées à la largeur efficace. Sont réalisée par soudage.



Figure V-6: Liaison de la dalle aux poutres métalliques.

V.3. MÉTHODOLOGIE DE CALCUL D'UN PONT

La modélisation est une étape importante dans l'étude d'un ouvrage, car elle permet de représenter son comportement réel de manière simplifiée. Elle aide à comprendre comment la structure réagit sous l'effet des différentes charges.

Pour cette étude, on utilise la méthode des éléments finis, qui est une méthode fiable et largement utilisée en travaux public. Elle permet d'obtenir des résultats précis tout en facilitant le traitement des calculs.

Dans ce chapitre, on s'intéresse à l'analyse du tablier du pont à l'aide du logiciel MIDAS Civil 2022. Cette analyse tient compte des différentes phases de construction, des effets à long terme comme le fluage et le retrait, ainsi que des charges permanentes et des charges liées au trafic. Le but de ce travail est de voir comment les efforts se répartissent dans le tablier et de vérifier que la structure fonctionne correctement, aussi bien en termes de stabilité que de durabilité.

V.3.1. Présentation du logiciel MIDAS Civil 2022

MIDAS Civil 2022 est un logiciel de calcul et de modélisation utilisé en génie civil, surtout pour les ponts et les ouvrages d'art. Il est développé par la société MIDAS IT.

Ce logiciel est très utilisé dans les bureaux d'études car il permet de travailler sur des modèles de structures de grande taille et assez complexes.

Il offre un environnement de travail qui permet de créer la géométrie de l'ouvrage, de définir les éléments de la structure et de mettre en place les conditions de calcul.

Il permet aussi de visualiser les résultats de manière claire, comme les déplacements, les efforts internes et les réactions aux appuis.

La modélisation est réalisée selon les étapes suivantes :

- Introduire des sections PRS.
- Affectation des matériaux aux différentes sections.
- Modélisation de la structure à l'aide d'éléments de type barres.
- Définition et application des charges statiques (poids propre, charges d'exploitation) et dynamiques (vent, séisme, interaction rail-structure, charges roulantes).
- Mise en place des appuis et des conditions aux limites afin de reproduire le comportement réel de la structure.
- Analyse des résultats et interprétation des efforts obtenus.

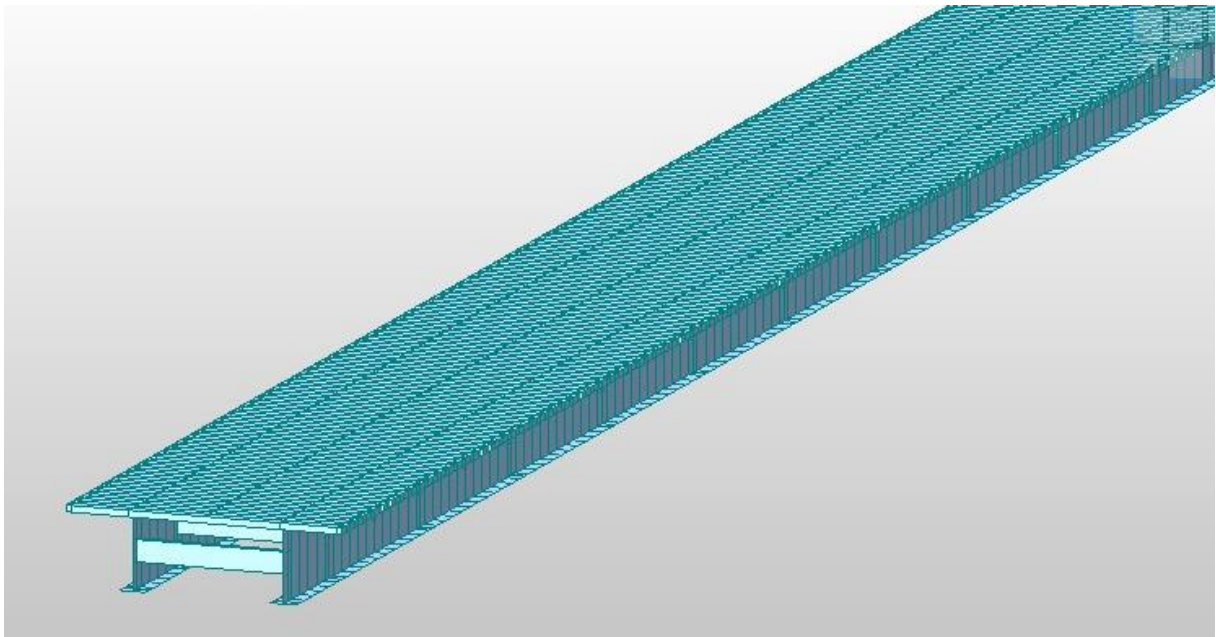


Figure V-7 : Modèle 3D du viaduc.

N.B : L'ensemble des étapes de la modélisation est présenté en détail dans l'**Annexe A**.

V.3.2. Résultats de logicielle**Tableau V-1: Résultats des moments sollicitant sur le pont durant toutes les phases de construction pour chaque section et chaque combinaison [MIDAS CIVIL]**

Phase de construction	Charge considérée	Moment sollicitant MED (MN.m)					
		S1(mi- travée)		S2(appui)		S3(mi- travée)	
Phase 1	Poutre métallique	1.58768	-0.00169	1.63395	-3.72964	3.95108	-1.00763
Phase 2	Béton frais à mi- travée	5.86281	-0.02525	4.29224	-15.43507	14.0692	-4.61216
	Béton frais sur appuis	5.63414	-0.0419	3.84405	-14.1704	13.9307	-4.84885
Phase 3	CCP + Retrait	7.16386	-3.50092	1.19868	-25.83782	19.2416	-8.46652
Phase 4	1.35G+1.45 UIC71+ 1.2 SW/2±0.9T +0.6W	34.6038	-36.30046	-20.1307	109.2958	80.9393	-65.18206

Tableau V-2: Résultats des efforts tranchants sollicitant sur le pont durant toutes les phases de construction pour chaque section et chaque combinaison [MIDAS CIVIL]

Phase de construction	Charge considérée	Effort tranchant sollicitant VED(MN.)					
		S1(mi- travée)		S2(appui)		S3(mi- travée)	
Phase 1	Poutre métallique	0.21168	-0.2115	0.50406	-0.50419	0.38093	-0.38106
Phase 2	Béton frais à mi- travée	0.86417	-0.85442	1.91221	-1.91438	1.50106	-1.50328
	Béton frais sur appuis	0.84791	-0.84233	1.63286	-1.62246	1.46167	-1.45124
Phase 3	CCP+Retrait	1.41268	-1.40573	2.9807	-2.97343	2.29746	-2.29016
Phase 4	1.35G+1.45 UIC71+ 1.2 SW/2 ±0.9T +0.6W	5.30779	-5.18647	9.50021	-9.49672	7.30678	-7.70103

NB : Les tableaux suivants présentent les résultats les plus défavorables. Les résultats complets sont reportés en l'Annexe B.

V.4. ÉTUDE DE LA SECTION MIXTE (ACIER-BÉTON)

V.4.1. Caractéristiques géométriques

V.4.1.1. Section d'acier

On rapporte sur le tableau ci-après les caractéristiques géométriques des différentes sections d'acier :

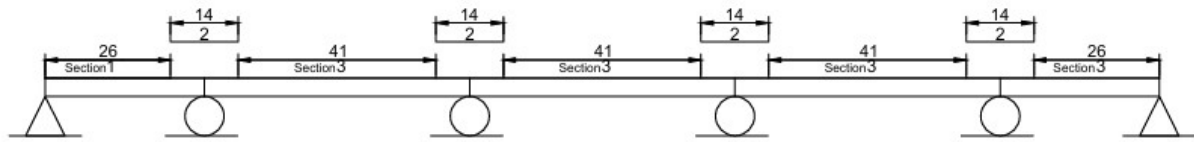


Figure V-8: Schéma sur les sections longitudinales.

Tableau V-3 : Caractéristiques géométriques de la section d'acier.

		Caractéristique de la section métallique				
	Section	S1	S2	S2-	S3+	s3-
AIRE	A	0,1759	0,2207	0,2207	0,1973	0,1973
Centre de gravité	Vs(m)	1,6657	1,8631	1,8631	1,6868	1,6868
	Vi(m)	1,7343	1,5369	1,5369	1,7132	1,7132
Moment d'inertie	I(m)	0,3072	0,4243	0,4243	0,3664	0,3664

V.4.1.2. Section du béton

V.4.1.2.1 Calcul de largeur efficace (EN 1994-2 :1997 4.2.2.2)

Dans les tabliers mixtes, la dalle en béton ne travaille pas uniformément à cause du phénomène de traînage de cisaillement, ce qui entraîne une répartition non homogène des contraintes.

Pour tenir compte de cet effet, l'Eurocode 4 définit la largeur efficace b_{eff} qui représente une largeur fictive de dalle supposée travailler de manière uniforme et équivalente au comportement réel. Cela permet de simplifier les calculs tout en intégrant correctement l'effet de répartition des contraintes.

$$b_{eff} = b_0 + \sum \beta_i \cdot b_{ei}$$

$\beta_1 = \beta_2 = 1$, Sauf pour les sections transversales situées sur les appuis d'extrémité : (β_1 et $\beta_2 \leq 1$).

$$\beta_i = 0.55 + 0.025 \times L_e / b_{ei} \leq 1$$

$$b_{ei} = \min \{ L_e / 8 ; b_i \}$$

Avec : b_{ei} pris égal à la largeur efficace à mi- travée d'extrémité.

b_0 : l'entraxe des goudons d'extrémités.

L_e : est la portée équivalente dans la section transversale concernée.

b_i : est la largeur géométrique réelle de la dalle associée à la poutre principale.

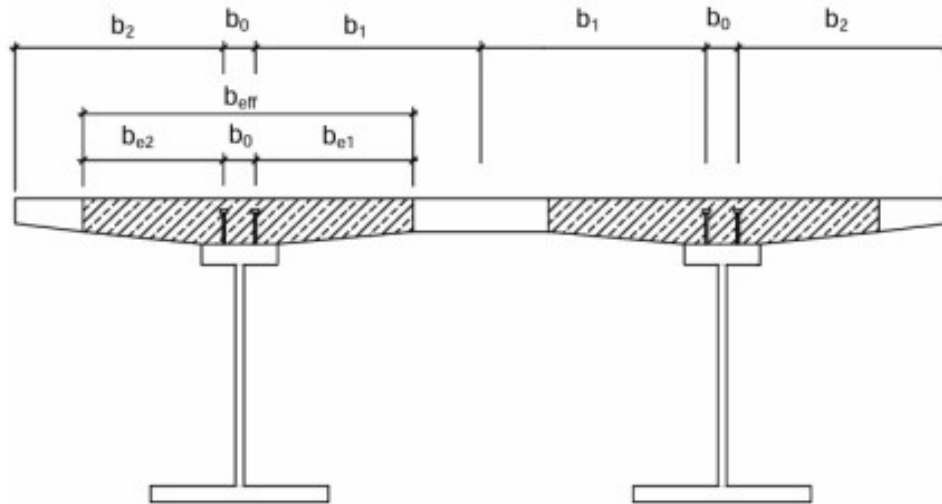


Figure V-9: Définition de la largeur efficace.

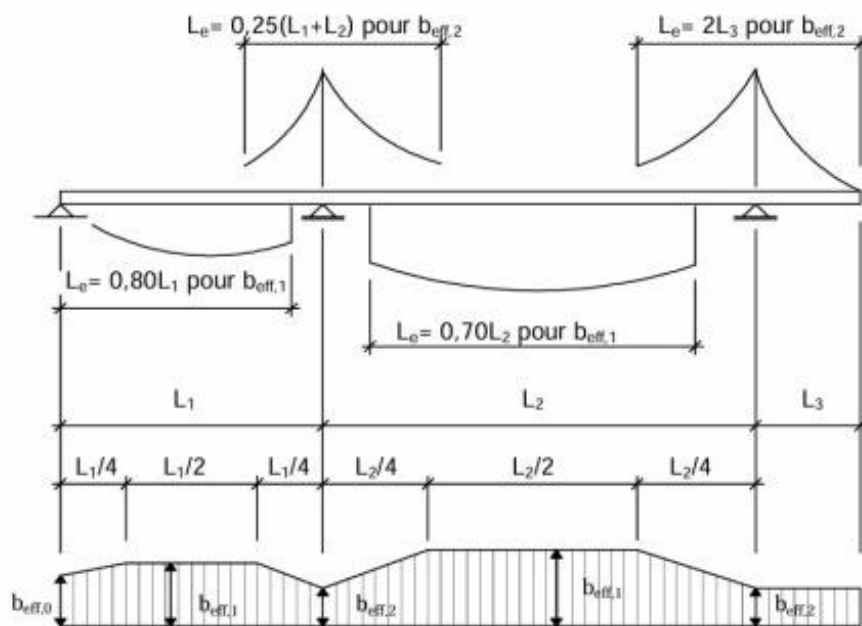


Figure V-10 : Calcul des distances entre les points de moment fléchissant nul.

- Sur Appuis d'extrémité $b_{eff,0} = b_0 + \sum \beta_i b_{ei}$

On prend $b_0 = 0.9m$.

$$L_e = 0.8 \times L_1 = 0.8 \times 33 = 26.4m$$

$$b_1 = (Poutre / 2 - b_0 / 2) = (7 / 2 - 0.9 / 2) = 3.05m$$

$$b_2 = (L_d - b_0 / 2) = (2.9 - 0.9 / 2) = 2.45 \text{ m}$$

Epoutre : entraxe des poutres = 7m et $L_d = 2.9\text{m}$

$$b_{e1} = \min\{L_e / 8 ; b_1\} = \min\{3.3 ; 3.05\} = 3.05\text{m}$$

$$b_{e2} = \min\{L_e / 8 ; b_2\} = \min\{3.3 ; 2.45\} = 2.45\text{m}$$

$$\beta_1 = 0.55 + 0.025 \times \frac{26.4}{3.05} = 0.7663$$

$$\beta_2 = 0.55 + 0.025 \times \frac{26.4}{2.45} = 0.8193$$

$$b_{eff,0} = 5.25$$

• beff (mi-travée 01)

$$L_e = 0.85 \times L_1 = 0.85 \times 33 = 28.05 \text{ m}$$

$$b_{e1} = \min\{L_e / 8 ; b_1\} = \min\{3.5 ; 3.05\} = 3.05 \text{ m}$$

$$b_{e2} = \min\{L_e / 8 ; b_2\} = \min\{3.5 ; 2.45\} = 2.45\text{m}$$

$$b_{eff\ 1} = 0.9 + 3.05 + 2.45 = 6.4 \text{ m.}$$

• beff (sur pile 01)

$$L_e = 0.25 \times (L_1 + L_2) = 0.25(33 + 55) = 22\text{m}$$

$$b_{e1} = \min\{L_e / 8 ; b_1\} = \min\{2.75 ; 3.05\} = 2.75 \text{ m}$$

$$b_{e2} = \min\{L_e / 8 ; b_2\} = \min\{2.75 ; 2.45\} = 2.45\text{m}$$

$$b_{eff\ 2} = 0.9 + 2.75 + 2.45 = 6.1 \text{ m.}$$

• beff (mi- travée 02)

$$L_e = 0.7 \times L_2 = 0.7 \times 55 = 38.5 \text{ m}$$

$$b_{e1} = \min\{L_e / 8 ; b_1\} = \min\{4.81 ; 3.05\} = 3.05 \text{ m}$$

$$b_{e2} = \min\{L_e / 8 ; b_2\} = \min\{4.81 ; 2.45\} = 2.45\text{m}$$

$$b_{eff\ 1} = 0.9 + 3.05 + 2.45 = 6.4 \text{ m.}$$

En peut considérer une largeur efficace constante le long de la surface entière de chaque travée : **beff** = 6.4 m .

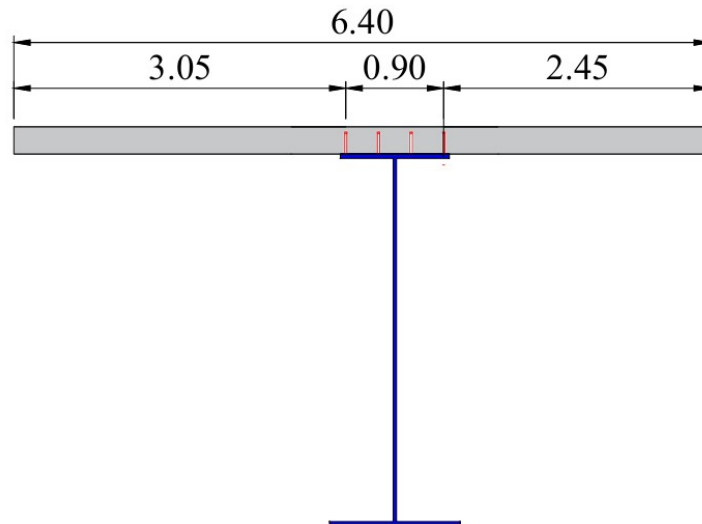


Figure V-11 : Largeur efficace considéré dans nos calculs.

Tableau V-4: Caractéristiques géométriques de la section du béton

AIRE (m ²)	1.92
Centre de gravité(m)	3.55
Moment d'inertie (m ⁴)	0.0144

V.4.2. Calcul de la section mixte

V.4.2.1. Caractéristique de la section mixte

V.4.2.1.1. Coefficient d'équivalence (NF EN 1994-2, 4.2.2)

Le coefficient d'équivalence permet de transformer les sections en béton en une section équivalente en acier

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

E_s : module d'élasticité de l'acier,

E_c : module d'élasticité du béton.

Les coefficients d'équivalence varient selon les différentes phases de construction.

- **Coefficient d'Equivalence pour les Chargements à Court Terme**

Dans une structure mixte, la flexion longitudinale ayant une courte durée d'application est reprise par la section mixte homogénéisée (fissurée ou non). Pour homogénéiser la section mixte (non fissurée), on divise l'aire du béton par un coefficient d'équivalence appelé coefficient d'équivalence pour les chargements à court terme :

$$n = \frac{21\,000}{E_c} = \frac{E_s}{22\,000 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0.3}}$$

Avec : f_{cm} : Valeur moyenne de la résistance en compression d'un cylindre en béton à 28 j.

$$f_{cm} = f_{c28} + 8 = 35 + 8 = 43 \text{ MPa}$$

Donc : $n = 6.16$

• Coefficient d'Equivalence Pour Les Chargements à Long Terme

Le coefficient d'équivalence pour le calcul de la structure à long terme est noté n_L . Il dépend du type de charge appliqué sur la poutre (par l'intermédiaire du coefficient ψ_L) et du fluage du béton à l'instant considéré (par l'intermédiaire de la fonction de fluage $\phi(t, t_0)$) : $n_L = n (1 + \psi_L \phi(\infty, t_0))$ Les valeurs retenues pour le coefficient d'équivalence sont les suivantes :

- 1^{er} cas : correspond à la phase de construction avant coulage de la dalle. La section résistante est la section en métal. Dans ce cas ($n = \infty$).
- 2^{ème} cas : correspond à l'installation de la superstructure. Il s'applique alors des charges relativement longues par rapport à celles que subit l'ouvrage. Nous sommes alors dans un cas de chargement à long terme ($n = 18$).
- 3^{ème} cas : correspond à l'application des surcharges, pour lequel on utilise un coefficient ($n = 6$). L'effet du retrait sera pris en compte par un coefficient ($n = 15$).

Tableau V-5: Coefficient d'équivalence n .

Sollicitations	Champs d'application	n
Charge instantané	Surcharge	6
Effets différées	Retrait	15
Charge de longue durée	CCP	18
Poutre en acier	Charge permanente	-

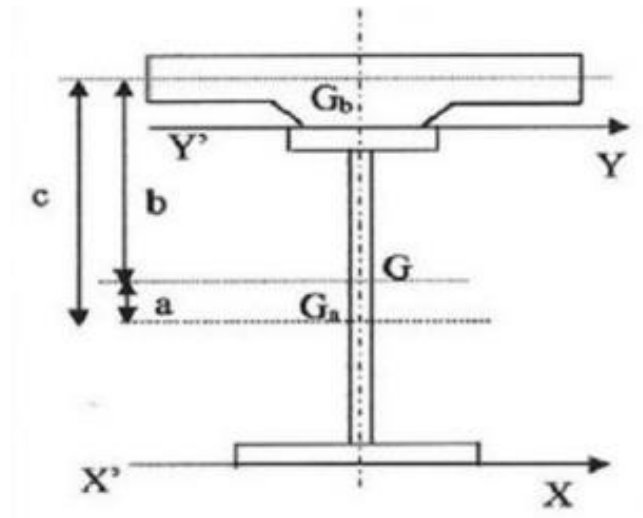
V.4.2.1.2. Calcul Section homogénéisé

$$S_n = S_a + \frac{S_b}{n}$$

Avec : S_a = Section d'acier.

S_b : section du béton.

n : coefficient d'équivalence.

V.4.2.1.3. Position du centre de gravité de la section mixte**Figure V-12: Centre de gravité de la section mixte.**

$$\int_s y \, ds = \int_{sb}^s y \left(\frac{dSn}{n} \right) + \int_{sb}^s y \, dSa = 0$$

On aura alors

$$\begin{cases} b \cdot \left(\frac{Sb}{n} \right) + a \cdot Sa = 0 \\ a + b = 0 \end{cases} \quad \left\{ \begin{array}{l} an = \frac{Sb \cdot C}{n \cdot Sn} \\ bn = \frac{Sa \cdot C}{Sn} \end{array} \right.$$

V.4.2.1.4. Moment d'inertie de la section mixte

$$I = Ia + \frac{Ib}{n} + \frac{Sa \cdot Sb}{n \cdot S} \cdot C^2$$

Ia: moment d'inertie de la section d'acier.

Ib : moment d'inertie de la section du béton.

Sa : surface de la section d'acier.

Sb : surface de la section du béton.

S : surface de la section mixte.

C: distance entre Ygb et Yga.

V.4.2.1.5. Application numérique

- Caractéristiques de la section en béton :

Tableau V-6 : Caractéristiques de la section de béton

		Caractéristique de la section béton				
	Section	S1	S2+	S2-	S3+	S3-
AIRE	A(m ²)	1,92	1,92	1,92	1,92	1,92
Centre de gravité	Vs(m)					
	Vi(m)	3,55	3,55	3,55	3,55	3,55
Moment d'inertie	I(m)	0,0144	0,0144	0,0144	0,0144	0,0144

-Caractéristiques de la section métallique :

Tableau V-7: Caractéristiques de la section métallique.

		Caractéristiques de la section métallique				
	Section	S1	S2+	S2-	S3+	S3-
AIRE	A(m ²)	0,1759	0,2207	0,2207	0,1973	0,1973
Centre de gravité	Vs(m)	1,6657	1,8631	1,8631	1,6868	1,6868
	Vi(m)	1,7343	1,5369	1,5369	1,7132	1,7132
Moment d'inertie	I(m)	0,3072	0,4243	0,4243	0,3664	0,3664

- Caractéristique de la section mixte pour la superstructure à long terme :

Tableau V-8: Caractéristiques de la section métallique nL=18.

		Caractéristique de la section mixte nL=18				
	Section	S1	S2	S2-	S3+	S3-
AIRE	A(m ²)	0,2826	0,3274	0,2207	0,3040	0,1973
Centre de gravité	Vs(m)	0,9803	1,2072	1,8631	1,0422	1,6868
	Vi(m)	2,4197	2,1928	1,5369	2,3578	1,7132
	a	0,6854	0,6559	0	0,6446	0
Moment d'inertie	I(m ⁴)	0,5269	0,7165	0,4243	0,6008	0,3664

-Caractéristique de la section mixte pour les actions du retrait :

Tableau V-9: Caractéristiques de la section métallique nL=15.

Caractéristique de la section mixte nL=15						
	Section	S1	S2	S2-	S3+	S3-
AIRE	A(m ²)	0,3039	0,3487	0,2207	0,3253	0,1973
Centre de gravité	Vs(m)	0,9009	1,1241	1,8631	0,9641	1,6868
	Vi(m)	2,4991	2,2759	1,5369	2,4359	1,7132
	a	0,7648	0,7390	0	0,7227	-
Moment d'inertie	I(m)	0,5524	0,7536	0,4243	0,6293	0,3664

-Caractéristique de la section mixte pour les surcharges :

Tableau V-10: Caractéristiques de la section nL=6

Caractéristique de la section mixte nL=6						
	Section	S1	S2	S2-	S3	S3-
AIRE	A(m ²)	0,4959	0,5407	0,2207	0,5173	0,1973
Centre de gravité	Vs(m)	0,4940	0,6717	1,8631	0,5506	1,6868
	Vi(m)	2,9060	2,7283	1,5369	2,8494	1,7132
	a	1,1717	1,1914	0	1,1362	0
Moment d'inertie	I(m ⁴)	0,6838	0,9560	0,4243	0,7806	0,3664

V.5.JUSTIFICATION DES SECTIONS MIXTES À L'ELU (EUROCODE 3 ET 4)

V.5.1.la résistance en section

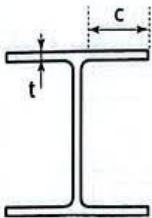
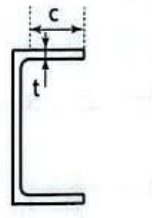
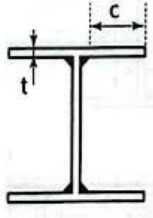
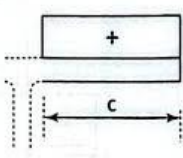
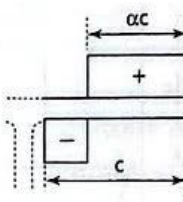
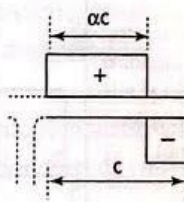
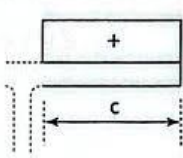
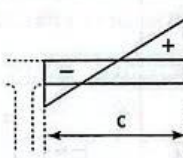
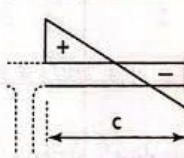
V.5.1.1. Définition générale des classes des sections

Les sections sont classées sur une échelle de 1 à 4, en fonction de l'élancement (largeur/épaisseur, noté c/t) des différentes parois comprimées qui les composent, de leur limite d'élasticité et des contraintes de sollicitation à l'ELU

- Classe 1 : Section transversale pouvant atteindre sa résistance plastique sans risque de voilement et possédant une capacité de rotation importante pour former une rotule plastique.
- Classe 2 : Section transversale pouvant atteindre sa résistance plastique sans risque de voilement, mais avec une capacité de rotation limitée.
- Classe 3 : Section transversale pouvant atteindre sa résistance élastique, en fibres extrême, mais non sa résistance plastique, du fait des risques du voilement local.
- Classe 4 : Section transversale ne pouvant atteindre sa résistance élastique à cause des risques de voilement

V.5.1.2. Classification des sections : EN 1993-1-1 : 2005 – Article 5.5

- Classification des semelles en consoles :

Semelles en console						
						
Sections laminées		Sections soudées				
Classe	Paroi comprimée	Paroi fléchie et comprimée				
		Extrémité comprimée	Extrémité tendue			
Distribution des contraintes dans les parois (compression positive)						
1	$c/t \leq 9 \epsilon$	$c/t \leq \frac{9 \epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9 \epsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$			
2	$c/t \leq 10 \epsilon$	$c/t \leq \frac{10 \epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{10 \epsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$			
Distribution des contraintes dans les parois (compression positive)						
3	$c/t \leq 14 \epsilon$	$c/t \leq 21 \epsilon \sqrt{k_\sigma}$ Pour k_σ , voir EN 1993-1-5				
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y (MPa)	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

- Classification des parois internes :

Parois comprimées internes						
Classe	Paroi fléchie	Paroi comprimée	Paroi fléchie et comprimée			
Distribution des contraintes dans les parois (compression positive)						
1	$c/t \leq 72 \epsilon$	$c/t \leq 33 \epsilon$	lorsque $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{396 \epsilon}{13 \alpha - 1}$ lorsque $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{36 \epsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83 \epsilon$	$c/t \leq 38 \epsilon$	lorsque $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{456 \epsilon}{13 \alpha - 1}$ lorsque $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{41,5 \epsilon}{\alpha}$			
Distribution des contraintes dans les parois (compression positive)						
3	$c/t \leq 124 \epsilon$	$c/t \leq 42 \epsilon$	lorsque $\psi > -1$: $c/t \leq \frac{42 \epsilon}{0,67 + 0,33 \psi}$ lorsque $\psi \leq -1^*$: $c/t \leq 62 \epsilon (1 - \psi) \sqrt{(-\psi)}$			
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y (MPa)	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Tableau V-11: Classification des sections du pont étudiée.

	Paroi comprimé	C	t	C/t	ε	Vérification	Classe de l'âme /semelle	Classe de section
Section 1	Semelle sup	0,485	0,04	12,125	0,81	11,34	4	4
	Ame	3,33	0,03	111,000		100,44	4	
	Semelle inf	-	-	-		-	1	
Section 2	Semelle sup	0,485	0,05	9,700		11,34	3	4
	Ame	3,29	0,03	109,667		100,44	4	
	Semelle inf	-	-	-		-	1	
Section 3	Semelle sup	0,485	0,05	9,700		11,34	3	4
	Ame	3,31	0,03	110,333		100,44	4	
	Semelle inf	-	-	-		-	1	

D'après la classification obtenue, la section étudiée appartient à la **classe 4**. Cela signifie qu'elle est constituée de parois élancées sensibles au voilement local avant d'atteindre la limite élastique de l'acier.

V.5.2. Justification en flexion

Les sections de classe 1 ou 2 peuvent être justifiées en plasticité ou en élasticité. Les sections de classe 3 sont justifiées en élasticité, éventuellement reclassées en classe 2 efficace et justifiées en plasticité. Les sections de classe 4 sont aussi justifiées en élasticité, mais avec un calcul conduit sur une section efficace, réduite pour tenir compte du risque de voilement.

-Justification en élasticité : EN1994-2

$$\sigma_{Ed} \leq f_d$$

Avec :

$$f_d = f_{yd} = f_y / \gamma_a \text{ Pour le métal.}$$

$$f_d = 0.85 f_{cd} = 0.85 f_{ck} / \gamma_c \text{ Pour le béton.}$$

$$\text{Avec : } \gamma_a = 1.05 \text{ et } \gamma_c = 1.5$$

V.5.3. Justification à l'effort tranchant

Quelle que soit la classe de la section mixte, on doit vérifier $V_{Ed} \leq V_{pl,a,Rd}$ où $V_{pl,a,Rd}$ est la résistance plastique à l'effort tranchant de la charpente métallique. En l'absence de sollicitation de torsion, $V_{pl,a,Rd}$ est donné par

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} \leq 1$$

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$$

A_v : c'est l'aire de cisaillement. $A_v = h_w \times t_w$

V.5.4. Justification au moment fléchissant

Selon le résultat de la classification des différentes sections nous avons des sections de classe 4, ce qui implique une vérification à allons vérifier que $M_{ED}/M_{c, rd} \leq 1$

$$M_{c, rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$W_{pl} = \frac{V}{I}$$

A considérer :

$y = V_s$ pour le calcul des moments négatifs.

$y = V_i$ pour le calcul des moments positifs

V.5.5. Justifications des contraintes de l'acier et du béton

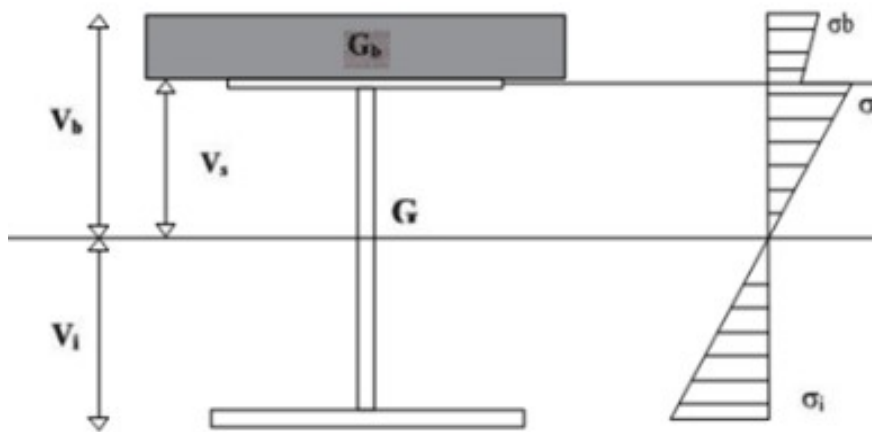


Figure V-13: Distribution des contraintes dans la section mixte.

Les formules de Navier sont applicables à condition de respecter l'homogénéité de la section. Les contraintes sont alors données par les relations suivantes :

-Acier : Fibre supérieur : $\sigma_s = (M \cdot V_s) / I$.

-Acier : Fibre inférieur : $\sigma_i = (M \cdot V_i) / I$.

-Béton : $\sigma_b = (1/n) \cdot (M \cdot V_b) / I$.

V.5.6. Résultats et vérifications

Phase 1 : Poutre seule (structure métallique)

Dans cette phase, les poutres métalliques sont seules en place, sans la dalle en béton. La structure est entièrement métallique et ne reprend que son propre poids.

Tableau V-12: vérification M et V en phase une.

		Section 1	Section 2		Section 3	
		M+	M+	M-	M+	M-
Moment résistant	Mc,rd (MN.m)	62,882	98,007	80,847	75,923	77,112
Moment appliqué	MEd(MN.m)	1,588	1,634	3,730	3,951	1,008
Vérification	Med /McRd	0,025	0,017	0,046	0,052	0,013
Effort tranchant	V c,rd(MN)	20,475	20,229		20,352	
effort tranchant	V Ed(MN)	0,222	0,504		0,381	
Vérification	VEd/VcRd	0,011	0,025		0,019	

Tableau V-13: Vérification des contraintes de la phase une.

		Section 1	Section 2		Section 3	
Contrainte de calcul	σ_{inf} (MPa)	8,9643	5,9185	13,5095	18,4743	4,7114
	σ_{sup} (MPa)	8,6097	7,1747	16,3768	18,1896	4,6388
	$\sigma_{béton}$ (MPa)	0	0	0	0	0

Phase 2 : Bétonnage (en deux étapes)**Bétonnage à mi- travée :**

Dans cette phase, le béton frais est coulé sur les poutres métalliques déjà en place. À ce stade, le béton n'a pas encore durci et ne participe pas à la résistance de la structure. Il est donc considéré comme une charge supplémentaire appliquée sur les poutres en acier.

Tableau V14: Vérification M et V phase 2 (bétonnage mi- travées).

		Section 1	Section 2		Section 3	
		M+	M+	M-	M+	M-
Moment résistant	Mc,rd(MN.m)	62,882	98,007	80,847	75,923	77,112
Moment appliqué	MEd(MN.m)	5,863	4,292	15,435	14,692	4,848
Vérification	Med /McRd	0,090	0,043	0,191	0,193	0,063
Effort tranchant	V c,rd(MN)	20,475	20,229		20,352	
effort tranchant	V Ed(MN)	0,864	1,912		1,501	
Vérification	VEd/VcRd	0,0422	0,0945		0,0738	

Tableau V-15: Vérification des contraintes de la phase deux (bétonnage a mis travées).

		Section 1	Section 2		Section 3	
Contrainte de calcul	$\sigma_{inf}(MPa)$	25,8736	11,7642	51,3266	54,6674	22,6681
	$\sigma_{sup}(MPa)$	10,4821	6,4763	62,2204	24,1655	22,3188
	$\sigma_{béton}(MPa)$	0	0	0	0	0

Bétonnage sur appuis :

Cette phase, correspond à la mise en place du béton frais au niveau des zones d'appui de la structure. À ce stade, le béton n'est pas encore totalement durci, mais le moment résistant évolue progressivement. La structure commence à devenir mixte (acier + béton), en utilisant un coefficient d'équivalence entre le béton et l'acier, généralement pris égal à $n=18$. Cela signifie que le béton commence à participer à la résistance de la structure.

Tableau V-16: vérification M et V en phase 2 (bétonnage sur appuis).

		Section 1	Section 2		Section 3	
		M+	M+	M-	M+	M-
Moment résistant	$M_{c,rd}(MN.m)$	77,304	115,999	80,847	90,459	77,112
Moment appliqué	$M_{Ed}(MN.m)$	5,634	3,844	14,170	13,930	4,612
Vérification	M_{ed} / M_{cRd}	0,072	0,033	0,17	0,153	0,060
Effort tranchant	$V_{c,rd}(MN)$	20,475	20,229		20,352	
effort tranchant	$V_{Ed}(MN)$	0,848	1,633		1,462	
Vérification	V_{Ed} / V_{cRd}	0,041	0,081		0,072	

Tableau V-17: Vérification des contraintes en phase deux (bétonnage sur appuis).

		Section 1	Section 2		Section 3	
Contrainte de calcul	$\sigma_{inf}(MPa)$	26,9237	13,1358	55,9089	57,6582	21,5654
	$\sigma_{sup}(MPa)$	10,9075	7,2314	67,7753	25,4876	21,2331
	$\sigma_{béton}(MPa)$	0,7914	0,5016	0	1,8236	0

Phase 3 : Fin du bétonnage (structure rigide)

La fin du bétonnage correspond à la mise en place du béton sur toute la structure. À ce stade, le béton est encore en phase de durcissement initial et ne développe pas encore toutes ses propriétés mécaniques. On commence à prendre en compte le retrait du béton, et le calcul est réalisé sur la base de la section mixte complète, avec un coefficient d'équivalence généralement pris égal à $n=15$. On considère également que le béton est fissuré dans les zones tendues, notamment au niveau des appuis.

Tableau V-18: vérification M et V en phase 3.

		Section 1	Section 2		Section 3	
		M+	M+	M-	M+	M-
Moment résistant	Mc,rd(MN.m)	78,472	117,546	150,184	91,708	142,728
Moment appliqué	MEd(MN.m)	7,164	1,199	25,838	19,242	8,467
Vérification	Med /McRd	0,091	0,010	0,172	0,210	0,059
Effort tranchant	V c,rd(MN)	20,475	20,229		20,352	
effort tranchant	V Ed(MN)	1,413	2,981		2,297	
Vérification	Ved/VcRd	0,069	0,1473		0,113	

Tableau V-19: vérification des contraintes en phase 3.

		Section 1	Section 2		Section 3	
Section 1	σ_{inf} (MPa)	32,4087	3,6201	93,5898	74,4839	39,5875
	σ_{sup} (MPa)	11,6838	1,7881	113,4538	29,4777	38,9774
	$\sigma_{béton}$ (MPa)	1,0383	0,1510	0	2,5767	0

Phase 4 : Mise en service – Application des surcharges

La phase de mise en service correspond à la situation où la structure est soumise aux surcharges d'exploitation (ferroviaires, vent, etc.) après le durcissement complet du béton. Alors le béton et l'acier travaillent ensemble de manière efficace avec un coefficient d'équivalence généralement pris égal à $n=6$.

Tableau V-20: vérification M et V en phase 4.

		Section 1	Section 2		Section 3	
		M+	M+	M-	M+	M-
Moment résistant	Mc,rd(MN.m)	83,536	124,396	150,184	97,248	142,728
Moment appliqué	M Ed(MN.m)	34,604	20,131	109,296	80,939	65,182
Vérification	Med /McRd	0,414	0,162	0,728	0,832	0,457
Effort tranchant	V c,rd(MN)	20,475	20,229		20,352	
effort tranchant	V Ed(MN)	5,308	9,500		7,30678	
Vérification	Ved/VcRd	0,259	0,4696		0,359	

Tableau V-21: vérification des contraintes en phase 4.

Contrainte de calcul		Section 1	Section 2		Section 3	
	$\sigma_{inf}(MPa)$	147,0553	57,4487	395,8915	295,4644	304,7759
	$\sigma_{sup}(MPa)$	25,0010	14,1436	479,9177	57,0889	300,0794
	$\sigma_{béton}(MPa)$	6,6971	3,4101	0	14,6994	0

V.5.7. Justification sous l'interaction M.V (EN1994-2, 6.2.2.4)

Lorsque V_{Ed} est supérieur à la moitié de V_{Rd} , V_{Ed} diminue la résistance à la flexion. La diminution à prendre en compte dépend de la classe de la section. (EN1994-2, 6.2.2.4(1))

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} = 0,4696 < 0.5 \text{ Donc l'interaction est négligeable}$$

V.5.8. Vérification du voilement (selon EC3 et CCM97)

Le voilement est un phénomène d'instabilité élastique qui affecte les éléments minces comprimés et se manifeste par l'apparition d'ondulations locales. Ce phénomène peut survenir sous l'action d'un effort de compression ou d'un effort de cisaillement. La vérification du voilement est réalisée selon la méthode post-critique définie par l'Eurocode 3.

Pour éviter le voilement des âmes des poutres, deux moyens sont possibles :

- soit augmenter l'épaisseur de l'âme.
- Soit disposer des raidisseurs d'âme, judicieusement positionnés.

On va mettre des raidisseurs longitudinaux au niveau de chaque entretoise donc chaque 5m.

La résistance au voilement par cisaillement doit être vérifiée lorsque le rapport d/t_w de l'âme vaut : $d/t_w > 30 \varepsilon \sqrt{k_\tau}$

$$k_\tau = 5.34 + \left[4 \left(\frac{a}{d} \right)^2 \right]$$

a : espacement libre des raidisseurs intermédiaires. d : distance entre nus intérieurs des semelles.

Si non il faut vérifier que l'effort tranchant sollicitant de calcul est inférieur, ou égal à l'effort tranchant résistant de calcul :

$$V_{Ed} / V_{a,Rd} \leq 1$$

$$\text{Avec : } \frac{a}{d} = \frac{5}{1.665} = 3 > 1$$

$$k_\tau = 5.34 + \left[4 / (a/d)^2 \right] = 5.34 + \left[4 / (3)^2 \right] = 5.784$$

$$(d)/(t_w) = (1.665)/(0.03) = 55.5 > 30 \varepsilon \sqrt{k_\tau} = 30 \times 0.81 \sqrt{5.784} = 58.44$$

(Pas de risque de voilement).

V.5.9. Vérification au déversement

Le déversement est un phénomène d'instabilité qui se produit lorsque la semelle supérieure n'est pas encore solidarifiée avec la dalle en béton, notamment durant la phase où le béton est encore à l'état frais.

Le déversement se manifeste alors par une combinaison de déplacement latéral de la poutre et de rotation de sa section, sous l'effet des sollicitations de flexion suivant son axe fort.

En absence de maintien latéral suffisant de la semelle comprimée, la poutre devient sensible à ce type d'instabilité, ce qui nécessite une vérification spécifique conformément aux dispositions

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1$$

$$\text{Avec : } M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{pl,Rd} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

$W_{pl,Rd}$: module de résistance plastique de la section nominale.

f_y : valeur de la résistance limite d'élasticité minimale.

