République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال العموميـة

فرنســيس جانســون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson



Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Routes et Ouvrages

Thème

Conception et étude d'un viaduc du PK125+121.363 au PK125+481.363 avec l'étude spécifique de l'interaction voie/structure sur le tronçon « BOUCHEGOUF – DREA »

Présenté par :

BENAMROUCHE Rayane

DJAFOUR Mohamed Akram

Encadre par :

BELEMRABET Ilyes

ZITOUNI Abderrahmane

Promotion 2025 / 2026


بسم الله الرحمن الرحيم

Dédicaces

Avant tout, je remercie Allah, Le Tout-Puissant, de m'avoir accordé la foi, la patience et la force nécessaires pour mener ce travail à son terme.

Je dédie ce travail :

À **mes très chers parents**, pour leur amour infini, leurs prières, leurs sacrifices et leur soutien inestimable tout au long de mon parcours. Que Dieu les protège et leur accorde santé et bonheur.

À **mon frères et sœurs**, pour leur affection, leurs encouragements constants et leur présence à mes côtés dans les moments les plus importants.

À **toute ma famille, paternelle et maternelle**, pour leur soutien, leur confiance et leur fierté.

À **mon binôme BENAMROUCHE Rayane**, avec qui j'ai partagé cette belle aventure académique, pour sa collaboration, son sérieux et son esprit d'équipe.

À **tous mes amis de l'ENSTP** – promotion 2026 : AMROUCHE Youba, GAHAM Imad, MAHDAB Mohamed, BAIRA Taha Abd El Mouiz, ATOUI Imad, DIB Ferhat, GRINE Djassim, TEMANI Nour El Houda, BOUZAADIR Ikram, pour les souvenirs inoubliables, les moments de solidarité et l'amitié sincère partagés durant ces années.

À mes amis CHERIFI Abdelaziz, TOUNSI Salim, pour leur soutien précieux, leurs encouragements et leur présence tout au long de ce parcours.

À tous mes camarades de l'ENSTP ainsi qu'à toutes les personnes ayant contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce mémoire.

Enfin, à tous mes proches et à toutes les personnes qui me portent dans leur cœur, de près ou de loin.

DJAFOUR Mohamed Akram

Dédicaces

Avant tout, je remercie Allah, Le Tout-Puissant, de m'avoir accordé la foi, la patience et la force nécessaires pour mener ce travail à son terme.

Je dédie ce travail :

À **mes très chers parents**, pour leur amour infini, leurs prières, leurs sacrifices et leur soutien inestimable tout au long de mon parcours. Que Dieu les protège et leur accorde santé et bonheur.

À **mon frères et sœurs**, pour leur affection, leurs encouragements constants et leur présence à mes côtés dans les moments les plus importants.

À **toute ma famille, paternelle et maternelle**, pour leur soutien, leur confiance et leur fierté.

À **mon binôme DJAFOUR Mohamed Akram**, avec qui j'ai partagé cette belle aventure académique, pour sa collaboration, son sérieux et son esprit d'équipe.

À **tous mes amis de l'ENSTP** – promotion 2026 : ATOUI Imad, ZAOUI Mohamed Yazid, OUCHEFOUN Aimen, GUETTAF Akram, ABDELHAK Akram, ABADLIA Chihab, BOUAABA Naim, BEKKAI Ahmed , SABOUR Loukmene pour les souvenirs inoubliables, les moments de solidarité et l'amitié sincère partagés durant ces années.

À mes amis DIB Nacer, Tigrine Imad, SEGHIR Hadi, pour leur soutien précieux, leurs encouragements et leur présence tout au long de ce parcours.

À tous mes camarades de l'ENSTP ainsi qu'à toutes les personnes ayant contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce mémoire.

Enfin, à tous mes proches et à toutes les personnes qui me portent dans leur cœur, de près ou de loin.

BENAMROUCHE Rayane

REMERCIEMENTS

Par ces quelques mots, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et nos sincères remerciements.

Avant tout, nous remercions Allah, Le Tout-Puissant et Le Miséricordieux, qui nous a accordé la force, le courage, la patience ainsi que les moyens nécessaires pour mener à bien ce modeste travail.

A nos parents, pour leur soutien constant et leurs encouragements.

Nous souhaitons exprimer, tout particulièrement, nos vifs remerciements et notre profonde reconnaissance à nos encadreurs pour leurs précieux conseils et orientations et tous ce qui font pour nous :

BELEMRABET Ilyes

Dr. ZITOUNI Abderrahmane

Nous adressons nos sincères remerciements à tous les enseignants et les travailleurs de L'ENSTP et à tous ceux qui ont contribué dans notre formation.

Nous tenons à exprimer toutes nos reconnaissances aux membres de jury qui nous ont fait l'honneur de présider et d'examiner ce travail, pour l'intérêt qu'ils ont porté à ce projet de fin d'études, en acceptant d'examiner notre travail et de l'enrichir par leurs propositions.

Nous adressons également nos sincères remerciements au corps professoral et administratif de l'ENSTP pour la qualité de l'enseignement dispensé et les efforts déployés afin d'assurer une formation de haut niveau à leurs étudiants.

Enfin, nous exprimons toute notre gratitude à toutes les personnes qui ont contribué, de près ou de loin, à l'élaboration et à l'aboutissement de ce travail.

Mohamed Akram DJAFOUR

REMERCIEMENTS

En tout premier lieu, nous rendons grâce à Allah, Le Tout-Puissant et Le Miséricordieux, qui nous a donné la force, le courage, la patience et les moyens nécessaires pour mener à bien ce modeste travail.

À nos parents, pour leur soutien indéfectible et leurs précieux encouragements.

Nous tenons à adresser nos remerciements les plus vifs et notre profonde reconnaissance à nos encadreurs, pour leurs précieux conseils, leurs orientations et tout ce qu'ils ont fait pour nous :

M. BELEMRABET Ilyes

Dr. ZITOUNI Abderrahmane

Nous exprimons également notre sincère gratitude à l'ensemble des enseignants et du personnel de l'ENSTP, ainsi qu'à toutes celles et ceux qui ont contribué à notre formation.

Nous témoignons toute notre reconnaissance aux membres du jury, qui nous ont fait l'honneur de présider et d'examiner ce travail, pour l'intérêt qu'ils lui ont porté en acceptant de l'évaluer et de l'enrichir par leurs remarques et suggestions.

Nous remercions aussi chaleureusement le corps professoral et administratif de l'ENSTP pour la qualité de l'enseignement prodigué et les efforts constants visant à offrir une formation d'excellence à leurs étudiants.

Enfin, nous exprimons notre entière gratitude à toutes les personnes qui ont contribué, de près ou de loin, à l'élaboration et à la réussite de ce travail.

BENAMROUCHE Rayane

ملخص

يهدف هذا العمل إلى دراسة وتصميم الجسر رقم 31 الواقع بين النقطتين الكيلومتريتين 125+121.363 و 125 +1.36348ضمن مشروع الخط الحديدي الجديد الرابط بين بوشقوف ودرعة شمال شرق الجزائر. يبلغ طول الجسر 360 م ويتكون من ست فضاءات متواصلة بطول 60 م لكل منها، من نوع الجسر الصندوقي الخرساني مسبق الإجهاد .والمصبوب في الموقع

شملت الدراسة تصميم وتحليل الهيكل العلوي والهيكل التحتي للجسر، مع مراعاة الخصائص الهندسية والطبوغرافية للموقعكما تم إجراء دراسة لتفاعل السكة الحديدية مع الهيكل الإنشائي، إضافة إلى حساب تأثيرات الأحمال المختلفة وقوى الإجهاد المسبق والتحليل الزلزالي للمنشأ. وقد أُنجزت مختلف الحسابات باستعمال برمجيات هندسية متخصصة وفق المعايير المعتمدة في الجزائر.

الكلمات المفتاحية: جسر صندوقي، خرسانة مسبقة الإجهاد، تفاعل السكة/الهيكل، التحليل الزلزالي، الهيكل العلوي، الهيكل .التحتي

Résumé

Ce travail porte sur l’étude et le dimensionnement du pont n°31, situé entre les PK125+121.363 et PK125+481.363, dans le cadre du projet de la nouvelle ligne ferroviaire reliant Bouchegouf à Dréa. L’ouvrage, d’une longueur totale de 360 m, est constitué de six travées continues de 60 m chacune réalisées sous forme de poutre-caisson en béton précontraint coulée en place.

L’étude a concerné le dimensionnement de la superstructure et de l’infrastructure du pont, en tenant compte des contraintes du site. Une étude de l’interaction voie/structure a également été réalisée, ainsi que le calcul des efforts de précontrainte et l’analyse sismique de l’ouvrage. Les calculs ont été effectués à l’aide de logiciels spécialisés conformément aux normes en vigueur en Algérie.

Mots-clés : Pont-caisson, béton précontraint, interaction voie/structure, analyse sismique, superstructure, infrastructure.

Abstract

This work presents the study and design of Bridge No. 31, located between PK125+121.363 and PK125+481.363, as part of the new railway line connecting Bouchegouf to Dréa. The bridge has a total length of 360 m and consists of six continuous 60 m spans designed as a cast-in-place prestressed concrete box girder.

The study included the design of both the superstructure and substructure, considering the site constraints. A rail–structure interaction study, prestressing calculations, and seismic analysis were also carried out. All calculations were performed using specialized engineering software in accordance with Algerian standards and regulations.

Keywords: Box girder bridge, prestressed concrete, rail–structure interaction, seismic analysis, superstructure, substructure

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE....1

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

I.1. INTRODUCTION....2

I.2. PRESENTATION DU PROJET....2

I.2.1. Objectif du projet....2

I.2.2. Situation du projet....3

I.2.3. L'obstacle à franchir....3

I.3.LES DONNEES DU PROJET....3

I.3.1.Les données fonctionnelles....3

I.3.1.1. Tracé en plan....3

I.3.1.2. Profil en long....4

I.3.1.3. Profil en travers....5

1.3.2. Les données naturelles....6

I.3.2.2. Sismicité du site....6

I.4.CONCLUSION....8

CHAPITRE II : CONCEPTION GENERALE

II.1.INTRODUCTION....9

II.2. CRITERES DE CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE....9

II.3.PRENTATIONS DES VARIANTES....9

II.3.1. Présentation générale de la variante....10

II.3.2. Avantages et inconvénients....10

II.3. 3. Conception de la variante....11

II.3.4.VARIANTE N°02 : Pont mixte (bipoutre métallique a entretoise)....14

II.3.4.2.Les avantages et les inconvénients....14

II.3.4.3. Conception de la variante....15

II.3.5.VARIANTE N°03 : Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs....18

II.3.5.1 Présentation générale de la variante....18

II.3.5.2 Avantages et inconvénients....18

II.3.5.3 Conception de la variante....19

II.4.ANALYSES MULTECRITERES....22

II.4.1.L'exécution : (/6 points)....22

II.4.2.L’entretien : (/4 points).....22
II.4.3.L’esthétique : (/5 points).....22
II.4.4.L’économie : (/5 points).....23
II.5.CONCLUSION.....25
CHAPITRE III : HYPOTHESES DE CALCUL
III.1. INTRODUCTION.....26
III.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL.....26
III.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX.....26
III.3.1. Béton.....27
III.3.1.1. Contraintes admissibles à la compression.....27
III.3.1.2. Déformation longitudinale du béton.....27
III.3.2. Les armatures.....28
III.3.2.1. Les armateurs passifs.....28
III.3.2.2. Contrainte de l’acier à l’ELU.....28
III.3.2.3. Contrainte de l’acier à l’ELS.....29
III.3.2.4. Armatures de précontrainte.....29
III.4. CONCLUSION.....30
CHAPITRE IV : CHARGE ET SURCHARGES
IV.1. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES.....31
IV.1.1. Charges permanentes (poids propre des voussoirs).....31
IV.1.2. Charges complémentaires permanente CCP.....31
IV.1.3. Poids total du tablier.....32
IV.1.4. Action thermique.....32
IV.1.5. Simultanéité de la composante uniforme et du gradient thermique.....33
IV.1.6. Actions dues au vent.....34
IV.2. LES SURCHARGES DUES AU TRAFIC FERROVIARES.....34
IV.2.1. Présentation du trafic ferroviaire.....34
IV.2.1.1. Modèle de charge UIC 71.....34
IV.2.1.2 Modèle des charges SW/0 et SW/2.....35
IV.2.1.3 Modèle de charges "Train à vide" (Article 6.3.4 de l’EN 1991-2).....35
IV.2.1.4 Forces horizontales.....35
IV.2.2. Combinaisons d’actions et de coefficients partiels appropriés.....40
IV.2.2.1. Valeurs caractéristiques de l’action à composants multiples.....40