γ_{M1} : coefficient partiel de sécurité relatif au matériau ($\gamma_{M1} = 1.1$).

χ_{LT} : Coefficient réducteur de déversement.

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{lt} + \sqrt{\phi_{lt}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq 1$$

$$\phi_{lt} = 0.5 [1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

Et $\bar{\lambda}_{LT} = 0.49$ (Profilé soudé)

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}}$$

Moment critique de déversement M_{cr} :

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{(k_z L)^2} \left(\sqrt{\left(\frac{k_z}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k_z L)^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} + (C_2 z_g)^2} - (C_2 z_g) \right)$$

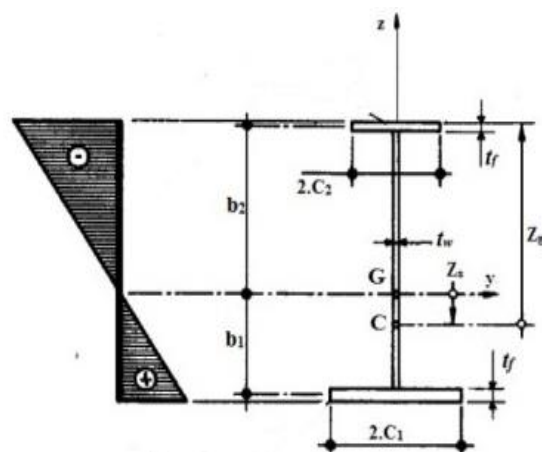


Figure V-14: Section transversale de la poutre principale.

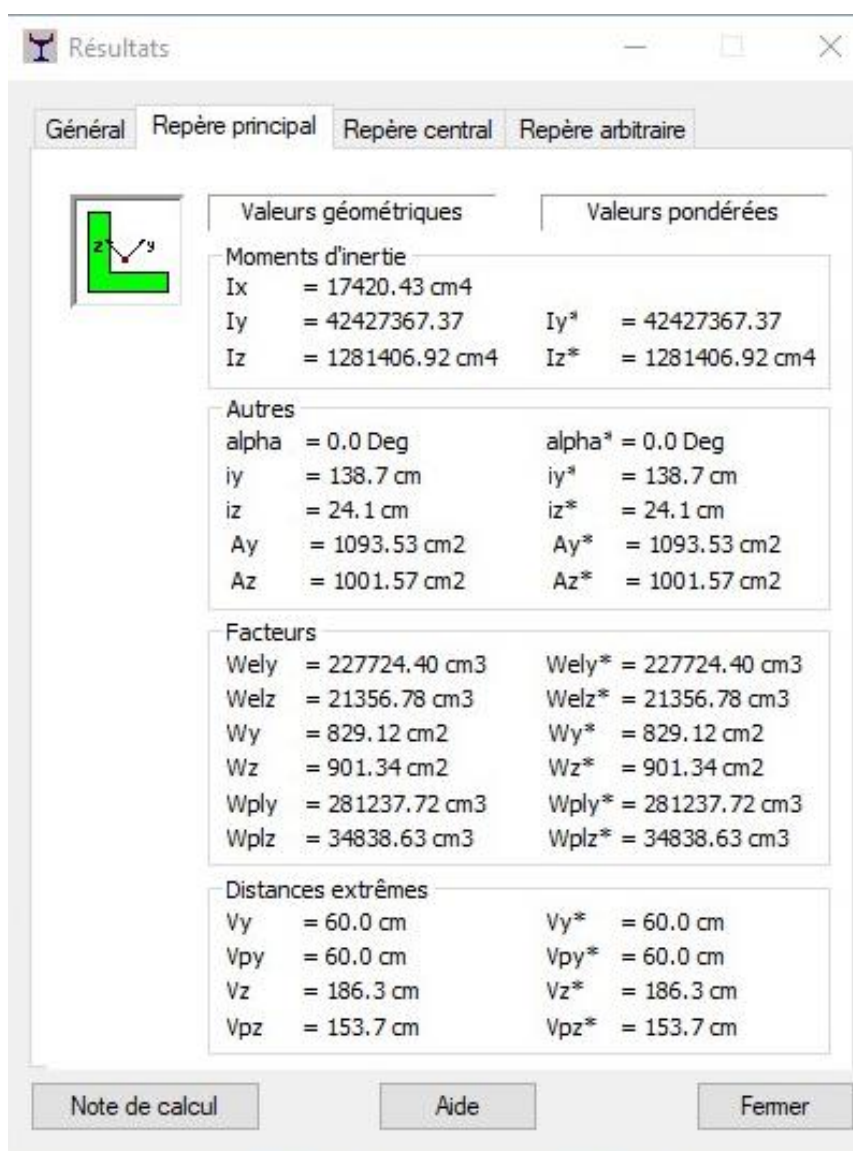


Figure V-15: Caractéristique de la section a mi- travée.

$$I_z = 0.0128 \text{ m}^4$$

$$I_y = 0.0424 \text{ m}^4$$

$$I_t = \frac{(2b * t_f^3 + (h - 2t_f)t_w^3}{3} = 9.864 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$I_w = I_z(h - t_f^2) \frac{I_z(h - t_f^2)}{4} = 8.496 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

Selon les tableaux présents dans l'Eurocode, on déduit les coefficients $C1$, $C2$, $C3$

$$K = K_w = 0.5$$

$$C1 = 0.712$$

$$C2 = 0.652$$

$$C3 = 1.070$$

$$Z_g = 1.7 \text{ m}$$

Ainsi :

$$M_{cr} = 6917.9 \text{ MN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{0.273 \times 355}{6907.9}} = 0.11 < 0.4$$

$$\phi_{lt} = 0.484$$

$$\chi_{LT} = 1.01$$

$$M_{b.Rd} = 97.88$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b.Rd}} = \frac{80.93934}{97.88} = 0.82 \leq 1 \text{ (Pas de risque de déversement).}$$

V.6.JUSTIFICATION DES SECTIONS MIXTES À L'ELS

V.6.1. Effets des sollicitations différées

Dans une poutre mixte acier-béton, l'association de deux matériaux aux propriétés mécaniques différentes, liés de manière solidaire, engendre des contraintes internes au sein de la poutre. Ces contraintes sont dites auto-équilibrées, car elles apparaissent en l'absence de charges extérieures et résultent de la différence de déformation entre l'acier et le béton.

Ces sollicitations sont principalement dues aux deux facteurs suivants :

- Le retrait du béton,
- La différence de température entre l'acier et le béton.

V.6.1.1. Effets du retrait (EN 1992-1-1, 3.1)

Comme la dalle est liée rigidement à la structure métallique, le béton de la section mixte ne peut pas effectuer librement son retrait, en y engendrant un état de contrainte interne.

Le retrait du béton est une déformation ε imposée dans la section de béton comprimé qui a trois origines physiques possibles :

-Retrait thermique ε_{th} .

-Retrait endogène ε_{ca} .

-Retrait de dessiccation ε_{cd} .

V.6.1.1.1. Calcul du retrait à la mise en service

Le calcul de ε_{cs} nécessite de connaître l'âge t du béton à l'instant t considéré. A cet instant, chaque plot a un âge différent. Pour simplifier, on considère l'âge moyen de tous les plots calculés en tenant compte du phasage de construction : $t = 79,25$ jours.

- Retrait endogène (EN 1992-1-1, 3.1.4(6))**

Le retrait endogène est une déformation différée du béton qui apparaît dès les premiers stades de durcissement. Il est dû à la consommation interne de l'eau par les réactions d'hydratation du ciment, sans échange d'humidité avec le milieu extérieur.

Résistance caractéristique à la compression sur cylindre : $f_{ck} = 35$ MPa valeur moyenne de la résistance à la traction.

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty)$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2.5(f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = 6.25 \cdot 10^{-5}$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0.2\sqrt{t}) = 0.8314$$

$$\text{D'où on déduit } \varepsilon_{ca}(t) = 5.2 \cdot 10^{-5}$$

- Retrait de dessiccation (EN 1992-1-1, annexe B2)**

Le retrait de dessiccation est une déformation différée du béton due à la perte d'eau vers l'environnement extérieur. Ce phénomène apparaît lorsque l'eau contenue dans les pores du béton s'évapore vers l'air ambiant. Il dépend principalement des conditions climatiques (humidité relative, température), ainsi que des dimensions de l'élément en béton.

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \varepsilon_{cd,0}$$

Où : t : est l'âge du béton à l'instant considéré, en jours.

t_s : est l'âge du béton (jours) au début du retrait de dessiccation (ou gonflement).

Normalement, ceci correspond à la fin de la cure.

$\varepsilon_{cd,0}$; est appelé retrait de dessiccation de référence et est calculé par :

$$\varepsilon_{cd,0} = 0.85 [(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp(-\alpha_{ds2} (f_{cm}/f_{cm0}))] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH}$$

L'humidité relative retenue pour le projet est de 90 % donc on en déduit le coefficient :

$$\beta_{RH} = 1.55 [1 - (/100)^3] = 0.42$$

f_{cm0} est une valeur de référence de la résistance à la compression prise égale à 10 MPa.

Les coefficients α_{ds1} et α_{ds2} traduisent la rapidité de prise du ciment.

Pour un ciment à prise normale (N),

$$\text{on a : } \alpha_{ds1} = 4$$

$$\text{et } \alpha_{ds2} = 0.12$$

$$\text{Ainsi : } \varepsilon_{cd,0} = 1.643 \times 10^{-4}$$

k_h est un coefficient dépendant du rayon moyen h_0 , conformément au tableau suivant :

Tableau V-22 : Valeurs de k_h .

H0	Kh
100	1.0
200	0.85
300	0.75
≥ 500	0.70

h_0 : Rayon moyen (mm) de la section transversale $= 2A_c/u$.

Avec : A_c : aire de la section du béton. $A_c = 3.84 \text{ m}^2$

u : le périmètre exposé à la dessiccation. C'est donc le périmètre en contact direct avec l'atmosphère (en soustrayant la largeur des semelles métalliques supérieures ainsi que la largeur de la chape d'étanchéité).

$$u = 25.6 - 1 \times 2 = 23.6 \text{ m}$$

$$h_0 = \frac{2 \times 3.84}{23.6} = 336.015 \text{ mm alors } k_h = 0.75$$

Par hypothèse, l'âge t_s du béton quand le retrait de dessiccation commence, est pris égal à 1 jour.

Alors, on a :

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t-t_s)}{(t-t_s)+0.04\sqrt{h_0}^3} = \frac{(79.25-1)}{(79.25-1)+0.04\sqrt{336}^3} = 0.4 \text{ pour } t = 79.25$$

$$\text{On déduit ainsi : } \varepsilon_{cd}(t) = 0.24 \times 0.75 \times 1.643 \times 10^{-4} = 2.95 \times 10^{-5}$$

$$\varepsilon_{cs}(t) = \varepsilon_{ca}(t) + \varepsilon_{cd}(t) = 8.15 \times 10^{-5}$$

V.6.1.1.2. Calcul Retrait au temps infini

L'âge du béton est alors infini. En faisant tendre t vers l'infini dans les expressions du paragraphe précédent, on déduit

$$\beta_{as}(\infty) = 1 \text{ et } \beta_{ds}(\infty, t_s) = 1.$$

$$\text{Par suite, on a : } \varepsilon_{cs}(\infty) = \varepsilon_{cd}(\infty) + \varepsilon_{ca}(\infty)$$

$$\text{Avec : } \varepsilon_{ca}(\infty) = 6.25 \times 10^{-5}$$

$$\text{et } \varepsilon_{cd}(\infty) = k h \varepsilon_{cd,0} = 1.643 \times 10^{-4} \times 0,75 = 1.232 \times 10^{-4}$$

Au final, on applique $\varepsilon_{cs}(\infty) = 1.857.10^{-4}$ sur la dalle complète.

V.6.1.1.3. Calcul du retrait thermique

Une différence de température ΔT entre l'acier et le béton engendre des efforts de même nature que ceux du retrait, lorsque la dalle est plus froide que les poutres ($\Delta T > 0$) l'état de contrainte dans la section mixte est identique à celui dû au retrait, et dans le cas contraire ($\Delta T < 0$) les efforts intérieurs sont inversés (la dalle est tendue).

La valeur de ΔT est recommandée à 20°C mais est modifiable dans l'Annexe. En appliquant strictement l'EN1994-2, on obtiendrait alors :

$$\varepsilon_{th} = \alpha_{th}^c \cdot \Delta T = 2 \times 10^{-4}$$

Ce qui est relativement élevé.

$$\text{Avec : } \alpha_{th}^c = 10^{-5}$$

Nous considérons actuellement que l'ordre de grandeur du retrait équivalent est la moitié de l'effet sur la section mixte du refroidissement du béton :

$$\varepsilon_{th} = \alpha_{th}^c \cdot \Delta T / 2 = 1 \times 10^{-4}$$

Le retrait thermique est appliqué sur la structure en même temps que le retrait au jeune âge (t) = 8.15×10^{-5} . Il ne s'utilise normalement qu'à court terme pour déterminer les zones fissurées de l'analyse globale et pour vérifier que les fissures de la dalle sont maîtrisées. Par simplification (et afin de limiter les calculs), on a choisi de le traiter de la même façon que le retrait à la mise en service.

Bilan des retraits

Pour les vérifications à la mise en service, on applique un retrait de

$$8.15 \times 10^{-5} + 1 \times 10^{-4} = 1.815 \times 10^{-4}$$

à chaque plot lorsqu'il est bétonné.

CONTRAINTES DUE AUX RETRAITS DU BETON

Les contraintes due aux retraits sont calculées et prises en considération par le logiciel de modélisation MIDAS Civil.

V.6.2. Vérification de la flèche (EN 1990 ANNEXE A2, A.2.4.4.2.3)

La flèche est une déformation verticale d'une structure soumise à des charges. La vérification de la flèche permet de garantir le bon comportement en service du pont et d'éviter le déraillement est des déformations excessives susceptibles d'affecter la sécurité et le confort des usagers.

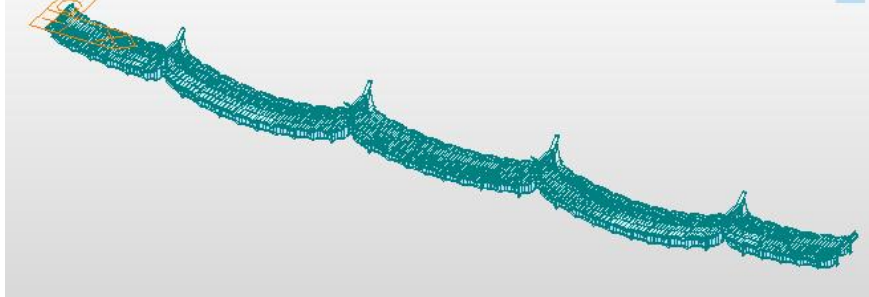


Figure V-16: Flèche de calcul [MIDAS CIVIL]

D'après le logiciel de calcul la flèche de calcul due au surcharge $\delta_{cal} = 11.865 \text{ cm}$ Pour le train et la flèche de calcul due au poids propre et ccp $\delta_{pp+ccp} = 7.9 \text{ cm}$ donc on met une contre flèche sous le poids propre es le p de -7.9 cm

Alors $\delta_{ELS} - \delta_{pp+p} = 3.965 \text{ cm}$

$$\delta_{adm} \leq \frac{L}{800}$$

$$\delta_{adm} \leq \frac{55}{800} = 6.875 \text{ cm}$$

$$\delta_{ELS} - \delta_{pp+ccp} = 3.965 \leq \delta_{adm} = 6.875 \text{ cm}$$

Alors la flèche est vérifiée.

V.6.3. Justification des contraintes (EN 1994-2 :2005)

Contrainte admissible du béton :

$$\sigma_B = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_B = 0.6 \times 35 = 21 \text{ MPA}$$

Contrainte admissible de l'acier des poutres :

Tableau V-23: Contraintes limites d'élasticité f_y .

Épaisseur r de plaque (mm)	Ma x ($t \leq$)	16.00	40.00	63.00	80.00	100.0 0	150.0 0
	Min ($t >$)	0.00	16.00	40.00	63.00	80.00	100.0 0
f_y (MPa)		355.0 0	345.0 0	335.0 0	325.0 0	315.0 0	295.0 0

f_y : la valeur nominale de la limite élastique.

$$t_{max} = \max(t_w, t_f) = t_f = 60 \text{ mm} > 40$$

$$f_y = 335 \text{ N/mm}^2$$

V.7.ÉTUDE DE L'ENTRETOISE

Dans les ponts à poutres multiples, les entretoises sont des éléments importants qui relient les poutres principales. Placées transversalement, elles assurent la stabilité et la rigidité du tablier, tout en maintenant l'écartement entre les poutres et en améliorant la répartition des charges. Elles contribuent également à éviter le déversement des poutres. Au niveau des appuis, leur rôle devient encore plus important car elles participent à la reprise des efforts, notamment lors du remplacement des appareils d'appui.

Les entretoises et les contreventements assurent aussi la reprise et la transmission des efforts horizontaux dus au vent et à la stabilisation des poutres. De plus, elles servent d'appuis aux vérins lors du soulèvement du pont pour réparation ou remplacement des appareils d'appui, garantissent l'indéformabilité de la section transversale et participent à la reprise des efforts de torsion dans les poutres.

Dans notre ouvrage, on distingue deux types d'entretoises place chaque 5m :

Les entretoises sur appuis (HEB 1000) et les entretoises courantes (IPE 600).



Figure V-17: Entreeoise en vue 3D. MIDAS.

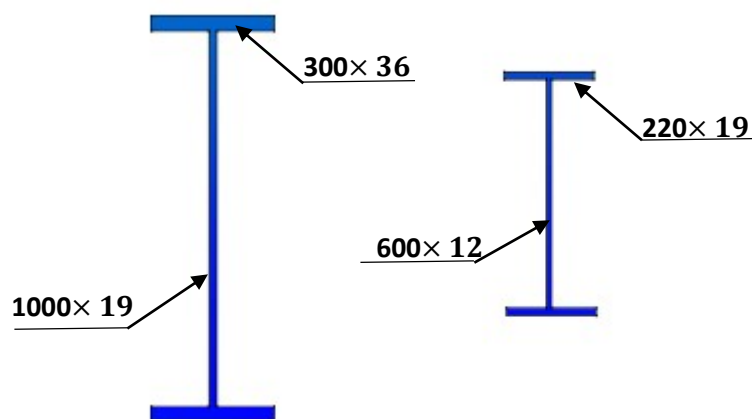


Figure V-18: HEB1000 et IPE 600.

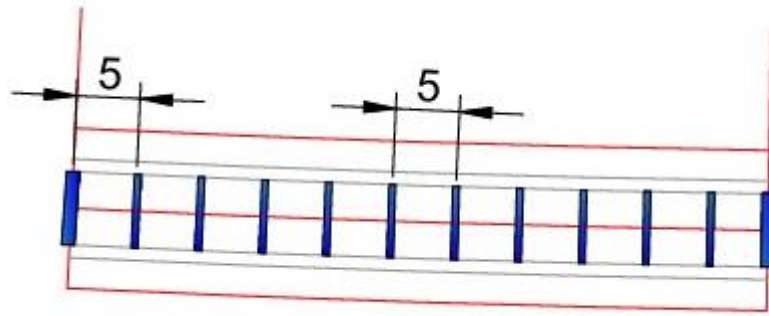


Figure V-19: Représentation des entretoises HEB1000 et IPE 600 en vue en plan.

V.7.1. Vérification des entretoises

V.7.1.1. Entretoises sur appuis

Les entretoises sur pile jouent un rôle essentiel dans le comportement global des ouvrages métalliques, notamment en assurant la liaison transversale entre les poutres principales au droit des appuis. Lors des opérations de mise en place ou de réglage, des vérins hydrauliques sont utilisés pour assurer le levage temporaire de l'ouvrage. Durant cette phase, les réactions initialement transmises aux piles sont reprises par ces vérins. On place le 1er vérin à 1 m de la poutre

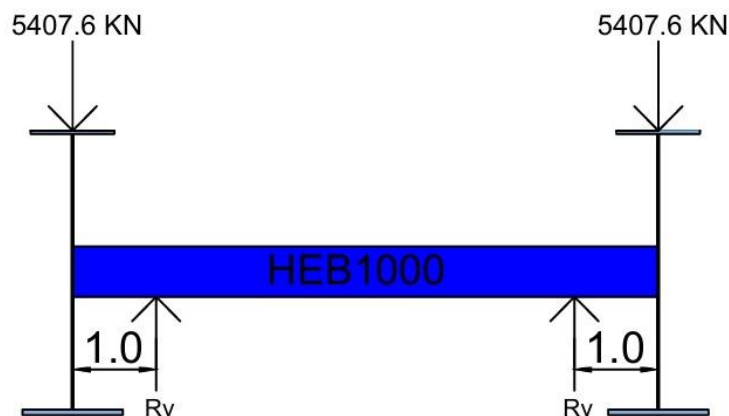


Figure V-20: Effort de vérins appliqué sur l'entretoise appuis.

On a alors : $VELU = 1.35 \times 5407.6 = 7300.26 \text{ kN.m}$

$$MELU = 7300.26 \times 1 = 7300.26 \text{ KN.m}$$

Vérification de contrainte

$$\sigma = \frac{Me \times Va}{I} = \frac{7300.26 \times 0.5}{0.0063} = 579.385 < 0.6f_e = 213 \text{ MPa}$$

Vérification au cisaillement

$$\tau = \frac{Ve}{h_w \times t_w} = \frac{7300.26}{0.019 \times 0.928} = 1069.625 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 0.6 \times f_e = 0.6 \times 213 = 127.8 \text{ MPa}$$

L'entretoise HEB 1000 ne vérifie pas les critères de résistance

Solution proposée

Remplacer l'HEB 1000 par une poutre PRS1800

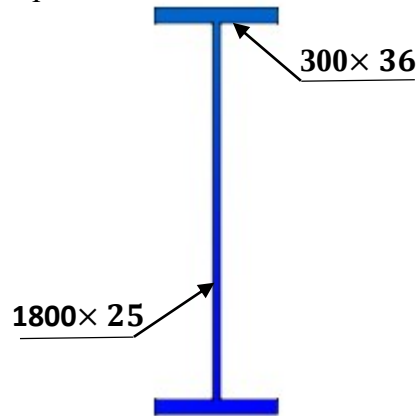


Figure V-21: Entretoise sur appuis PR1800.

Vérification de contrainte

$$\sigma = \frac{M_e \times V_a}{I} = \frac{7300.26 \times 0.9}{0.0551} = 119.24 \text{ MPa} < 0.6 f_e = 213 \text{ MPa}$$

Vérification au cisaillement

$$\tau = \frac{V_e}{h_w \times t_w} = \frac{7300.26}{0.025 \times 1.764} = 165.54 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 0.6 \times f_e = 0.6 \times 213 = 127.8 \text{ MPa}$$

La nouvelle poutre PRS vérifie le critère de résistance.

V.7.1.2. Entretoises courants IPE 600

➤ Vérification de l'entretoise sous une charge transversale de vent

On va vérifier la résistance des entretoises sous une charge transversale de vent. La pression du vent est fixée réglementairement par RCPA à l'ELU à 2,00 KN/m².

On prend un coefficient de sécurité de 1,5. La pression à l'ELU est donc $Q_{ELU} = 3,0 \text{ KN/m}^2$.

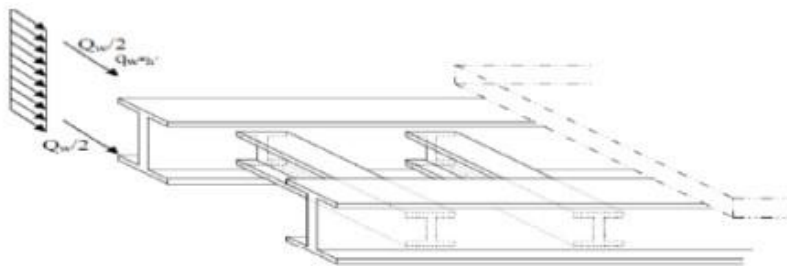


Figure V-22: Effet de vent sur la dalle mixte.

On suppose que le vent s'applique sur une hauteur de :

$$h' = h_{poutre} + e_{dalle} = 3.9 \text{ m.}$$

La force résultante de vent est alors : $Q_w = 3 \times 5 \times 3.9 = 58.5 \text{ KN}$

On va supposer que la moitié de Q_w est reprise par la dalle et l'autre moitié par la aine . D'où les efforts suivant dans les entretoises :

- Le moment fléchissant

$$M_e = \frac{Q_w}{2} \times h_m = \frac{58.5}{2} \times 1.7 = 49.725 \text{ KN.m}$$

- L'effort tranchant

$$V_e = \frac{Q_w}{2} \times \frac{h}{b} = \frac{58.5}{2} \times \frac{0.562}{0.22} = 74.72 \text{ KN}$$

On calcule alors :

$$\sigma = \frac{M_e \times V_a}{I} = \frac{49.725 \times 0.3}{0.0009} = 16.575 \text{ MPa} < f_e = 355 \text{ MPa. (Vérifié)}$$

$$\tau = \frac{V_e}{h_w \cdot t_w} = \frac{74.72}{0.562 \times 0.012} = 110.79 \text{ MPa} < 0.6 f_e = 213 \text{ MPa. (Vérifié)}$$

Où : $h : h_m = h_{poutre}/2$.

b : la largeur de la semelle de l'entretoise.

V_a : la distance de fibre tendue de l'entretoise par rapport l'axe de gravite.

I : moment d'inertie de l'entretoise.

V.7.1.3. Vérification vis-à-vis au voilement : NF en 1993-1

Tableau V-24: Vérification vis-à-vis au voilement.

	Entretoise courante(IPE600)	Entretoise sur appui(HEB1000)
d	541mm	868mm
t _w	12mm	19mm
d/ t _w	45.08	45.68
69ε	55.9	55.9

Donc la résistance au voilement par cisaillement n'a pas à être vérifiée.

V.8.DIMENSIONS DES GOUJONS (EN 1994-2:2005 6.6.3)

Les goujons utilisés sur notre pont mixte sont des tiges de 22 mm de diamètre surmontées par une tête de 25 mm de diamètre et de 10 mm de hauteur. La hauteur totale est de 200 mm.

On distingue deux modes de ruine pour ce type de connecteurs

- La ruine par cisaillement de l'acier en pied, vis à vis de laquelle on a une résistance caractéristique : $P_{RK}^{(1)} = 0,8 \cdot f_u \times \frac{\pi d^2}{4} = 0,8 \cdot 450 \times \frac{\pi \times 22^2}{4}$

$$P_{RK1} = 136,847 \text{ KN}$$

- La ruine par écrasement du béton en pied, vis-à-vis de laquelle on a une résistance caractéristique : $P_{RK}^{(2)} = 0,29 \cdot d^2 \sqrt{E_i \cdot f_c} = 0,29 \times 22^2 \sqrt{36000 \cdot 30}$

$$P_{RK}^{(2)} = 145866,4 \text{ KN}$$

E_i : module d'élasticité du béton,

f_u : résistance ultime à la traction de l'acier du goujon (450 MPa),

f_c : résistance ultime à la compression du béton (35 MPa),

h : hauteur du goujon,

d : diamètre du goujon.

La résistance de calcul à l'état limite ultime d'un connecteur, notée R_d , est obtenue à partir de ces formules en prenant :

$$P_{RK} = \min (P_{RK}^{(1)}, P_{RK}^{(2)}) = \min (136,847 \text{ KN}, 145866,4 \text{ KN}) = 136,847 \text{ KN}$$

Finalement, la résistance de calcul vaut :

$$\text{➤ A L'ELU : } P_{RKELU} = 0,8 \cdot P_{RK} = 0,8 \times 136,847 = 109,48 \text{ KN}$$

$$\text{➤ A L'ELS : } P_{RKELS} = K_S \cdot P_{RK} = 0,6 \times 136,847 = 82,11 \text{ KN}$$

Le coefficient K_S est soumis au choix de l'annexe nationale de l'EN1994-es 0,6.

V.8.1. Nombre des goujons

La méthode consiste tout d'abord à déterminer le flux de cisaillement longitudinal :

$$VEd = \frac{V \cdot \mu_c}{I_{mixte}}$$

V : Effort tranchant de calcul.

I_{mixte} : Moment d'inertie en flexion de la section mixte.

μ_c : Le moment statique de la dalle en béton par rapport au centre de gravité de la section mixte (Sous flexion négative, le moment statique porte uniquement sur l'aire de la section d'armature).

Le nombre de goujons choisis doit vérifier la condition suivante :

$$N \geq V_{L,Ed} \times L / P_{RK}$$

Avec : N : nombre de goujons

$L = 1m$ linéaire

P_{RK} : ELU et ELS

Résultats et dimensionnement

On effectuera notre calcul dans 3 sections :

- Section 1 : sur culée (26 m).
- Section 2 : sur appuis intermédiaires (14 m).
- Section 3 : à mi travée (41 m).

Tableau V-25: Flux de cisaillement et nombre de goujons à l'ELU.

	Nombre de goujons à l'ELU		
	Section 1	Section 2	Section 3
A dalle(mm ²)	1920,000	1920,000	1920,000
Ydalle (mm)	3500,000	3500,000	3500,000
Ymixte (mm)	2905,956	2728,304	1536,900
$\mu(c)$ ($\mu(c)$ (mm ³) $\times 10^6$)	114,057	148,166	376,915
I mixte	0,684	0,956	0,781
Ved(KN)	5,308	9,500	7,307
$V_{L,Ed}$ (KN)	885,322379	1472,34382	3528,2221
L	1	1	1
P_{RK} (KN)	109,480	109,480	109,480
N	8,08661289	13,4485187	32,2270926
NOMBRE DE GOIJONS	9	15	35
DISPOSITION	2 rangées de 4	4 rangées de 4	9 rangées de 4
ESPACEMENT longitudinale	33.33	25	12.5

Tableau V-26: Flux de cisaillement et nombre de goujons a L'ELS.

	Nombre de goujons a L'ELS		
	Section 1	Section 2	Section 3
A dalle (mm ²)	1920,000	1920,000	1920,000
Ydalle (mm)	3500,000	3500,000	3500,000
Ymixte (mm)	2905,956	2728,304	1536,900
$\mu(c) (mm^3) \times 10^6$	114,057	148,166	376,915
I mixte	0,684	0,956	0,781
Ved(KN)	3,874	7,162	5,404
VL,Ed(KN)	646,220837	1109,89333	2609,24395
L	1	1	1
PRK(KN)	82,11	82,11	82,11
N	7,87018435	13,5171518	31,7774199
NOMBRE DE GOUJONS	8	15	32
DISPOSITION	2 rangées de 4	4 rangées de 4	9 rangées de 4
ESPACEMENT longitudinale	33.33	25	12.5

V.8.2. Vérification de l'espacement vis à vis des dispositifs construction

La vérification des espacements vis-à-vis des dispositions constructives est une étape importante dans le dimensionnement des structures. Elle consiste à s'assurer que les distances entre les différents éléments, respectent les exigences des normes. Cette vérification permet d'assurer une bonne transmission des efforts et de garantir la durabilité ainsi que la sécurité de l'ouvrage.

V.8.2.1. Vérification des espacements transversaux

On a opté pour 5 files de goujons tout au long de la poutre.

Espacement $\geq 2.5 d = 55$ Espacement = 200 mm (Vérifié)

$e_v \geq 50$ mm $e_v = 150$ mm (Vérifié)

$e_D \geq 25$ mm $e_D = 150$ mm (Vérifié)

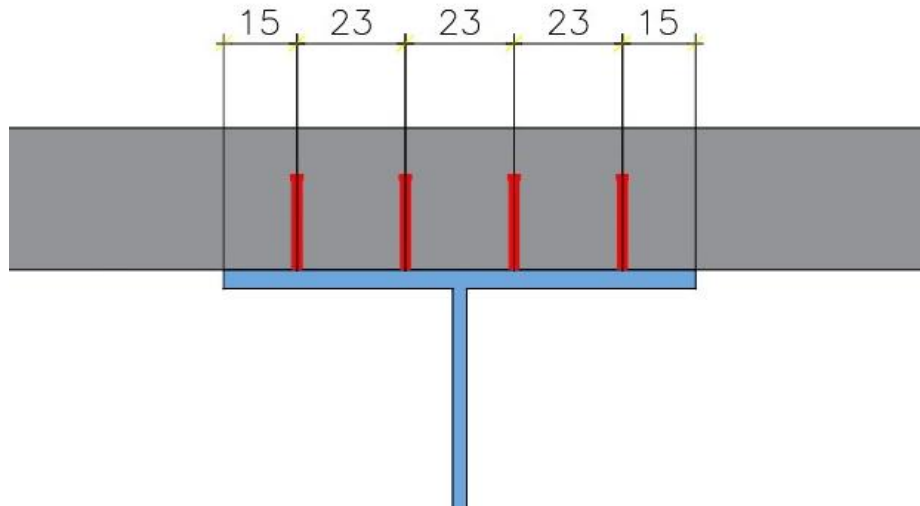


Figure V-23: Disposition transversale des goujons.

V.8.2.2. Vérification des espacements longitudinaux

$5d_D \leq S_D \leq 800\text{mm}$ alors $110\text{ mm} \leq S_D \leq 800\text{mm}$

S_D (Section 1) = 333 mm (Vérifié)

S_D (Section 2) = 250 mm (Vérifié)

S_D (Section 3) = 126 mm (Vérifié)

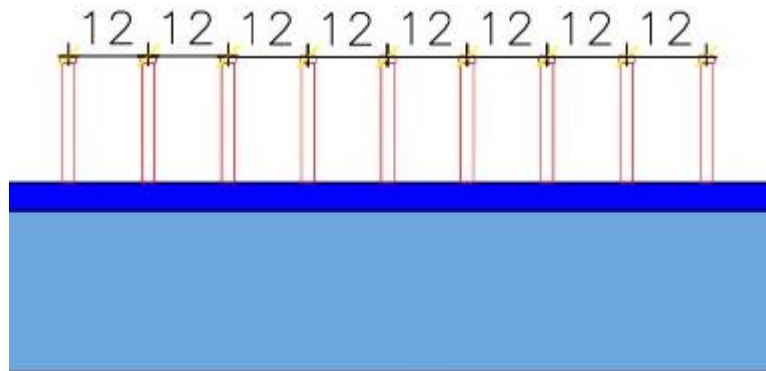


Figure V-24: Disposition longitudinale des goujons dans les différentes sections.

V.9. ÉTUDE DE LA DALLE EN BÉTON ARMÉ

La dalle d'un pont constitue un élément essentiel pour assurer une bonne la fonction de l'ouvrage destinée à recevoir les charge permanentes et de trafic et transmettre à aux poutres la dalle travaille principalement en flexion simple

Notre dalle est de longueur de 231m , 12.8m de largeur et épaisseur de 30cm et elle se compose de deux parties :

- Une dalle centrale de largeur de 7m doublement appuyée.
- Deux dalles en porte-à-faux de 2,9 m encastré d'une seule cotée.

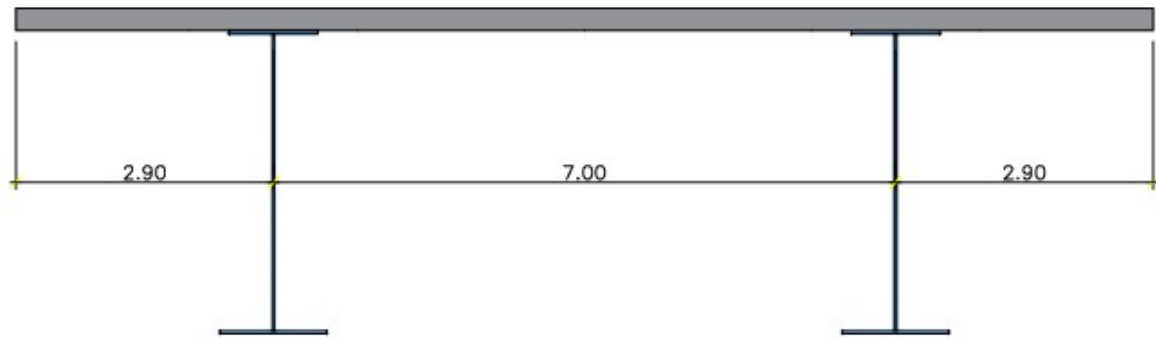


Figure V-25: disposition de la dalle.

En dalle centrale, le rapport est :

$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{7}{231} = 0.03$$

Pour la dalle en porte-à-faux, on obtient :

$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{2.9}{231} = 0.012$$

Dans les deux cas, le rapport $\frac{L_y}{L_x}$ est inférieur à 0,4. Selon les règles du BAEL pour les dalles en béton armé, on en déduit que la dalle travaille principalement dans le sens transversal.

V.9.1. Ferrailage de la dalle

Les combinaisons de charges qui donnent les moments fléchissant le plus défavorable sont :

$$\text{ELU : } 1.35G + 1.45 \text{ UIC71} + 1.2 \text{ SW/2} \pm 0.9T.$$

$$\text{ELS : } G + \text{UIC71} + \text{SW/2} + T.$$

V.9.1.1. Calcul de ferrailage transversal (sous M_{yy})

V.9.1.1.1. Dalle centrale

Calcul de ferrailage transversal (sous M_{yy}) Le logiciel « Robot Structural Analysis » permet d'analyser la répartition des efforts via l'option « Cartographie panneaux », facilitant l'identification des moments fléchissant M_x et M_y .

On résume ci-dessous les valeurs des moments maximaux sous les combinaisons :

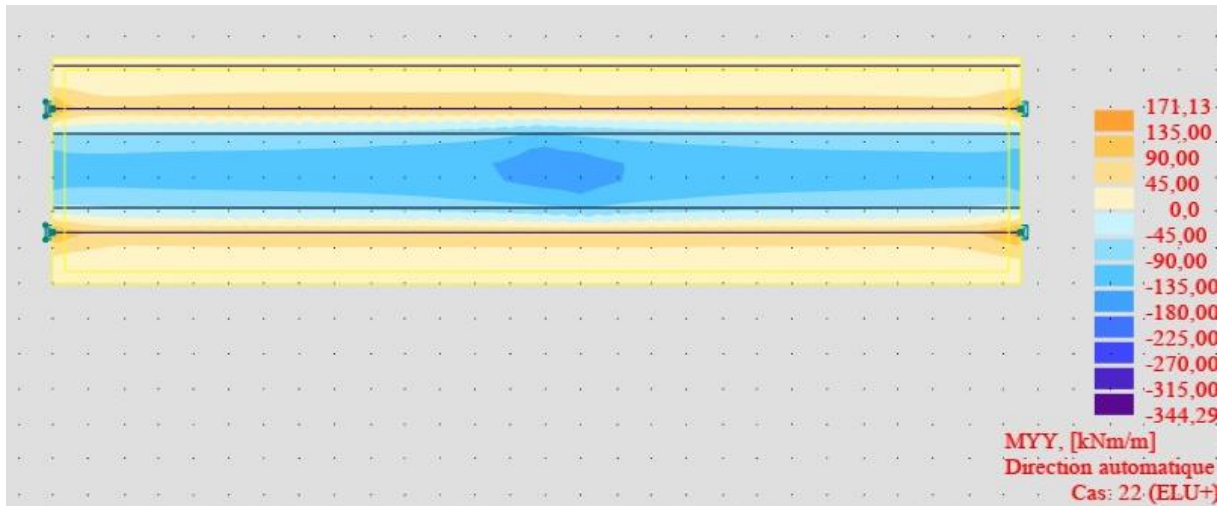


Figure V-26: Cartographie de moment fléchissant Myy dans la dalle a l'ELU.

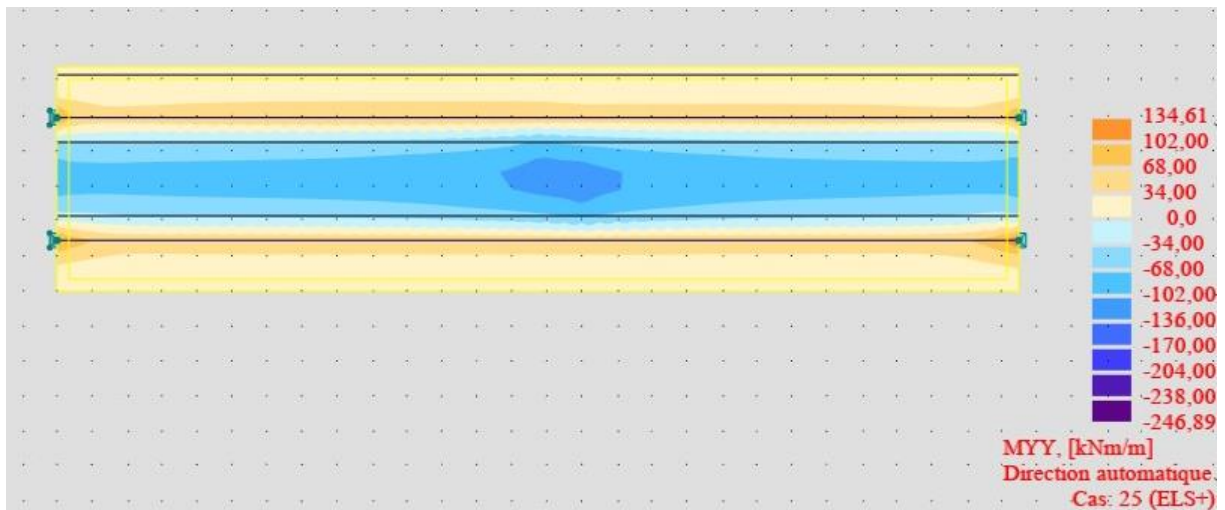


Figure V-27: Cartographie du moment fléchissant Myy dans la dalle a l'ELS.

Le calcul du ferrailage se fera à l'aide du logiciel ROBOT EXPERT 2010 pour la nappe supérieure et inférieure de la dalle, la note de calcul est fournie sur l'Annexe.

Tableau V-27: Ferrailage transversale de la dalle centrale.

	Ferrailage transversal			
	Nappe Supérieure		Nappe inférieure	
	ELU	ELS	ELU	ELS
Moment(kN.m/ml)	171.13	134.61	344.29	246.89
Section armature(cm2)	31.7		60.8	
Choix des barres	7HA25		8HA32	

V.9.1.1.2. Dalle en porte-à-faux

Le déraillement de véhicules ferroviaires correspond à une situation où les trains sortent de la voie tout en restant en équilibre sur le bord du pont. Dans ce cas, les charges sont appliquées de manière localisée sur les bords de la superstructure.