IV.2.3. Les combinaisons de charges....42
IV.2.3.1. Combinaison d'action pour l'état limite ultime (ELU)....42
IV.2.3.2. Combinaison d'action pour l'état limite de service (ELS)....42
IV.2.3.3. Situations de projet accidentelles (non sismiques)....42
IV3. CONCLUSION....42
CHAPITRE V : ETUDE DU TABLIER
V.1. INTROCDUTION....43
V.2. STABILITES EN PHASE DE CONSTRUCTION....43
V.2.1. Les différentes phases de construction d'un fléau....43
V.2.2. Charges à prendre en compte....44
V.2.2.1. Poids propre de fléaux....44
V.2.2.2. Charge due au vent....44
V.2.2.3. Charge du chantier connue....45
V.2.2.4. Charge de chantier aléatoire....45
V.2.2.5. Actions accidentelles....45
V.2.3. Combinaisons d'action....45
V.2.4. Evaluation des efforts....46
V.3. STABILISATION DU FLEAU AVEC CLOUAGE PAR PRECONTRAINTE....47
V.3.1. Calcul du nombre des câbles....48
V.3.2. Calcul de la surface des cales....49
V.4. PHASES DE REALISATION DE TABLIER....51
V.5. CONCLUSION....52
CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE
VI.1. INTRODUCTION....53
VI.2. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE....53
VI.2.1. Détermination du nombre de câbles du fléau....53
VI.2.2. Évaluation de l'effort de précontrainte P_0....54
VI.2.3. Évaluation de l'effort de précontrainte P....54
VI.2.4. Disposition et enrobage des câbles....55
VI.2.5. Dispositions des ancrages....56
VI.2.6. Tracé des câbles en plan....57
VI.2.7. Tracé des câbles en élévation....58
VI.3. EVALUATION DES PERTES DE PRECONTRAINTE....60

VI.3.1. Pertes instantanées.....60
VI.3.1.1. Pertes de tension par frottement.....61
VI.3.1.2. Pertes de tension par recul d'ancrage.....61
VI.3.1.3. Perte de tension due à la non-simultanéité de la mise en tension.....62
VI.3.2. Pertes de tension différées.....62
VI.3.2.1. Pertes par retrait.....63
VI.3.2.2. Pertes par fluage.....63
VI.3.2.3. Pertes par relaxation.....63
VI.3.3. Les pertes totales.....64
VI.4. Vérification des contraintes normales.....64
VI.4.1. Vérification des contraintes pour le demi-fléau en phase de construction.....65
VI.5. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DU CONTINUITE.....65
VI.5.1. Détermination du nombre de câbles de continuité en travée principale.....65
VI.5.2. Disposition des câbles.....67
VI.5.3. Trace des câbles.....67
VI.5.4. Détermination du nombre de câbles de continuité en travée de rive.....68
VI.5.5. Disposition des câbles.....69
VI.5.6. Trace des câbles.....69
VI.5.7. Vérification des en phase de service.....70
VI.5.8. Armatures des zones tendues.....71
VI.6. VERIFICATION VIS-A-VIS L'EFFORT TRANCHANT.....72
VI.6.1. Vérification vis-à-vis de l'ELS.....72
VI.6.1.1. Détermination de l'effort tranchant.....72
VI.6.1.2. Vérification de la contrainte de cisaillement.....72
VI.6.2. Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis de ELU.....73
VI.6.2.1. Les bielles comprimées.....73
VI.6.2.2. La résistance des armatures transversales.....74
VI.6.2.3. Vérification de la flèche.....74
VI.7. CONCLUSION.....74
CHAPITRE VII : ETUDE TRANSVERSALE
VII.1. INTRODUCTION.....76
VII.2. ÉVALUATION DES EFFORTS TRANSVERSAUX.....76
VII.2.1. Modélisation par MIDAS.....76

VII.2.2. Résultats....77
VII.2.3. Ferraillage....77
VII.2.3.1. Ferraillage de l'hourdis supérieur de VSP....77
VII.2.3.2. Ferraillage passif des voussoirs....78
VII.3. CONCLUSION....79
CHAPITRE VIII : ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DU PONT
VIII.1. INTRODUCTION....80
VIII.2. APPAREIL D'APPUI....80
VIII.2.1. Limites d'utilisation....80
VIII.2.2. Appareil d'appui a pot....81
VIII.2.3. Dimensionnement des appareils d'appuis....82
VIII.2.3.1. Evaluation des réactions....82
VIII.2.3.2. Pression dans le PTFE....82
VIII.2.3.3. Pression dans l'élastomère....83
VIII.2.3.4. Effort horizontaux longitudinaux pour les appareils d'appui a pots glissants. 83
VIII.2.3.5. Effort horizontaux longitudinaux pour les appareils d'appui a pots fixes.....84
VIII.2.4. Des d'appuis....85
VIII.2.4.1. Dimensionnement des dés d'appuis au niveau de la pile et la culée....85
VIII.2.4.2. Ferraillage des dés d'appuis au niveau de la pile et de la culée....85
VIII.3. ETUDE SISMIQUE....87
VIII.3.1. Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique....87
VIII.3.2. Méthode de calcul....88
VIII.3.2.1. Spectre de réponse....88
VIII.3.2.2. Modes significatifs....89
VIII.4. JOINT DE DILATATION....90
VIII.4.1. Calcul de souffle de joint....90
VIII.4.2. Le joint garde ballast....90
VIII.5. CONCLUSION....91
CHAPITRE IX : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE
IX.1. INTRODUCTION....92
IX.2. ETUDE DE LA PILE....92
IX.2.1. Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis l'ELUSF....93
IX.2.1.2. L'élancement géométrique....94