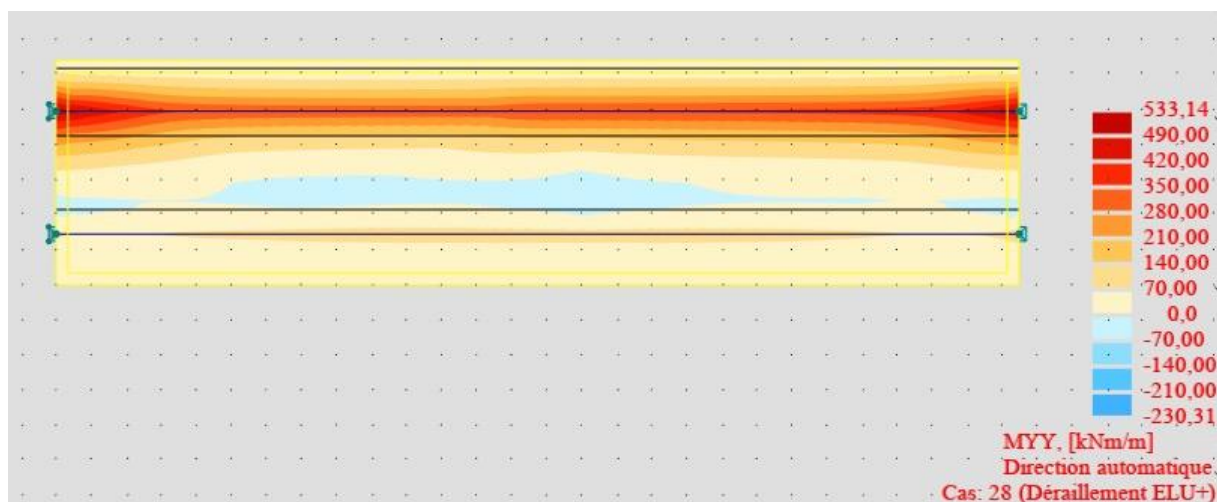


Figure V-28: Cartographie de moment fléchissant Myy dans la dalle en encorbellement.

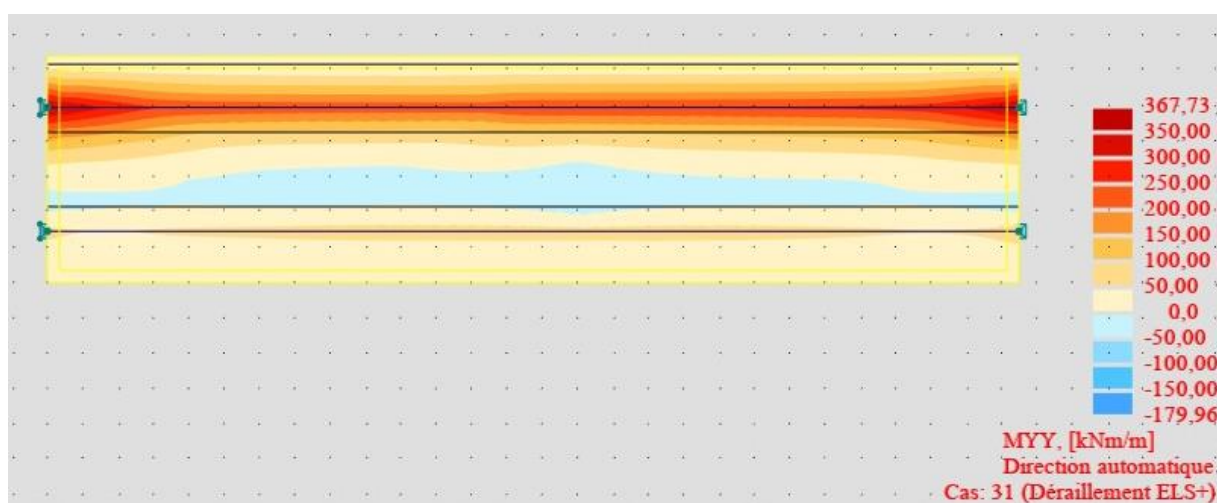


Figure V-29: Cartographie de moment fléchissant Myy dans la dalle en encorbellement a l'ELS.

Tableau V-28: Ferrailage transversale de la dalle en encorbellement.

	Nappe Supérieure	
	ELU	ELS
Moment (kN.m/ml)	533.14	367.73
Section armature (cm ²)	92.3	
Choix des barres	12HA32	

V.9.1.2. Sens longitudinale

Sachant que la dalle travaille dans un sens unique transversal, donc selon l'article 4a.5.1 de Livret 2.01 le ferrailage longitudinal de la dalle compotera une section minimale correspondant à 1% de la section de la dalle sur toute la longueur de l'ouvrage.

$$As (Dalle) = 1.92 \text{ m}^2$$

$$\text{Ainsi : } As = 192\text{cm}^2 \rightarrow As = 19.2. \text{ cm}^2/\text{ml}$$

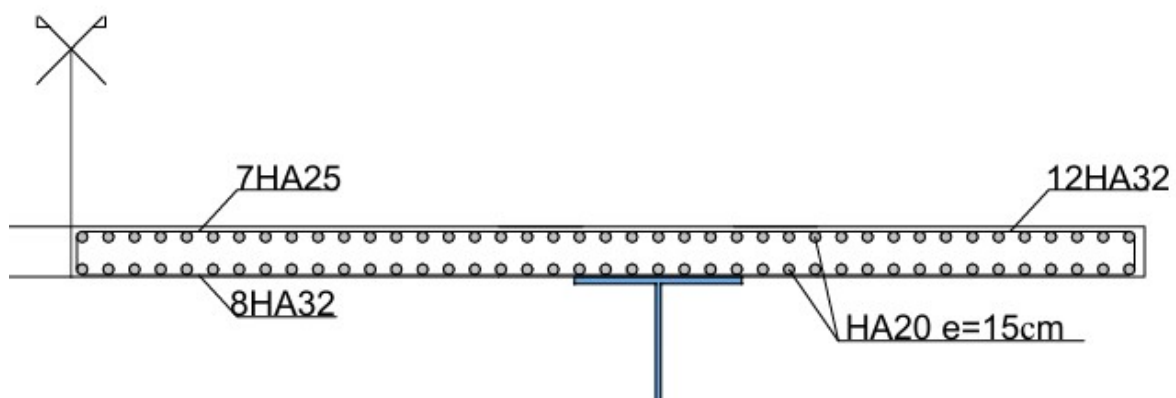
Alors : 7HA20/ml avec $e = 15\text{cm}$.

V.9.3. Condition de Non Fragilité

Puisque notre dalle de pont est fortement comprimée, il est nécessaire de vérifier la condition de non-fragilité. Cette vérification permet de s'assurer que la structure ne présente pas une rupture brutale sous l'effet des efforts appliqués.

$$\frac{A}{h \times b} \geq \frac{0.23 \times f_{t28}}{f_e}$$

$$As_{min} \geq b \times h \times \frac{0.23 \times f_{t28}}{f_e} = 3.312\text{cm}^2 \text{ Condition vérifier.}$$

**Figure V-30: Plan de ferrailage de la dalle**

CHAPITRE VI

EQUIPEMENT DE

PONT

VI.1. INTRODUCTION

Dans les ouvrages d'art, les équipements occupent une place primordiale. Leur présence conditionne la sécurité, la durabilité et l'exploitation de la structure.

En tant qu'interface entre le pont et son environnement, ils doivent répondre à plusieurs exigences fonctionnelles : transmettre les charges aux appuis, suivre les mouvements de la structure (dilatation, retrait, fluage), évacuer les eaux de ruissellement, assurer la continuité de la circulation, protéger les usagers, et permettre l'accès aux équipes d'inspection et de maintenance.

VI.2. APPAREILS D'APPUIS

Dans un pont, les poutres du tablier ne prennent jamais directement appui sur les culées ou les piles. Elles reposent sur des dispositifs intermédiaires appelés appareils d'appui. Ces éléments, placés entre le tablier et ses supports, remplissent deux fonctions principales. D'une part, ils transmettent aux appuis les efforts verticaux issus des charges permanentes et des charges d'exploitation. D'autre part, ils autorisent les mouvements contrôlés du tablier, qu'il s'agisse de rotations ou de translations, selon les degrés de liberté souhaités : blocage total, déplacement autorisé dans une seule direction, ou dans toutes les directions du plan.

Aucune structure n'étant parfaitement rigide, les sollicitations extérieures (vent, variations thermiques, freinage) induisent des déformations inévitables. Les appareils d'appui ont précisément pour fonction de gérer ces mouvements.

VI.3. TYPES D'APPAREILS D'APPUIS

Il y a plusieurs sortes d'appareils d'appui, selon comment ils sont fabriqués et ce qu'ils laissent comme mouvements. Les plus courants restent les élastomères frettés : ils autorisent des petites rotations et de petits déplacements horizontaux, et ils s'entretiennent facilement. Les appareils à pot, eux, conviennent aux ponts très chargés : ils reprennent des efforts plus lourds et tolèrent de fortes rotations. Il existe aussi les appuis à rotule, qui laissent une grande liberté de rotation, et les appuis glissants (Téflon sur acier inoxydable), destinés aux grands déplacements horizontaux.

D'après le guide technique du SETRA sur les appareils d'appui à pot, pour des réactions d'appui ne dépassant pas 12 MN à l'ELU, l'élastomère fretté fait très bien l'affaire. Au-delà de 20 MN, mieux vaut se tourner vers les appareils à pot, qui permettent de limiter l'encombrement.

VI.3.1. Appareils d'appuis à pot

Les appareils d'appui à pot sont des dispositifs compacts destinés aux fortes charges. Ils se composent d'un pot métallique cylindrique contenant un coussin en élastomère confiné, surmonté d'un piston qui transmet l'effort vertical. L'élastomère, maintenu à volume constant, se comporte comme un fluide sous pression et autorise ainsi les rotations multidirectionnelles. Pour permettre les déplacements horizontaux, on adjoint généralement une plaque de glissement en PTFE (téflon) et une surface en acier inoxydable. Leur capacité à reprendre des charges très élevées (au-delà de 20 MN) avec un faible encombrement explique qu'ils soient les plus utilisés après les élastomères frettés sur les ponts modernes.

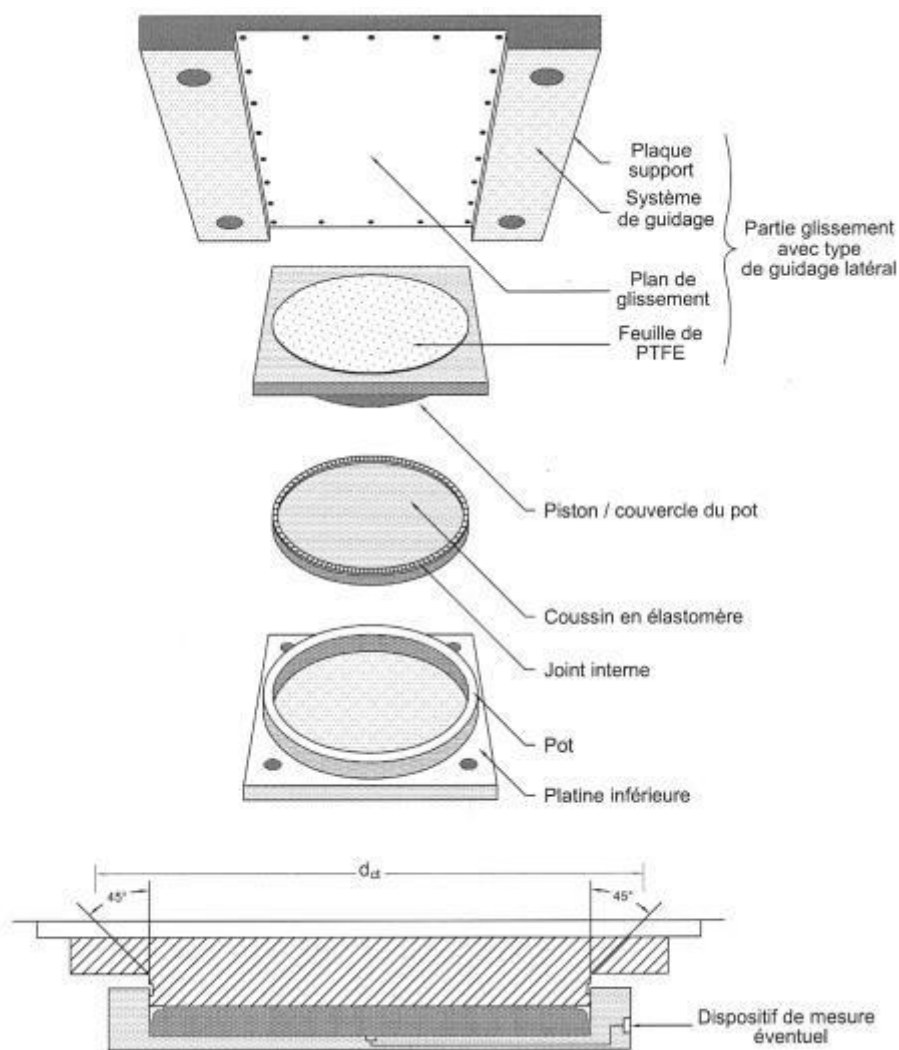


Figure VI-1 : Coupe schématique d'un appareil d'appui à pot.

VI.4. CONDITIONS D'APPUIS

On a pris le modèle du guide SETRA « Appareils d'appui à pot » et on a choisi le schéma ci-dessous :

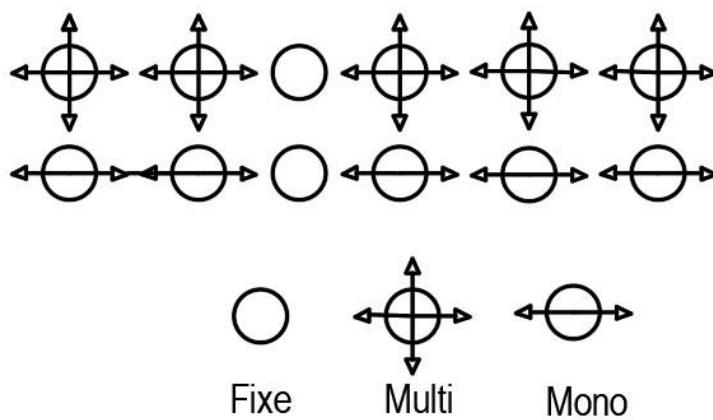


Figure VI-2: Conditions d'appuis.

VI.5. LE DIMENSIONNEMENT DES APPAREILS D'APPUIS

VI.5.1. Vis-à-vis des efforts verticaux

➤ Descente de charges

À partir du modèle réalisé sous MIDAS Civil, nous avons extrait les réactions maximales obtenues sous la combinaison de charges (UIC 71 SW/2) à l'État Limite Ultime (ELU) fondamental.

Tableau VI-1: Valeurs maximales des réactions par appui.

	C1	P1	P2	P3	P4	C2
R(MN)	5.2625	16.9611	19.1096	18.6801	16.5036	5.4076

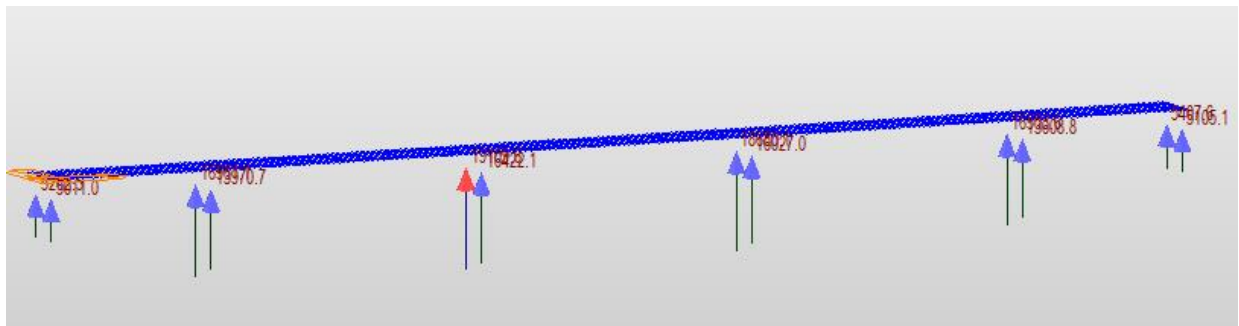


Figure VI-3: Valeurs maximales des réactions par appui.

On prend les valeurs suivantes pour le dimensionnement des appareils d'appuis :

Tableau VI-2: Descente de charge retenue pour les calculs.

	C1 - C2	P1 - P2 - P3 - P4
R(MN)	5.4076	19.1096

➤ Surface du pot Sp

La pression moyenne sous combinaisons fondamentales à $f_{e,d moy} = 40,00$ MPa.

Donc en déduire la surface minimum Sp du pot pour chaque appui par :

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

D'où on obtient

Tableau VI-3 : Surface minimale du pot.

	C1 - C2	P1 - P2 - P3 - P4
Sp (m ²)	0.135	0.478

➤ **Surface du coussin SC**

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

Soit avec :

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

$f_u = 60,00 \text{ MPa}$ et $\gamma_{M \text{ Fond}} = 1,30$

$f_{e,d} = 46,15 \text{ MPa}$

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

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

D'où on obtient :

Tableau 0-4 : Surface minimale du coussin.

	C1 - C2	P1 - P2 - P3 - P4
$S_c (m^2)$	0.117	0.414

VI.5.2. Efforts horizontaux longitudinaux pour les appareils d'appui à pot glissant

Les efforts horizontaux dans les appuis à pot glissant se calculent comme suit, conformément au guide SETRA :

$$H = (\mu_{max} + PP + PL) \times V$$

μ_{max} : le coefficient de frottement maximum de l'appareil d'appui à pot pour la charge verticale V (**$\mu_{max} = 3.2 \%$**).

Pp : la précision de pose normalisée de l'appareil d'appui à pot (**$Pp=0.30\%$**).

V : la charge verticale appliquée à l'appareil d'appui.

On obtient les résultats suivants :

Tableau VI-5: Charge horizontale dans les appuis glissants.

	C1 - C2	P1 - P2 - P3 - P4
$H(MN)$	0.189	0.669

VI.5.3. Efforts horizontaux longitudinaux pour les appareils d'appui à pot fixe

Pour un calcul de répartition des efforts horizontaux, les coefficients de frottement sont les suivants :

$$\mu_a = 0,5 \mu_{\max} (1 + \alpha)$$

$$\mu_r = 0,5 \mu_{\max} (1 - \alpha)$$

μ_a : coefficient de frottement à retenir si le frottement est défavorable.

μ_r : coefficient de frottement à retenir si le frottement est favorable.

α : coefficient de dégressivité dépendant de "n", nombre d'appareils d'appui glissants.

Tableau VI-6: Coefficient selon α le guide SETRA.

n	α
≤ 4	1
$4 < n < 10$	$(16 - n)/12$
≥ 10	0.5

$$n = 10 \geq 10 \quad \text{donc} \quad \alpha = 0,5$$

$$\mu_a = 0,5 \times 3.2 \times (1 + 0.5) \quad \mu_a = 2.4 \%$$

$$\mu_r = 0,5 \times 3.2 \times (1 - 0.5) \quad \mu_r = 0.8 \%$$

D'après le guide SETRA, l'appui fixe reprend la totalité de l'effort de freinage. Par conséquent, on intègre dans la formule la valeur de l'effort produit par le freinage du train.

$$H_{P2} = [\mu_a \times (VC0 + VP1)] - [\mu_r \times (VP3 + VC2)]$$

$$H_{P2} = [2.4 \times (5.4076 + 19.1096)] - [0.8 \times (19.1096 + 5.4076)]$$

$$\mathbf{H_{P2} = 0.392 \text{ MN}}$$

VI.6. LE CHOIX DE L'APPAREIL D'APPUI

Les exigences à respecter pour le choix des appareils d'appuis figurent dans le tableau suivant:

Tableau VI-7 : Exigences à satisfaire lors du choix des appareils d'appuis.

Appuis	Effort vertical (MN)	Effort horizontal (MN)
C1 - C2 (glissant)	5.4076	0.189
P1-P3-P4 (glissant)	19.1096	0.669
P2 (fixe)	19.1096	0.392

Le choix de l'appareil doit satisfaire deux conditions :

$V_{\max}(\text{sollicitant}) \leq V_{\max}(\text{appareil d'appui a pot})$

$H_{\max}(\text{sollicitant}) \leq H_{\max}(\text{appareil d'appui a pot})$

➤ **Choix de l'appareil d'appui fixe :**

Pour le Pile P2 on prend : **TF 10**

Type & Size	Bearing with anchor bolts			Bearings with anchor plates		
	Loads [kN]			Loads [kN]		
	Vertical		Horizontal	Vertical		Horizontal
	N _{Rd, max}	N _{Rd, min}	V _{xyRd, max}	N _{Rd, max}	N _{Rd, min}	V _{xyRd, max}
TF 1	852	323	280	852	315	280
TF 2	1'706	683	460	1'706	672	460
TF 3	2'935	976	705	2'935	630	705
TF 4	4'496	1'634	1'034	4'496	1'310	1'034
TF 5	6'388	2'060	1'247	6'388	1'711	1'247
TF 6	8'647	2'678	1'556	8'647	2'232	1'556
TF 7	11'207	3'376	1'905	11'207	3'012	1'905
TF 8	14'143	3'878	2'263	14'143	3'775	2'263
TF9	17'422	4'404	2'526	17'422	4'172	2'526
TF 10	20'986	5'228	2'938	20'986	4'996	2'938
TF 11	24'942	6'086	3'367	24'942	5'854	3'367
TF 12	29'239	6'952	3'800	29'239	6'720	3'800
TF 13	33'807	8'142	4'395	33'807	7'910	4'395
TF 14	38'782	8'660	4'654	38'782	8'612	4'654
TF 15	44'098	9'052	4'850	44'098	8'820	4'850
TF 16	49'671	9'286	4'967	49'671	9'054	4'967
TF 17	55'665	9'372	5'010	55'665	9'140	5'010
TF 18	62'000	9'892	5'270	62'000	9'660	5'270
TF 19	68'577	10'324	5'486	68'577	10'092	5'486
TF 20	75'590	10'692	5'670	75'590	10'460	5'670

➤ **Choix de l'appareil d'appui glissant :**

Pour Culées C1-C2 on prend : **TE 5a (appareil d'appui mono)**

Type & size	Bearing with anchor bolts			Bearing with anchor plates		
	Vertical		Horizontal	Vertical		Horizontal
	Loads [kN]		Loads [kN]	Loads [kN]		Loads [kN]
	$N_{Rd,max}$	$N_{Rd,min}$	$V_{yRd,max}$	$N_{Rd,max}$	$N_{Rd,min}$	$V_{yRd,max}$
TE 1a	620	356	192	620	356	192
TE 2a	1'486	488	329	1'486	488	329
TE 3a	2'772	887	542	2'772	881	542
TE 4a	4'395	1'425	897	4'395	1'034	897
TE 5a	6'388	1'792	1'071	6'388	1'341	1'071
TE 6a	8'647	2'166	1'248	8'647	1'714	1'248
TE 7a	11'207	2'536	1'422	11'207	2'083	1'422
TE 8a	14'143	2'695	1'599	14'143	2'458	1'599
TE 5i	4'780	1'785	1'071	4'780	1'425	1'071
TE 6i	7'011	2'158	1'248	7'011	1'708	1'248
TE 7i	9'627	2'527	1'422	9'627	2'076	1'422
TE 8i	12'678	2'687	1'599	12'678	2'451	1'599
TE 9i	16'128	3'062	1'775	16'128	2'825	1'775
TE 10i	19'917	3'435	1'950	19'917	3'199	1'950
TE 11i	24'169	3'812	2'126	24'169	3'575	2'126
TE 12i	28'820	4'192	2'303	28'820	3'954	2'303
TE 13i	33'771	4'566	2'477	33'771	4'335	2'477
TE 14i	38'782	4'947	2'654	38'782	4'708	2'654
TE 15i	44'098	5'329	2'831	44'098	5'090	2'831
TE 16i	49'671	5'706	3'008	49'671	5'472	3'008
TE 17i	55'665	6'087	3'185	55'665	5'854	3'185
TE 18i	62'000	6'468	3'362	62'000	6'236	3'362
TE 19i	68'577	6'849	3'539	68'577	6'618	3'539
TE 20i	75'590	7'230	3'716	75'590	6'999	3'716

Pour Culées C1-C2 on prend : **TA 5 (appareil d'appui multi)**

Type & Size	Loads [kN]
	Vertical
	$N_{Rd,max}$
TA 1	714
TA 2	1'595
TA 3	2'913
TA 4	4'496
TA 5	6'388
TA 6	8'647
TA 7	11'207
TA 8	14'143
TA 9	17'422
TA 10	20'986
TA 11	24'942
TA 12	29'239
TA 13	33'807
TA 14	38'782
TA 15	44'098
TA 16	49'671
TA 17	55'665
TA 18	62'000
TA 19	68'577
TA 20	75'590

Pour piles P1-P3-P4 on prend : **TE 10i (appareil d'appui mono)**

Type & size	Bearing with anchor bolts			Bearing with anchor plates		
	Vertical		Horizontal	Vertical		Horizontal
	Loads [kN]		Loads [kN]	Loads [kN]		Loads [kN]
	$N_{Rd,max}$	$N_{Rd,min}$	$V_{yRd,max}$	$N_{Rd,max}$	$N_{Rd,min}$	$V_{yRd,max}$
TE 1a	620	356	192	620	356	192
TE 2a	1'486	488	329	1'486	488	329
TE 3a	2'772	887	542	2'772	881	542
TE 4a	4'395	1'425	897	4'395	1'034	897
TE 5a	6'388	1'792	1'071	6'388	1'341	1'071
TE 6a	8'647	2'166	1'248	8'647	1'714	1'248
TE 7a	11'207	2'536	1'422	11'207	2'083	1'422
TE 8a	14'143	2'695	1'599	14'143	2'458	1'599
TE 5i	4'780	1'785	1'071	4'780	1'425	1'071
TE 6i	7'011	2'158	1'248	7'011	1'708	1'248
TE 7i	9'627	2'527	1'422	9'627	2'076	1'422
TE 8i	12'678	2'687	1'599	12'678	2'451	1'599
TE 9i	16'128	3'062	1'775	16'128	2'825	1'775
TE 10i	19'917	3'435	1'950	19'917	3'199	1'950
TE 11i	24'169	3'812	2'126	24'169	3'575	2'126
TE 12i	28'820	4'192	2'303	28'820	3'954	2'303
TE 13i	33'771	4'566	2'477	33'771	4'335	2'477
TE 14i	38'782	4'947	2'654	38'782	4'708	2'654
TE 15i	44'098	5'329	2'831	44'098	5'090	2'831
TE 16i	49'671	5'706	3'008	49'671	5'463	3'008
TE 17i	55'665	6'087	3'185	55'665	5'836	3'185
TE 18i	62'000	6'468	3'362	62'000	6'209	3'362
TE 19i	68'577	6'849	3'539	68'577	6'582	3'539
TE 20i	75'590	7'230	3'716	75'590	6'955	3'716

Pour piles P1-P3-P4 on prend : **TA 10 (appareil d'appui multi)**

Type & Size	Loads [kN]
	Vertical
	$N_{Rd,max}$
TA 1	714
TA 2	1'595
TA 3	2'913
TA 4	4'496
TA 5	6'388
TA 6	8'647
TA 7	11'207
TA 8	14'143
TA 9	17'422
TA 10	20'986
TA 11	24'942
TA 12	29'239
TA 13	33'807
TA 14	38'782
TA 15	44'098
TA 16	49'671
TA 17	55'665
TA 18	62'000
TA 19	68'577
TA 20	75'590

VI.7. DÉ D'APPUI

On appelle dé d'appui un bloc en béton armé ou précontraint placé au sommet des piles et des culées. Il reçoit directement les appareils d'appui. Sa fonction est d'assurer une transmission régulière des efforts verticaux et horizontaux entre le tablier et l'infrastructure. Pour garantir le travail correct et la pérennité des appareils d'appui, le dé doit offrir un support rigide, stable, bien plan, et ne présentant pas de déformations importantes sous charge.

VI.7.1. Dimensionnement de dé d'appuis

Dimensions du dé d'appuis

Le choix des dimensions du dé d'appui s'effectue selon les préconisations du guide SETRA.

$$H \geq \frac{a \times b}{a+b}$$

$$A = a + 200$$

$$B = b + 200$$

En se basant sur le dimensionnement des appareils d'appuis exposé précédemment, on choisit les dimensions consignées dans le tableau qui suit. Cela donne alors les dimensions du dé d'appuis reprises ci-après :

Tableau VI-8: Dimensions des appareils et de d'appuis.

		C1 – C2	P1-P2-P3-P4
Dimensions des appareils d'appuis	a (mm)	500	800
	b (mm)	500	800
Dimensions du dé d'appuis	A (mm)	600	900
	B (mm)	600	900
	H (mm)	400	500

VI.7.2. Ferrailage du dé d'appuis

D'après le guide BAEL 91 révision 99, annexe E, paragraphe 8.2.3,

➤ **Frettage de surface A_s :** (article 1.2,1. de l'annexe 4 du BPEL)

$$A_s = 0,04 \frac{R}{f_{su}} \quad \text{avec} \quad f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPa}$$

- Pour C1 -C2 : $A_s = 4.97 \text{ cm}^2$
- Pour P1 - P2 - P3 - P4 : $A_s = 17.57 \text{ cm}^2$

➤ **Ferraillage d'éclatement Ae :** (article 1.2.2. De l'annexe 4 du BPEL)

$$A_{ej} = \frac{R_j}{K_j \times f_{su}} \quad \text{avec} \quad f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPa}$$

Avec :

Dans le plan Δ : $R_j = 0.25 \left(1 - \frac{b_{0j}}{d_j}\right) R_{uj}$

Dans le plan Δ' : $R_j = 0.25 \left(1 - \frac{a_{0j}}{d_j}\right) R_{uj}$

Pour C1 -C2 : **$R_j = 0.811 \text{ MN}$**

Pour P1 - P2 - P3 - P4 : **$R_j = 2.866 \text{ MN}$**

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.

- Pour C1 -C2 : **$A_{ej} = 18.64 \text{ cm}^2$** ➡ **10HA16**
- Pour P1 - P2 - P3 - P4 : **$A_{ej} = 43.92 \text{ cm}^2$** ➡ **14HA20**

➤ **Ferraillage total As+Ae :**

$$A_e + A_s = \text{Sup} \left\{ \begin{array}{l} \text{Max} (A_{ej}) + 0.04 \frac{R}{f_{su}} \\ 0.15 \frac{\text{Max}(R_j)}{f_{su}} + 0.04 \frac{R}{f_{su}} \end{array} \right\}$$

- Pour C1 -C2 : **$A_e + A_s = \text{Sup} \left\{ \begin{array}{ll} 18.64 & + & 4.97 \\ 2.79 & + & 4.97 \end{array} \right\}$**

$A_{totale} = 23.43 \text{ cm}^2$ ➡ **12HA16**

- Pour P1 - P2 - P3 - P4 : **$A_e + A_s = \text{Sup} \left\{ \begin{array}{ll} 43.92 & + & 17.57 \\ 9.88 & + & 17.57 \end{array} \right\}$**

$A_{totale} = 61.49 \text{ cm}^2$ ➡ **13HA25**

Tableau VI-9: résultats du calcul du ferrailage des dés d'appuis.

	C1 – C2		P1 – P2 – P3 – P4	
	Frettage	Eclatement	Frettage	Eclatement
Surface d'acier A	4.97	18.46	17.57	43.92
Nombre de barres totales	4HA14	10HA16	12HA14	14HA20

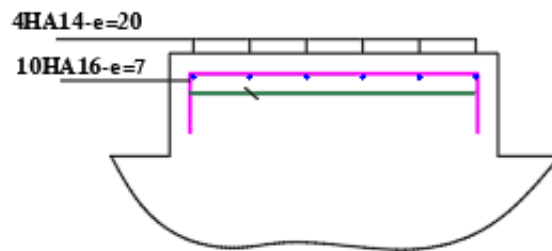


Figure 0-4: Plan de ferrailage des dés d'appuis.

VI.8. JOINT SOUS BALLAST

Le joint sous ballast se place à l'approche des ouvrages d'art. Il absorbe les mouvements entre la voie ferrée et la structure rigide, tout en préservant la continuité de la voie.

Objectif

- ✓ Absorber les déplacements provoqués par les variations de température et le tassement différentiel des sols.
- ✓ Préserver le tracé en plan et le profil en long de la voie au droit de la transition.
- ✓ Faire passer les forces d'un rail à l'autre.
- ✓ Réduire les tensions causées par les différences de raideur entre le remblai et l'ouvrage.
- ✓ Rendre l'entretien plus facile en permettant de démonter une partie des éléments de la voie.
- ✓ Performances : les mouvements admissibles par le joint garde ballast sont :

Longitudinaux : **0 à 350 mm**

Verticaux : **±20 mm**

VI.9. CALCUL DU SOUFFLE

Le souffle correspond à la plus grande variation d'écartement que peut supporter un joint. Pour les tabliers d'un pont, les variations maximales de leur longueur (notées ΔL) définissent donc ce souffle. Ces variations résultent de la somme algébrique de plusieurs facteurs : les effets thermiques, le retrait et le fluage du béton, ainsi que la rotation d'extrémité sous l'effet des charges.

Selon le guide du SETRA, le souffle se calcule de la manière suivante :

➤ **Effet thermique**

$$\Delta L = L \times \alpha T \times \Delta T$$

- ΔL : variation de la longueur
- L : longueur dilatable
- ΔT : différence de température
- αT : coefficient de dilatation thermique
Structure en béton : **10.10-6/°C**
Structure métallique ou mixte : **12.10-6/°C**

$$\Delta L_{thermique} = 27.5 \times 12.10^{-6} \times 48$$

$$\Delta L_{thermique} = 15.84 \text{ mm}$$

➤ **Retrait**

$$\Delta L_{retrait} = \varepsilon r \times L$$

$$\Delta L_{retrait} = 0,0005 \times 27.5$$

$$\Delta L_{retrait} = 13.75 \text{ mm}$$

➤ **Fluage**

$$\Delta L_{fluage} = K_{fl} \times 10^{-4} \times L$$

$$\Delta L_{fluage} = 2.4 \times 10^{-4} \times 27.5$$

$$\Delta L_{fluage} = 6.6 \text{ mm}$$

➤ **Rotation d'extrémité sous chargement**

Pour notre tablier mixte, on retient une tolérance de rotation de 0,01 rad et une hauteur du tablier sur appuis d'extrémité $h = 3.7 \text{ m}$.

$$\Delta L_{rotation} = h \times \tan 0,01$$

$$\Delta L_{rotation} = 3.7 \times \tan 0,01$$

$$\Delta L_{rotation} = 37 \text{ mm}$$

Alors le souffle final :

$$\Delta L_{totale} = \Delta L_{thermique} + \Delta L_{retrait} - \Delta L_{fluage} + \Delta L_{rotation}$$

$$\Delta L_{totale} = 15.84 + 13.75 + 6.6 + 37$$

$$\Delta L_{totale} = 73.19 \text{ mm}$$

Recommandation :

- On prévoit des joints sous ballaste de 8 cm (80 mm) au niveau des culées pour reprendre le souffle total calculé de 73,19 mm.
- Au niveau de la pile-culée C2, on prévoit un joint de 15 cm (150 mm) pour reprendre un souffle de 146,38 mm, soit le double de celui d'une culée du fait de la dilatation symétrique du tablier.
- Un appareil de dilatation ferroviaire est installé au niveau de la pile-culée C2 en raison du souffle important de 146 mm et des rotations d'extrémité sous chargement.
- **Le choix de type de joint :**

Parmi les dispositifs de dilatation courants, on trouve **les joints à bande**, dont le fonctionnement repose sur le cisaillement d'un ou plusieurs matelas élastomères.

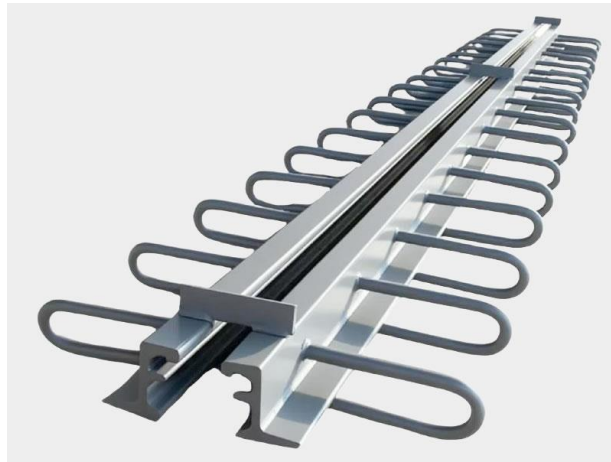


Figure VI-5: Exemples de joints à bande.

VI.10. APPAREIL DE DILATATION FERROVIAIRE

L'appareil de dilatation ferroviaire est un équipement placé sur les ponts ou à leurs abords pour absorber les mouvements du tablier sans interrompre la circulation des trains. Lorsque le déplacement longitudinal dépasse la capacité d'un joint classique, cet appareil maintient l'écartement constant entre les extrémités des rails. Il se compose de pièces métalliques mobiles qui coulissent entre elles, permettant ainsi au rail de se dilater ou se contracter librement sous l'effet de la température, du retrait du béton ou du fluage. Son rôle est essentiel pour garantir la sécurité et le confort ferroviaire sur les ouvrages à grand souffle.



Figure VI-6: Appareil de dilatation ferroviaire ADF.

VI.11. EVACUATION DES EAUX PLUVIALES

Sur un tablier de pont, les eaux doivent être évacuées non seulement pour éviter la dégradation de la structure, mais aussi pour ne pas mettre en danger les usagers.

L'élimination rapide des eaux pluviales du tablier protège la structure contre l'infiltration, la corrosion des armatures et l'altération des matériaux, tout en supprimant les risques liés au gel ou à la formation de flaques. Pour collecter et diriger les eaux vers des réseaux adaptés, on installe des caniveaux, des gouttières, des regards et des descentes. La collecte transversale des eaux se réalise grâce à une pente générale unique ou une double pente en toit, dont la valeur ne doit pas être inférieure à 2 % (2,50 % couramment retenue). La pérennité de la protection dépend de la qualité de ces dispositifs et de leur suivi dans le temps, ce qui rend également l'entretien plus aisé.

VI.12. CONCLUSION

Les équipements d'un pont ne servent pas seulement à faire fonctionner l'ouvrage, ils aident aussi à le protéger dans le temps. Ils réduisent les dégâts causés par les efforts et les intempéries. Pour bien les choisir et les dimensionner, il faut suivre les règles et les guides techniques, notamment ceux du SETRA. Ainsi, on assure une bonne intégration des équipements et un entretien facile. Une bonne attention à ces éléments garantit la sécurité des usagers et la bonne tenue du pont sur le long terme.

CHAPITRES VII

ETUDE SISMIQUE

VII.1. INTRODUCTION

L'étude sismique vise à évaluer le comportement du pont (structure et infrastructure) sous l'action des séismes afin d'assurer sa stabilité et sa sécurité. Elle permet de déterminer les efforts sismiques transmis du tablier vers les piles et les fondations.

Cette analyse est réalisée conformément au règlement parasismique afin de garantir un dimensionnement fiable et sécurisé.

VII.2. CARACTERISTIQUE DE L'OUVRAGE RELATIVES A L'ETUDE SISMIQUE

Selon le RPOA 2008, les caractéristiques sismiques et les paramètres de l'ouvrage étudié sont définis à partir des classifications réglementaires afin de déterminer les actions sismiques à prendre en compte dans le calcul et de garantir la sécurité ainsi que la stabilité du pont.

Classement du pont : L'ouvrage est classé dans le groupe 1 correspondant à un pont stratégique au regard du risque sismique.

- le pont est classé selon le risque sismique en groupe 1 (pont stratégique).
- l'ouvrage se trouve dans une zone sismique IIa (sismicité moyenne).
- le coefficient d'accélération de zone A = 0.25 (RPOA, tableau 3.1).
- le sol est de catégorie S2 (site ferme).
- le taux d'amortissement du matériau constituant les appuis (béton armé) $\xi = 5\%$.

-Masse (RPOA 4.2.2) :

Pour le calcul des masses sismiques du pont ferroviaire, on considère les valeurs moyennes des charges permanentes de la structure ainsi qu'une part des charges d'exploitation fixée à 30 % des charges ferroviaires. Les masses sont ensuite réparties ou concentrées aux nœuds du modèle selon les degrés de liberté adoptés dans l'analyse.

MT ($MT = G + \alpha Q$).

G : le poids propre du tablier.

Q : charge d'exploitation (charge ferroviaire LM71 pour 2 voies chargées).

α : 30 % des charges d'exploitations ferroviaires.

VII.3. Méthode de calcul

L'analyse sismique d'un pont peut être réalisée selon deux approches : la méthode spectrale monomodale, basée sur le mode fondamental, et la méthode du spectre de réponse, correspondant à une analyse dynamique linéaire multimodale.

La méthode monomodale n'est applicable que si les conditions fixées par l'article 4.3.1.2 du RPOA sont simultanément vérifiées.

Dans ce projet, l'élancement marqué des piles ainsi que la configuration géométrique du pont impliquent une participation significative des modes supérieurs, ce qui rend la méthode monomodale inadaptée. L'utilisation base sur la méthode multimodale.

VII.4. SPECTRE DE REPONSE

Le spectre de réponse représente la variation de l'accélération maximale en fonction de la période propre de la structure sous l'effet d'un séisme. Il constitue une base essentielle pour le calcul sismique des ponts.

Conformément au RPOA 2008 :

VII.4.1. SPECTRE DE REPONSE DE LA COMPOSANTE HORIZONTALE

Le spectre de réponse élastique (S_{ae}) pour les deux composantes horizontales est donné en fonction de la période élastique (T) et du taux d'amortissement (ξ) de l'ouvrage par.

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

g : accélération de la pesanteur ($=9,81m/s^2$)

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

$(T_1, T_2) = f(S_2) = (0.15 ; 0.40)$

S : coefficient de site $S=1.1$

A : est donnée dans le tableau (3.1 du RPOA)

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

ξ : taux d'amortissement défini en (4.2.4 du RPOA)

$\xi=5$ Pour Béton armé

Tableau VII-1: Valeurs de T_1 , T_2 et S pour la composante horizontale

Site	S1	S2	S3	S4
T1	0.15	0.15	0.20	0.20
T2	0.30	0.40	0.50	0.70
S	1	1.1	1.2	1.3

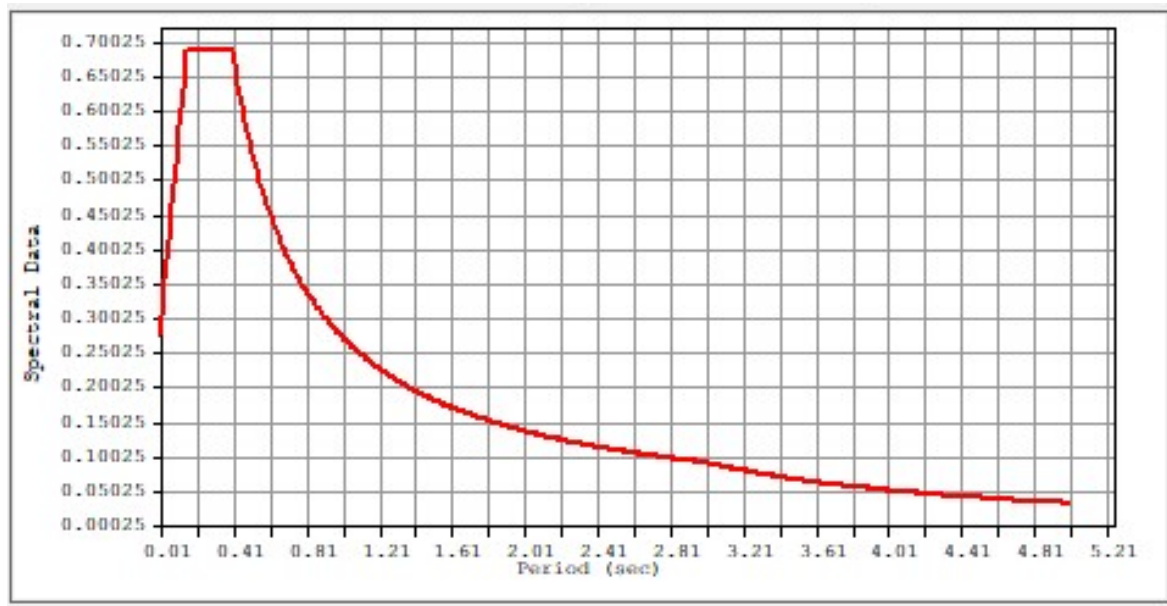


Figure VII-1: Spectre de réponse Sae(T) - Composante horizontale.

VII.4.2. SPECTRE DE REPONSE DE LA 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 :

$$sae(t, \zeta) (m, s^2) = \begin{cases} \alpha Ag \left(1 + \frac{T}{T_1}(2.5\eta - 1)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\alpha Ag\eta & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\alpha Ag\eta \frac{T_2}{T} & T_2 \leq T \leq 3.0 S \\ 2.5\alpha Ag\eta \frac{3T_2}{T_2} & T \geq 3.0 S \end{cases}$$

α : coefficient qui tient compte de l'importance de la composante verticale en zone de forte sismicité : $\alpha = 0,7$ pour les zones sismiques I, IIa

η : facteur de correction de l'amortissement ($\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} = 1.32$)

ξ : taux d'amortissement défini en (4.2.4 du RPOA)

$\xi = 2$ Pour acier soudé

Tableau VII-2: Valeurs de T1, T2 pour la composante verticale

Site	S1	S2	S3	S4
T1	0.15	0.15	0.20	0.20
T2	0.30	0.40	0.40	0.40

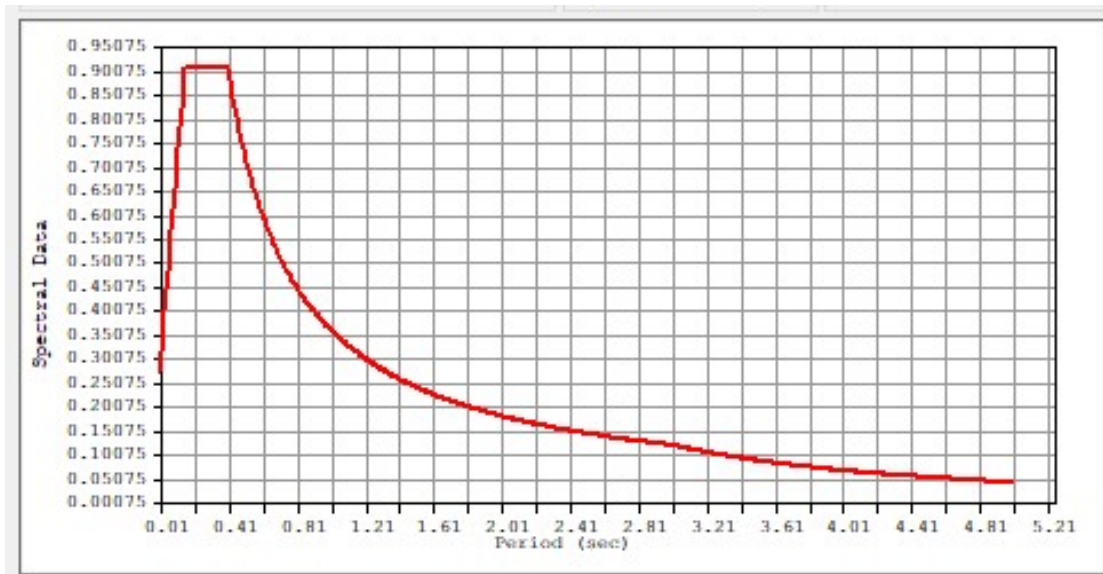


Figure 0-2: Spectre de réponse élastique Sae (T) - composante verticale.

VII.5. ANALYSE DYNAMIQUE LINEAIRE-METHODE DU SPECTRE DE REPONSE (RPOA 4.3.2.2)

Modes significatifs

Selon le RPOA, il est nécessaire d'inclure dans l'analyse modale tous les modes propres dont la contribution à la réponse de la structure est significative. Dans notre cas, la somme des masses participantes selon les trois directions X, Y et Z reste inférieure au seuil réglementaire de 90 %.

Par conséquent, conformément aux règles du RPOA, les effets finaux de l'action sismique doivent être ajustés en appliquant le facteur de correction suivant : $MT / \sum M_i c$. Concrètement, cela revient à diviser les résultats obtenus respectivement par 49.7 % pour la direction X, par 45.02% pour la direction Y et par 39.91% pour la direction Z.

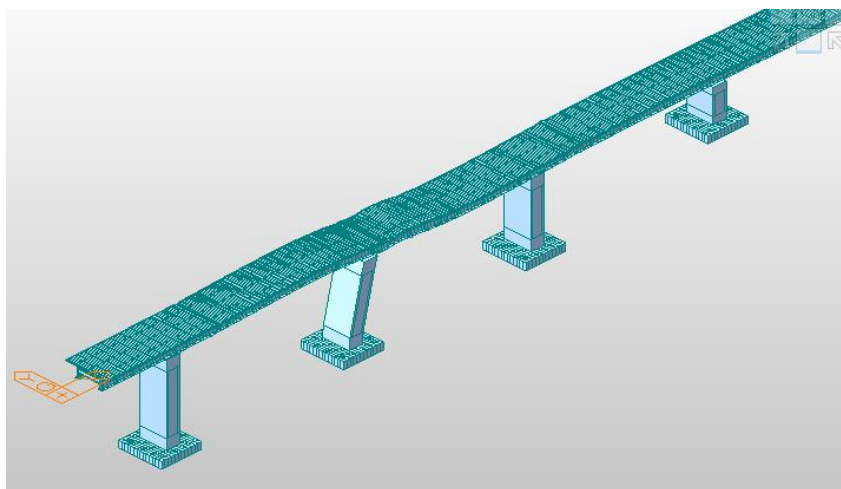


Figure VII-3: Exemple des déformations (Mode 1).

VII.6. COMBINAISON DES REPONSES NODALES (RPOA 4.3.2.4)

Lors d'un séisme, plusieurs modes de vibration sont excités en même temps, donc on ne peut pas additionner directement leurs effets. Les réponses modales (efforts, déplacements...) sont combinées par la méthode CQC, qui prend en compte l'interaction entre les modes proches. Cette méthode est utilisée dans le logiciel de calcul.

$$E = \sqrt{\sum \sum E_i r_{ij} E_j}$$

Avec : $i = 1 \dots n$; $j = 1 \dots n$

n étant le nombre de modes significatifs considérés avec le facteur de corrélation

r_{ij} : facteur de corrélation calculé en fonction de l'amortissement et le rapport des périodes propres des deux modes i et j .

VII.7. COMBINAISON DES COMPOSANTES DE L'ACTION SISMIQUE (RPOA 4.3.2.5)

L'action sismique est étudiée séparément selon les directions X, Y et Z. Or, lors d'un séisme, ces composantes agissent simultanément sur la structure. Il est donc nécessaire de combiner leurs effets pour obtenir la réponse globale du pont (efforts, déplacements et contraintes)

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

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

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

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

Où : E_x , E_y et E_z sont les effets des actions sismiques dans chacune des directions respectives X, Y et Z. L'action

VII.7.1. Combinaison d'actions à l'état limite accidentelle (ELA)

A l'ELU : $G + P + E + 0.4\Delta T + D + \Psi Q$

Pour les lignes ferroviaires : $\Psi = 0.3$

Combinaisons de charge à l'ELA

$$\text{Suivant X : } G + 0.3 (UIC71 + SW2) + (E_x \pm 0.3 E_y \pm 0.3 E_z) \pm 0.4 T + D$$

$$\text{Suivant Y : } G + 0.3 (UIC71 + SW2) + (0.3 E_x \pm E_y \pm 0.3 E_z) \pm 0.4 T + D$$

$$\text{Suivant Z : } G + 0.3 (UIC71 + SW2) + (0.3 E_x \pm 0.3 E_y \pm E_z) \pm 0.4 T + D$$

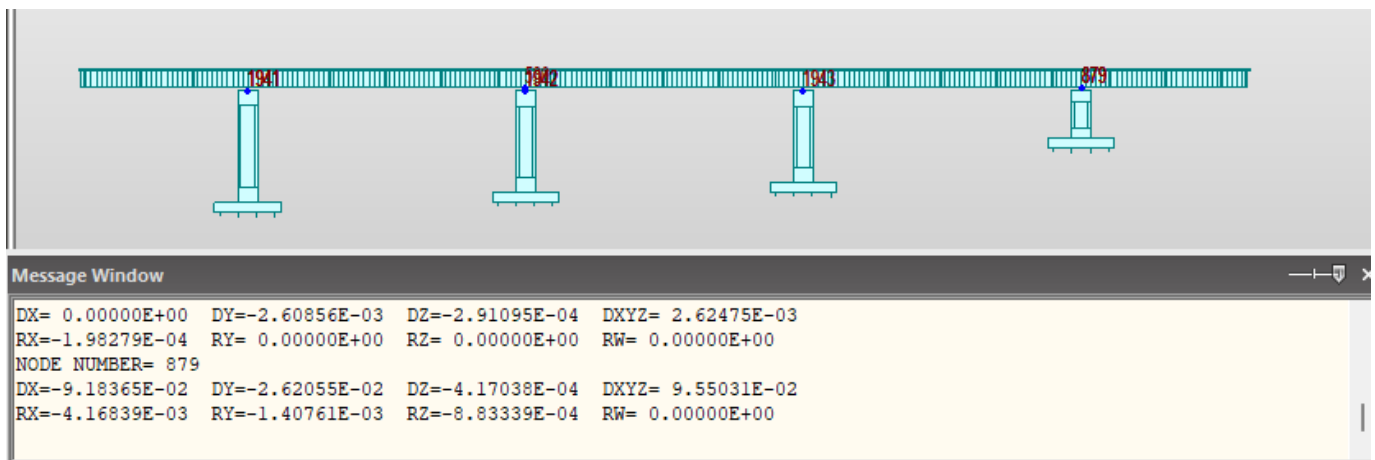
VII.8.LES REACTIONS D'APPUI**Tableau VII-3: Efforts sismiques à la base des piles.**

Reactions/Moments	Pile 1	Pile 2	Pile 3	Pile 4
RL (KN)	3893	10695.2	3497.9	1491.4
RV (KN)	4990.1	8434.8	8532.8	4502.9
RT (KN)	3895.9	5143	4853.9	2589.1
MT (KN.m)	74410.4	211163.1	52205.4	10717.1
ML (KN.m)	77917.7	104028.2	85271.9	27947.2

Tableau VII-4 : Déplacements à tête de la pile.

Les piles	Pile 1	Pile 2	Pile 3	Pile 4
Déplacements(mm)	0.2212	0.31789	0.2911	0.41704

NB : Les déplacements à la tête de la pile calculés sous MIDAS sont inférieurs à 5 mm, ce qui indique un très faible mouvement de la pile sous l'effet des charges appliquées.

**Figure VII-4: Déplacements à tête de la pile.**

CHAPITRE VIII

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VIII.1. INTRODUCTION

L'étude de l'infrastructure d'un ouvrage a pour objectif d'assurer la transmission des efforts de la superstructure vers le sol de fondation en toute sécurité.

Les appuis sont définis par leurs caractéristiques géométriques et mécaniques répondant aux exigences du franchissement.

L'infrastructure doit résister aux actions verticales, horizontales ainsi qu'aux sollicitations sismiques. Tout en garantissant la stabilité, la sécurité et la durabilité globale de l'ouvrage.

VIII.2. ETUDE DE LA PILE

La pile est un appui intermédiaire du pont qui assure la transmission des charges et des surcharges du tablier vers le sol de fondation. Elle joue un rôle important dans la stabilité et la résistance globale de l'ouvrage.

VIII.2.1. Conception et modélisation des piles

La conception des piles repose sur plusieurs paramètres essentiels, tels que :

- Mode de construction de tablier.
- Hauteur de l'obstacle à franchir.
- Mode d'exécution des fondations.
- liaison avec le tablier.

On distingue principalement des types de piles : les piles de type caisson et celles de type poteau ou voiles.

Dans notre projet, le choix s'est porté sur les piles caissons, avec une largeur de 4m et une longueur de 8 m, l'épaisseur de leurs murs est de 0.60 m , à l'exception de la tête (sommier) et de la base, où elles sont pleines afin d'assurer une meilleure transmission des efforts vers les fondations. Les piles du pont ont été modélisées à l'aide du logiciel MIDAS Civil (**Annexe A**), permettant une analyse détaillée du comportement structurel sous l'effet des charges permanentes et variables, ainsi que des efforts sismiques.

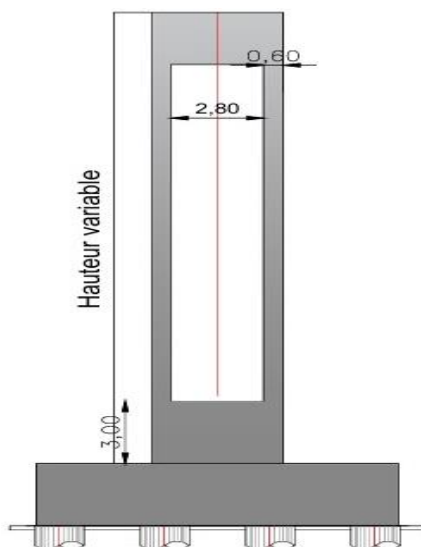


Figure VIII-1: Dimensions de la pile.

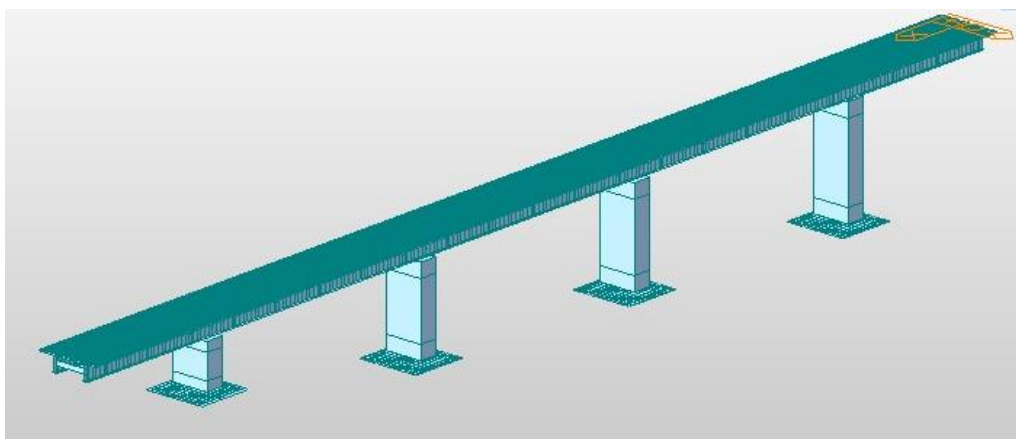


Figure VIII-2 : Modélisation des piles par midas.

Tableau VIII-1 : Implantation et hauteurs des piles.

Piles	P01	P02	P03	P04
Hauteur (m)	21.72	19.28	17.38	10.49
Position	351.41	406.41	461.41	516.41

Tableau VIII-2: Les efforts à la base de chaque piles.

Rct/Mnt	Combinaisons	Pile 1	Pile 2	Pile 3	Pile 4
ELU	RL(KN)	0	23446.5	0	0
	RV (KN)	-26339.3	-27678.3	-25585.6	-18804
	RT (KN)	2076.3	107.5	1805	1500.8
	MT (KN.m)	0	0	0	0
	ML (KN.m)	15730.3	56990.1	21803	16604.1
ELS	RL(KN)	0	16170	0	0
	RV (KN)	-19470.2	-20499.7	-18993.3	-13930.9
	RT (KN)	1490.8	45.5	1298.4	1057.7
	MT (KN.m)	0	0	0	0
	ML (KN.m)	11147.4	41652	15466	11773.4
ELA	RL(KN)	3893	-5876	3497.9	1491.4
	RV (KN)	13980.1	-12833.1	-12460	-9938.4
	RT (KN)	4566.9	4725.6	5453.3	2975.3
	MT (KN.m)	74410.4	533754.6	52205.4	10717.1
	ML (KN.m)	70875.2	123842.5	82228	28905.2

VIII.2.2. Ferrailage de la pile**VIII.2.2.1. Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis du flambement**

Selon les règles du BAEL, la stabilité des piles vis-à-vis du flambement est considérée comme vérifiée lorsque le coefficient d'élancement λ reste inférieur ou égal à 70.

$$\lambda = l_f / i$$

Avec l_f la longueur de flambement de la pile ($l_f = 2 \times 10$) ; i le rayon de giration de la section

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{S}} \quad (\text{transversale})$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{S}} \quad (\text{Longitudinal})$$

Cette vérification est effectuée uniquement pour les piles les plus élancées, notamment la pile1 .

$$I_y = 30.2272 \text{ m}^4 ; I_x = 97.2991 \text{ m}^4 ; S = 12.96 \text{ cm}^2 .$$

$$l_f = 2 \times 21.72 = 43.44 \text{ m}.$$

$$i_y = 1.52 \text{ m et } i_x = 2.74 \text{ m}$$

$$\lambda_x = \frac{l_f}{i_x} \quad \lambda_x = 15.65 < 70 \rightarrow \text{Pas de risque de flambement autour de x-x (transversal).}$$

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} \quad \lambda_y = 28.22 < 70 \rightarrow \text{Pas de risque de flambement autour de y-y (transversal).}$$

VIII.2.2.2. Armatures longitudinales

Dans le cas d'une section rectangulaire creuse, les armatures longitudinales sont disposées en deux nappes, l'une au voisinage de la paroi extérieure et l'autre près de la paroi intérieure.

Pour le dimensionnement sous flexion composée (N, M_x, M_y), on utilise **les abaques de Walther**. Cette méthode consiste à remplacer la distribution réelle des armatures par une répartition équivalente continue, supposée linéaire et symétrique, concentrée au niveau de la fibre moyenne de la paroi.

Condition d'orientation de la section

La section est toujours orientée de manière à satisfaire la condition suivante :

$$\frac{t_y}{h} \leq \frac{t_x}{b}$$

t_x, t_y : sont les épaisseurs de la section dans la direction transversale, et longitudinale respectivement. Égal 0.6 m .

h, b : sont les grandes dimensions de la section.

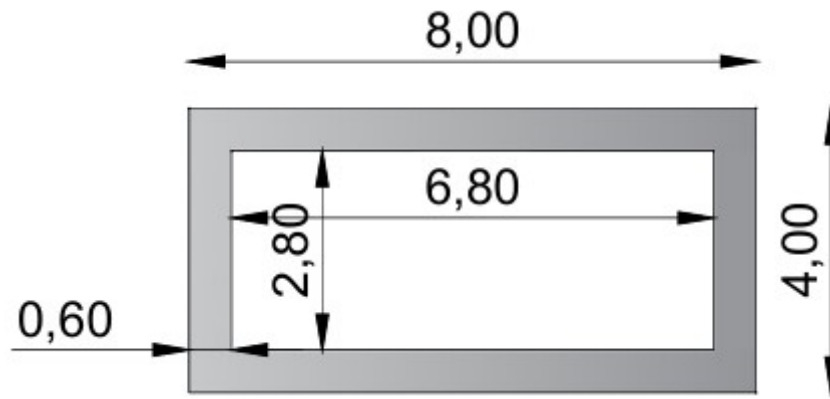


Figure VIII-3: Coupe transversale de la pile 2

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

Dimension	Valeur
b(m)	4
h(m)	8
tx(m)	0.6
ty(m)	0.6
ty/h	0.0075
tx/b	0.15

$0.0075 \leq 0.15$ Condition vérifié

$$\beta = \frac{b}{2(b + h)}$$

$$\beta = 0.33$$

La base de la pile subit une flexion oblique sous l'effet d'un effort normal (N) ainsi que de deux moments de flexion, M_x et M_y :

Selon abaques de WALTHER :

$$\eta = \frac{m_y}{m_x}$$

η : rapport des moments relatifs

m_x ; m_y ; n : Efforts intérieurs relatifs.

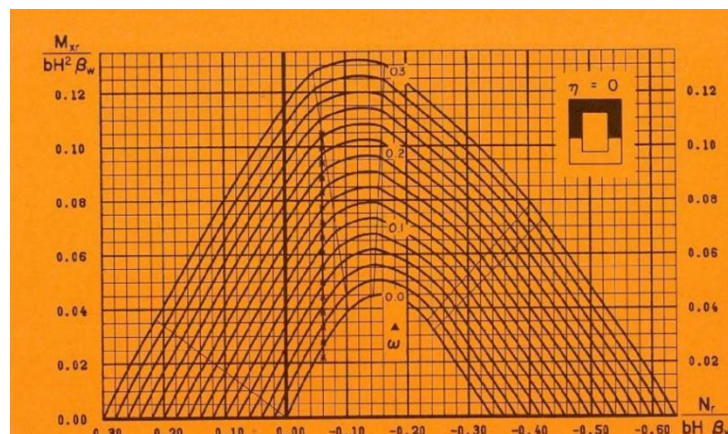
$$m_x = \frac{M_x}{b h^2 f_{c28}} ; m_y = \frac{M_y}{b^2 h f_{c28}} ; n = \frac{N}{b h f_{c28}}$$

Tableau VIII-4: Efforts relatifs n, m_x, m_y

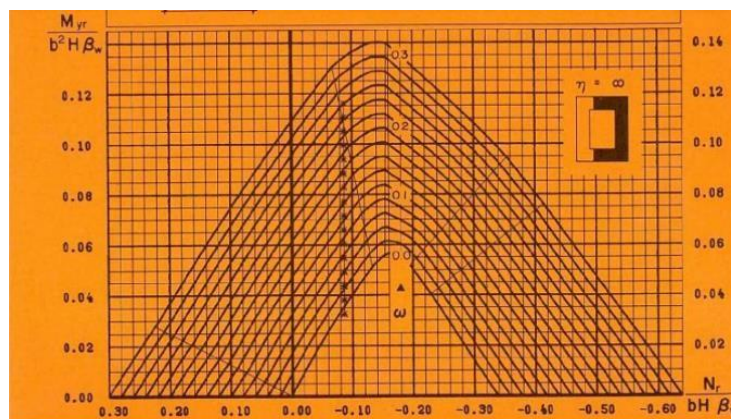
Dimension	Valeur
N(KN)	13980.1
M_x (KN.m)	70875.2
M_y (KN.m)	74410.4
m_x	0.0092285
m_y	0.0193777
η	0.0145626
n	2.09

Le rapport donne $\eta =$ et compris entre les valeurs $\eta_i = 0$ et $\eta_s = \infty$ réaliser l'interpolation.

A partir les abaqes de WALTHER ci-dessous on obtient degré mécanique d'armature totale « w » :



$$\rightarrow \omega_i = 0.03$$

Figure VIII-4: Abaque de WALTHER pour $\eta_i = 0$.

$$\rightarrow \omega_i = 0.12$$

Figure VIII-5: Abaque de WALTHER pour $\eta_i = \infty$.

Aire total de l'armature passive :

$$F_a = \frac{\omega \times b \times h \times f_{c28}}{\sigma_e}$$

$$A_{s(\text{Côté } b)} = 0.16 \times F_a$$

$$A_{s(\text{Côté } h)} = 0.33 \times F_a$$

Tableau VIII-5: L'armature passive de pile.

Fatot(cm ²)	2304
Fa(coté b)	368.64
Fa(coté h)	760.32
ϕ (Coté b) (mm)	2 nappes 24HA32
ϕ (Coté h) (mm)	2 nappes 47HA32

Vérification de la condition de non-fragilité

D'après le BAEL :

$$A_{smin} = 0.23 \times h \times b \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 12.96 \times \frac{30}{500} = 178.84 \text{ cm}^2 \leq A_s \rightarrow \text{C.N.F Vérifier.}$$

VIII.2.2.3. Armature transversale (RPOA 7.2.2.2)

Section minimale des armatures transversales :

Pour qu'une barre d'acier principale (ou un groupe de barres) de taille (A_t) soit bien maintenue par une armature transversale (une autre barre d'acier qui l'entoure), une certaine condition doit être respectée concernant la taille de cette armature transversale, notée (A_t).

$$A_t = \frac{A_l f_{el}}{16 f_{et}} \times \frac{S_t}{100}$$

S_t : espacement de l'armature transversale.

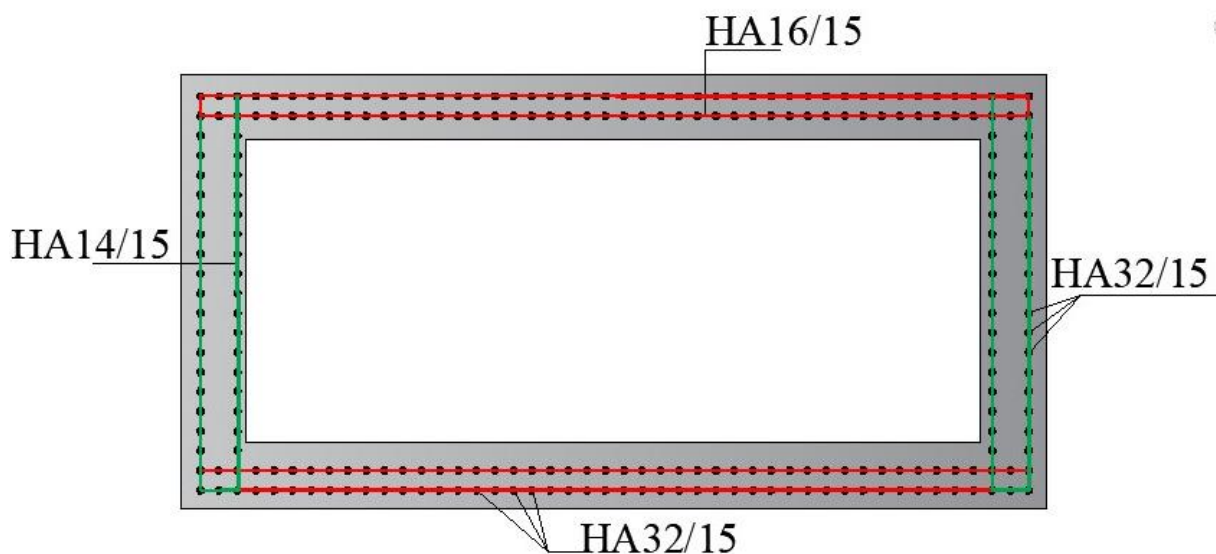
Espacements des armatures :

L'espacement maximum des armatures selon R.P.O.A (article 7.2.1.2) :

$$s_t = \min(24\phi_t; 8\phi_l; 0.25d)$$

Tableau VIII-6: Ferrailage de la pile transversale.

Dimensions	Côté b	Côté h
A_l (cm ²)	368.64	760.32
S_t (cm)	25.6	25.6
A_t (cm ²)	58.98	121.65
Φ_t (mm)	HA14	HA16

**Figure VIII-6: Schéma illustratif du ferrailage de la pile**

VIII.3. ETUDE DE LA CULÉE

La culée est un appui d'extrémité du pont, chargé de reprendre les réactions du tablier (verticale, horizontale et de freinage) et de les transmettre aux fondations, tout en assurant la retenue des terres du remblai d'accès. Elle relie également la chaussée du pont à celle de la route et assure la continuité de la circulation.

VIII. 3.1. Conception et modélisation de la culée

Le choix du type de culée dépend principalement des conditions géotechniques du site, de la hauteur du remblai, des efforts transmis par le tablier, ainsi que des contraintes économiques et constructives. Dans le cadre du présent projet, la culée remblayée a été adoptée. Elle est constituée des murs en béton armé assurant simultanément la fonction d'appui de l'ouvrage et celle de soutènement des remblais.

Tableau VIII-7: Prédimensionnement de la culée

Eléments de la culée	Rôle	Dimensions
Mur de garde grève	Assure la séparation entre le remblai et l'ouvrage, et protège l'extrémité du tablier.	$h_{m_{gg}} = 3.92 \text{ m}$; $e_{m_{gg}} = 0.6 \text{ m}$ $l_{m_{gg}} = 12.8 \text{ m}$
Mur frontal	Reprend et transmet les charges verticales du tablier vers la semelle et support des remblais.	$h_{mf} = 5.43 \text{ m}$; $e_{mf} = 2 \text{ m}$ $l_{mf} = 12.8 \text{ m}$
Mur en retour	Support des corniches et des remblais.	$h_{mr} = 9.35 \text{ m}$; $e_{mr} = 0.8 \text{ m}$ $l_{mr} = 9 \text{ m}$
La semelle	Supporte le poids propre de la culée et la charge provenant du tablier. et transmet au sol	$L_s = 13.8 \text{ m}$; $e_s = 2 \text{ m}$ $l_s = 11 \text{ m}$

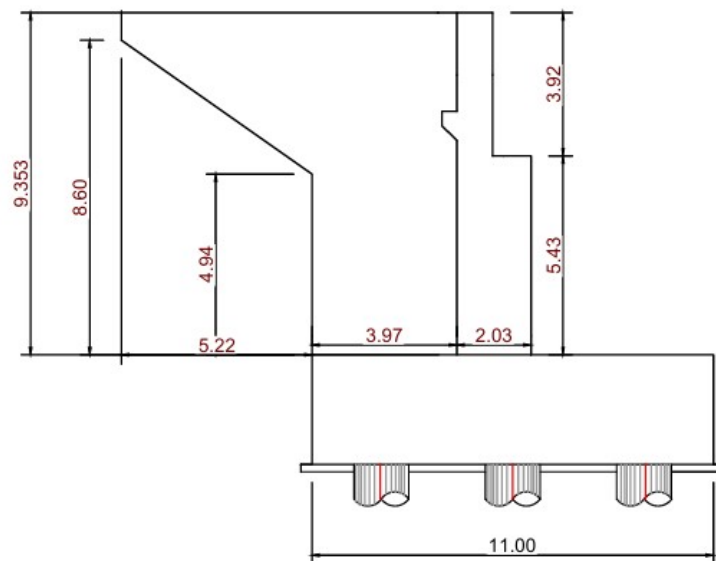


Figure VIII-7: : Dimensions de la pile.

La culée du pont a été modélisée à l'aide du logiciel **ROBOT Structural Analysis 2021**, (**Annexe E**). Afin de réaliser une analyse détaillée du comportement structurel sous l'effet des différentes sollicitations les résultats sont dans (**Annexe F**).

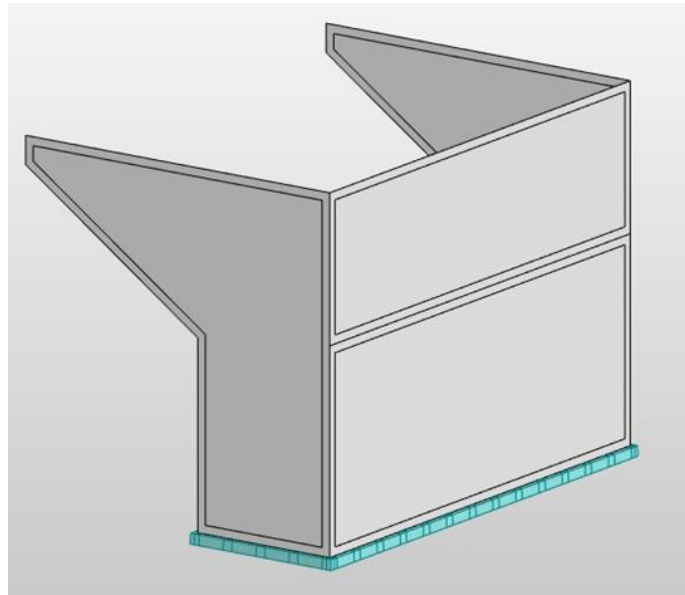


Figure VIII-8: Modélisation de la culée par ROBOT.

VIII. 3.2. Evaluation des efforts sollicitant la culée

VIII. 3.2.1. Poids propre

Le poids propre des éléments constitutifs de la culée se calcul par la formule : $P = \gamma_b \times V$

Avec :

γ_b : le poids volumique de béton pris égale à 25 KN/m³.

V : le volume de chaque élément.

VIII. 3.2.2. Poussée des surcharges et des terres

- Poussée des terres

Calcul du coefficient de poussée dynamique :

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

Avec :

$\theta = 0$;

$\varphi = 30$: l'angle de frottement interne du remblai sans cohésion ;

α : Angle de talus avec l'horizontal $\alpha = 0^\circ$

β : Inclinaison de la culée β (Culée 01) $= 0^\circ$

δ : Angle de frottement (sol – béton) $\delta = 0^\circ$

On trouve les coefficients de poussées statique : $K_a = 0.33$

Calcul du contraire horizontal :

$$\sigma(h) = K_a \times \gamma_h \times h$$

$$\sigma(3.9) = 0.33 \times 20 \times 3.9 = 25.74 \text{ PMa}$$

$$\sigma(9.35) = 0.33 \times 20 \times 9.35 = 61.71 \text{ PMa}$$

- Poussée des surcharges

$$\sigma(h) = 0.33 \times 30 = 9.9 \text{ KN/m}^2$$

NB : Les charges verticales (Poids poutre, UIC, SW ...) et horizontales (freinage) du tablier au niveau des appuis de la culée sont extraites à partir des résultats de la modélisation de la superstructure par logiciel MIDAS.

VIII.3.3. Ferrailage des éléments de la culée

Le ferrailage des éléments de la culée a été réalisé à l'aide des logiciels **ROBOT Expert** les résultats son trouve dans (Annexe D).

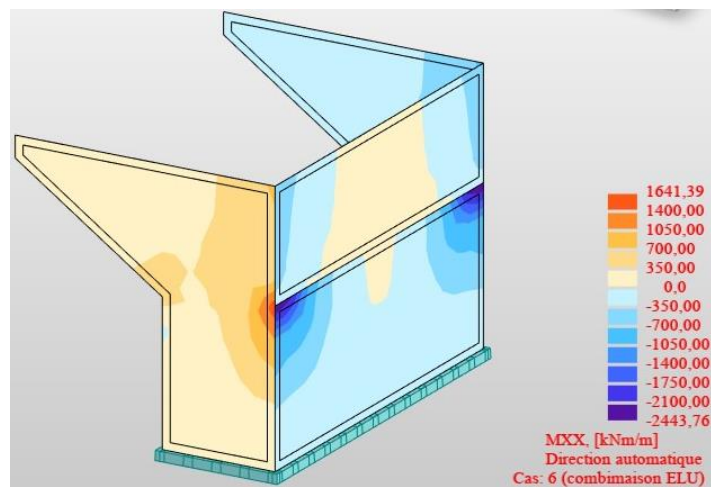


Figure VIII-9: Moment Mxx à ELU de la culée par ROBOT.

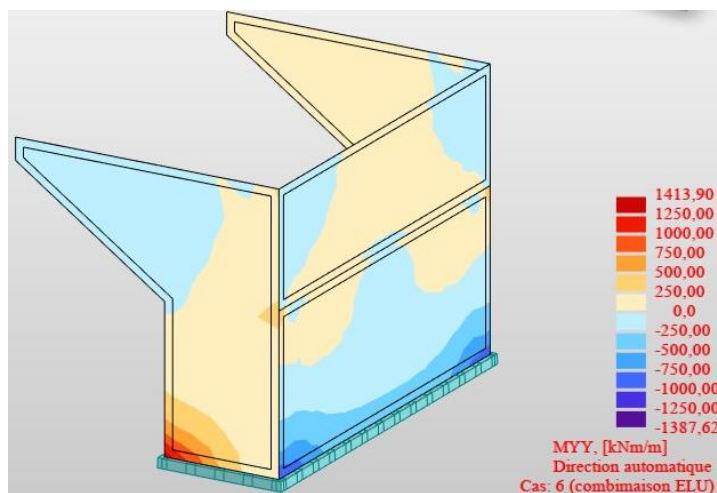


Figure VIII-10: Moment Myy à ELU de la culée par ROBOT.

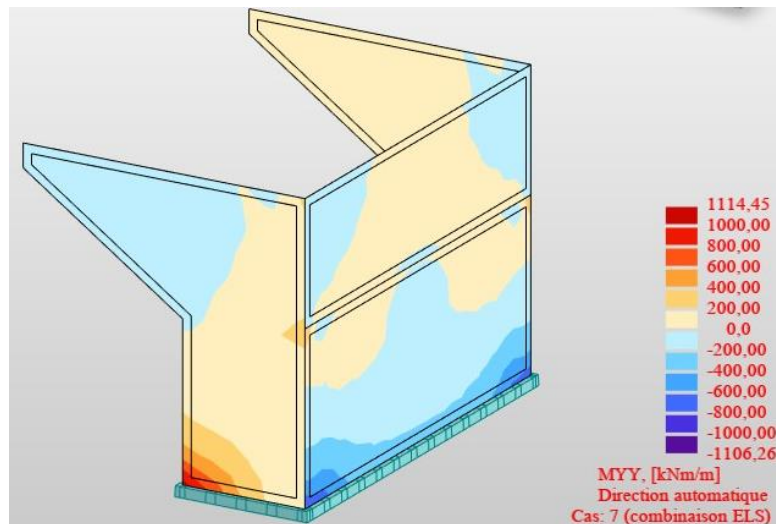


Figure VIII-11: Moment Myy à ELS de la culée par ROBOT.

VIII.3.3.1. Mur de garde grève

Le ferrailage de cet élément a été conçu de manière à assurer la résistance à la flexion due à la poussée des terres.

Les armatures sont disposées de deux manières principales :

- **Armatures principales verticales**

Tableau VIII-8: Ferrailage verticale de mur garde grève

	Mmax(KN.m/m)	Mmin(KN.m/m)
ELU	71.62	-676.74
ELS	56.13	-541.86
Section d'armatures (cm²)	5.8	5.8
Choix des barres	7HA16/ml	7HA14/ml

- **Armatures horizontales (armatures de répartition)**

Tableau VIII-9 : Ferrailage horizontale de mur garde grève

	Mmax(KN.m/m)	Mmin(KN.m/m)
ELU	159.14	-171.07
ELS	128.63	-136.99
Section d'armatures (cm²)	9.5	9.5
Choix des barres	7HA16/ml	7HA14/ml

VIII.3.3.2. Mur frontal

Le mur frontal est un élément en béton armé fonctionnant en flexion composée, sous l'effet combiné des charges verticales transmises par le tablier et des actions horizontales dues à la poussée des terres.

- **Armatures principales verticales**

Tableau VIII-10 : Ferrailage verticale de mur frontal

	Mmax(KN.m/m)	N(KN)
ELU	-1602.18	1488.51
ELS	-1290.80	1109.33
Section d'armatures (cm²)	48.5	48.5
Choix des barres	7HA32/ml	7HA25/ml

- **Armatures horizontales (armatures de répartition)**

Tableau VIII-11: Ferrailage horizontale de mur frontal

	Mmax(KN.m/m)	N(KN)
ELU	-1006.57	4754.45
ELS	-785.27	3210.67
Section d'armatures (cm²)	20	20
Choix des barres	7HA25/ml	7HA20/ml

VIII.3.3.3. Mur en retour

Le mur en retour est destiné à reprendre les efforts horizontaux générés par la poussée des terres du remblai d'accès. Il est soumis à un état de flexion simple.

- **Armatures principales verticales**

Tableau VIII-12: Ferrailage verticale de mur en retour

	Mmax(KN.m/m)	Mmin(KN.m/m)
ELU	1259.88	-120.75
ELS	991.44	-94.26
Section d'armatures (cm²)	76.2	7.6
Choix des barres	7HA32/ml+7HA25/ml	7HA25/ml

- **Armatures horizontales (armatures de répartition)**

Tableau VIII-13: Ferrailage horizontale de mur en retour

	Mmax(KN.m/m)	Mmin(KN.m/m)
ELU	1126.11	-27.56
ELS	900.62	-21.98
Section d'armatures (cm²)	68.2	7.6
Choix des barres	7HA32/ml+77HA25/ml	7HA25/ml

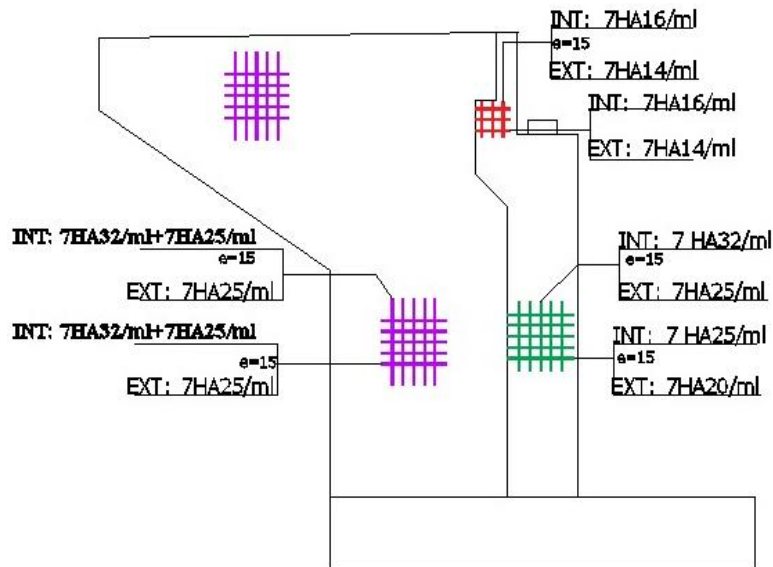


Figure VIII-12: : Schéma ferrailage de la culée

VIII.4. ETUDE DES FONDATIONS

La fondation constitue l'élément de base de l'ouvrage, assurant la transmission des charges vers le sol support par l'intermédiaire d'un ensemble de pieux. On distingue généralement deux types de fondations : les fondations superficielles et les fondations profondes.

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur les résultats de l'étude géotechnique ainsi que sur les caractéristiques géologiques du site, notamment la nature et la résistance des couches du sol.

Par conséquent, la solution retenue doit garantir le bon fonctionnement de l'ouvrage en assurant sa stabilité, sa capacité portante et en limitant les tassements.