IX.2.1.3. Calcul du ferraillage....94
IX.3. ETUDE DE FONDATION....97
IX.3.1. Nombre des pieux....97
IX.3.2. Etude de la semelle....98
IX.4.2.1. Les dimensions de la semelle....98
IX.3.3. Modélisation de la semelle sous pile....99
IX.3.4. Ferraillage de la semelle sous pile....99
IX.3.5. Ferraillage des pieux....100
IX.4. ETUDE DE LA CULEE....101
IX.4.1. Choix du type de la culée....101
IX.4.2. Prédimensionnement de la culée....102
IX.4.3. Evaluation des efforts sollicitant la culée....102
IX.4.3.1. Poids propre....102
IX.4.3.2. Poids des terres....103
IX.4.3.3. Poussée des surcharges et du remblai....103
IX.4.4. Descente des charges....103
IX.4.4.1 Ferraillage des éléments de la culée....104
IX.5. CONCLUSION....110
CHAPITRE X : INTERACTION VOIE / STRUCTURE
X.1. INTROCDUCTION....111
X.2. DEFINITON DE L'INTERACTION RAIL-STRUCTURE....111
X.3. CRITERES A SATISFAIRE....111
X.4. ACTIONS A CONSIDERER....112
X.4.1. Effort dû aux variations de température....113
X.4.2. Efforts dus au freinage - démarrage....114
X.4.3. Efforts dus à la flexion du tablier....115
X.5. RESULTATS PAR MIDAS....115
X.5.1. Dans le cas de tabliers avec longs rails soudés continus....116
X.6. CONCLUSION....123
CONCLUSION GENERALE....124
BIBLIOGRAPHIE....125

ANNEXE A : DIAGRAMMES DES EFFORTS INTERNES

ANNEXE B : TABLEAUX DE CALCUL

ANNEXE C : FERRAILLAGE DES ELEMENTS

LISTE DES FIGURES

Figure I. 1: La ligne ferroviaire Bouchegouf - Dréa.....2
Figure I. 2: Situation du projet sur Google Earth.....3
Figure I. 3: Tracé en plan.....4
Figure I. 4: Profil en long.....4
Figure I. 5 : Profil en travers.....5
Figure I. 6: Carte de zonage climatique de l'Algérie selon RPOA 2008.....6
Figure I. 7: Zonage sismique de l'Algérie : toutes zones 0 a III selon RPOA 2008.....6

Figure II. 1: Pont à poutres précontraintes (VIPP).....10
Figure II. 2: Notation des dimensions.....11
Figure II. 3: Morphologie générale d'un pont mixte.....14
Figure II. 4: Coupe transversale et notation des différents éléments du pont mixte bipoutre. .16
Figure II. 5: Schéma habituel d'un pont construit par l'encorbellement successif.....18
Figure II. 6: Les dimensions des différents éléments constitutifs d'un caisson courant.....20

Figure IV. 1: Charges complémentaires permanente CCP.....32
Figure IV. 2: Modèle de charges 71 et valeurs caractéristiques pour les charges verticales.…34
Figure IV. 3: Modèles de charges SW/0 et SW/2.....35
Figure IV. 4: Cas de conception I - Charges équivalentes QA1d et qA1d.....39
Figure IV. 5 : Cas de Conception II - Charges équivalentes qA2d.....40
Figure IV. 6: Evaluation des groupes de charges pour le trafic ferroviaire [Fiche UIC 776-1].
.....41

Figure V. 1: Les phases de construction d'un fléau.....44
Figure V. 2: Combinaison type A.....47
Figure V. 3: Combinaison type B.....47
Figure V. 4: Modèle de calcul de fléau.....48
Figure V. 5 : Schéma descriptif de clouage.....49

Figure VI. 1: Disposition des ancrages selon Freyssinet.....57
Figure VI. 2: Tracée en plan des câbles de fléau.....59
Figure VI. 3: Tracé en élévation des câbles de fléau.....59
Figure VI. 4: Tracé en plan de câbles de fléau.....60
Figure VI. 5: Tracé en élévation de câbles de fléau.....61
Figure VI. 6: Disposition des câbles et ancrages de fléau.....61
Figure VI. 7: Pertes par frottement.....62
Figure VI. 8: Disposition des câbles de continuité en travée principale.....68
Figure VI. 9: Tracé en élévation de câbles de continuité de travée principale.....68
Figure VI. 10: Tracé en plan de câbles de continuité de travée principale.....69
Figure VI. 11: Disposition des câbles de continuité en travée de rive.....70

Figure VI. 12: Tracé en élévation de câbles de continuité en travée de rive.....71
Figure VI. 13: Tracé en plan de câbles de continuité en travée de rive.....71
Figure VI. 14: Diagramme des contraintes.....72
Figure VI. 15: Effort de précontrainte.....73
Figure VI. 16: Extrait du EN 1990:2002/A1:2005 Flèche verticale maximale autorisée δ pour des ponts ferroviaires.....76
Figure VI. 17: La valeur de la flèche par logiciel de calcul (MIDAS CIVIL).....77

Figure VII. 1 : Section équivalente Voussoir courant.....78
Figure VII. 2: Sections à justifier.....79
Figure VII. 3: Ferraillage du voussoir courant.....81

Figure VIII 1: Limites d'utilisation des appareils d'appuis.....82
Figure VIII 2: composition schématique d'un appareil d'appui à pot.....83
Figure VIII 3: Les conditions d'appuis.....84
Figure VIII 4: Ferraillage du dé d'appuis sur Culée.....89
Figure VIII 5: Ferraillage du dé d'appuis sur Pile.....89
Figure VIII 6: Le spectre de réponse élastique Sae(T) – composante horizontale.....91
Figure VIII 7: Le spectre de réponse élastique Sae(T) – composante verticale.....91
Figure VIII 8: Joint garde ballast.....93