VIII.4.1. Choix du type de fondation

On distingue généralement trois grandes catégories de fondations :

1. Les fondations superficielles
2. Les fondations semi-profondes
3. Les fondations profondes

Les fondations superficielles sont adoptées lorsque les couches superficielles du sol présentent une capacité portante suffisante et des tassements admissibles. Les fondations semi-

profondes constituent une solution intermédiaire utilisée lorsque la qualité du sol est moyenne et nécessite un certain ancrage en profondeur pour améliorer la transmission des charges.

Dans le cas des fondations profondes, elles sont utilisées lorsque les couches superficielles sont peu résistantes ou fortement compressibles, imposant ainsi le transfert des charges vers des horizons plus compétents situés à grande profondeur.

Compte tenu des charges importantes générées par l'ouvrage, ainsi que de la nature fortement accidentée du terrain, le recours aux fondations profondes s'impose comme la solution la plus appropriée. Ce choix permet d'assurer une transmission efficace des efforts vers les couches résistantes du sol, tout en limitant les tassements différentiels et en garantissant la stabilité globale de l'ouvrage.

VIII.4.2. Étude sur pieux

Le choix du type de pieu, y compris la qualité du matériau du pieu et la méthode d'installation, doit tenir compte des points suivants :

- Les conditions de terrain sur le site, y compris la présence ou la possibilité d'obstacles dans le sol.
- Les contraintes générées dans les pieux au cours de leur installation.
- Les effets nuisibles des produits chimiques présents dans le terrain.

- **Pré dimensionnement des pieux**

Après avoir retenu le choix des fondations profondes, une solution par groupes de pieux a été adoptée. Les pieux sont de diamètre $D=1,2$ m, avec un nombre $N=16$ pieux par pile selon les efforts transmis par chaque appui. L'entraxe choisi est de 3,6 m longitudinalement et 3.2m transversalement, afin de limiter les effets d'interaction entre pieux et d'assurer une bonne répartition des charges.

AN pour les cas les plus défavorables par nombre de pieu résumé dans le tableau ci-dessous :

Tableau VIII-14: Effort normal dans pieu max.

	ELU	ELS
Nmax (KN)	2397.86	1776.04

- **Actions des pieux**

Calcul du Coefficient d'amortissement du module de WARNER : : $\lambda = \sqrt[4]{\frac{bCu}{4EI}}$

$$\lambda = 0.182\text{m}^{-1}$$

$$\lambda \cdot L = 0.182 \cdot 24 = 4.368$$

D'où, on tire les valeurs de $(X_{\theta P}, X_{\theta M}) = (1.29, 1.56)$

On a donc : $M = -\frac{X\theta P}{X\theta M} \times \frac{P}{\lambda}$

Tableau VIII-15: Moment d'après la Formule au-dessus

	ELU	ELS
M(KN.m)	2667.2	1841

- Ferraillage longitudinale des pieux**

Le ferraillage des pieux a été réalisé à l'aide des logiciels **MIDAS CIVIL** et **ROBOT Expert** les résultats sont trouvées dans (**Annexe D**)

Tableau VIII-16: Ferraillage longitudinale des pieux.

	N (KN)	M(KN.m)
ELU	2397.86	2667.2
ELS	1776.04	1841
Section d'armatures (cm²)	201.9	
Choix des barres	26HA32	

- Ferraillage transversale des pieux**

On prendra des cercles de HA16 avec un espacement de 20 cm dans les zones courantes et 10 cm dans les zones de jonction et critique.

VIII.4.3. Étude de la semelle

Nous avons opté pour une semelle rectangulaire posée sur des pieux. Cette semelle joue le rôle de semelle de liaison : elle rigidifie l'ensemble en tête des pieux pour assurer une bonne transmission des charges.

Rappelons les dimensions :

- Longueur : **L = 13.2 m.**
- Hauteur : **H = 2 m.**
- Largeur : **l = 12 m**
- Diamètre : **ϕPieux=1.2m.**
- Entraxe des pieux : **L= 3,3m**

- Ferraillage de la semelle**

Méthode des bielles :

Selon le guide SETRA PP 73, pour appliquer la méthode des bielles, l'angle d'inclinaison de la bielle par rapport à l'horizontale doit être supérieur ou égal à 45°. Il convient donc de vérifier cette condition.

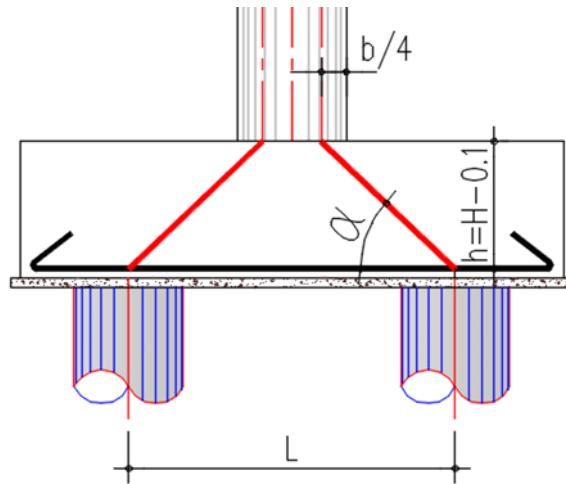


Figure VIII-13: Méthode des bielles.

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha \geq 45^\circ \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{array} \right. \Rightarrow h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \Rightarrow h = 1.9 \text{ m} \geq 1.5 \text{ m}$$

➡ Alors la méthode des bielles est applicable.

$$\text{Tg} \alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} \Rightarrow \alpha = 51.74^\circ \geq 45$$

➤ Armatures transversales inférieures

D'après le guide SETRA PP 73, la section d'acier notée A_s , correspondant aux armatures transversales associées à un couple de pieux et calculée par la méthode des bielles, s'exprime par :

$$\bar{\sigma}_a = 2/3 f_e = 333,333 \text{ MPa}$$

$$N_{\max} = 6234.0 \text{ KN (Réaction maximale)}$$

$$A_s = \frac{N_1}{\bar{\sigma}_s} \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h} \Rightarrow A_s = 147.65 \text{ cm}^2 \Rightarrow 19\text{HA}32$$

Ces armatures transversales sont placées dans des bandes axées sur les pieux et de largeur égale à la somme du diamètre ϕ des pieux et de la hauteur h de la semelle.

$$L = h + \phi_{\text{Pieux}} = 1.9 + 1,2$$

$$L = 3.2 \text{ m}$$

$$A_s = 46.14 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow 6\text{HA}32 / \text{ml} \quad (\text{espacement } S_t = 15\text{cm})$$

➤ Armatures longitudinales inférieures

Des armatures longitudinales (A_{s1}) sont à placer dans le sens de la longueur de la semelle. Leur section par mètre de largeur ne doit pas être inférieure au tiers de la section des armatures des poutres noyées transversales (A_s).

On retient donc :

$$As1 = \frac{As}{2} \quad As1 = 23.07 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad 8HA20 \quad (\text{espacement } St = 17\text{cm})$$

➤ **Armatures supérieures**

En partie haute de la semelle, on prévoit une armature longitudinale continue sur toute la longueur. Sa section ne doit pas être inférieure au dixième ($A/10$) de celle de l'armature inférieure.

On retient donc :

$$\text{Transversalement : } A = \frac{As}{3} \quad A = 15.38 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \longrightarrow \quad 8HA16 \quad (\text{espacement } St = 17\text{cm})$$

$$\text{Longitudinalement : } A = \frac{As}{4} \quad A = 11.54 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \longrightarrow \quad 8HA14 \quad (\text{espacement } St = 17\text{cm})$$

➤ **Armatures latérales**

$$Al = \frac{As}{10}$$

$$Al = \frac{46.14}{10} \quad Al = 4.614 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad 5HA12 \quad (\text{espacement } St = 25\text{cm})$$

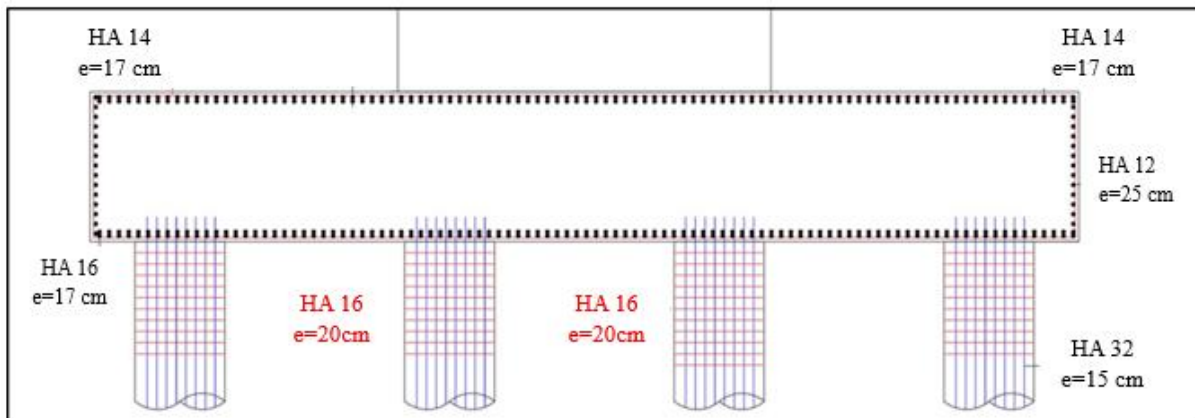


Figure VIII-14: Schéma de ferrailage de la semelle et pieux.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'études marque un tournant décisif dans notre cheminement de futurs ingénieurs des travaux publics. Il constitue bien plus qu'un exercice académique : il est la synthèse concrète de cinq années d'apprentissage théorique et pratique.

En menant l'étude approfondie d'un pont ferroviaire, nous avons mobilisé des compétences issues de disciplines complémentaires : résistance des matériaux, mécanique des milieux continus, dynamique des structures, géotechnique et modélisation numérique, notamment appliquées aux structures mixtes. Cette expérience nous a plongés au cœur des réalités du métier d'ingénieur, en nous confrontant aux normes en vigueur, aux arbitrages technico-économiques et aux particularités d'un environnement réel.

Ce travail nous a permis d'approfondir concrètement notre maîtrise des phénomènes physiques propres aux ouvrages d'art et de renforcer nos capacités en conception et dimensionnement. L'apport des documents techniques spécialisés, associé à l'utilisation de logiciels comme MIDAS CIVIL et aux échanges avec des professionnels, a largement contribué à cette montée en compétences.

En somme, ce travail met en lumière la richesse et l'exigence du génie civil. Il constitue une expérience formatrice et une passerelle réussie vers notre insertion professionnelle. Par-delà les savoirs techniques consolidés, il nous a dotés d'une démarche rigoureuse, méthodique et ouverte – des qualités indispensables pour relever les défis de notre future carrière d'ingénieur.

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] Document SETRA, Eurocodes 3 et 4, Application aux ponts-routes mixtes acier-béton, Guide méthodologique, Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), 2007.
- [3] RCPR, Règles Définissant Les Charges A Appliquer Pour Le Calcul Et Les Epreuves Des Ponts Routes, Algérie, 2009.
- [4] RPOA, Règles Parasismiques Applicables au domaine des Ouvrages d'Art, Algérie, 2008.
- [5] CCM97 : Règles de conception et de calcul des structures en acier Document d'Application Nationale. Partie 1-5 : Règles générales -Règles supplémentaires pour les plaques planes raidies ou non, chargées dans leur plan.
- [6] Document SETRA : Guide technique ponts métalliques et mixte, 2004.
- [7] Document SETRA : Guide technique, appareil d'appuis à pot, utilisation sur les ponts, viaduc et structures similaires, Novembre 2007.
- [8] Traité de Génie Civil, Ponts en acier, Conception et dimensionnement des ponts métalliques et mixtes acier-béton. 2009.
- [9] MANUEL DE CONSTRUCTION METALLIQUE, Extraits des Eurocodes 0,1 et 3. Deuxième Edition revue et complétée, octobre2013.

ANNEXE

ANNEXE A

Modélisation avec logiciel MIDAS
CIVIL

1. Définition des matériaux

Material Data

General
Material ID: 1 Name: S355

Elasticity Data
Type of Design: Steel
Steel
Standard: EN05(S)
DB: S355
Concrete
Standard:
Code:
DB:
Type of Material: ☒ Isotropic ☐ Orthotropic

Steel
Modulus of Elasticity: 2.1000e+08 kN/m²
Poisson's Ratio: 0.3
Thermal Coefficient: 1.2000e-05 1/[C]
Weight Density: 76.98 kN/m³
☐ Use Mass Density: 7.85 kN/m³/g

Concrete
Modulus of Elasticity: 0.0000e+00 kN/m²
Poisson's Ratio: 0
Thermal Coefficient: 0.0000e+00 1/[C]
Weight Density: 0 kN/m³
☐ Use Mass Density: 0 kN/m³/g

Plasticity Data
Plastic Material Name: NONE

Inelastic Material Properties for Fiber Model
Concrete: None Steel: None ...

Figure 1 : Matériau pour acier

Material Data

General
Material ID: 2 Name: C35/45

Elasticity Data
Type of Design: Concrete
Steel
Standard:
DB:
Concrete
Standard: EN04(RC)
Code:
DB: C35/45
Type of Material: ☒ Isotropic ☐ Orthotropic

Steel
Modulus of Elasticity: 0.0000e+00 kN/m²
Poisson's Ratio: 0
Thermal Coefficient: 0.0000e+00 1/[C]
Weight Density: 0 kN/m³
☐ Use Mass Density: 0 kN/m³/g

Concrete
Modulus of Elasticity: 3.4077e+07 kN/m²
Poisson's Ratio: 0.2
Thermal Coefficient: 1.0000e-05 1/[C]
Weight Density: 25 kN/m³
☐ Use Mass Density: 2.549 kN/m³/g

Plasticity Data
Plastic Material Name: NONE

Inelastic Material Properties for Fiber Model
Concrete: None Rebar: None ...

Figure 2 : Matériau pour béton

Superstructure

Material Data

General
Material ID: 3 Name: C30/37

Elasticity Data
Type of Design: Concrete
Steel
Standard:
DB:
Concrete
Standard: EN04(RC)
Code:
DB: C30/37
Type of Material: ☒ Isotropic ☐ Orthotropic

Steel
Modulus of Elasticity: 0.0000e+00 kN/m²
Poisson's Ratio: 0
Thermal Coefficient: 0.0000e+00 1/[C]
Weight Density: 0 kN/m³
☐ Use Mass Density: 0 kN/m³/g

Concrete
Modulus of Elasticity: 3.2836e+07 kN/m²
Poisson's Ratio: 0.2
Thermal Coefficient: 1.0000e-05 1/[C]
Weight Density: 25 kN/m³
☐ Use Mass Density: 2.549 kN/m³/g

Plasticity Data

Figure 3 : Matériau pour béton infrastructure

2. Definition des sections

Section Data

DB/User Composite

Section ID 2 Name Section 1

Section Type : Steel-I (Type2)

☐ Symmetric Section Auto Calculation

Distance from Reference Line

Sg 0 Top 3 Bot. 2.9 m

Slab

Bc 6.4 tc 0.3 Hh 0 m

Girder

B1 0.5 B6 0 tw2 0 m

B2 0.5 H 3.33 bf1 0 m

B3 0.6 t1 0.04 bf2 0 m

B4 0.6 t2 0.03 tfp 0 m

B5 0 tw 0.03 m

Stiffener...

Material

Select Material from DB ...

Es / Ec 6.16251 Ds / Dc 3.0792

Ps 0.3 Pc 0.2

Ts / Tc 1.2

☐ Multiple Modulus of Elasticity

Es/Ec (Creep) 0

Es/Ec (Shrinkage) 0

☒ Consider Shear Deformation.

Offset : Left-Top

Change Offset ...

Display Centroid

☐ FEM ☐ Equation

Figure 4 : Section 1 sur travée de rive

Section Data

DB/User Composite

Section ID 3 Name Section 2

Section Type : Steel-I (Type2)

☐ Symmetric Section Auto Calculation

Distance from Reference Line

Sg 0 Top 3 Bot. 2.9 m

Slab

Bc 6.4 tc 0.3 Hh 0 m

Girder

B1 0.5 B6 0 tw2 0 m

B2 0.5 H 3.29 bf1 0 m

B3 0.6 t1 0.05 bf2 0 m

B4 0.6 t2 0.06 tfp 0 m

B5 0 tw 0.03 m

Stiffener...

Material

Select Material from DB ...

Es / Ec 6.16251 Ds / Dc 3.0792

Ps 0.3 Pc 0.2

Ts / Tc 1.2

☐ Multiple Modulus of Elasticity

Es/Ec (Creep) 0

Es/Ec (Shrinkage) 0

☒ Consider Shear Deformation.

Offset : Left-Top

Change Offset ...

Display Centroid

☐ FEM ☐ Equation

Figure 5 : Section 2 sur Appui

Section Data

DB/User Composite

Section ID 3 Name Section 2

Section Type : Steel-I (Type2)

☐ Symmetric Section Auto Calculation

Distance from Reference Line

Sg 0 Top 3 Bot. 2.9 m

Slab

Bc 6.4 tc 0.3 Hh 0 m

Girder

B1 0.5 B6 0 tw2 0 m

B2 0.5 H 3.29 bf1 0 m

B3 0.6 t1 0.05 bf2 0 m

B4 0.6 t2 0.06 tfp 0 m

B5 0 tw 0.03 m

Stiffener...

Material

Select Material from DB ...

Es / Ec 6.16251 Ds / Dc 3.0792

Ps 0.3 Pc 0.2

Ts / Tc 1.2

☐ Multiple Modulus of Elasticity

Es/Ec (Creep) 0

Es/Ec (Shrinkage) 0

☒ Consider Shear Deformation.

Offset : Left-Top

Change Offset ...

Display Centroid

☐ FEM ☐ Equation

Figure 6 : Section 3 sur travée principale

Section Data

DB/User

Section ID: 5

Name: HEB1000

☐ User ☒ DB

Sect. Name: HEB1000

☐ Built-Up Section

Get Data from Single Angle

DB Name: AISC10(US)

Sect. Name:

H	1	m
B1	0.3	m
tw	0.019	m
tf1	0.036	m
B2	0	m
tf2	0	m
r1	0.03	m
r2	0	m

Figure 7 : Entretoise HEB1000

Section Data

DB/User

Section ID: 6

Name: IPE600

☐ User ☒ DB

Sect. Name: IPE600

☐ Built-Up Section

Get Data from Single Angle

DB Name: AISC10(US)

Sect. Name:

H	0.6	m
B1	0.22	m
tw	0.012	m
tf1	0.019	m
B2	0	m
tf2	0	m
r1	0.024	m
r2	0	m

Figure 8 : Entretoise IPE600

Section Data

DB/User

Section ID: 8

Name: Pile pleine

☒ User ☐ DB

Sect. Name:

☒ Built-Up Section

Get Data from Single Angle

DB Name: AISC10(US)

Sect. Name:

H	4	m
B	8	m

Figure 9 : Section pile pleine

Section Data

DB/User

Section ID: 7

Name: Pile évidée

☒ User ☐ DB

Sect. Name:

☒ Built-Up Section

Get Data from Single Angle

DB Name: AISC10(US)

Sect. Name:

H	4	m
B	8	m
tw	0.6	m
tf1	0.6	m
C	0	m
tf2	0.6	m

Figure 10 : Section pile évidée

Section Data

DB/User

Section ID: 10

Name: semelle

Solid Rectangle

User ☒ DB ☐ AISC 10(US)

Sect. Name:

☒ Built-Up Section

Get Data from Single Angle

DB Name: AISC 10(US)

Sect. Name:

H: 13.2 m

B: 12 m

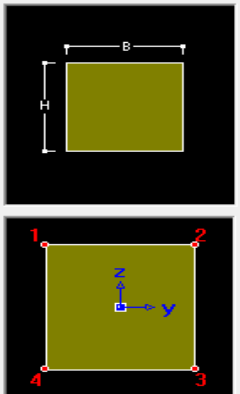


Figure 11 : Section semelle

3.Définition des nœuds

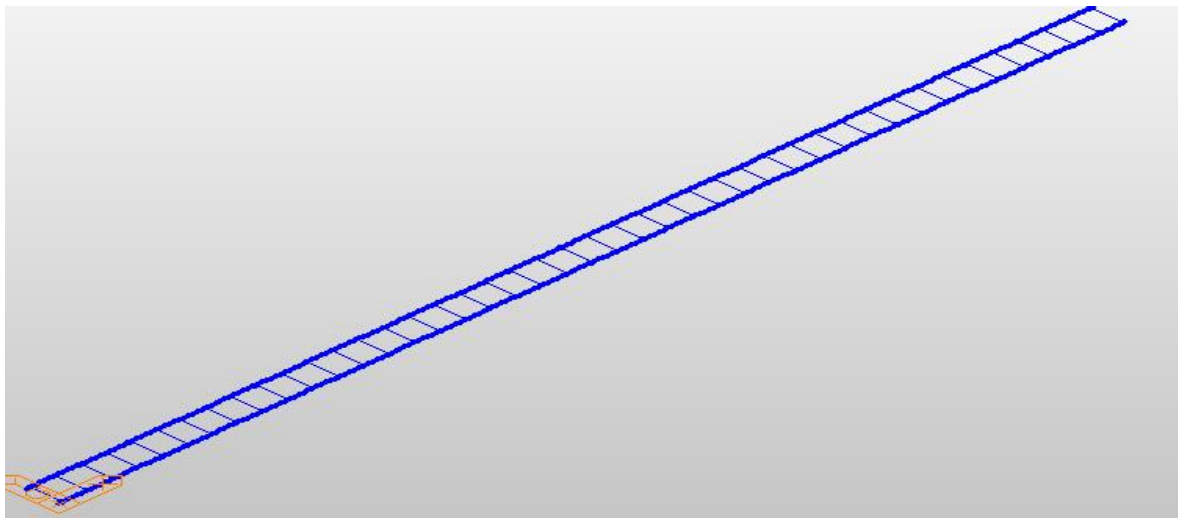


Figure 12 : Nœuds des sections et des entretoises

4. Définition des conditions d'appuis

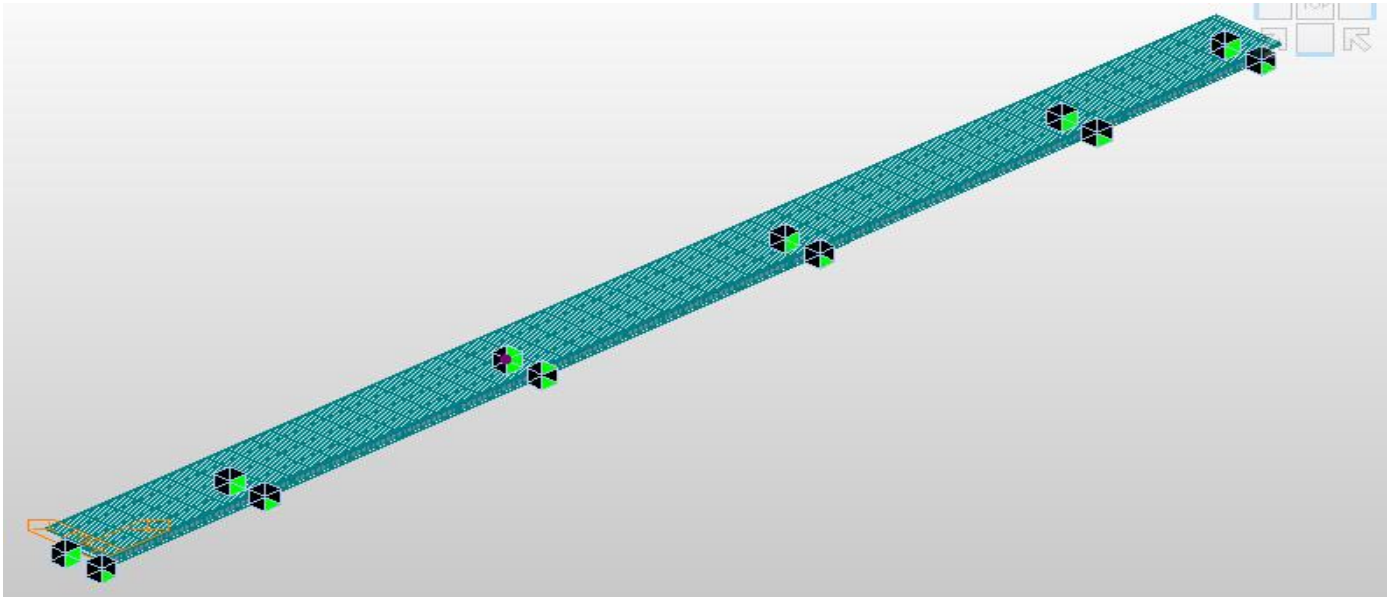


Figure 13 : Conditions d'appuis modèle 3D

5. Implantation de section a hauteur constante

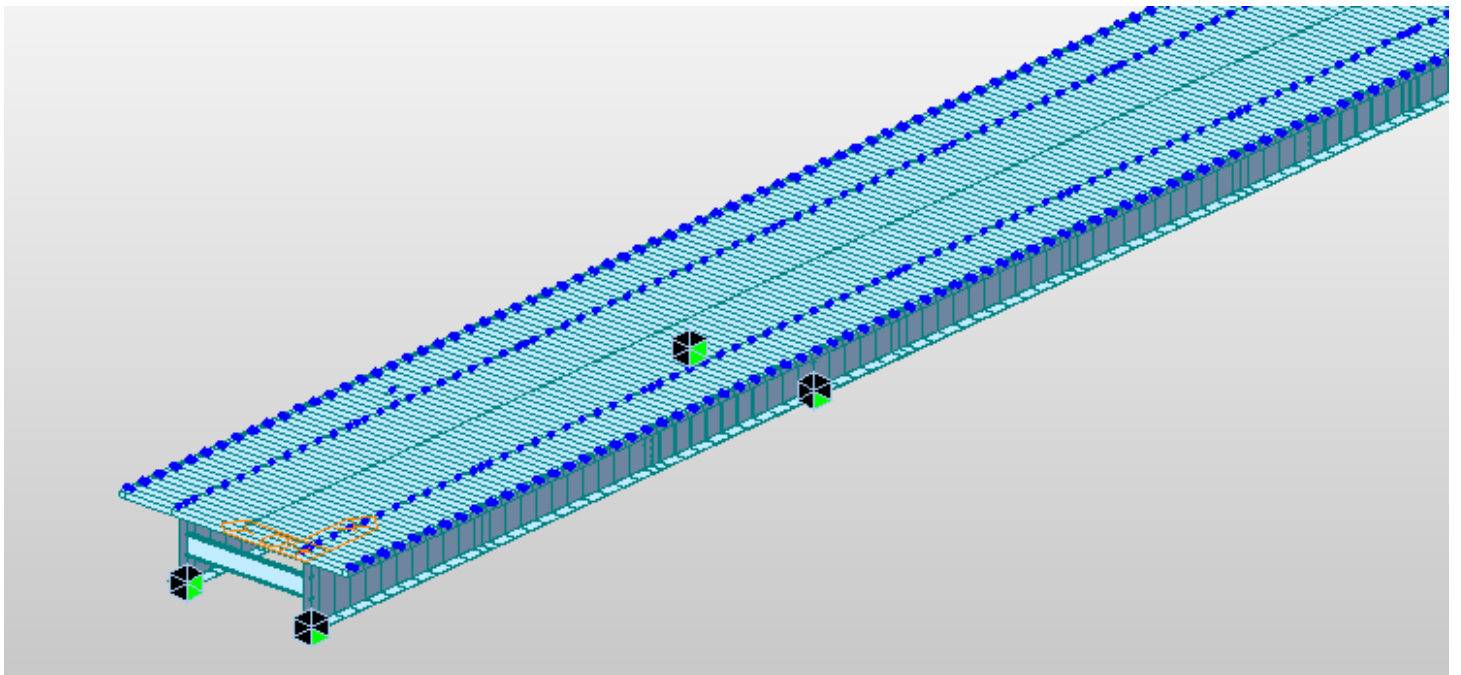


Figure 14 : Section sur modèle 3D

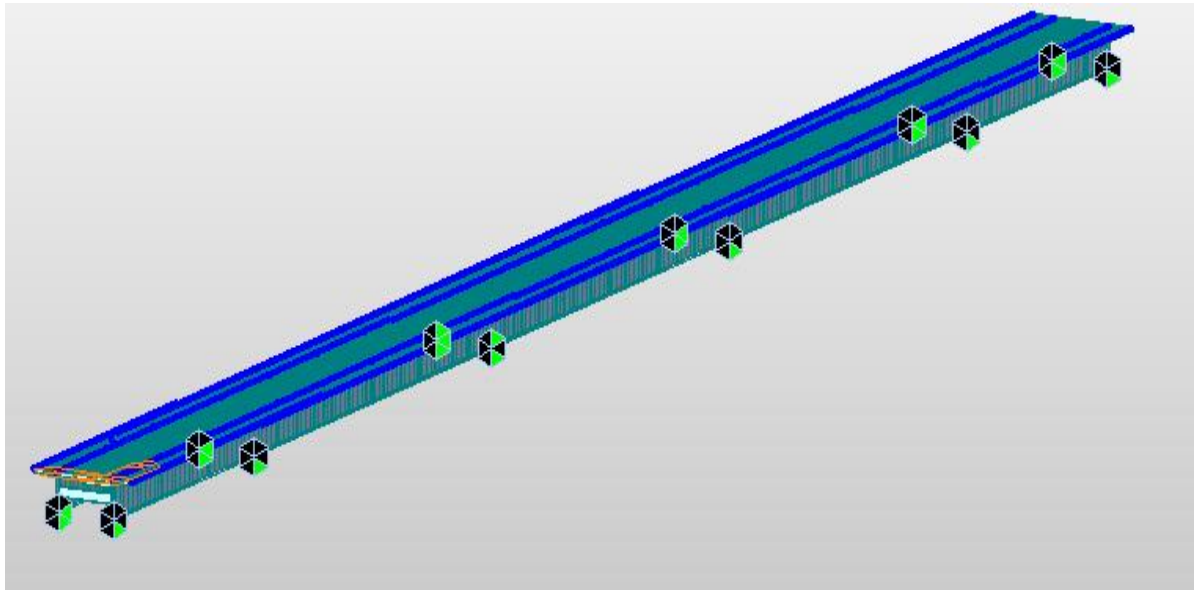


Figure 15 : Vue complète sur modèle 3D

5. Définition des charges et surcharges

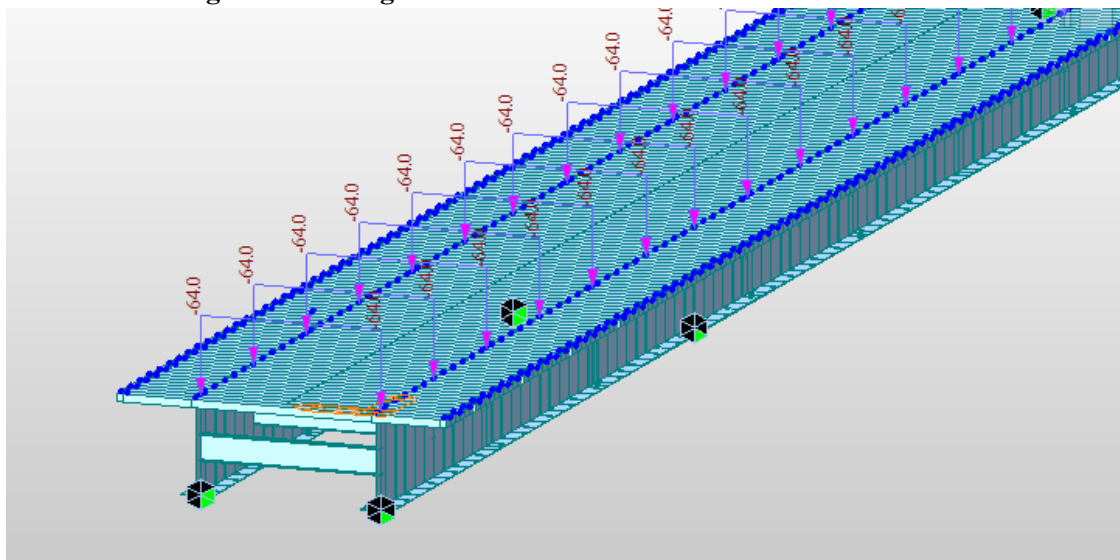


Figure 16 : Exemple des Charges complémentaires permanentes (CCP)

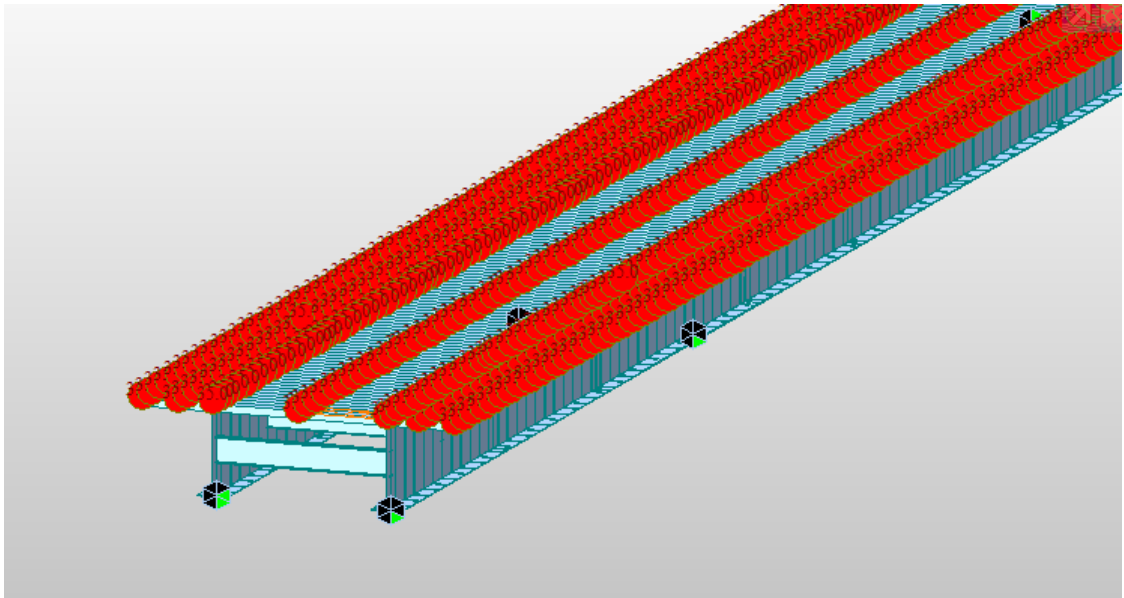


Figure 17 : Exemple de charge de température (T+)

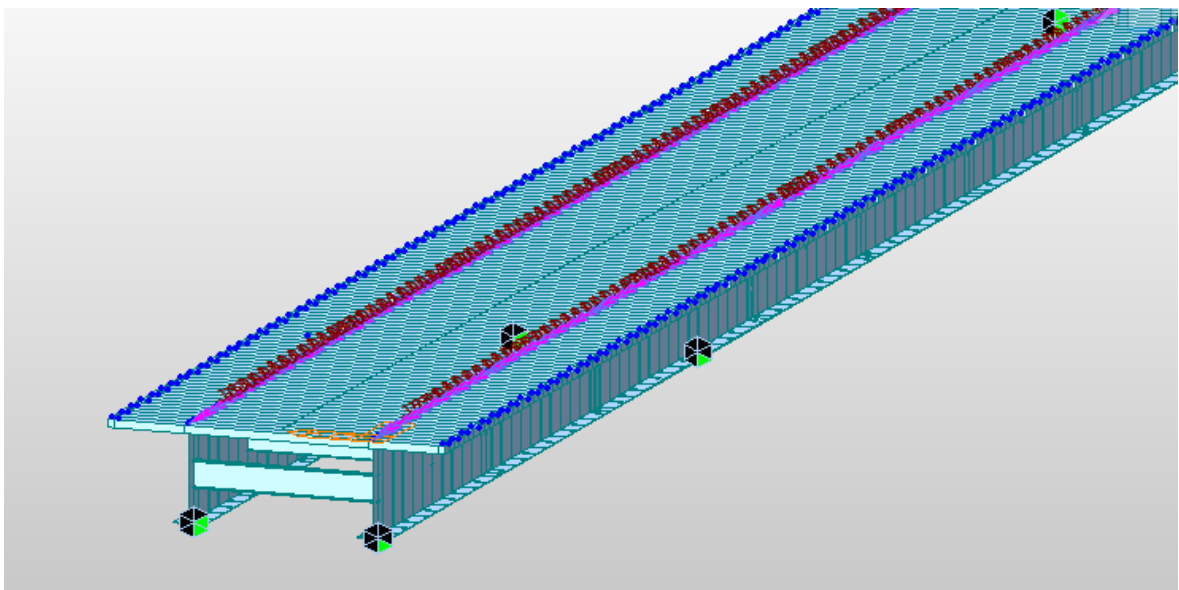


Figure 18 : Exemple de charge linéaire de freinage

Static Load Cases

Name :

Case :

Type :

Description :

Add

Modify

Delete

No	Name	Type	Description
1	PP	Dead Load (D)	
2	Temperature	Temperature (T)	
3	betonage M+	User Defined Load (USER)	
4	betonage M-	User Defined Load (USER)	
5	CCP	Dead Load of Component an	
6	GT+	Temperature (T)	
7	GT-	Temperature (T)	
8	Temperature	Temperature (T)	
9	Vent sur stre	Wind Load on Structure (W)	
10	Vent sur vhei	Wind Load on Live Load (WL	
11	freinage	Braking Load (BRK)	
12	Demarrage	Braking Load (BRK)	
*			

Close

Figure 19 : Les charges utilisées dans la modélisation

6. Définition des voies ferroviaires

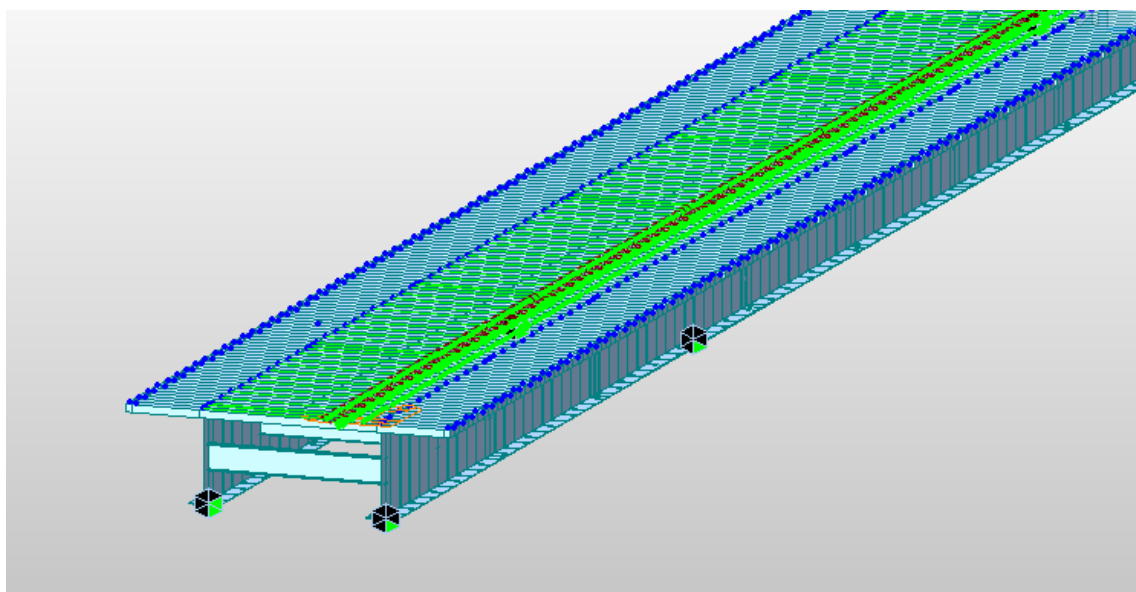


Figure 20 : Les voies sur le modèle 3D (Voie2)

7.Definition des surcharges ferroviaires

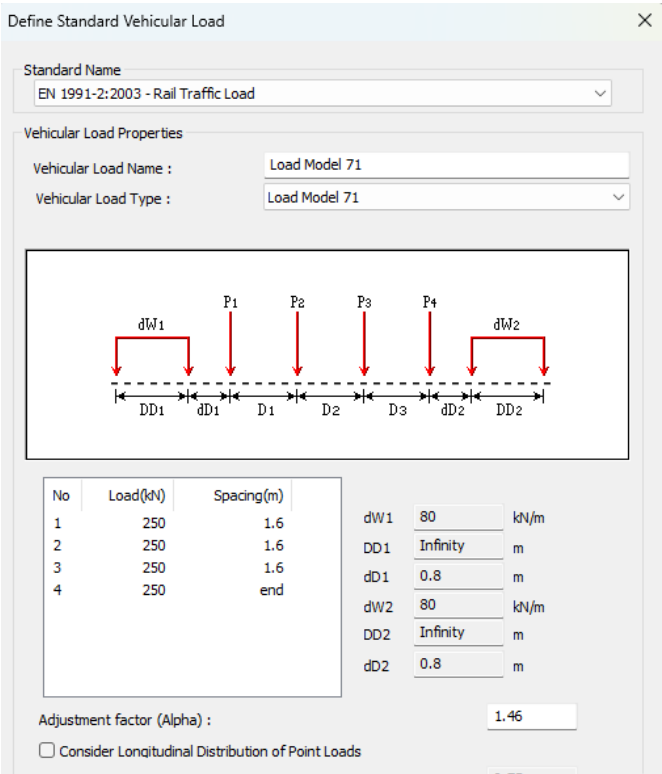


Figure 21 : Surcharge LM71

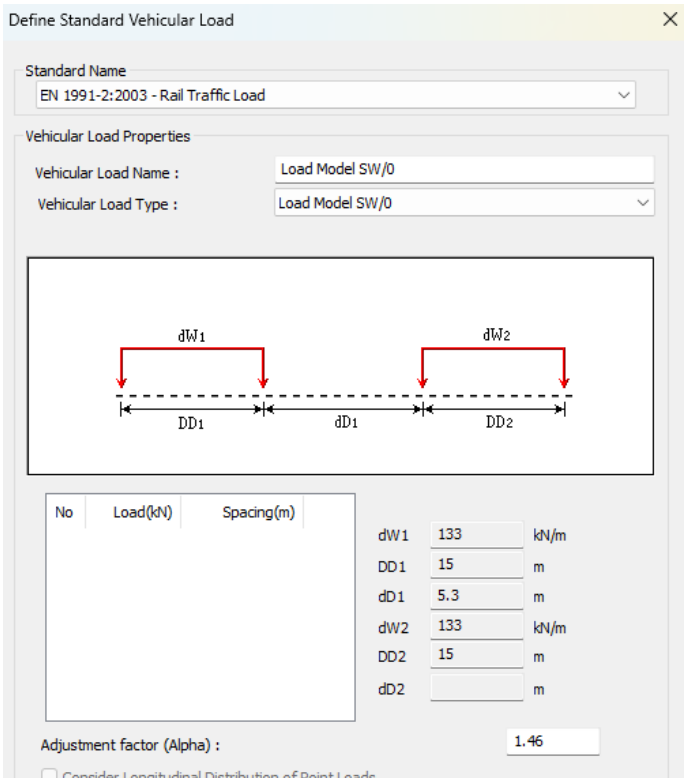


Figure 22 : Surcharge SW/0

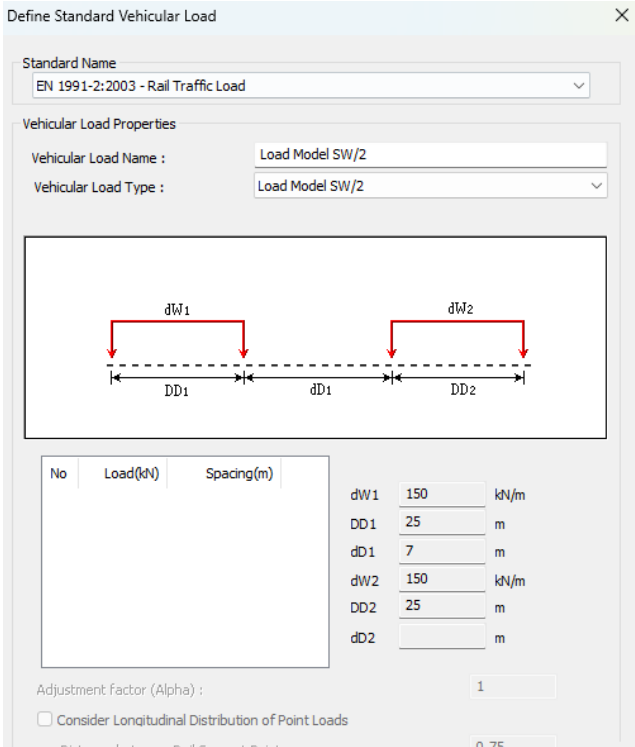


Figure 23 : Surcharge SW/2

8.Définition des phases de construction

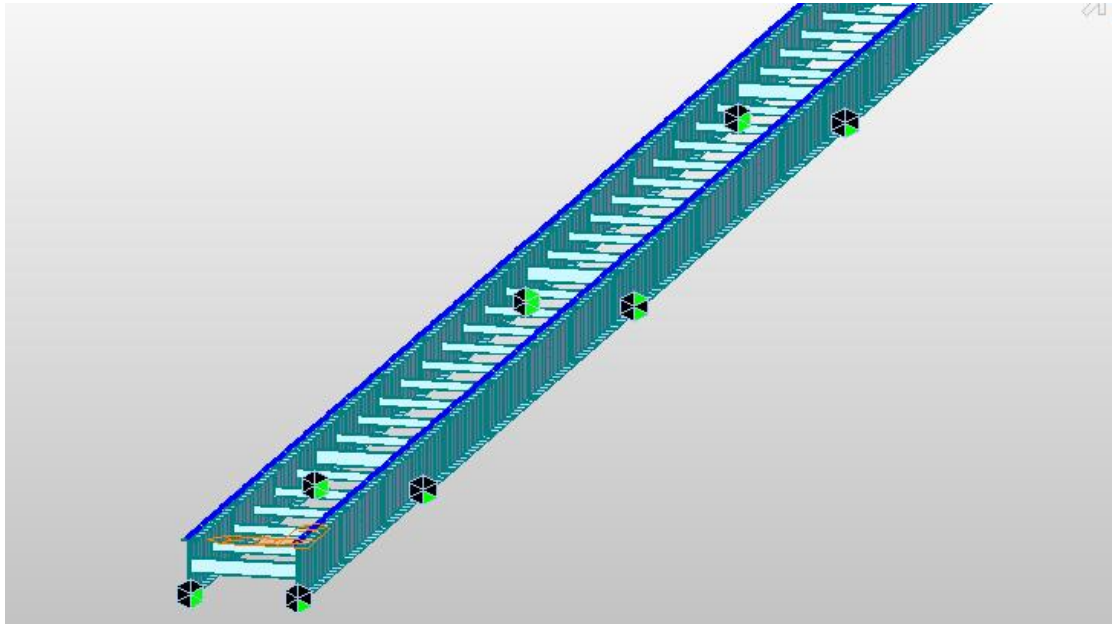


Figure 24 : Première phase de construction (Phase métal seul)

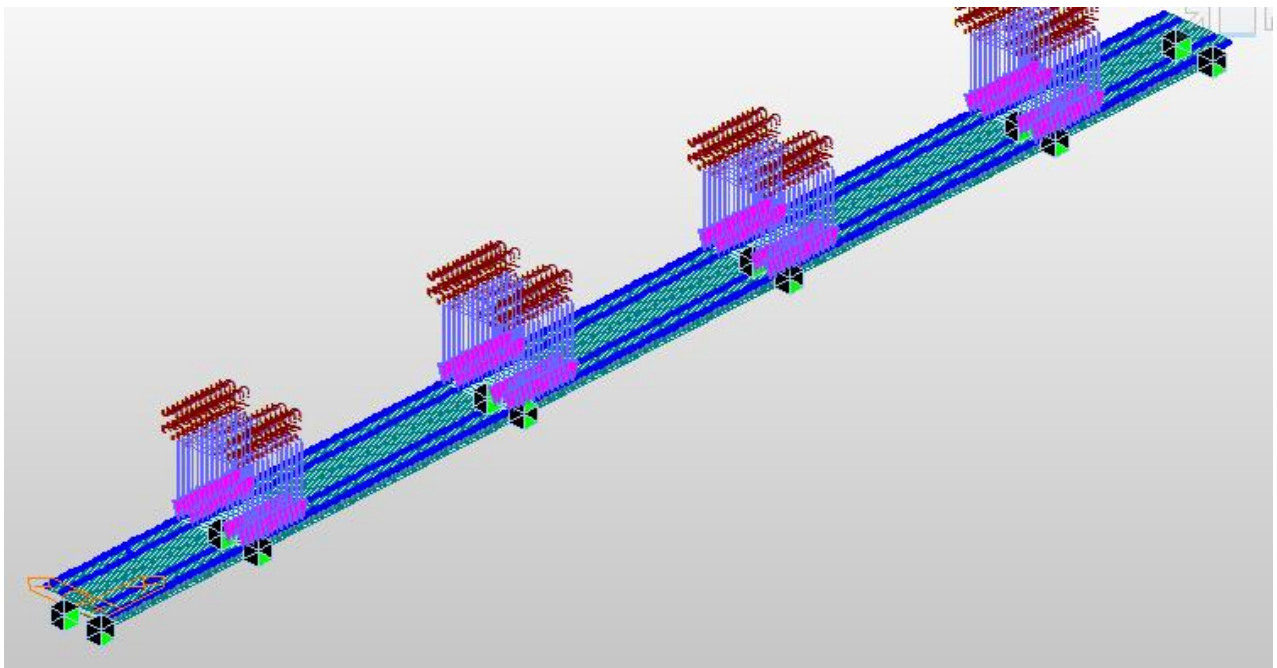


Figure 25 : Deuxième phase de construction (Phase de bétonnage a mis-travée)

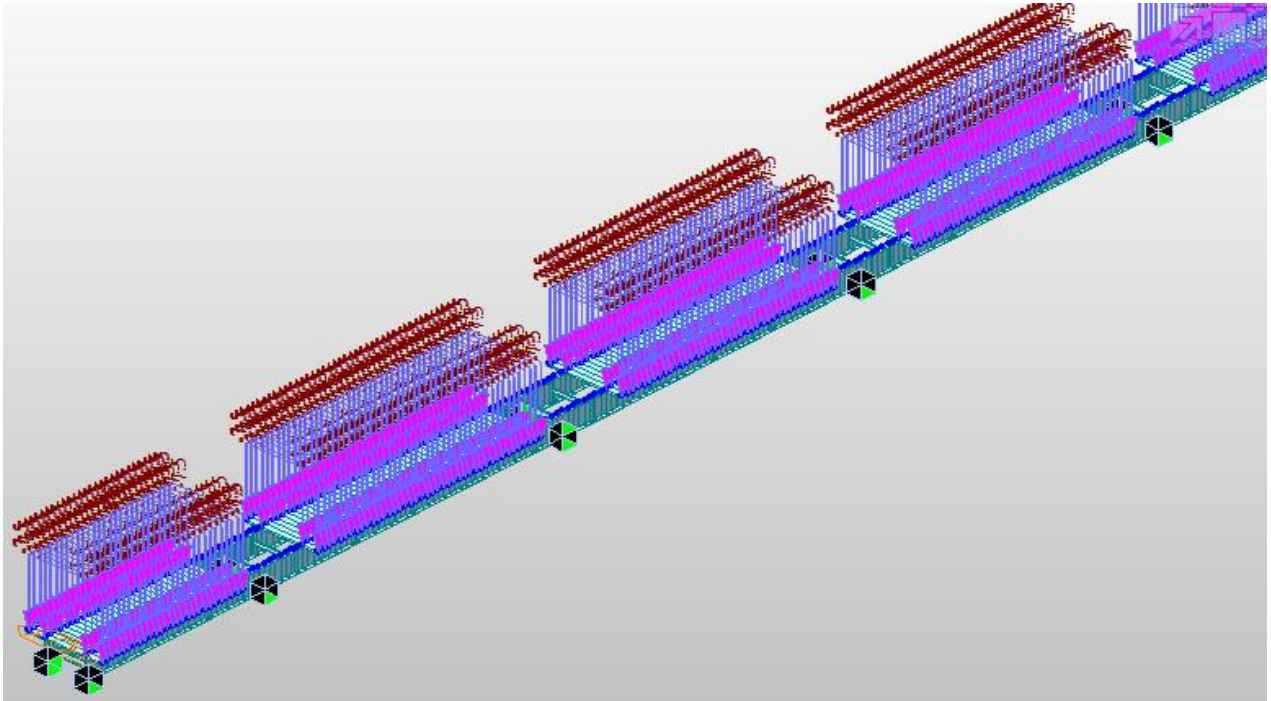


Figure 26 : Troisième phase de construction (Phase de bétonnage sur appuis)

9. Modelisation des piles et semelle

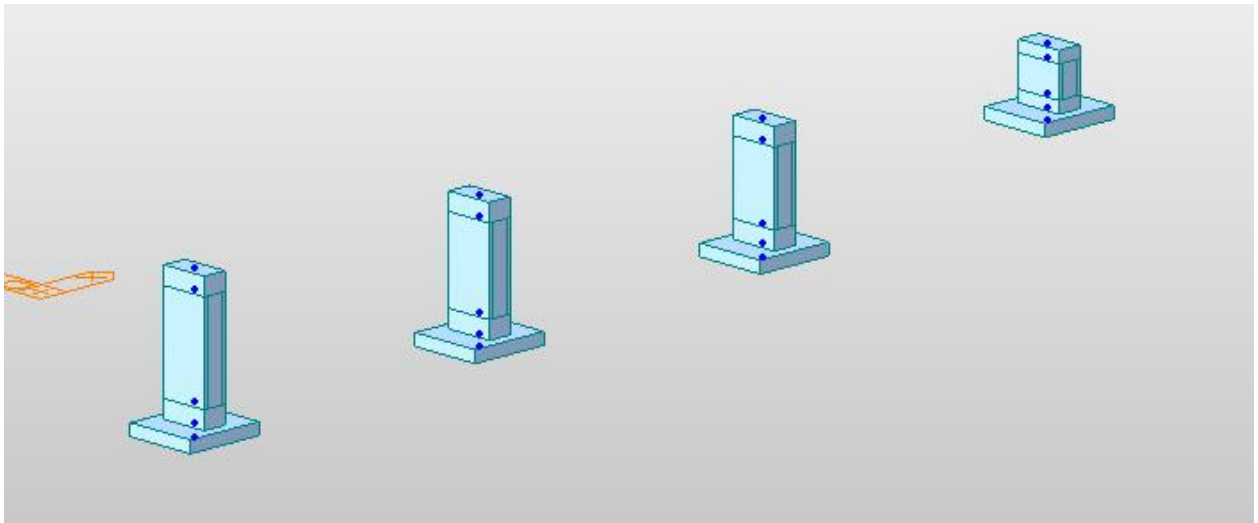


Figure 27 : Piles et semelle

9. Modelisation global de pont 3D

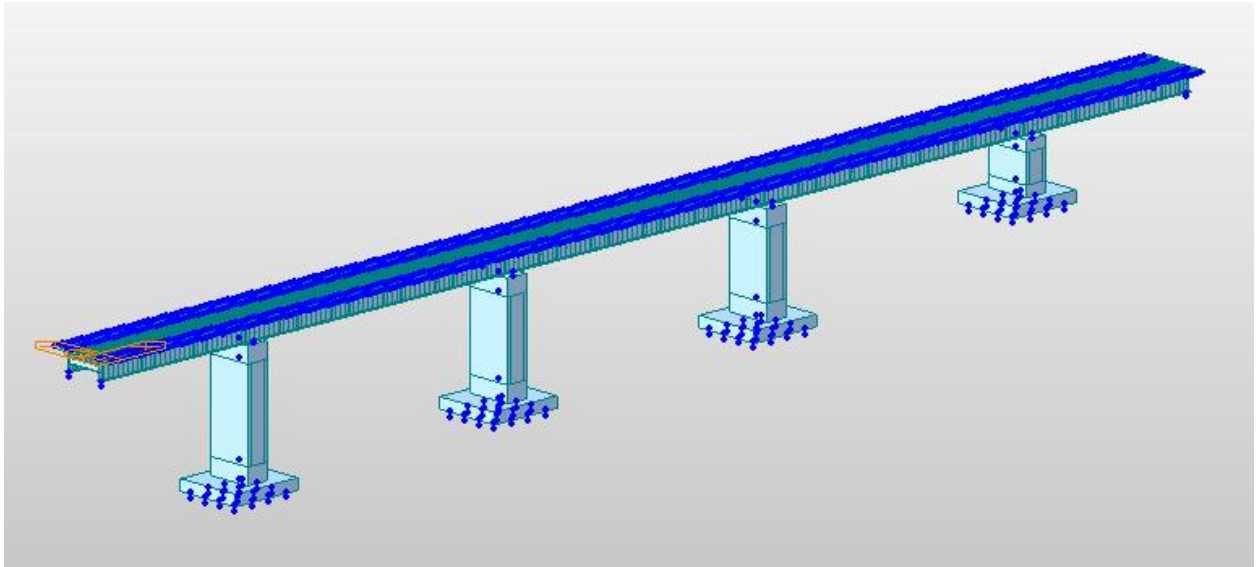


Figure 28 : Modèle global 3D

ANNEXE B

Diagramme des efforts internes

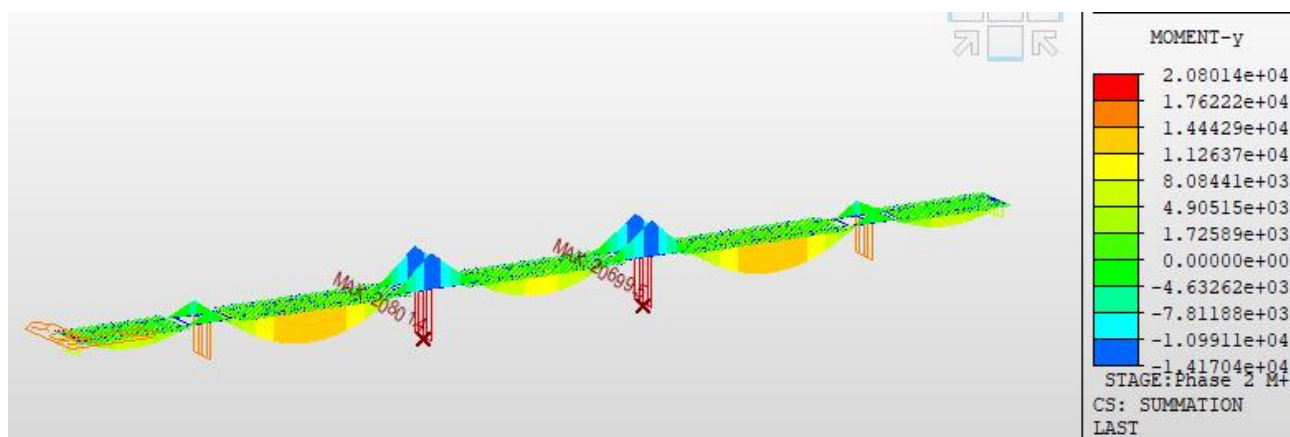


Figure 1 : Moment fléchissant pour la phase de construction Béton frais à mi-travée.

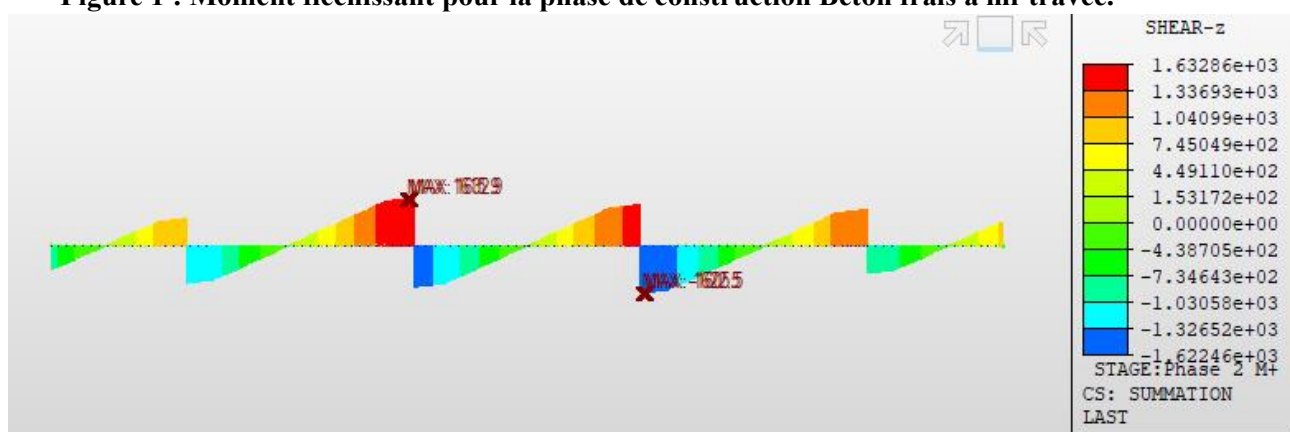


Figure 2 : Effort tranchant pour la phase de construction Béton frais à mi-travée.

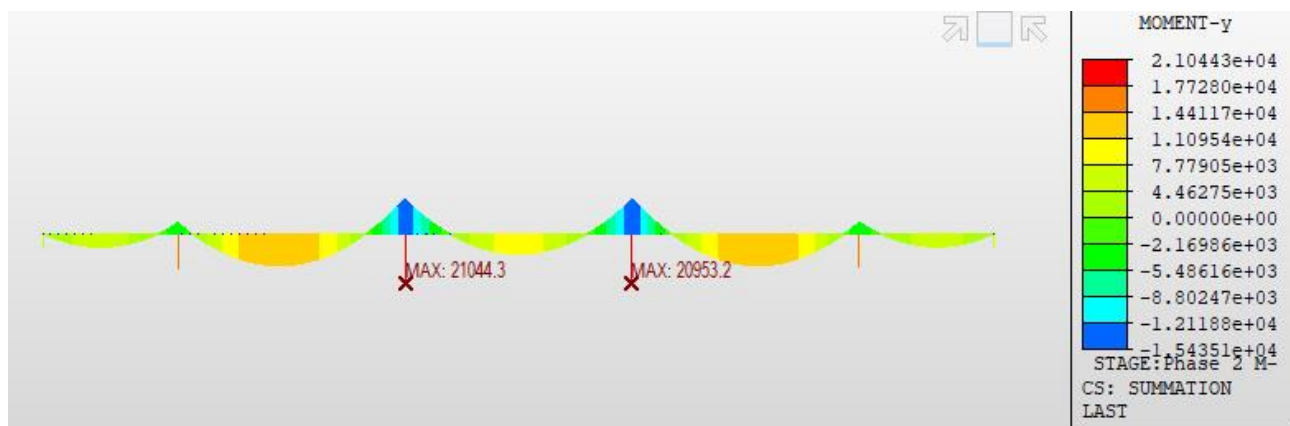


Figure 3 : Moment fléchissant pour la phase de construction Béton frais sur appuis.

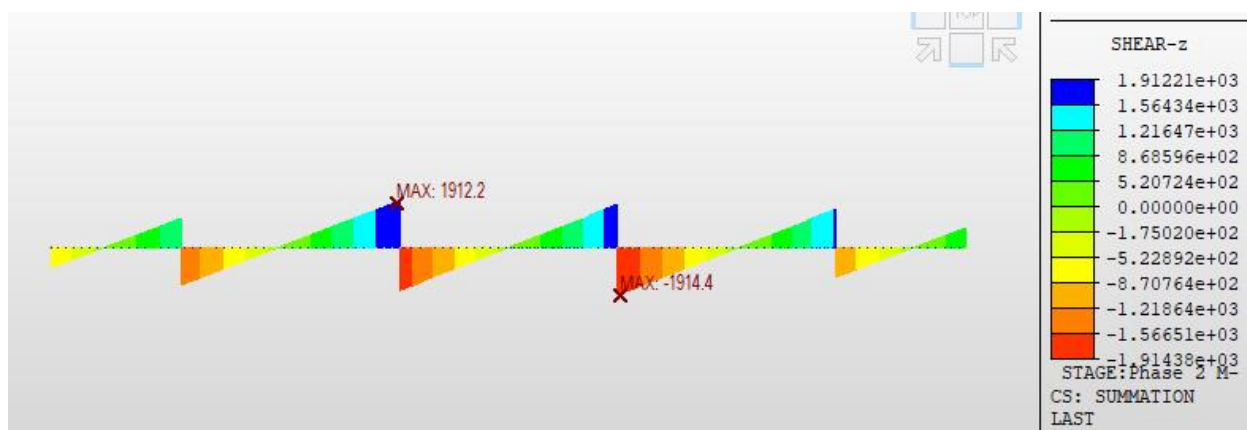


Figure 4 : Effort tranchant pour la phase de construction Béton frais sur appuis.

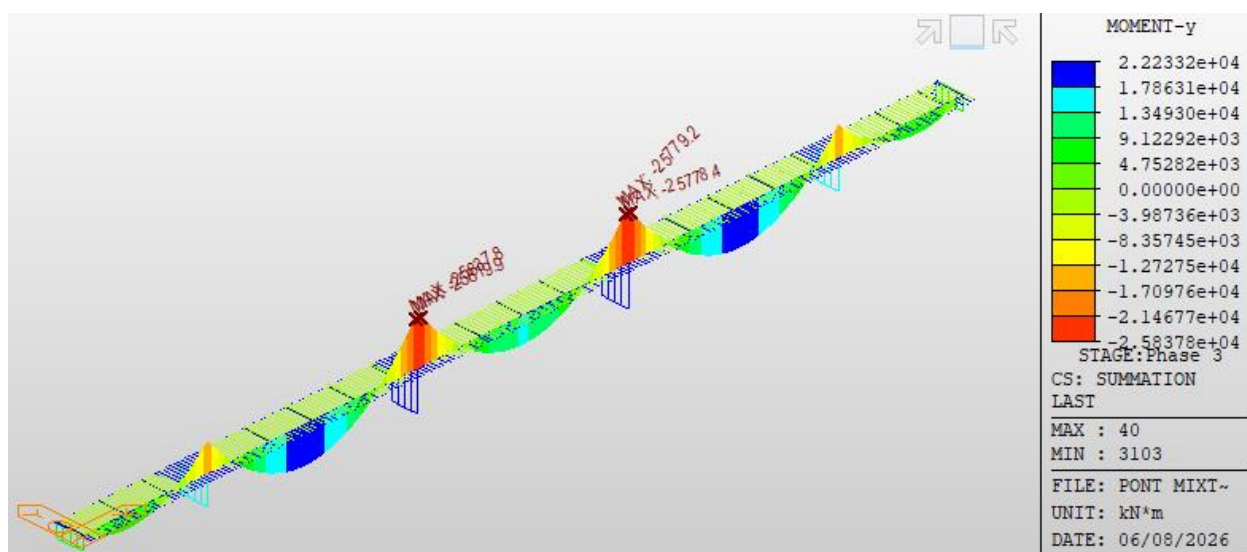


Figure 5 : Moment fléchissant pour la 3ème phase de construction (G + CCP)

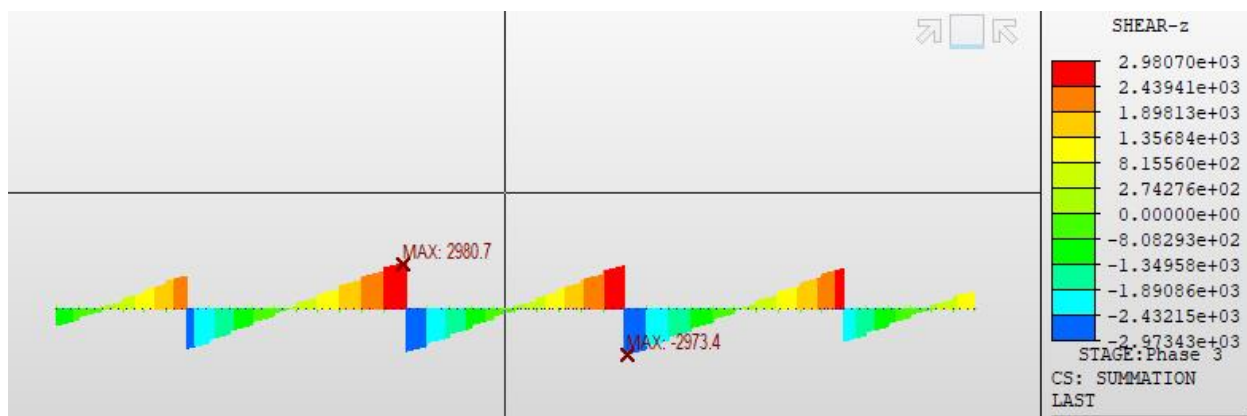


Figure 6 : Effort tranchant pour la 3ème phase de construction (G + CCP)

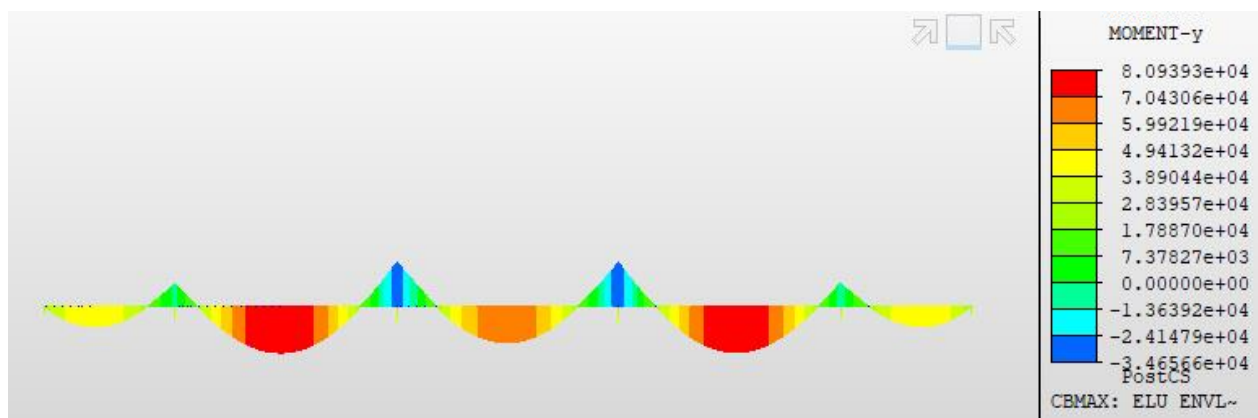


Figure 7 : Moment fléchissant pour la 4ème phase de construction Surcharge sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU (UIC71, SW2)

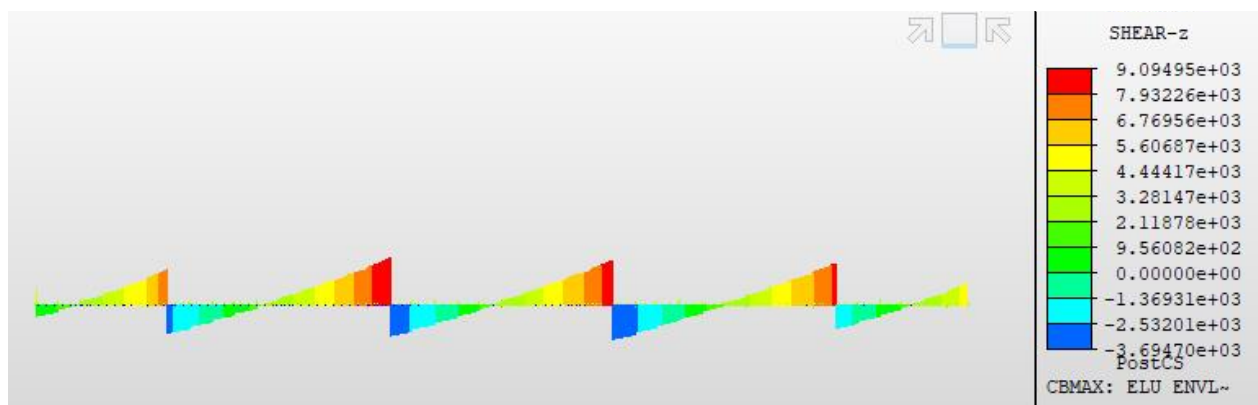


Figure 8 : Effort tranchant pour la 4ème phase de construction Surcharge à l'ELU (UIC71, SW2)

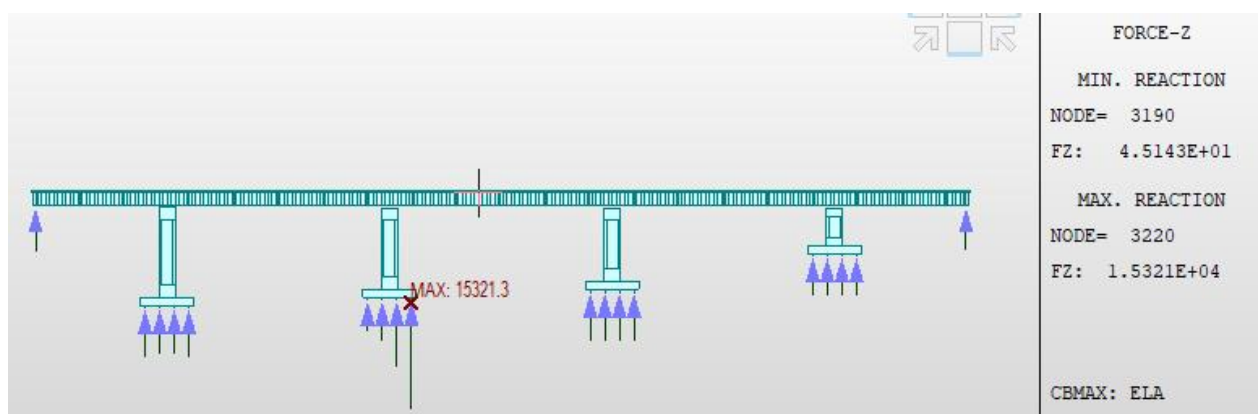


Figure 9 : Réactions au niveau des appuis des pieux à l'ELA pour la combinaison G+0.3 (UIC71 + SW2) + (Ex + 0.3Ey + 0.3Ez) ±0.4T+D

Tableau 2: Résultats des moments sollicitant sur le pont durant toutes les phases de construction pour chaque section et chaque combinaison [MIDAS CIVIL]

Phase de construction	Charge considérée		Moment sollicitant MED (MN.m)					
			S1(mi- travée)		S2(appui)		S3(mi- travée)	
Phase 1	Poutre métallique		1.58768	-0.00169	1.63395	-3.72964	3.95108	-1.00763
Phase 2	Béton frais à mi- travée		5.86281	-0.02525	4.29224	-15.43507	14.0692	-4.61216
	Béton frais sur appuis		5.63414	-0.0419	3.84405	-14.1704	13.9307	-4.84885
Phase 3	CCP + Retrait		7.16386	-3.50092	1.19868	-25.83782	19.2416	-8.46652
	ELU	1.35G+1.45 (UIC71+SW/0) ±0.9T + 0.6W	30.2083	-28.89507	-14.94439	-99.18253	74.3951	-58.20549
		1.35G+1.45 SW0 +1.2 SW/2 ±0.9T +0.6W	34.0574	-35.78157	18.57439	-92.86419	77.9427	-56.45097
		1.35G+1.45 UIC71+ 1.45 UIC71 ±0.9T +0.6W	30.2083	-32.30021	-18.61298	-99.18253	74.3951	-58.20549
		1.35G+1.45 SW/0+1.45 SW/0 ±0.9T+0.6W	29.6471	-30.78003	16.94825	-82.75089	71.3984	-49.64767
		1.35G+1.45 UIC71+ 1.2 SW/2 ±0.9T +0.6W	34.6038	-36.30046	-20.1307	109.29584	80.9393	-65.18206
		1.35G±0.9T+0.6W	10.4945	-12.28722	-7.15496	-45.65821	27.8765	-21.46105
	ELS	G+(UIC71+SW/0) +0.6T +0.6W	21.2559	-20.11731	-10.33677	-70.44913	52.5545	-40.84821
		G+SW0 +SW2 +0.6 T +0.6W	24.5663	-26.59177	12.89987	-67.54472	55.9413	-41.13905
		G+UIC 71 +UIC 71 +0.6 T +0.6W	21.2559	-22.5134	-12.73927	-70.44913	52.5545	-40.84821
		G+SW0 +SW0 +0.6 T +0.6W	20.8913	-21.465	11.54476	-59.11696	50.4878	-34.75711
		G+UIC71+SW/2+ 0.6T + 0.6W	24.9188	-26.94962	-14.6587	-78.87688	58.0080	-46.66202
		G±0.6T+0.6W	8.23496	-10.38057	-6.84697	-35.62097	21.9802	-17.56637

Tableau 3: Résultats des efforts tranchants sollicitant sur le pont durant toutes les phases de construction pour chaque section et chaque combinaison [MIDAS CIVIL]

Phase de construction	Charge considérée		Effort tranchant sollicitant VED(MN.)					
			S1(mi- travée)		S2(appui)		S3(mi- travée)	
Phase 1	Poutre métallique		0.21168	-0.2115	0.50406	-0.50419	0.38093	-0.38106
Phase 2	Béton frais à mi- travée		0.86417	-0.85442	1.91221	-1.91438	1.50106	-1.50328
	Béton frais sur appuis		0.84791	-0.84233	1.63286	-1.62246	1.46167	-1.45124
Phase 3	CCP+Retrait		1.41268	-1.40573	2.9807	-2.97343	2.29746	-2.29016
	ELU	1.35G+1.45 (UIC71+SW/0) ±0.9T + 0.6W	4.56276	-4.43662	7.70427	-8.08486	6.4736	-6.84893
		1.35G+1.45 SW0 +1.2 SW/2 ±0.9T +0.6W	4.8828	-4.76013	8.98305	-9.41117	7.16353	-7.5824
		1.35G+1.45 UIC71+ 1.45 UIC71 ±0.9T +0.6W	4.56276	-4.59743	8.01232	-8.08486	6.72857	-6.84893
		1.35G+1.45 SW/0+1.45 SW/0 ±0.9T+0.6W	4.13776	-4.15955	7.96999	-7.98732	6.61757	-6.7303
		1.35G+1.45 UIC71+ 1.2 SW/2 ±0.9T +0.6W	5.30779	-5.18647	9.50021	-9.49672	7.30678	-7.70103
		1.35G±0.9T+0.6W	2.18507	-2.16329	4.08471	-4.07767	3.19063	-3.1839
	ELS	G+(UIC71+SW/0) +0.6T +0.6W	3.25344	-3.16514	5.53359	-5.77978	4.64623	-4.88872
		G+SW0 +SW2 +0.6 T +0.6W	3.5812	-3.58401	6.69912	-6.89911	5.24176	-5.51699
		G+UIC 71 +UIC 71 +0.6 T +0.6W	3.25344	-3.25679	5.70481	-5.77978	4.76396	-4.88872
		G+SW0 +SW0 +0.6 T +0.6W	2.96033	-2.95481	5.67562	-5.71257	4.68741	-4.80691
		G+UIC71+SW/2+0. 6T + 0.6W	3.8743	-3.83585	7.16152	-6.95811	5.40362	-5.5988
		G±0.6T+0.6W	1.67613	-1.6599	3.03858	-3.03295	2.38319	-2.37782

Tableau 3 : Modes propres de la structure (MIDAS CIVIL).

MODE NO	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z	
	MASS (%)	SUM (%)	MASS (%)	SUM (%)	MASS (%)	SUM (%)
1	44.95	44.95	0	0	0	0
2	0	44.95	14.69	14.69	0.02	0.02
3	0	44.95	0	14.69	0	0.02
4	0	44.95	1.83	16.53	0	0.02
5	0	44.95	0.07	16.6	0.02	0.04
6	0	44.95	2.58	19.18	0.11	0.15
7	0	44.95	10.37	29.54	2.4	2.56
8	0.02	44.97	5.68	35.22	1.12	3.68
9	0.09	45.06	0.11	35.33	0.85	4.53
10	0.01	45.07	2.36	37.69	0.01	4.54
11	0.01	45.07	0.11	37.8	2.28	6.82
12	0.01	45.09	0.61	38.41	0	6.82
13	0	45.09	2.07	40.48	22.99	29.81
14	0	45.09	0.01	40.5	0.05	29.87
15	0	45.09	1.89	42.38	0.02	29.88
16	0	45.09	0	42.39	0	29.89
17	0	45.09	0.05	42.44	0.13	30.01
18	0	45.09	0	42.44	0.07	30.08
19	0	45.09	0.01	42.45	0	30.08
20	0	45.09	0.28	42.73	0.05	30.14
21	0	45.09	0	42.73	0	30.14
22	0	45.09	0.01	42.74	0.01	30.15
23	0	45.09	0	42.74	0	30.15
24	0	45.09	0	42.74	0.01	30.16
25	0	45.09	0.04	42.78	0	30.16
26	0	45.09	0.03	42.81	0	30.16
27	0	45.09	0	42.81	0	30.16

28	0	45.09	0.04	42.85	0.02	30.18
29	0	45.09	0.02	42.87	0	30.18
30	0	45.09	0	42.87	0	30.19
31	0	45.09	0	42.87	0	30.19
32	0	45.09	0.15	43.02	0.03	30.22
33	0	45.09	0.01	43.03	0.01	30.23
34	0	45.09	0	43.04	0	30.23
35	0	45.09	0.01	43.04	0	30.23
36	0	45.09	0.01	43.05	0.01	30.24
37	0	45.09	0	43.05	0	30.24
38	0	45.09	0	43.05	1.8	32.05
39	0	45.09	0	43.05	0.02	32.06
40	0	45.09	0	43.05	0	32.06
41	0	45.1	0	43.05	5.29	37.35
42	0	45.1	0	43.05	0	37.35
43	0	45.1	0.01	43.06	0.09	37.45
44	0	45.1	0	43.06	0	37.45
45	0	45.1	0	43.06	0	37.45
46	0	45.1	0	43.06	0	37.45
47	0	45.1	0.01	43.07	0.03	37.48
48	0	45.1	1.77	44.83	1.56	39.04
49	0	45.1	0.03	44.86	0	39.04
50	0	45.1	0	44.86	0.46	39.5
51	0	45.1	0.02	44.88	0.01	39.51
52	0	45.1	0	44.88	0	39.51
53	0	45.1	0	44.88	0	39.51
54	0	45.1	0	44.88	0	39.51
55	0	45.1	0	44.88	0	39.51
56	0	45.1	0	44.88	0	39.51
57	0	45.1	0	44.89	0	39.51
58	0	45.1	0	44.89	0	39.51

59	0	45.1	0	44.89	0	39.51
60	0	45.1	0.01	44.89	0	39.51
61	0	45.1	0	44.89	0	39.51
62	0	45.1	0	44.89	0	39.51
63	0	45.1	0.01	44.9	0	39.51
64	0	45.1	0	44.9	0	39.51
65	0	45.1	0	44.9	0	39.51
66	0	45.1	0	44.9	0	39.51
67	0	45.1	0	44.9	0	39.51
68	0	45.1	0	44.9	0	39.51
69	4.6	49.7	0	44.9	0	39.51
70	0	49.7	0	44.9	0	39.51
71	0	49.7	0	44.9	0	39.51
72	0	49.7	0	44.9	0	39.51
73	0	49.7	0	44.9	0	39.51
74	0	49.7	0	44.9	0	39.51
75	0	49.7	0	44.9	0	39.51
76	0	49.7	0	44.9	0	39.51
77	0	49.7	0	44.9	0	39.51
78	0	49.7	0	44.91	0.06	39.57
79	0	49.7	0	44.91	0	39.57
80	0	49.7	0	44.91	0	39.57
81	0	49.7	0	44.91	0	39.57
82	0	49.7	0	44.91	0	39.57
83	0	49.7	0	44.91	0	39.57
84	0	49.7	0	44.91	0	39.57
85	0	49.7	0.03	44.94	0.02	39.59
86	0	49.7	0	44.94	0	39.59
87	0	49.7	0	44.94	0	39.59
88	0	49.7	0.01	44.96	0.01	39.6
89	0	49.7	0.01	44.96	0.01	39.61

90	0	49.7	0.01	44.97	0.08	39.68
91	0	49.7	0.01	44.99	0.19	39.88
92	0	49.7	0	44.99	0	39.88
93	0	49.7	0	44.99	0	39.88
94	0	49.7	0.02	45	0.04	39.91
95	0	49.7	0	45	0	39.91
96	0	49.7	0	45.01	0	39.91
97	0	49.7	0	45.01	0	39.91
98	0	49.7	0	45.01	0	39.91
99	0	49.7	0.01	45.02	0	39.91
100	0	49.7	0	45.02	0	39.91

Tableau 4 : La période et la fréquence de la structure (MIDAS CIVIL).