Figure IX. 1: Dimensions de la pile la plus élancé.....95
Figure IX. 2: abaques de Walther.....97
Figure IX. 3: Schéma illustratif du ferraillage de la pile.....99
Figure IX. 4: Vue en plan de la semelle.....101
Figure IX. 5: Modèle de fondation.....101
Figure IX. 6: ferraillage de la semelle et les pieux.....103
Figure IX. 7: Dimensions de la culée.....105
Figure IX. 8: Les moments Mxx et Myy sur le mur en retour avec logiciel Robot.....110
Figure IX. 9: Ferraillage de la culée.....113

Figure X. 1: Principe de fonctionnement d’un long rail soudé sous les effets thermiques.....117
Figure X. 2: Effet de la flexion des tabliers sur les sections d’about (UIC 774-3).....118
Figure X. 3: Modèle de l’analyse IRS.....119
Figure X. 4: Contrainte axiale maximale de compression dans le rail due au ΔTR+ et ΔTR-.....120
Figure X. 5: Contrainte axiale maximale dans le rail due au freinage /démarrage.....120
Figure X. 6: Contrainte axiale maximale dans le rail due aux charges verticales.....121
Figure X. 7: Contrainte axiale maximale dans le rail due au Freinage /démarrage.....122
Figure X. 8: Contrainte axiale maximale dans le rail due aux charges verticales.....122
Figure X. 9: Contrainte axiale maximale dans le rail due au Freinage /démarrage.....123
Figure X. 10: Contrainte axiale maximale dans le rail due aux charges verticales.....124

Figure X. 11: Le déplacement horizontal absolu maximum du tablier sous freinage / démarrage de la première position.....124
Figure X. 12: Le déplacement horizontal absolu maximum du tablier sous charges verticales de la première position.....125
Figure X. 13: Le déplacement horizontal absolu maximum du tablier sous freinage / démarrage de la deuxième position.....125
Figure X. 14: Le déplacement horizontal absolu maximum du tablier sous charges verticales de la deuxième position.....126
Figure X. 15 : Le déplacement horizontal absolu maximum du tablier sous freinage / démarrage de la troisième position.....126
Figure X. 16: Le déplacement horizontal absolu maximum du tablier sous charges verticales de la troisième position.....127

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.1 : Implantations des appuis de la variante 01.....7
Tableau II.2 : Tableau récapitulatif du prédimensionnement de la variante 01. 8
Tableau II.3 : Implantations des appuis de la variante 02.....11
Tableau II.4 : Tableau récapitulatif du prédimensionnement de la variante 02. 12
Tableau II.5 : Implantations des appuis de la variante 03.....16
Tableau II.6 : Tableau récapitulatif du prédimensionnement de la variante 03 17
Tableau II.7 : Découpage des voussoirs 18
Tableau II.8 : Évaluation Multicritères des trois Variantes.....21
Tableau III.1 : Caractéristiques de béton 23
Tableau III.2 : Contraintes admissibles à la compression de béton.....23
Tableau III.3 : Contrainte de l'acier a l'ELU 25
Tableau III.4 : Caractéristiques des câbles de précontrainte.....26
Tableau IV.1 : Estimation du poids totale de tablier.....27
Tableau IV.2 : Estimation du poids dû aux CCP 28
Tableau IV.3 : Poids total du tablier 28
Tableau IV.4 : Gradient thermique 29
Tableau IV.5 : Valeur caractéristiques des charges verticales de SW/0 et SW/2 30
Tableau V.1 : Evaluation de poids propre de chaque demi-fléau 39
Tableau V.2 : Evaluation des moments fléchissants (KN.m) de demi-fléau majoré. 42
Tableau V.3 : Comparaison entre M/N et l'entraxe.....44
Tableau V.4 : Nombres des câbles de clouage 45
Tableau V.5 : Les valeurs limites issues de ce calcul 45
Tableau VI.1 : Estimation du nombre de câbles du fléau pour chaque section 48
Tableau VI.2 : Valeurs caractéristiques des dimensions a et b.....50
Tableau VI.3 : L'allure du tracé en plan des câbles de fléau 52
Tableau VI.4 : L'allure du tracé en élévation des câbles de fléau.....52
Tableau VI.5 : Estimation du nombre de câbles de continuité de travée principale 54
Tableau VI.6 : L'allure du tracé en plan des câbles de continuité de travée principale 55
Tableau VI.7 : L'allure du tracé en élévation du câble de continuité de travée principale 55
Tableau VI.8 : Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée de rive 57
Tableau VI.9 : L'allure du tracé en plan des câbles de continuité de travée principale 58
Tableau VI.10 : L'allure du tracé en élévation du câble de continuité de travée principale.....58
Tableau VI.11 : Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de construction.....65
Tableau VII.1 : Sollicitations maximales dans VSP.....74

Tableau VII.2 : Sollicitations maximales dans VSC 74
Tableau VII.3 : Ferraillage passif du VSP 76
Tableau VII.4 : Ferraillage passif du VSC 77
Tableau VIII.1 : Descente de charge du tablier sur l'appareil d'appui 82
Tableau VIII.2 : les efforts verticaux pour un appareil d'appui à pot 83
Tableau VIII.3 : Surface Sp du pot 83
Tableau VIII.4 : Surface Sc du coussin 83
Tableau VIII.5 : Choix des appareils d'appuis commerciaux 83
Tableau VIII.6 : Ferraillage dés d'appuis 85
Tableau IX.1 : Caractéristiques des piles 106
Tableau IX.2 : Evaluation les déplacements et les efforts horizontaux des appuis 110
Tableau IX.3 : Les efforts agissants sur la pile 02 110
Tableau IX.4 : Ferraillage de la pile 114
Tableau IX.5 : Evaluation des efforts de la culée 117
Tableau IX.6 : Sollicitations sur le mur frontal 118
Tableau IX.7 : Sollicitations sur le mur garde grève 119
Tableau IX.8 : Sollicitation de la console 122
Tableau IX.9 : Caractéristique de la semelle 125
Tableau IX.10 : Evaluation des efforts dans la semelle 127
Tableau IX.11 : Evaluation des efforts dans les pieux 128

LISTE DES ABREVIATION

AAP : Appareils d'Appui à Pot d'élastomère.
BA : Béton Armé.
BAEL : Béton armé aux Etats limites.
BPEL : Béton précontrainte aux Etats limites.
CCP : Complément des charges permanentes.
ELA : Etats Limites Accidentelles.
ELS : Etats Limites de Service.
ELU : Etats Limites Ultimes.
Ep : Module d'Elasticité des câbles de Précontrainte.
Es : Module d'Elasticité de l'acier.
Fc28 : Résistance caractéristique de béton à la Compression à 28 jours.
Fe : Limite d'Elasticité de l'acier.
fpeg : Contrainte Elastique Garantie de Précontrainte.
fprg : Contrainte de Rupture Garantie de Précontrainte.
Ft28 : Résistance caractéristique de béton à la Traction à 28 jours.
HA : Haute Adhérence.
NF : Norme Française.
PK : Point Kilométrique.
PP73 : Piles et Palées 1973.
RCPR : Règles définissant les Charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des Ponts Routes.
RPOA : Règles Parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art.
Sae : Spectre de réponse Elastique en Accélération.
UIC : Union internationale des chemins de fer.
SETRA : Service d'études techniques des routes et autoroutes.
VC : Voussoir Courant.
VIPP : Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension.
VSC : Voussoir coulé Sur Cintre.
VSP : Voussoir sur Pile.
σbc : Contrainte de Compression admissible de Béton.
σbt : Contrainte de Traction admissible de Béton.
σinf : Contrainte dans la fibre Inférieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
σs : Contrainte limite de l'acier.
σsup : Contrainte dans la fibre Supérieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
ΔT : Variation uniforme de la température
Δθ : Gradient thermique.
ΔP : Pertes de tension dans les câbles de Précontrainte.
19T15 : 19 Torons de 15 mm de diamètre.
15T15 : 15 Torons de 15 mm de diamètre.
RSI : rail structure interaction.
LRS : long rail soudé.
PTFE : Polytètrafluoroèthylène .

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION

Un pont est un ouvrage d'art permettant de franchir un obstacle naturel ou artificiel. Sa conception exige une approche rigoureuse afin d'assurer sécurité, durabilité et performance, tout en respectant les normes techniques en vigueur.

Les ponts ferroviaires jouent un rôle stratégique dans le développement économique en garantissant la continuité des lignes et en facilitant le transport des personnes et des marchandises, contribuant ainsi à une mobilité plus efficace et durable.

Dans cette perspective, l'Algérie a lancé un vaste programme d'extension de son réseau ferroviaire, prévoyant plus de 9 600 km de nouvelles voies, afin de renforcer la connectivité nationale et de soutenir le développement économique, notamment à travers les lignes minières stratégiques.

Le présent mémoire s'inscrit dans le cadre de la réalisation de la nouvelle ligne ferroviaire de 121 km située dans le nord-est de l'Algérie, reliant Bouchegouf à Dréa et traversant les wilayas de Guelma, El Tarf et Souk Ahras. Caractérisée par un tracé exigeant comprenant de nombreux ouvrages d'art (56 ponts et 10 tunnels), cette ligne nécessite des solutions structurelles adaptées aux contraintes topographiques.

L'étude concerne le pont n°31, situé entre le PK125+121.363 et le PK125+481.363, pour une longueur totale de 360 m. L'ouvrage est composé de 6 travées continues de 60 m chacune, réalisées en poutre-caisson coulée en place, et implanté sur une courbe de rayon 400 m. Il permet le franchissement d'un oued ainsi que d'une route secondaire. La structure repose sur des culées légères et des piles creuses dont la hauteur peut atteindre 42 m, afin de répondre aux contraintes techniques, hydrauliques et géométriques du site.

CHAPITRE I
PRESENTATION DU PROJET

I.1 INTRODUCTION

La conception d'un pont doit satisfaire à différentes normes pour garantir sa fonction de passage et son service aux utilisateurs. Elle se base sur des critères fonctionnels, assurant l'ajustabilité du projet au tracé ferroviaire ou routier, ainsi que sur des restrictions naturelles en rapport avec son environnement. Il est aussi important de considérer les spécifications du maître d'ouvrage.

I.2 PRESENTATION DU PROJET

I.2.1 Objectif du projet

Notre travail porte sur la conception et l'étude du viaduc, Cet ouvrage se situe à 15km au Nord-ouest de la ville de Souk-Ahras, Le viaduc se situe entre les PK125+121.363 et PK125+481.363, la longueur du viaduc est de 360 m. Cet ouvrage s'inscrit dans le projet de la Ligne minière qui située dans la région nord-est de l'Algérie, la longueur de la nouvelle ligne est de 121 km, la ligne est globalement orientée nord-sud, de l'Algérie Bouchegouf, du nord au sud en passant par la province de Guelma, la province de Tarf, la province de Souk Ahras, à travers la fin de Souk Ahras jusqu'à Dréa.