MODE NO	Frequency		Period
	(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)
1	4.932585	0.785045	1.273812
2	5.179902	0.824407	1.212993
3	6.03247	0.960097	1.041561
4	7.370938	1.173121	0.852427
5	8.748957	1.39244	0.718164
6	9.328	1.484597	0.673583
7	10.19486	1.622562	0.616309
8	11.12233	1.770174	0.564916
9	11.50735	1.831452	0.546015
10	11.6961	1.861492	0.537203
11	12.1307	1.930661	0.517957
12	12.19788	1.941352	0.515105
13	12.36478	1.967915	0.508152
14	12.60123	2.005547	0.498617
15	13.22948	2.105538	0.474938

16	13.34755	2.124328	0.470737
17	13.40437	2.133371	0.468742
18	13.49286	2.147455	0.465667
19	13.59254	2.16332	0.462252
20	13.67551	2.176524	0.459448
21	14.14852	2.251807	0.444088
22	14.20892	2.26142	0.4422
23	14.23342	2.265319	0.441439
24	14.88664	2.369281	0.422069
25	14.91749	2.374192	0.421196
26	14.93132	2.376394	0.420806
27	14.94518	2.378598	0.420416
28	15.01511	2.38973	0.418457
29	15.7108	2.500452	0.399928
30	15.75405	2.507335	0.39883
31	15.76375	2.508878	0.398585
32	15.94424	2.537604	0.394072
33	16.35564	2.603081	0.38416
34	16.38354	2.607521	0.383506
35	16.54749	2.633614	0.379706
36	16.55351	2.634572	0.379568
37	16.55542	2.634877	0.379524
38	17.26147	2.747248	0.364001
39	17.26461	2.747748	0.363934
40	17.27104	2.748771	0.363799
41	17.2914	2.752012	0.36337
42	17.54167	2.791843	0.358186
43	17.55477	2.793928	0.357919
44	17.79529	2.832208	0.353081
45	17.79562	2.832261	0.353075
46	17.79597	2.832317	0.353068

47	17.89158	2.847533	0.351181
48	18.76678	2.986826	0.334804
49	21.27338	3.385764	0.295354
50	23.40072	3.724339	0.268504
51	24.57315	3.910938	0.255693
52	25.03569	3.984554	0.250969
53	25.05172	3.987105	0.250809
54	25.12265	3.998394	0.2501
55	25.15567	4.00365	0.249772
56	25.17514	4.006749	0.249579
57	25.1902	4.009145	0.24943
58	25.30956	4.028142	0.248253
59	25.46576	4.053001	0.246731
60	25.62079	4.077676	0.245238
61	25.7765	4.102458	0.243756
62	25.78922	4.104481	0.243636
63	25.87554	4.11822	0.242823
64	26.16462	4.164228	0.240141
65	26.23896	4.176061	0.23946
66	26.56562	4.22805	0.236516
67	26.57533	4.229594	0.236429
68	26.58132	4.230549	0.236376
69	26.90024	4.281307	0.233574
70	27.44868	4.368592	0.228907
71	27.47527	4.372825	0.228685
72	27.48063	4.373678	0.228641
73	27.48812	4.37487	0.228578
74	27.61253	4.39467	0.227548
75	28.33538	4.509715	0.221744
76	28.34042	4.510518	0.221704
77	28.34521	4.51128	0.221667

78	28.5637	4.546054	0.219971
79	28.9984	4.615239	0.216674
80	29.05115	4.623634	0.21628
81	29.09681	4.630901	0.215941
82	29.276	4.65942	0.214619
83	29.28491	4.660838	0.214554
84	29.28683	4.661143	0.21454
85	30.00958	4.776173	0.209373
86	30.05643	4.78363	0.209046
87	30.06123	4.784394	0.209013
88	30.09026	4.789014	0.208811
89	30.27169	4.817889	0.20756
90	30.43002	4.843088	0.20648
91	30.61473	4.872485	0.205234
92	30.67221	4.881633	0.204849
93	30.68334	4.883405	0.204775
94	30.72519	4.890065	0.204496
95	31.05106	4.94193	0.20235
96	31.05486	4.942535	0.202325
97	31.06827	4.944669	0.202238
98	31.12519	4.953728	0.201868
99	31.21908	4.968671	0.201261
100	31.55736	5.02251	0.199104

ANNEXE C

**Résultats des essais
géotechniques**

Feuille de calcul des fondations sur pieux Résultats des sondages carottés

RAPPORT DE FORAGE <i>Client : COSIDER ENGINEERING</i>														
Projet : DEDOUBLEMENT DE LA VOIE ET RECTIFICATION DE TRACE DE LA LIGNE BENDJANA - BORDJ Endroit : VIADUC7 Sondage : FC7-1														
Date début : 10/10/2021 Date fin : 16/10/2021 Profondeur forée (m) : 40 Niveau d'eau (m) :			Coordonnées GPS: X : 651961.48 Y : 4052672.64 Z :			Boue de forage : EAU Type forage : CAROTTE Foreuse : TERIDO			Etat des échantillons : Intact  Remanié  Perdu  Carotte 					
Echelle (m)	Elévation (m)	Profondeur (m)	Récupération	Nb coups/15cm	N ou RGD	Tubage	Type et Numéro	Etat	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE	
1.5	-3.00	3.00	67 %				CR1					Remblais (constitué par des blocs de marne grisâtre et galets, enchâssés dans une matrice sablo-argileuse);		
3.0	3.00		67 %				CR2							
4.5			50 %				CR3							
6.0			50 %				CR4							
7.5			50 %				CR5					Marnes argileuses jaunâtres referment des fragments de marne dure ;		
9.0			50 %				CR6							
10.5			50 %				CR7		12.00					
12.0	-12.50	12.50	53 %	28	R	116			12.45					
13.5							CR8		15.00			passages graveleux, caillouteux ;		
15.0	-15.00	15.00	30 %						15.45					
16.5			67 %				CR9		18.00					
18.0			50 %	28	R		CR10		18.45					
19.5														
21.0			67 %	22	R		CR11		21.00			Marnes grisâtres tendre, fragmentées et broyées,		
22.5			59 %				CR12		21.45					
24.0			43 %	22	R		CR13		24.00					
25.5	-25.50		67 %				CR14		24.45					

REMARQUES : CF : Carotte fermé TM : Tête à pointille PS : Tête à position fixe CR : Tête carotte TO : Tête ouvert	TYPE D'ECHANTILLON : AG : Analyse granulométrique G : Géométrie L : Unités d'Allenberg (N/L, IP) W : Teneur en eau PV : Poids volumique (Gd, Gh) AC : Analyse chimique	ABREVIATIONS : CID : Cisaillement rectiligne TR : Cisaillement Triaxial Rc : Résistance à la compression OED : Essai oedométrique GL : Gonflement libre R : Retur à l'enfoncement
---	---	--

Préparé par : A.TALEB	Vérifié par : S.BADANI	11/11/2021	Page : 1 de 2
-----------------------	------------------------	------------	---------------

RAPPORT DE FORAGE

Client : COSIDER ENGINEERING

Projet : DEDOUBLEMENT DE LA VOIE ET RECTIFICATION DE TRACE DE LA LIGNE BENDAHIA COURSEVIA
Endroit : VIADUC7

Sondage : FC7-1

Date début : 10/10/2021
 Date fin : 16/10/2021
 Profondeur forée (m) : 40
 Niveau d'eau (m) :

Coordonnées GPS:
 X : 651961.48
 Y : 4052672.64
 Z :

Boue de forage : EAU
 Type forage : CAROTTE
 Foreuse : TERIDO

Etat des échantillons :

Intact

Remanié

Perdu

Carotte



Échelle (m)	Élévation (m)	Profondeur (m)	Récupération	Nb coups/15cm	N ou RQD	Tubage	Type et Numéro	État	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
			25 50 75 100										
27.0			57 %				CR1						
28.5			57 %				CR2		28.50				
30.0			100 %				CR3		28.95				
31.5			57 %				CR4		30.00				
33.0			57 %				CR5		30.45				
34.5			100 %				CR6						
36.0			50 %				CR7						
37.5			100 %				CR8						
39.0			43 %				CR9						
40.5							CR10						
42.0													
43.5													
45.0													
46.5													
48.0													
49.5													
51.0													

Marnes grisâtres tendre, fragmentés et broyés,

Fin du forage à une profondeur de 40 m.

REMARQUES :

TYPE D'ECHANTILLON :

CF : Carotte forée
 TM : Tête à paroi lisse
 PS : Tête à position fixe
 CR : Tête carottier
 TO : Tête ouvert

ABREVIATIONS :

AG : Analyse granulométrique
 G : Géométrie
 L : Limites d'Atterberg (WL, PL)
 W : Teneur en eau
 PV : Poids volumique (G_s, G_m)
 AC : Analyse chimique
 CR : Circulation rectiligne
 TR : Circulation Triaxiale
 Rc : Résistance à la compression
 OED : Essai oedométrique
 GL : Gonflement libre
 R : Refus à l'enfoncement

Prépare par : A.TALEB

Vérifié par : S.BADANI

11/11/2021

Page : 2 de 2

RAPPORT DE FORAGE

Client : COSIDER ENGINEERING

Projet : DEDOUBLEMENT DE LA VOIE ET RECTIFICATION DE TRACE DE LA LIGNE BENDJANA - ORSSEVUA

Endroit : VIADUC7

Sondage : FC7-2

Date début : 17/10/2021

Date fin : 26/10/2021

Profondeur forée (m) : 40

Niveau d'eau (m) :

Coordonnées GPS:

X : 652026.29

Y : 4052719.68

Z :

Boue de forage : EAU

Type forage : CAROTTE

Foreuse : TERIDO

Etat des échantillons :

Intact

Remanié

Perdu

Carotte

Echelle (m)	Elevation (m)	Profondeur (m)	Récupération	Nb coups/15cm	N ou RQD	Tubage	Type et Numéro	Etat	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
	-0,50	0,50	25 50 75 100									Terre végétale;	
1,5			50 %				CR1					Argiles rougeâtres sablo-graveleuses et caillouteuses ;	
3,0			77 %				CR2						
4,5	-4,00	4,00	57 %				CR3						
6,0			100 %				CR4						
7,5			57 %				CR5						
9,0			57 %				CR6						
10,5			50 %				CR7						
12,0			57 %				CR8						
13,5			50 %			116	CR9					Marnes argileuses jaunâtres, friables et broyées,	
15,0			57 %				CR10						
16,5			57 %				CR11						
18,0			57 %				CR12						
19,5			57 %				CR13						
21,0			50 %				CR14						
22,5			50 %				CR15						
24,0			50 %				CR16						
25,5	-25,50												

REMARQUES :

TYPE D'ECHANTILLON :

CF : Carotte fluide

TM : Tube a paroi mince

PS : Tube a paroi épaisse

CR : Tube carottier

TO : Tube ouvert

ABREVIATIONS :

AG : Analyse granulométrique

S : Sedimentométrie

L : Limites d'Atterberg (WL, LP)

W : Teneur en eau

PV : Poids volumique (G_s, G_m)

AC : Analyse chimique

CI : Cisaillement rectiligne

TR : Cisaillement Triaxial

RC : Résistance à la compression

OE : Essai oedométrique

GL : Gonflement libre

R : Refus à l'enfoncement

Préparé par : A.TALES

Vérifié par : S.BADANI

11/11/2021

Page : 1 de 2

RAPPORT DE FORAGE

Client : COSIDER ENGINEERING

Projet : DEDOUBLEMENT DE LA VOIE ET RECTIFICATION DE TRACE DE LA LIGNE BENDJANA - BORDJ

Endroit : VIADUC7

Sondage : FC7-2

Date début : 17/10/2021
Date fin : 26/10/2021
Profondeur forée (m) : 40
Niveau d'eau (m) :

Coordonnées GPS :
X : 652026.29
Y : 4052719.68
Z :

Boue de forage : EAU
Type forage : CAROTTE
Foreuse : TERIDO

Etat des échantillons :



Echelle (m)	Élévation (m)	Profondeur (m)	Récupération	Nb coups/15cm	N ou RGD	Tubage	Type et Numéro	État	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
			25 50 75 100										
27.0			50 %				CR1						
26.5			50 %				CR2						
30.0			50 %				CR3						
31.5			50 %				CR4						
33.0			50 %				CR5					Marnes argileuses jaunâtres, friables et broyées,	
34.5			50 %				CR6						
36.0			50 %				CR7						
37.5			50 %				CR8						
39.0			50 %				CR9						
39.0	38.80		100 %				CR10					Marnes argileuses tendres grisâtres compactes ;	
40.5	40.00											Fin du forage à une profondeur de 40 m.	
42.0													
43.5													
45.0													
46.5													
48.0													
49.5													
51.0													

REMARQUES :

TYPE D'ECHANTILLON :

CF : Carotte forée
TM : Tête à paroi lisse
PS : Tête à position fixe
CR : Tête carottée
TO : Tête ouverte

ABREVIATIONS :

AG : Analyse granulométrique
G : Géométrie
L : Unités d'Allenberg (VLLIP)
W : Teneur en eau
PV : Poids volumique (G_s, G_v)
AC : Analyse chimique
CIS : Cisaillement rectiligne
TR : Cisaillement Triaxial
Rc : Résistance à la compression
OED : Essai oedométrique
GL : Gonflement libre
R : Refus à l'enfoncement

Préparé par : A.TALEB

Vérifié par : S.BADANI

11/11/2021

Page : 2 de 2

Note de calcul de la portance de fondation en fonction de la profondeur

Programme FondProf v2.6.0

(c) TERRASOL 2020

File : C:\Users\UTILIS~1\AppData\Local\Temp\Terrasol\FoXta v4\10676\FP.6.resu

Calcul réalisé le : 15/05/2025 à 14h25
par : COSIDER

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 p_l^* 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 : -4.000

Section du pieu : 1.767
Périmètre : 4.712

Caractéristiques des couches (données utilisateur)

couche	base	p_l^*	k_p	ρ_{ho_p}	q_s	ρ_{ho_s}
01	-4.10	2558.00	1.30	1.00	80.00	1.00
02	-6.00	2291.00	1.20	1.00	40.00	1.00
03	-8.00	2136.00	1.20	1.00	40.00	1.00
04	-10.00	1798.00	1.20	1.00	40.00	1.00
05	-12.00	1840.00	1.20	1.00	40.00	1.00
06	-14.00	1643.00	1.20	1.00	40.00	1.00
07	-16.00	1954.00	1.20	1.00	40.00	1.00
08	-18.00	2286.00	1.20	1.00	40.00	1.00
09	-20.00	1779.00	1.20	1.00	40.00	1.00
10	-22.00	2350.00	1.20	1.00	40.00	1.00
11	-24.00	2042.00	1.20	1.00	40.00	1.00
12	-26.00	2334.00	1.20	1.00	40.00	1.00
13	-28.00	3596.00	1.30	1.00	40.00	1.00
14	-30.00	3288.00	1.30	1.00	80.00	1.00
15	-32.00	3470.00	1.30	1.00	80.00	1.00
16	-34.00	2996.00	1.30	1.00	80.00	1.00
17	-36.00	3562.00	1.30	1.00	80.00	1.00
18	-38.00	4085.00	1.30	1.00	80.00	1.00
19	-40.00	3521.00	1.30	1.00	80.00	1.00

Pas du calcul : 1.00

SOLUTION

Calcul à longueur imposée : L = 36.00

couche	cote	q_{sl}	p_{le}	k_p	Q_s	Q_p	Fluage	ELS-QP	ELS-Rare	ELU-FOND	ELU-ACC
01	-4.00	80.00	2414.5	1.300	0.0	5546.9	2773.4	1996.9	2496.1	3938.3	4603.9
01	-4.10	80.00	2408.3	1.300	37.7	5532.5	2792.6	2010.6	2513.8	3954.8	4623.3

02	-4.10	40.00	2401.6	1.200	37.7	5092.8	2572.8	1852.3	2315.9	3642.7	4258.3
02	-5.10	40.00	2340.0	1.200	226.2	4962.2	2639.4	1899.5	2377.7	3683.7	4306.3
02	-6.00	40.00	2243.1	1.200	395.8	4756.7	2655.4	1910.3	2393.8	3658.3	4276.6
03	-6.00	40.00	2202.5	1.200	395.8	4670.7	2612.4	1879.4	2355.1	3597.2	4205.2
03	-7.00	40.00	2136.4	1.200	584.3	4530.4	2674.2	1923.1	2412.6	3631.4	4245.2
03	-8.00	40.00	2007.5	1.200	772.8	4257.0	2669.5	1919.0	2410.3	3571.2	4174.8
03	-8.00	40.00	2007.5	1.200	772.8	4257.0	2669.5	1919.0	2410.3	3571.2	4174.8
04	-8.00	40.00	1948.5	1.200	772.8	4132.0	2607.0	1873.9	2354.0	3482.4	4071.0
04	-9.00	40.00	1900.3	1.200	961.3	4029.7	2687.8	1931.4	2428.6	3543.6	4142.6
04	-10.00	40.00	1840.9	1.200	1149.8	3903.7	2756.7	1980.3	2492.6	3588.0	4194.4
04	-10.00	40.00	1840.9	1.200	1149.8	3903.7	2756.7	1980.3	2492.6	3588.0	4194.4
05	-10.00	40.00	1820.0	1.200	1149.8	3859.4	2734.6	1964.3	2472.6	3556.5	4157.6
05	-11.00	40.00	1802.3	1.200	1338.3	3822.0	2847.8	2045.1	2576.4	3663.8	4283.0
05	-12.00	40.00	1756.3	1.200	1526.8	3724.3	2930.9	2104.1	2653.1	3728.3	4358.4
05	-12.00	40.00	1756.3	1.200	1526.8	3724.3	2930.9	2104.1	2653.1	3728.3	4358.4
06	-12.00	40.00	1732.7	1.200	1526.8	3674.4	2905.9	2086.2	2630.6	3692.8	4317.0
06	-13.00	40.00	1739.9	1.200	1715.3	3689.6	3045.5	2185.9	2758.1	3837.5	4486.1
06	-14.00	40.00	1789.7	1.200	1903.8	3795.2	3230.3	2318.2	2926.3	4046.3	4730.2
06	-14.00	40.00	1789.7	1.200	1903.8	3795.2	3230.3	2318.2	2926.3	4046.3	4730.2
07	-14.00	40.00	1818.1	1.200	1903.8	3855.4	3260.4	2339.8	2953.4	4089.0	4780.1
07	-15.00	40.00	1908.1	1.200	2092.3	4046.4	3487.8	2502.8	3159.9	4358.4	5095.1
07	-16.00	40.00	2065.4	1.200	2280.8	4379.8	3786.5	2717.1	3430.6	4729.0	5528.3
07	-16.00	40.00	2065.4	1.200	2280.8	4379.8	3786.5	2717.1	3430.6	4729.0	5528.3
08	-16.00	40.00	2134.9	1.200	2280.8	4527.3	3860.2	2770.2	3497.0	4833.7	5650.7
08	-17.00	40.00	2124.9	1.200	2469.3	4506.0	3981.5	2856.8	3608.0	4952.4	5789.5
08	-18.00	40.00	2051.8	1.200	2657.8	4351.0	4035.9	2895.2	3658.9	4976.2	5817.3
08	-18.00	40.00	2051.8	1.200	2657.8	4351.0	4035.9	2895.2	3658.9	4976.2	5817.3
09	-18.00	40.00	2008.3	1.200	2657.8	4258.7	3989.8	2862.0	3617.4	4910.7	5740.7
09	-19.00	40.00	1998.6	1.200	2846.3	4238.1	4111.5	2948.9	3728.8	5029.9	5880.1
09	-20.00	40.00	2054.9	1.200	3034.8	4357.6	4303.2	3086.1	3903.2	5248.6	6135.7
09	-20.00	40.00	2054.9	1.200	3034.8	4357.6	4303.2	3086.1	3903.2	5248.6	6135.7
10	-20.00	40.00	2094.1	1.200	3034.8	4440.7	4344.7	3116.0	3940.6	5307.6	6204.6
10	-21.00	40.00	2146.3	1.200	3223.3	4551.4	4532.0	3250.2	4111.0	5520.1	6453.0
10	-22.00	40.00	2178.6	1.200	3411.8	4619.8	4698.2	3369.0	4262.5	5702.4	6666.2
10	-22.00	40.00	2178.6	1.200	3411.8	4619.8	4698.2	3369.0	4262.5	5702.4	6666.2
11	-22.00	40.00	2180.9	1.200	3411.8	4624.8	4700.6	3370.8	4264.7	5706.0	6670.4
11	-23.00	40.00	2168.2	1.200	3600.3	4597.9	4819.2	3455.4	4373.2	5820.7	6804.5
11	-24.00	40.00	2194.3	1.200	3788.8	4653.2	4978.7	3569.5	4518.7	5993.8	7006.8
11	-24.00	40.00	2194.3	1.200	3788.8	4653.2	4978.7	3569.5	4518.7	5993.8	7006.8
12	-24.00	40.00	2213.0	1.200	3788.8	4692.8	4998.5	3583.8	4536.6	6021.9	7039.7
12	-25.00	40.00	2414.7	1.200	3977.3	5120.5	5344.3	3832.0	4849.7	6459.4	7551.1
12	-26.00	40.00	2835.4	1.200	4165.8	6012.7	5922.4	4247.5	5371.8	7226.7	8448.1
12	-26.00	40.00	2835.4	1.200	4165.8	6012.7	5922.4	4247.5	5371.8	7226.7	8448.1
13	-26.00	40.00	3033.0	1.300	4165.8	6967.6	6399.8	4591.2	5801.5	7904.7	9240.7
13	-27.00	40.00	3194.4	1.300	4354.2	7338.4	6717.2	4819.0	6089.0	8301.8	9704.9
13	-28.00	40.00	3370.0	1.300	4542.7	7741.9	7050.9	5058.5	6391.2	8722.1	10196.3
13	-28.00	40.00	3370.0	1.300	4542.7	7741.9	7050.9	5058.5	6391.2	8722.1	10196.3
14	-28.00	80.00	3426.2	1.300	4542.7	7870.9	7115.4	5104.9	6449.2	8813.7	10303.3
14	-29.00	80.00	3399.9	1.300	4919.7	7810.6	7349.1	5271.7	6663.4	9038.5	10566.2
14	-30.00	80.00	3385.4	1.300	5296.7	7777.3	7596.4	5448.2	6889.7	9282.6	10851.4
14	-30.00	80.00	3385.4	1.300	5296.7	7777.3	7596.4	5448.2	6889.7	9282.6	10851.4
15	-30.00	80.00	3385.8	1.300	5296.7	7778.2	7596.8	5448.5	6890.1	9283.2	10852.2
15	-31.00	80.00	3356.1	1.300	5673.7	7710.0	7826.6	5612.5	7100.7	9502.5	11108.5
15	-32.00	80.00	3261.2	1.300	6050.7	7492.0	7981.5	5722.5	7243.8	9615.3	11240.4
15	-32.00	80.00	3261.2	1.300	6050.7	7492.0	7981.5	5722.5	7243.8	9615.3	11240.4
16	-32.00	80.00	3210.6	1.300	6050.7	7375.7	7923.3	5680.6	7191.5	9532.7	11143.9
16	-33.00	80.00	3205.5	1.300	6427.7	7363.9	8181.3	5864.9	7427.5	9792.0	11447.0
16	-34.00	80.00	3271.6	1.300	6804.7	7515.8	8521.2	6108.0	7737.1	10167.5	11886.0
16	-34.00	80.00	3271.6	1.300	6804.7	7515.8	8521.2	6108.0	7737.1	10167.5	11886.0
17	-34.00	80.00	3314.1	1.300	6804.7	7613.4	8570.0	6143.2	7781.0	10236.8	11967.0
17	-35.00	80.00	3468.0	1.300	7181.7	7966.9	9010.6	6458.9	8181.4	10755.5	12573.3
17	-36.00	80.00	3732.8	1.300	7558.7	8575.2	9578.7	6866.4	8696.4	11455.1	13391.1
17	-36.00	80.00	3732.8	1.300	7558.7	8575.2	9578.7	6866.4	8696.4	11455.1	13391.1
18	-36.00	80.00	3848.6	1.300	7558.7	8841.4	9711.8	6962.3	8816.2	11644.1	13612.1
18	-37.00	80.00	3861.7	1.300	7935.7	8871.5	9990.7	7161.6	9071.0	11933.1	13950.0
18	-38.00	80.00	3835.3	1.300	8312.7	8810.9	10224.3	7328.2	9285.0	12157.7	14212.5
18	-38.00	80.00	3835.3	1.300	8312.7	8810.9	10224.3	7328.2	9285.0	12157.7	14212.5
19	-38.00	80.00	3803.0	1.300	8312.7	8736.6	10187.2	7301.5	9251.6	12105.0	14150.9
19	-39.00	80.00	3798.0	1.300	8689.6	8725.0	10445.3	7485.8	9487.6	12364.4	14454.2
19	-40.00	80.00	3697.2	1.300	9066.6	8493.7	10593.5	7591.0	9624.8	12467.8	14575.0

Tableau de résultats des essais pressiométriques

N°	Prof. (m)	E(bars)	PL (bars)	CLASSIFICATIONS
SPV7-01	2.00	974,61	38,7	Remblais
	4.00	24,33	6,9	
	6.00	12,79	4,9	Argile et limons mous
	8.00	22,37	9,3	
	10.00	47,75	16,7	Argile et limons fermes
	12.00	371,64	40,2	Passage graveleux ,caillouteux compacts
	14.00	313,24	38,1	
	16.00	268,85	37,2	
	18.00	301,26	25,6	Argile et limons très fermes à dures
	20.00	260,6	32,7	
	22.00	515,32	46,4	
	24.00	274,1	35,1	
	26.00	339,94	43,5	
	28.00	527,03	41,5	
	30.00	1374,29	50,0	
	32.00	1417,24	50,0	
	34.00	1148,87	50,0	
	36.00	1212,02	47,9	
	38.00	1114,31	50,0	
	40.00	862,17	50,0	
N°	Prof. (m)	E(bars)	PL (bars)	CLASSIFICATIONS
SPV7-02	2.00	201,44	27,98	Argile et limons fermes à très fermes
	4.00	320,4	26,18	
	6.00	376,02	22,38	
	8.00	298,57	19,48	
	10.00	358,64	20,65	

	12.00	363,14	21,38	
	14.00	322,24	29,18	
	16.00	368,83	24,58	
	18.00	1400,18	50	
	20.00	485,39	25,88	
	22.00	363,43	27,38	
	24.00	456,01	24,08	
	26.00	466,46	24,88	
	28.00	448,61	34,72	
	30.00	693,01	38,75	
	32.00	552,12	40,68	
	34.00	650,68	42,68	
	36.00	760,92	43,98	
	38.00	929,85	42,75	
	40.00	1065,19	42,68	

N°	Prof. (m)	E(bars)	PL (bars)	CLASSIFICATIONS
SPV7-03	2.00	150.12	30.48	Argile et limons fermes à très fermes
	4.00	487.6	26.34	
	6.00	597.88	24.05	
	8.00	592.76	22.88	
	10.00	231.78	19.88	
	12.00	219.18	20.68	
	14.00	220.04	19.09	
	16.00	386.92	22.58	
	18.00	462.87	26.28	
	20.00	124.21	21.59	
	22.00	336.19	27.68	
	24.00	206.94	24.98	
	26.00	403.56	28.28	
	28.00	528.85	41.28	
	30.00	462.67	38.58	
	32.00	610.52	40.78	
	34.00	583.4	36.42	
	36.00	483.23	42.46	
	38.00	523.33	48.07	
	40.00	468.69	42.81	

ANNEXE D

FERRAILLAGE

Ferrailage de la dalle centrale a l'ELU NAPPE SUPERIEURE

Calcul de Section en Flexion Simple

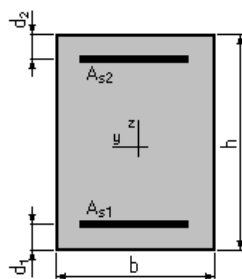
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

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

2. Section:



$$b = 100.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 30.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5.0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5.0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0.00	-171.13
Etat Limite de Service	0.00	-134.61
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 0.0 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 31.7 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 0.0 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 1.27 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\min} = 0.14 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas:

Cas ELU	$M_{\max} = 0.00 \text{ (kN*m)}$	$M_{\min} = -171.13 \text{ (kN*m)}$
Coefficient de sécurité:	1.74	Pivot: B
Position de l'axe neutre:	$y = 8.7 \text{ (cm)}$	
Bras de levier:	$Z = 21.5 \text{ (cm)}$	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 3.50 \text{ (\%)}_0$	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 6.56 \text{ (\%)}_0$	

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434.8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 0.00$ (kN*m) $M_{\min} = -134.61$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00

Position de l'axe neutre: $y = 11.4$ (cm)

Bras de levier: $Z = 21.2$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 11.2$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 200.0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 200.0$ (MPa)

Ferrailage de la dalle centrale a l'ELU nappe inférieure

Calcul de Section en Flexion Simple

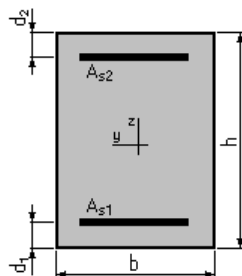
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

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

2. Section:



$b = 100.0$ (cm)

$h = 30.0$ (cm)

$d_1 = 5.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	344.29	0.00
Etat Limite de Service	246.89	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 60.8$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0.0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 3.6$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 2.43$ (‰)		
minimum	$\rho_{min} = 0.14$ (‰)		

Analyse par Cas:

Cas ELU	$M_{max} = 344.29$	(kN*m)	$M_{min} = 0.00$	(kN*m)
Coefficient de sécurité:	1.36		Pivot: B	
Position de l'axe neutre:	$y = 15.8$	(cm)		
Bras de levier:	$Z = 18.7$	(cm)		
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 3.50$	(‰)		
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 2.05$	(‰)		

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 411.0$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 246.89$ (kN*m) $M_{\min} = 0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00

Position de l'axe neutre: $y = 14.1$ (cm)

Bras de levier: $Z = 20.3$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 17.3$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 200.0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 200.0$ (MPa)

FERRAILLAGE DE LA DALLE EN ENCORBELLEMENT

Calcul de Section en Flexion Simple

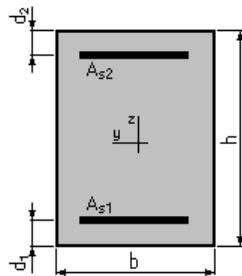
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

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

2. Section:



$b = 100.0$ (cm)

$h = 30.0$ (cm)

$d_1 = 5.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0.00	-533.14
Etat Limite de Service	0.00	-367.73
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 11.4$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 92.3$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 0.0$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 4.15$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0.14$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU	$M_{max} = 0.00$ (kN*m)	$M_{min} = -533.14$ (kN*m)
Coefficient de sécurité:	1.10	Pivot: B
Position de l'axe neutre:	$y = 16.8$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 18.3$ (cm)	

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3.50$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 1.71$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 342.1$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 434.8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 0.00$ (kN*m) $M_{\min} = -367.73$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00

Position de l'axe neutre: $y = 15.3$ (cm)

Bras de levier: $Z = 19.9$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 21.0$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 200.0$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 212.0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 200.0$ (MPa)

FERRAILLAGE DU PIEU A L'ELU ET L'ELA

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

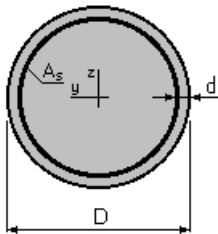
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

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

2. Section:



$D = 150.0$ (cm)

$d = 5.0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M_y (kN*m)	M_z (kN*m)
1.	ELU	384.73	2667.20	0.00
2.	ELS	565.34	1841.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_s = 192.6$ (cm²)

Section minimum $A_{s\min} = 35.3$ (cm²)

Section maximum $A_{s\max} = 883.6$ (cm²)

théorique $\rho = 1.09$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.10$ (%)

maximum $\rho_{\max} = 5.00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU **N = 384.73 (kN)** **$M_y = 2667.20$ (kN*m)** **$M_z = 0.00$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1.97 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 37.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 127.0$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3.44$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434.8$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 434.8$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELS N = 565.34 (kN) M_y = 1841.00 (kN*m) M_z = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00

Position de l'axe neutre: $y = 50.8$ (cm)

Bras de levier: $Z = 123.3$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 7.2$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 200.0$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 96.9$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 200.0$ (MPa)

Ferrailage horizontale de mur garde grève

Calcul de Section en Flexion Simple

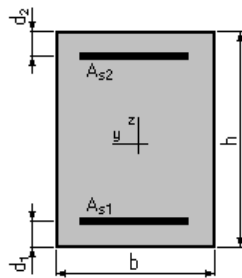
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

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

2. Section:



$$b = 100.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 60.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5.0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5.0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	159.14	-171.07
Etat Limite de Service	128.63	-136.99
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 9.5$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 9.5$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 9.5$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0.20$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0.10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU	$M_{\max} = 159.14$	(kN*m)	$M_{\min} = -171.07$	(kN*m)
Coefficient de sécurité:	2.64		Pivot: A	
Position de l'axe neutre:	$y = 0.0$	(cm)		
Bras de levier:	$Z = 95.0$	(cm)		
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 0.02$	(‰)		

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434.8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 128.63$ (kN*m) $M_{\min} = -136.99$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.52

Position de l'axe neutre: $y = 0.5$ (cm)

Bras de levier: $Z = 94.8$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.8$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 10.6$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 200.0$ (MPa)

Ferrailage verticale du mur garde grève

Calcul de Section en Flexion Simple

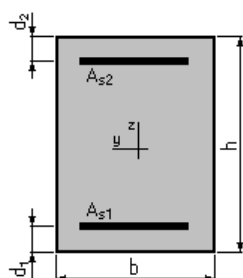
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration très 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)

$h = 60.0$ (cm)

$d_1 = 5.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	71.62	0.00
Etat Limite de Service	56.13	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 5.8$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0.0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 5.8$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0.11$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0.11$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{max} = 71.62$ (kN*m) $M_{min} = 0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.92 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 1.9$ (cm)

Bras de levier: $Z = 54.3$ (cm)
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0.35$ (‰)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10.00$ (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 434.8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 56.13$ (kN*m) $M_{\min} = 0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.08
Position de l'axe neutre: $y = 9.0$ (cm)
Bras de levier: $Z = 52.0$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.9$ (MPa)
Contrainte limite: $0.6 f_{cj} = 18.0$ (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 11.2$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 200.0$ (MPa)

Ferrailage verticale de mur en retour

Calcul de Section en Flexion Simple

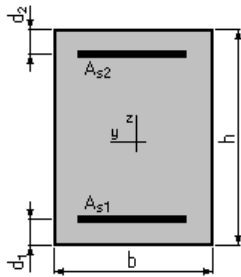
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration très 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)

$h = 80.0$ (cm)

$d_1 = 5.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	1259.88	-120.75
Etat Limite de Service	991.44	-94.26
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 76.2$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 7.6$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 7.6$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 1.12$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0.10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU	$M_{max} = 1259.88$ (kN*m)	$M_{min} = -120.75$ (kN*m)
Coefficient de sécurité:	1.75	Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 22.0$ (cm)
Bras de levier: $Z = 66.2$ (cm)
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3.50$ (‰)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10.00$ (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 434.8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 991.44$ (kN*m) $M_{\min} = -94.26$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre: $y = 30.8$ (cm)
Bras de levier: $Z = 64.7$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.7$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18.0$ (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 7.6$ (MPa)
comprimée: $\sigma_s' = 9.5$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 200.0$ (MPa)

Ferrailage horizontale de mur en retour

Calcul de Section en Flexion Simple

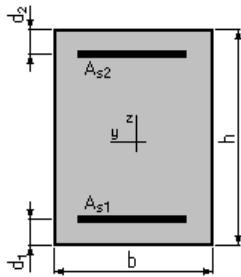
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

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

2. Section:



$$b = 100.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 80.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5.0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5.0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	1126.11	-27.56
Etat Limite de Service	900.62	-21.98
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 68.9 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 7.6 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 7.6 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 1.02 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\min} = 0.10 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas:

Cas ELU	$M_{\max} = 1126.11$	(kN*m)	$M_{\min} = -27.56$	(kN*m)
Coefficient de sécurité:	1.79		Pivot: B	

Position de l'axe neutre: $y = 19.6$ (cm)
Bras de levier: $Z = 67.2$ (cm)
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3.50$ (‰)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10.00$ (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 434.8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 900.62$ (kN*m) $M_{\min} = -21.98$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre: $y = 29.7$ (cm)
Bras de levier: $Z = 65.1$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.2$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18.0$ (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 1.8$ (MPa)
comprimée: $\sigma_s' = 2.2$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 200.0$ (MPa)

Ferrailage verticale de mur frontale

Calcul de Section en Flexion Composée

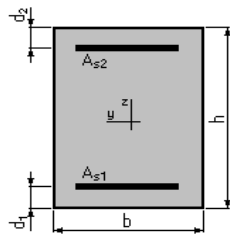
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

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

2. Section:



$b = 200.0$ (cm)

$h = 100.0$ (cm)

$d_1 = 5.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	1488.51	-1602.18
2.	ELS	1109.33	-1290.80

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 48.5$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 40.0$ (cm²)

théorique $\rho = 0.49$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.20$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 48.5$ (cm²)

Section maximum $A_{s \max} = 1000.0$ (cm²)

maximum $\rho_{\max} = 5.00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU $N = 1488.51$ (kN) $M = -1602.18$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2.00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 14.5$ (cm)
Bras de levier: $Z = 89.2$ (cm)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10.00$ (‰)
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1.80$ (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434.8$ (MPa) comprimée: $\sigma_s' = 236.2$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELS $N = 1109.33$ (kN) $M = -1290.80$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre: $y = 29.2$ (cm)
Bras de levier: $Z = 85.3$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 5.9$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 200.0$ (MPa)
comprimée: $\sigma_s' = 73.4$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 200.0$ (MPa)

Ferrailage horizontale de mur frontale

Calcul de Section en Flexion Composée

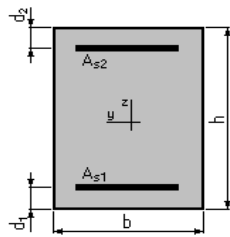
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

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

2. Section:



$b = 200.0$ (cm)

$h = 100.0$ (cm)

$d_1 = 5.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	4754.45	-1006.57
2.	ELS	3210.67	-785.27

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 20.0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 20.0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 40.0$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s\ max} = 1000.0$ (cm ²)
théorique	$\rho = 0.20$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0.20$ (%)	maximum	$\rho_{max} = 5.00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU $N = 4754.45$ (kN) $M = -1006.57$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 4.53 Pivot: B
Position de l'axe neutre: $y = 77.1$ (cm)
Bras de levier: $Z = 64.2$ (cm)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0.81$ (‰)
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3.50$ (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 162.5$ (MPa) comprimée: $\sigma_s' = 434.8$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELS $N = 3210.67$ (kN) $M = -785.27$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 4.62
Position de l'axe neutre: $y = 80.2$ (cm)
Bras de levier: $Z = 68.3$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 3.8$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 6.3$ (MPa)
comprimée: $\sigma_s' = 53.0$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 200.0$ (MPa)

ANNEXE E

Modélisation avec logiciel ROBOT

1 Modélisation de la dalle (béton – acier)

1-1: Définition de section

Nouvelle section

Type de profilé: Acier Angle gamma: 0 (Deg)

Matériau: ACIER

Standard Reconstituée Variable Composée Spéciale Ax, V

Nom: S 31

Couleur: Auto

Dimensions (cm)

b1 =	100,0
hw =	330,0
b2 =	120,0
tw =	3,0
tf1 =	5,0
tf2 =	6,0

☐ Analyse élasto-plastique

Ajouter Fermer Aide

Figure 1 : géométrie de la section acier

Nouvelle épaisseur

Uniforme Orthotrope

Nom: DALLE Couleur: Auto

☒ uniforme $E_p = 30,0$ (cm)

☐ variable par 2 points

☐ variable par 3 points

	Coordonnées du point (m)	Epaisseur (cm)
P1 :	0,00; 0,00; 0,00	0,0
P2 :	0,00; 0,00; 0,00	0,0
P3 :	0,00; 0,00; 0,00	0,0