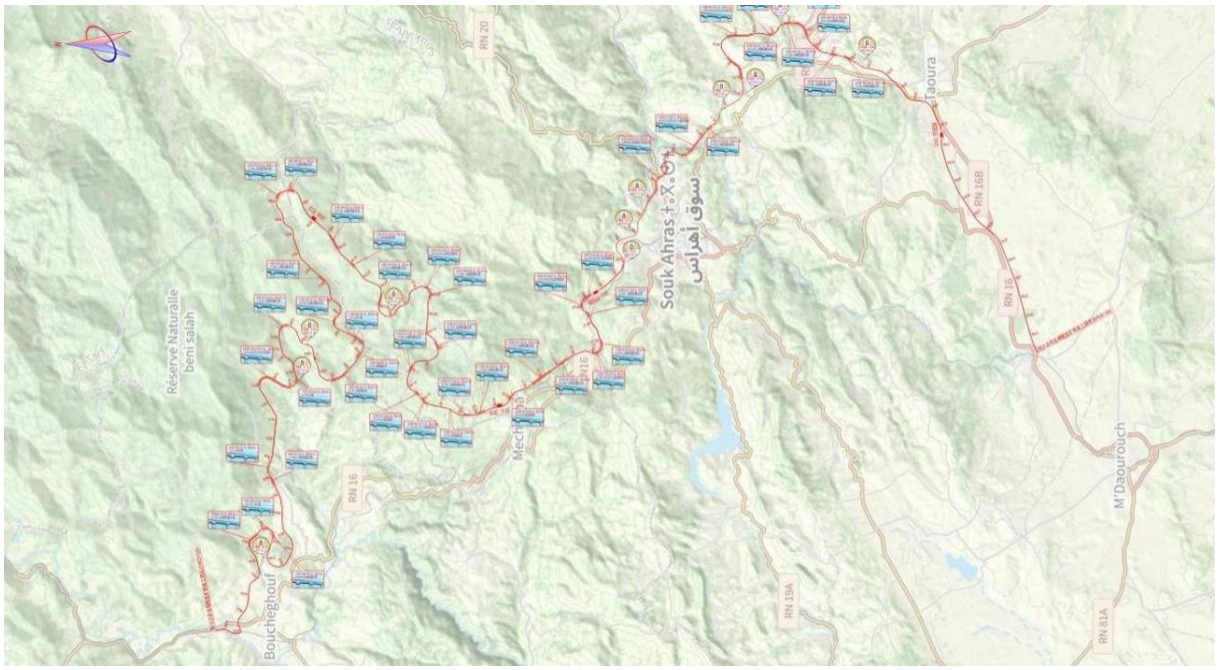


Figure I.1 : La ligne ferroviaire Bouchegouf - Dréa

I.2.2 Situation du projet

Le pont n°31 a son point central au PK125+301.363, avec un point de départ au PK125+121.363, un point d'arrivée au PK125+481.363 et une longueur totale de 360 mètres.



Figure I.2 : Situation du projet sur Google Earth

I.2.3 L'obstacle à franchir

Le tracé retenu impose la réalisation d'un pont assurant le franchissement d'un oued ainsi que d'une route de catégorie inférieure, afin d'assurer la continuité de l'infrastructure tout en respectant les contraintes du site.

I.3 LES DONNEES DU PROJET

I.3.1 Les données fonctionnelles

I.3.1.1. Tracé en plan

L'ouvrage, d'une longueur totale de 360 mètres, est implantée sur un tracé ferroviaire entièrement inscrit en courbe circulaire de rayon 400 m, s'étendant du PK 125+121.363 au PK 125+481.363. La structure assure le franchissement d'un oued ainsi que d'une route de catégorie secondaire situés en contrebas, garantissant ainsi la continuité de la ligne ferroviaire tout en maintenant la circulation hydraulique et routière sous l'ouvrage.

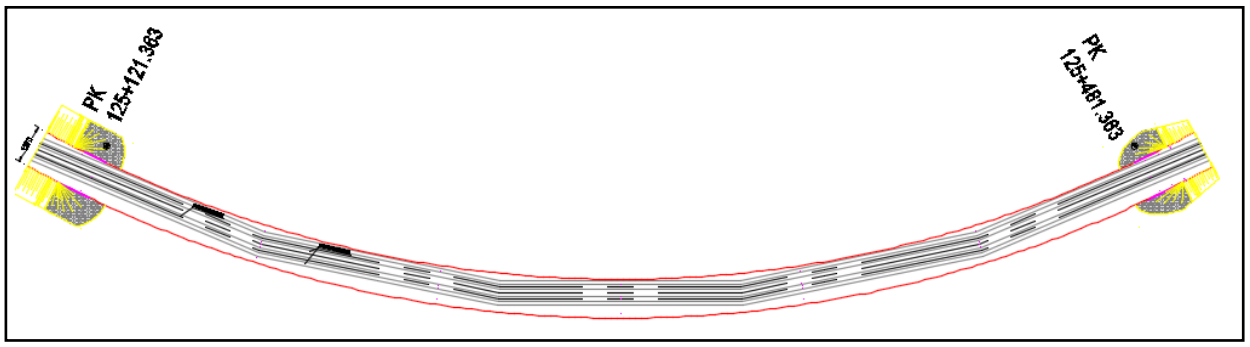


Figure I.3 : Tracé en plan

I.3.1.2 Profil en long

Longitudinalement, l'ouvrage s'inscrit en alignement droit et présente une pente constante de 0,195 %, s'étendant du PK 125+121.363 au PK 125+481.363.