☐ Réduction du moment d'inertie 1,00 *I_g

☐ Réduction de l'aire de la section transversale *A >>

☐ Paramètres de l'élasticité du sol

Matériau: BETON35

Ajouter Fermer Aide

Figure 2: épaisseur de la section béton

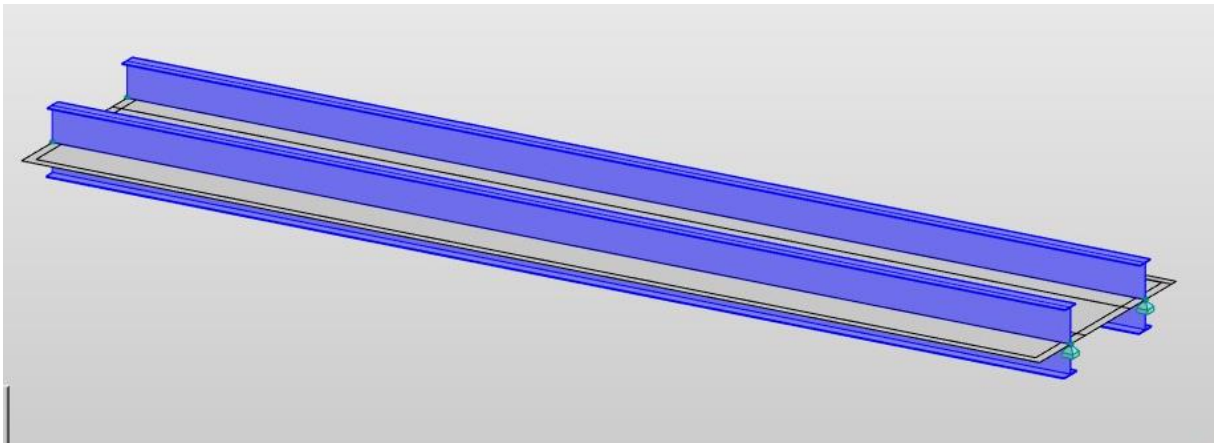


Figure 3 : Vue 3D de la dalle

1-2: Définition des charge

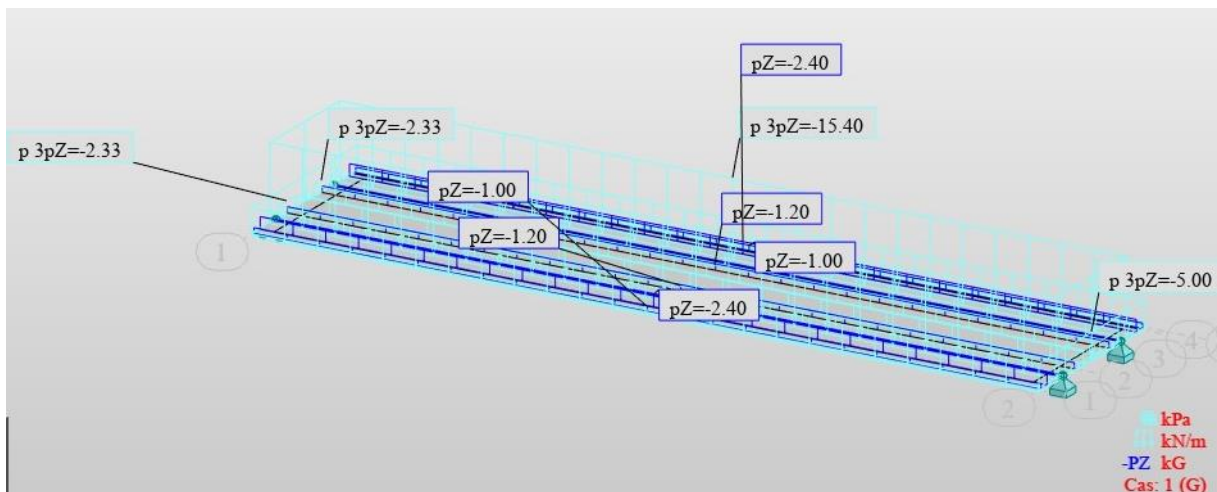


Figure 4 : Definition des charges CCP

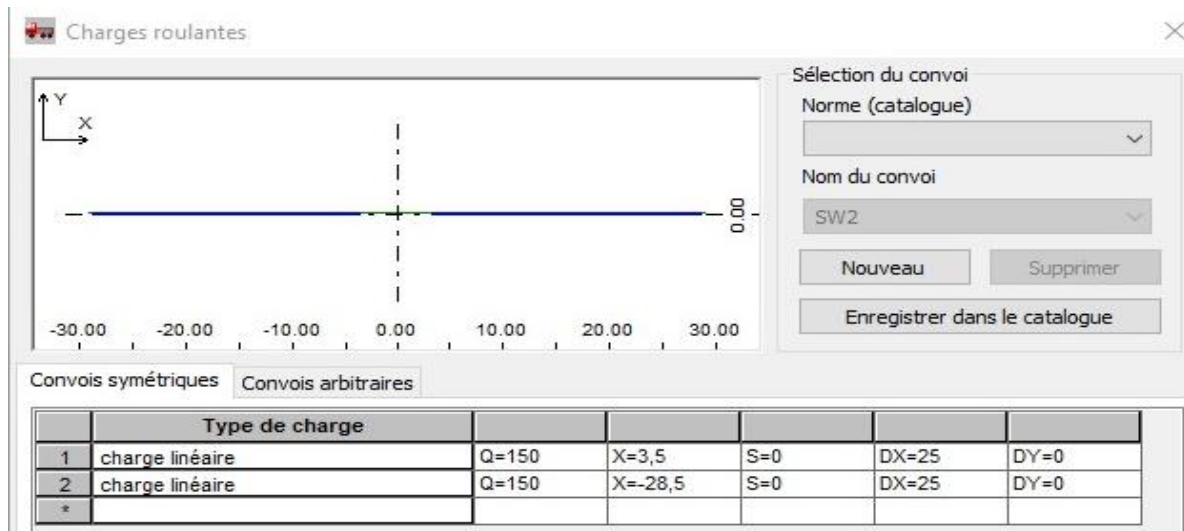


Figure 5 : Définition des charges roulante SW2

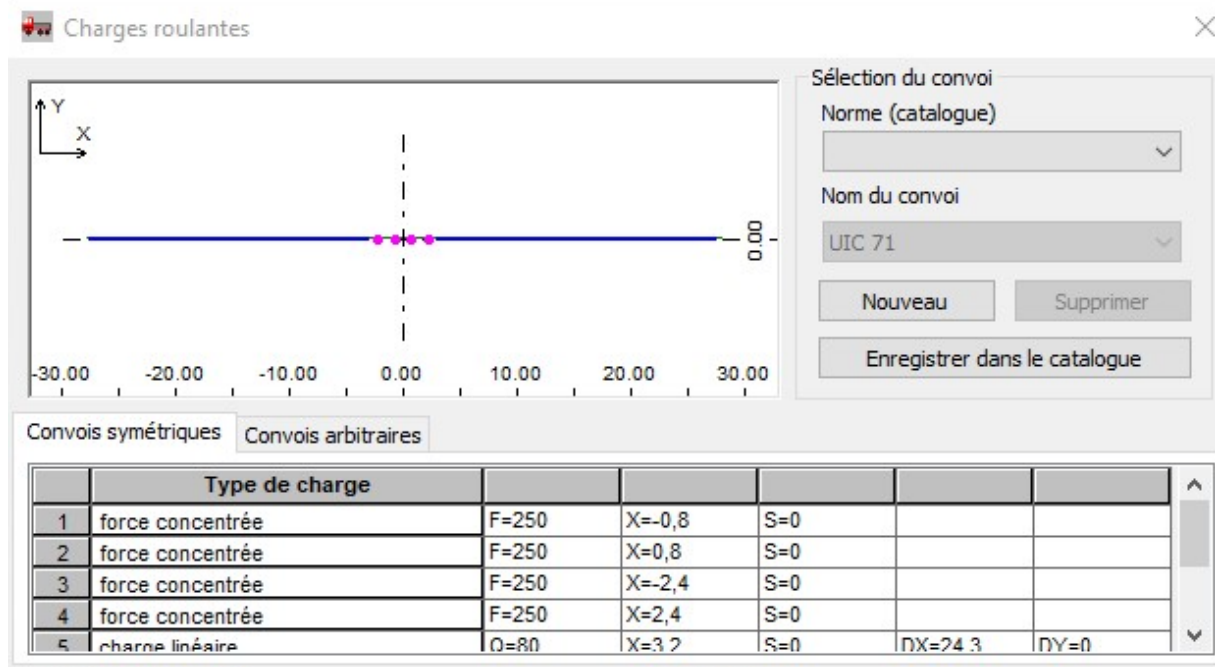


Figure 6: Définition des charges roulante UIC 71

2Modélisation de la culée

2-1 :Définition les éléments de la culée



Figure 7 : -Définition les épaisseurs des éléments

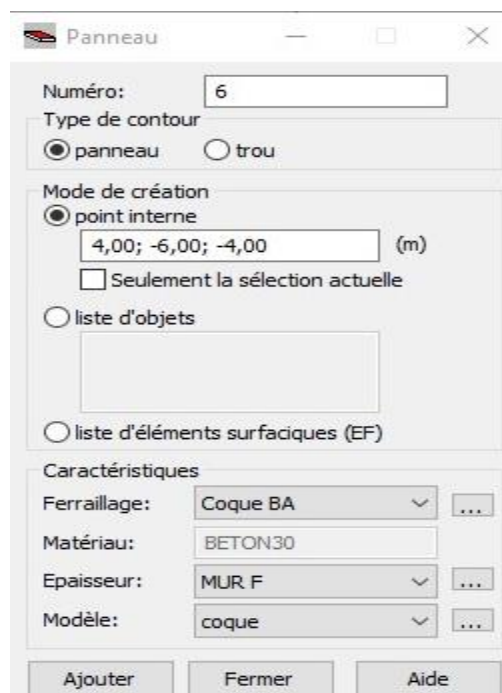


Figure 8 : Definition des elements

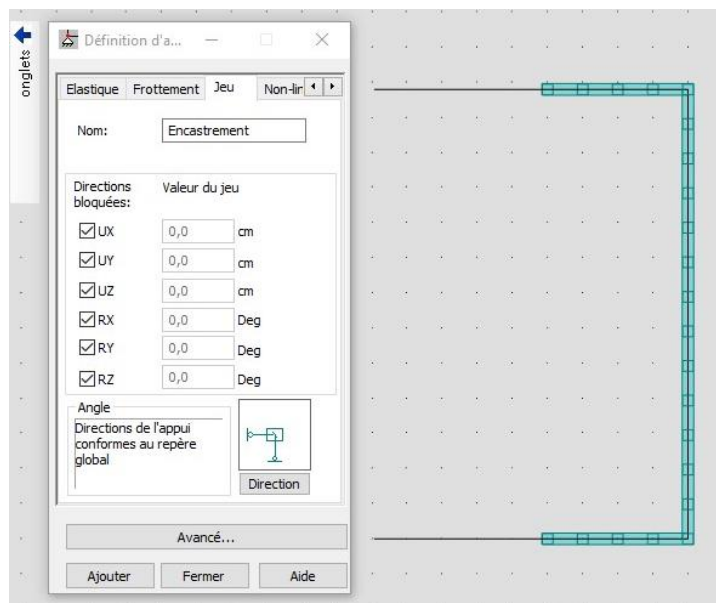


Figure 9 : Definition des appuis.

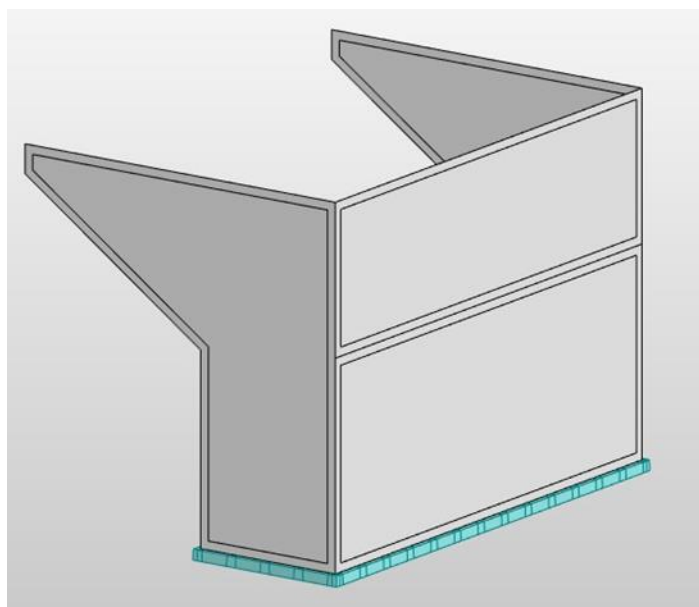


Figure 10: Vue 3D de la culée

2-2: Definition des charge

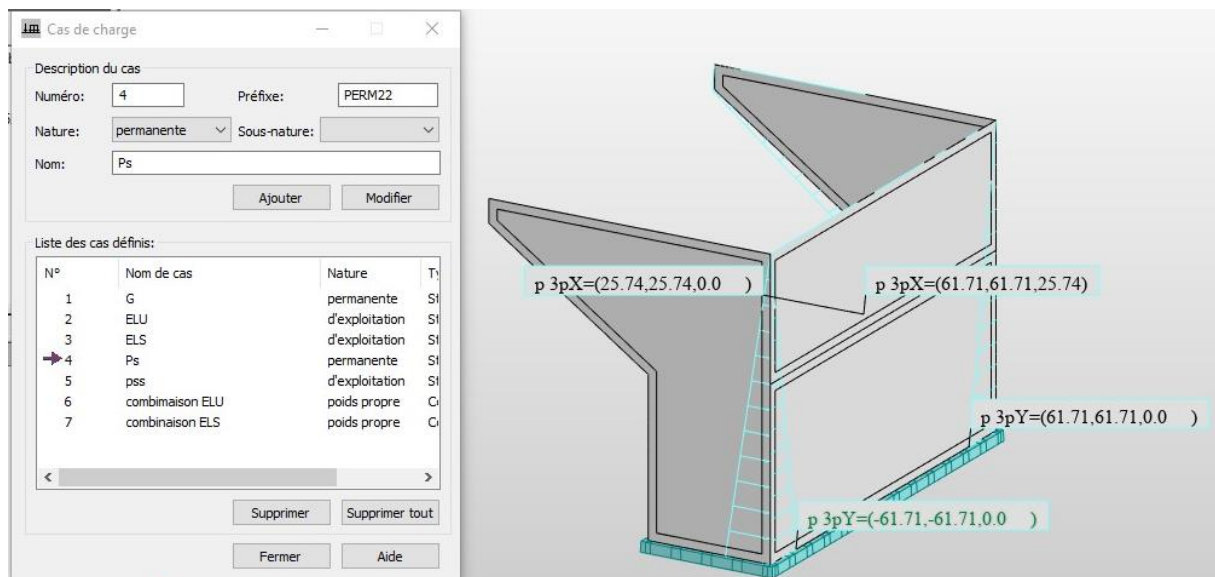


Figure 11: Les charges sur culée

ANNEXE F

Diagramme des efforts internes de la culée

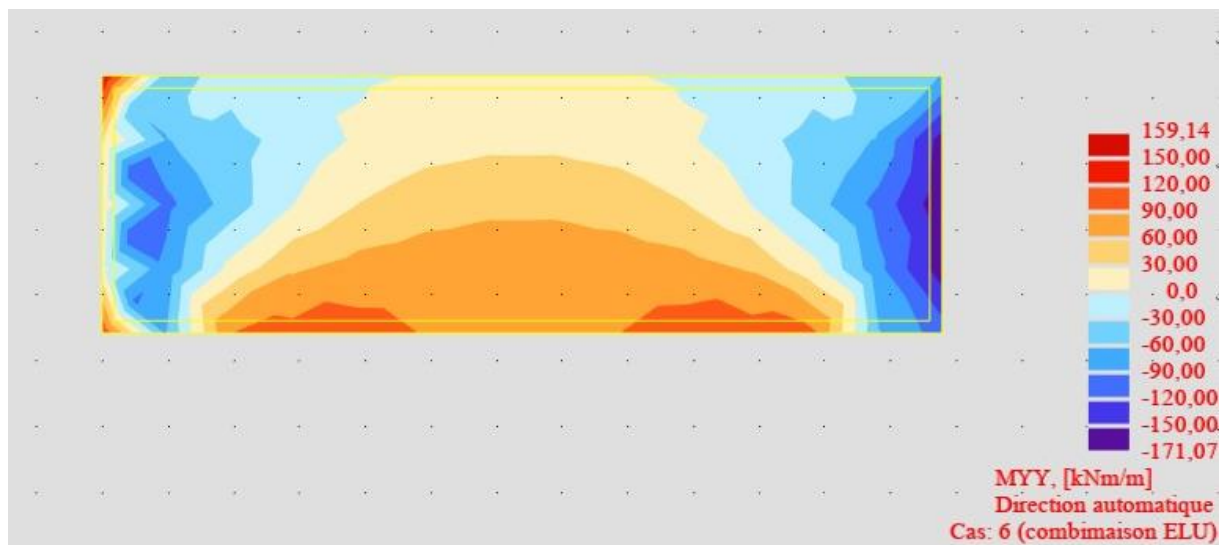


Figure 1 : Moment Myy à ELU - Mur de garde grève

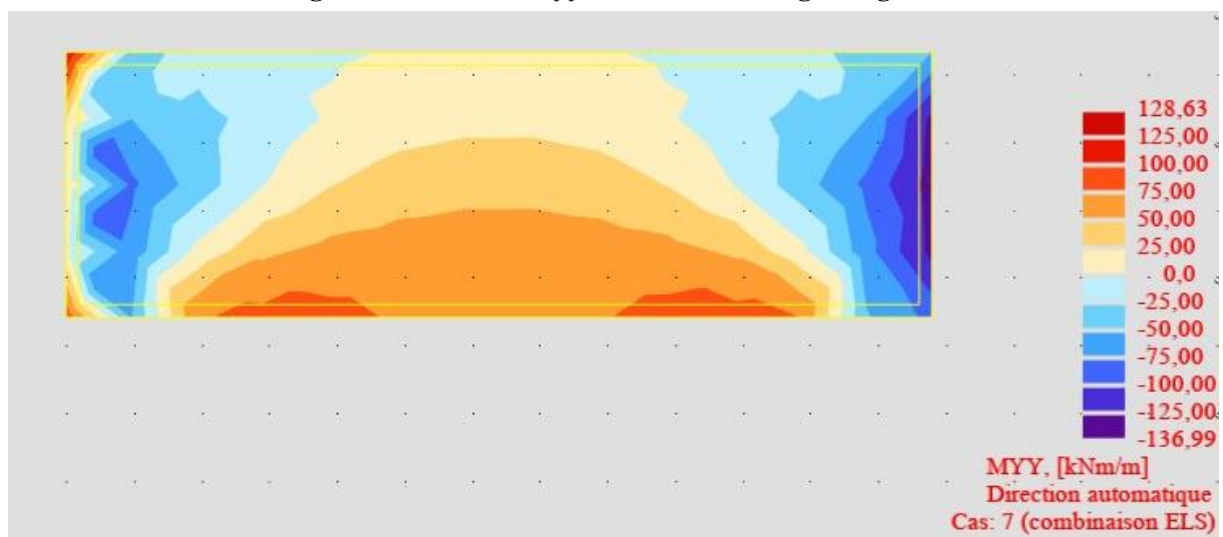


Figure 2 : Moment Myy à ELS - Mur de garde grève

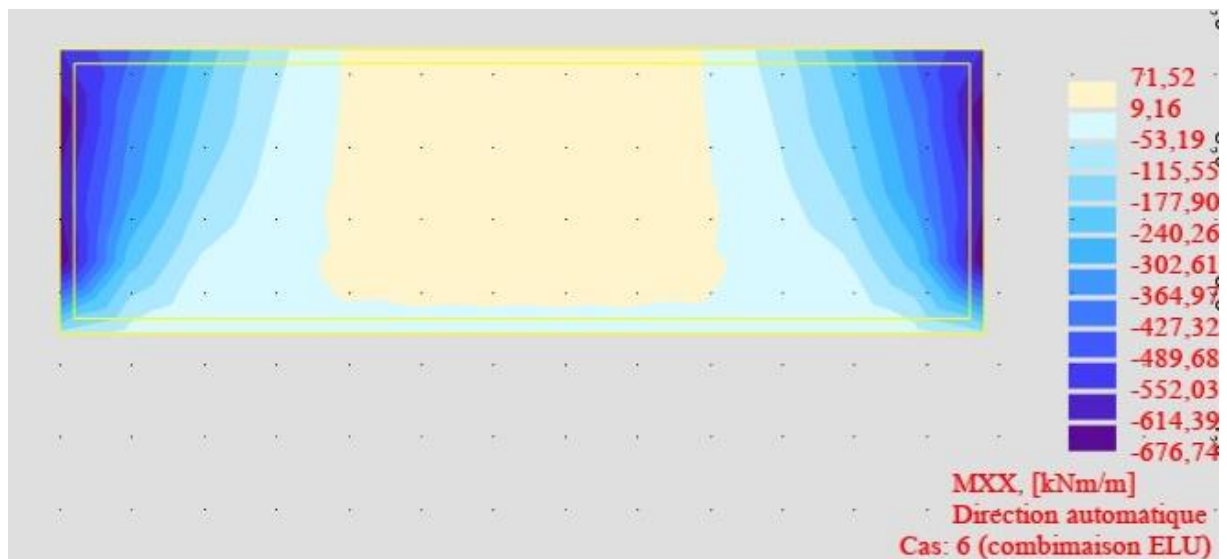


Figure 3 : Moment Mxx à ELU- Mur de garde grève

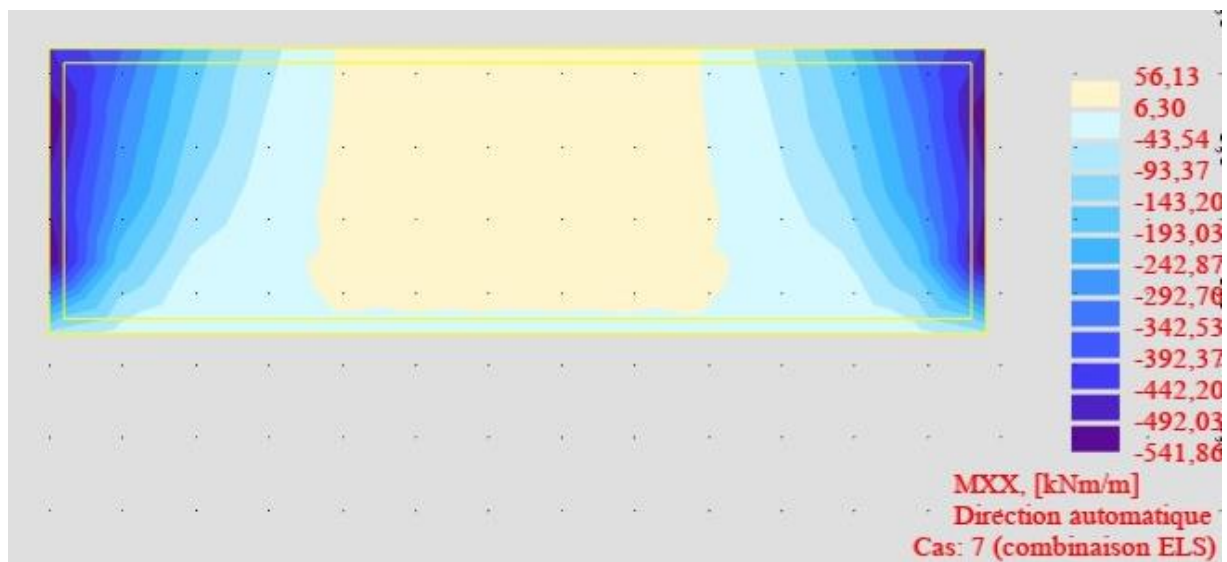


Figure 4 : Moment Mxx à ELS- Mur de garde grève

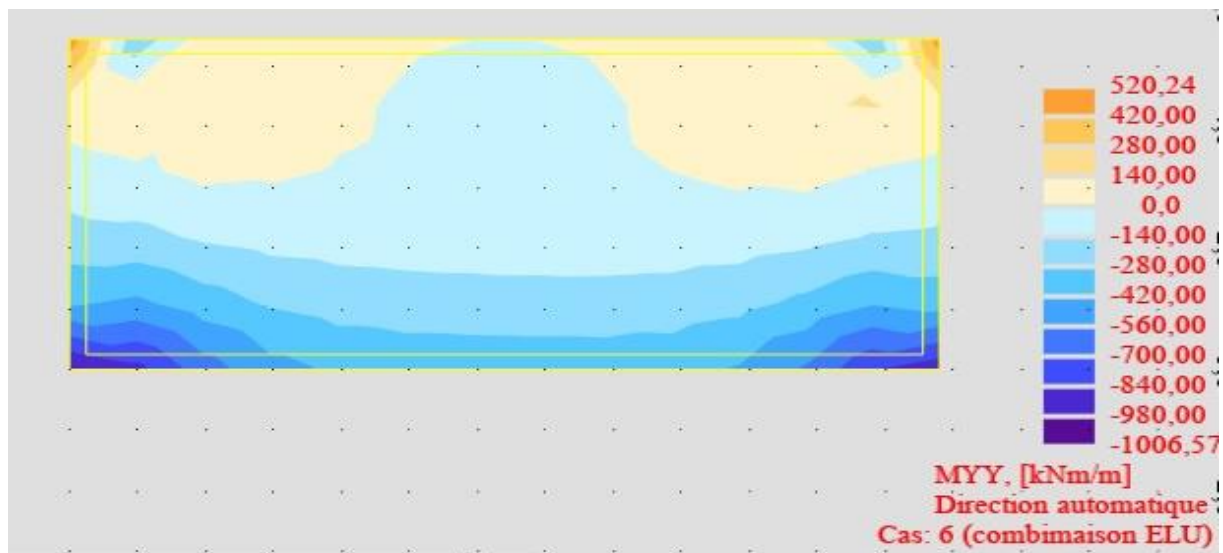


Figure 5 : Moment Myy à ELU - Mur frontal

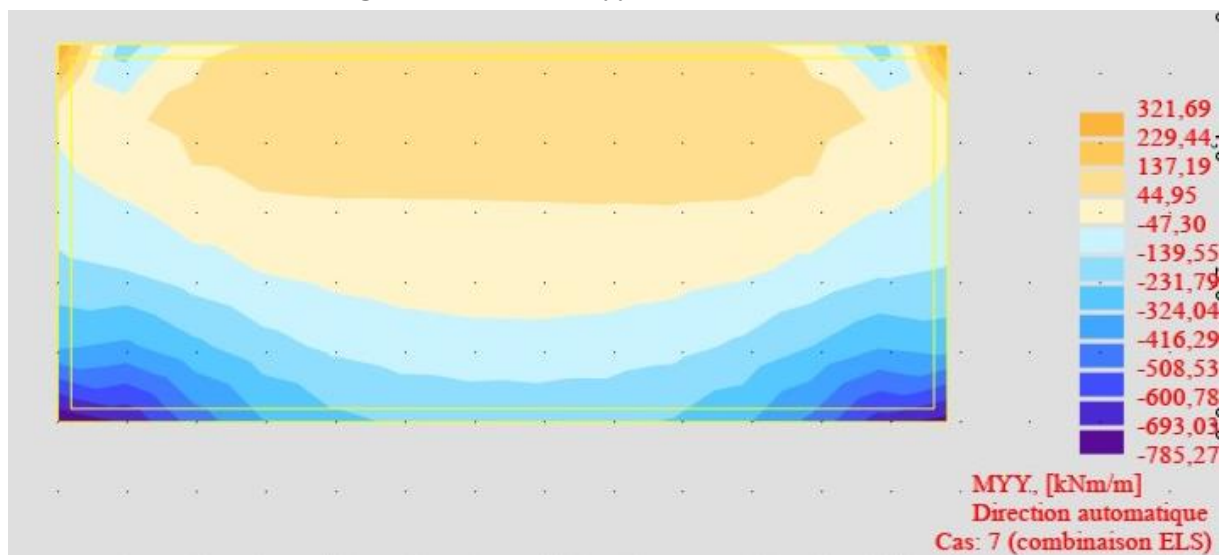


Figure 6 : Moment Myy à ELS - Mur frontal

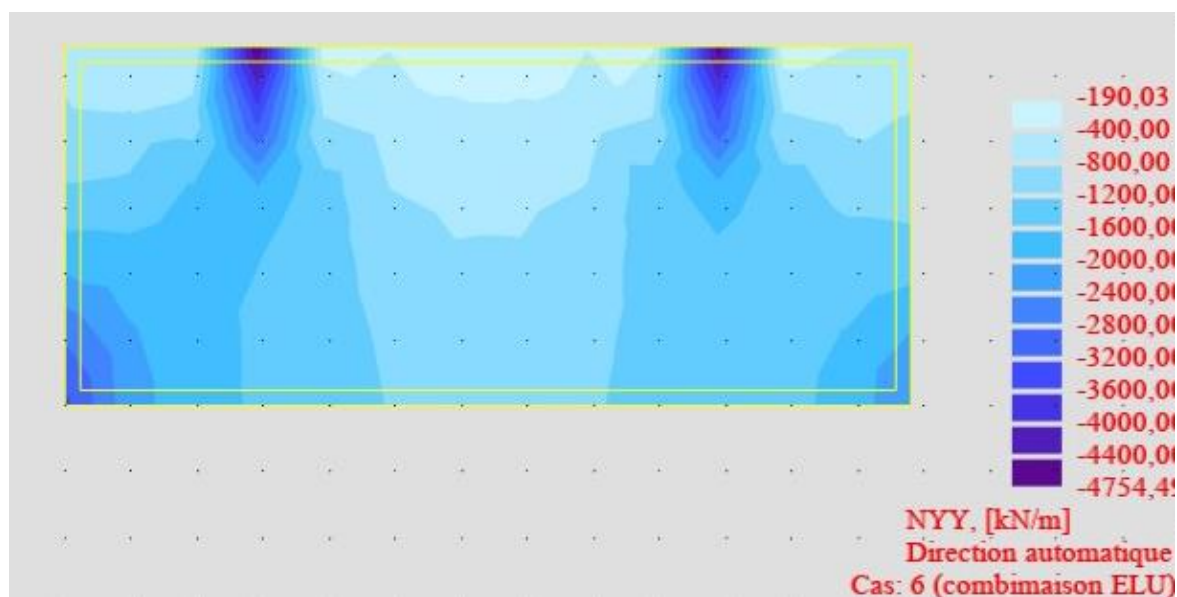


Figure 7 : Effort Nyy à ELU- Mur frontal

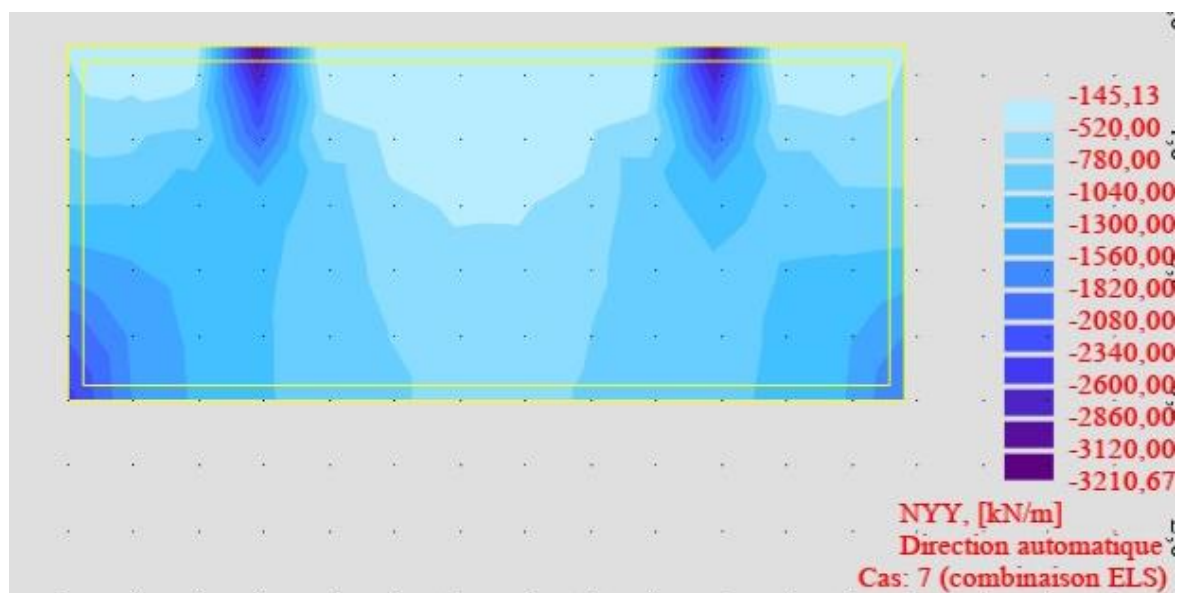


Figure 8 : Effort Nyy à ELS- Mur frontal

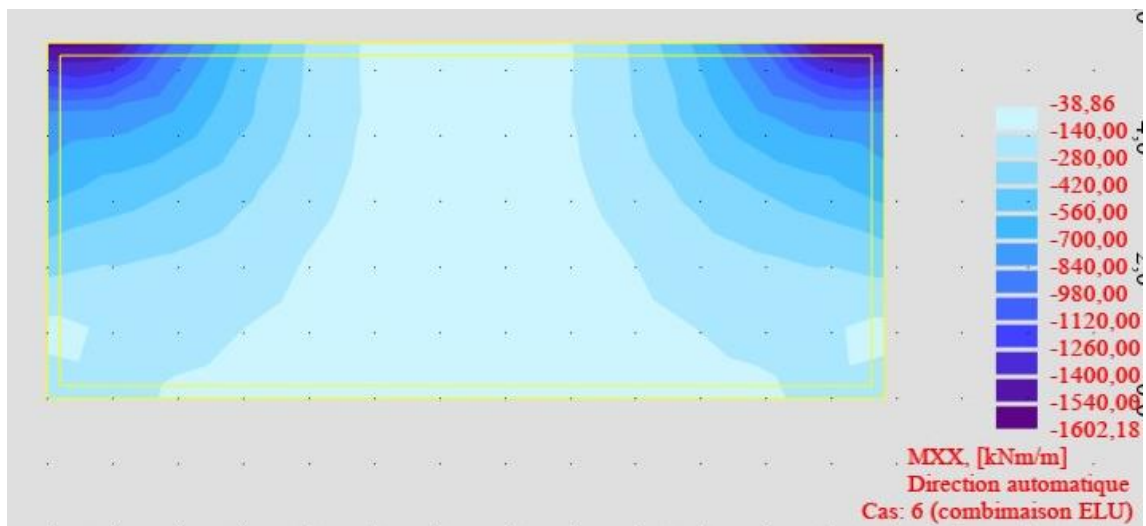


Figure 9 :Mxx à ELU- Mur frontal

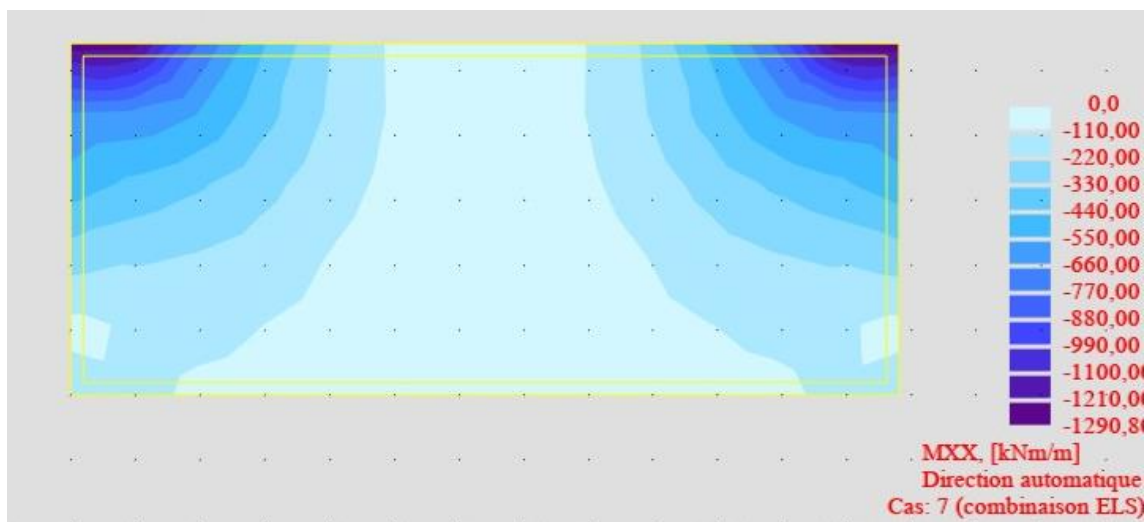


Figure 10 : Moment Mxx à ELS- Mur frontal

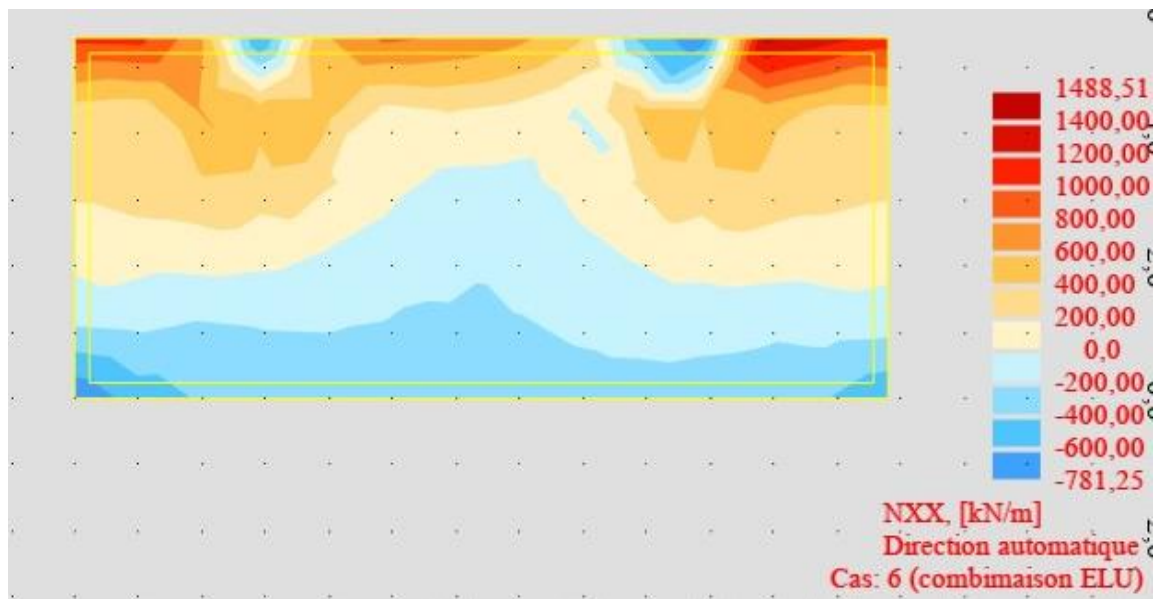


Figure 11 : Effort Nxx à ELU- Mur frontal

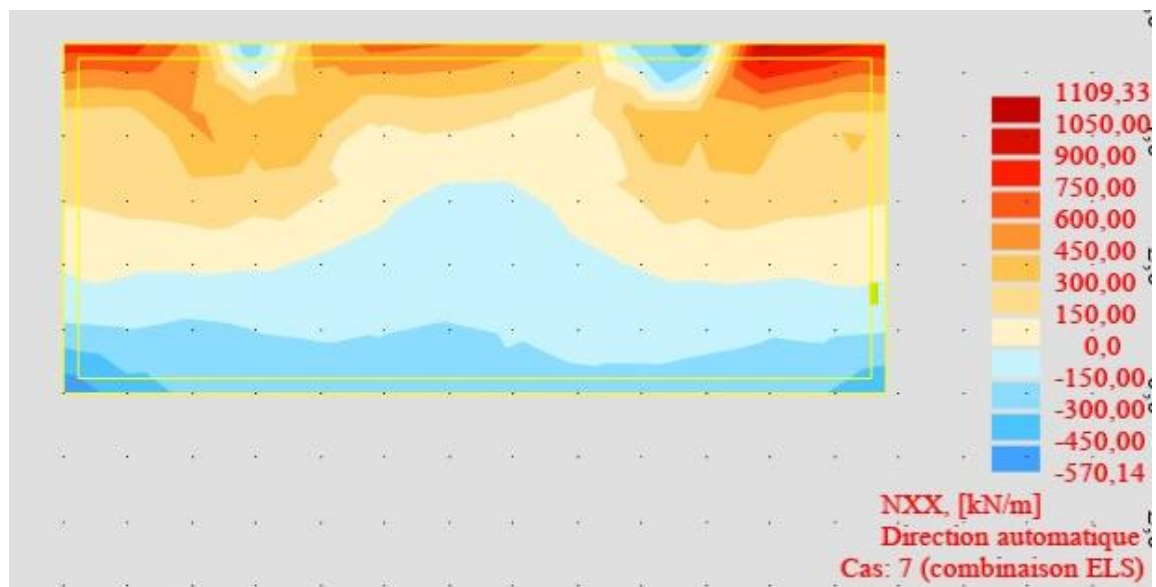


Figure 12 : Effort Nxx à ELS- Mur frontal

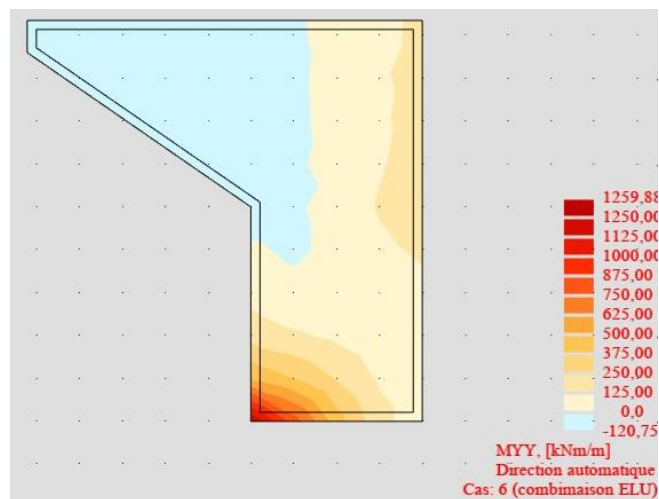


Figure 13 : Moment Myy à ELU - Mur en retour

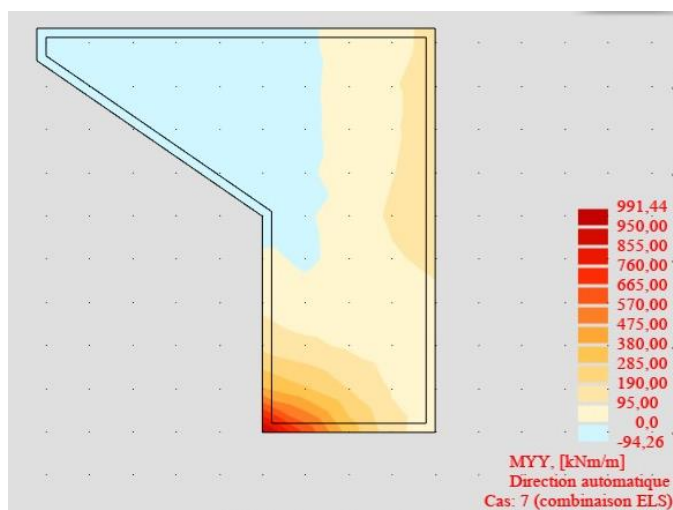


Figure 14 : Moment Myy à ELS - Mur en retour

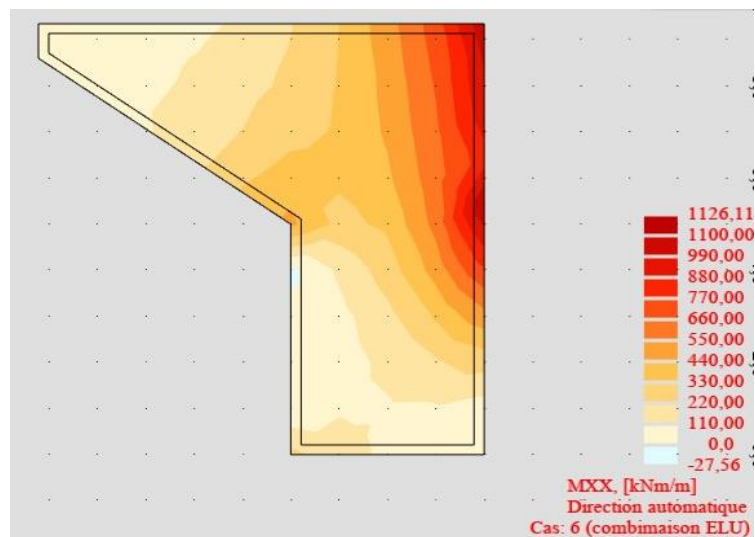


Figure 15 : Moment Mxx à ELU- Mur en retour

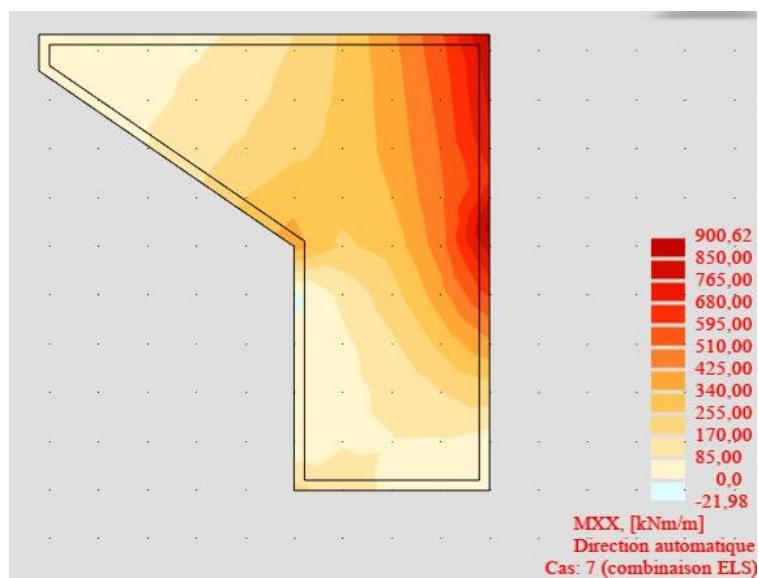


Figure 16 : Moment Mxx à ELS- Mur en retour