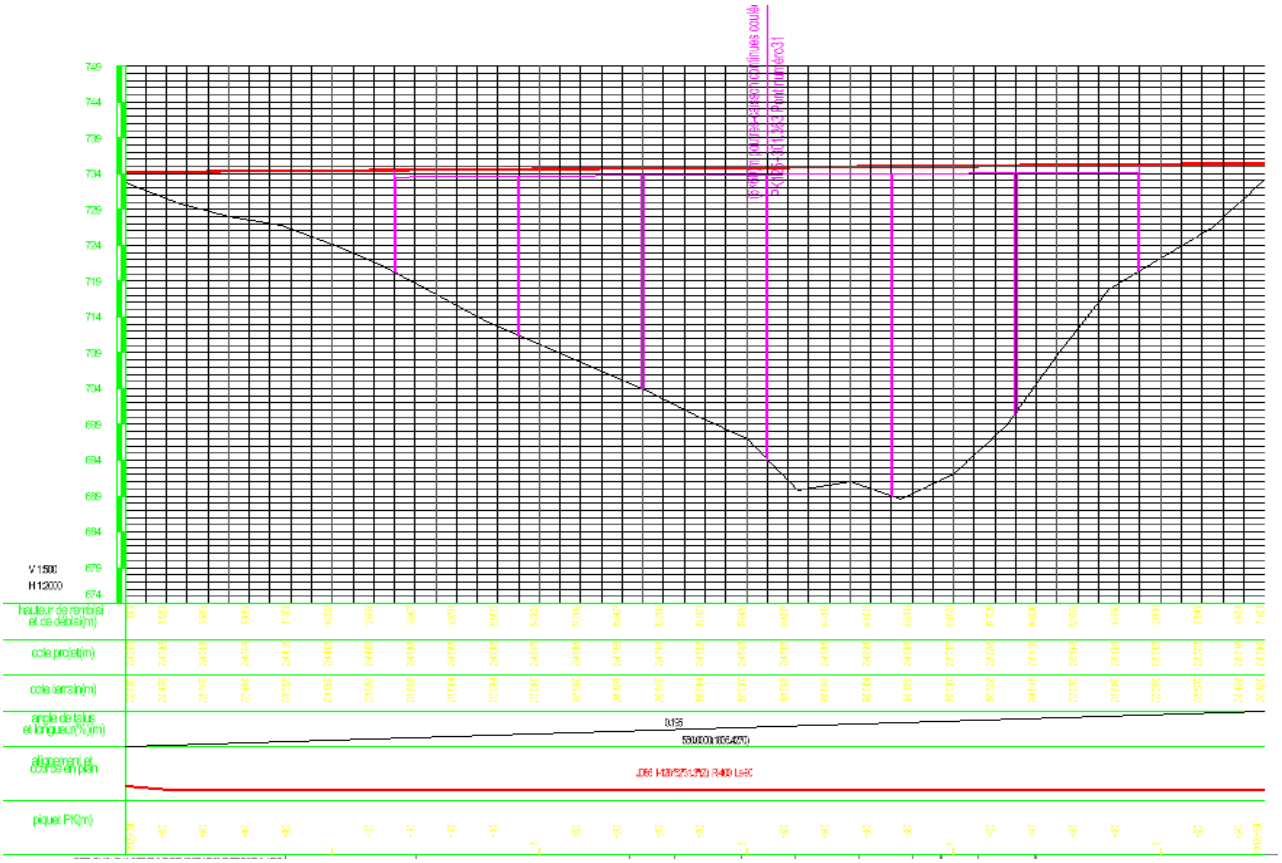


Figure I.4 : Profil en long

I.3.1.3 Profil en travers

Le profil en travers de l'ouvrage est défini par les caractéristiques suivantes :

- Largeur totale : 12.70 m
- Nombre de voies : 2
- Ecartement des rails : 1.435 m
- Entraxe des voies : 4 m
- Pente transversale en toit : 2%

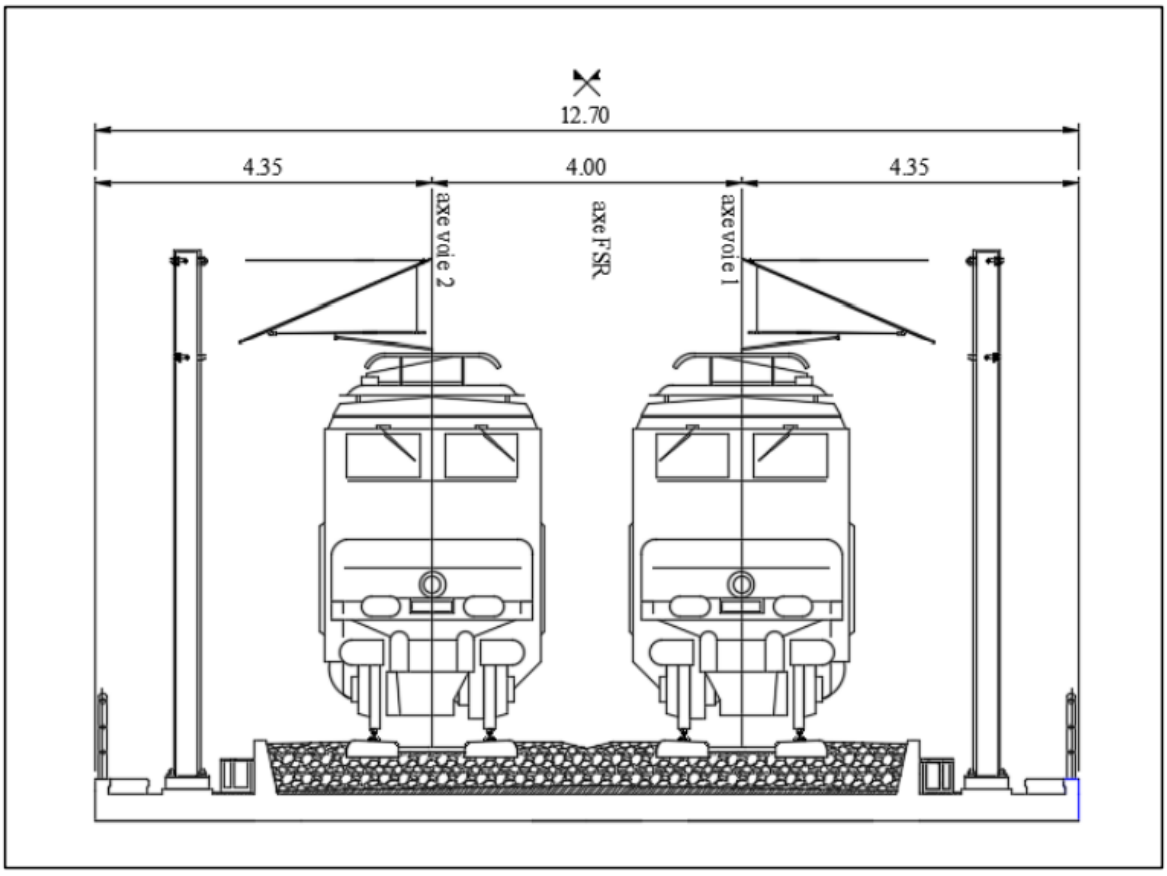


Figure I.5 : Profil en travers

I.3.2 Les données naturelles

I.3.2.1 Topographie

L'ouvrage est implanté dans un environnement montagneux au relief accidenté, caractérisé par des vallées encaissées et des talwegs en forme de « V », avec des altitudes comprises entre 689 m et 720 m. Le site, situé dans la région de Souk Ahras au sein des monts de l'Atlas tellien,

présente des formations argilo-gréseuses du Numidien, façonnées par l'érosion et l'activité tectonique.

I.3.2.2 Sismicité du site

D'après Document Technique Réglementaire D.T.R. - B.C. 2.48 / Règles Parasismiques Algériennes (RPOA 2008), Le territoire national est divisé en cinq (05) zones de sismicité croissante.

D'après ce découpage, la zone d'étude est située dans la **zone I**, caractérisée par une accélération sismique **A = 0,15g** selon RPOA 2008, et comprenant un ouvrage appartenant au **groupe 1**.

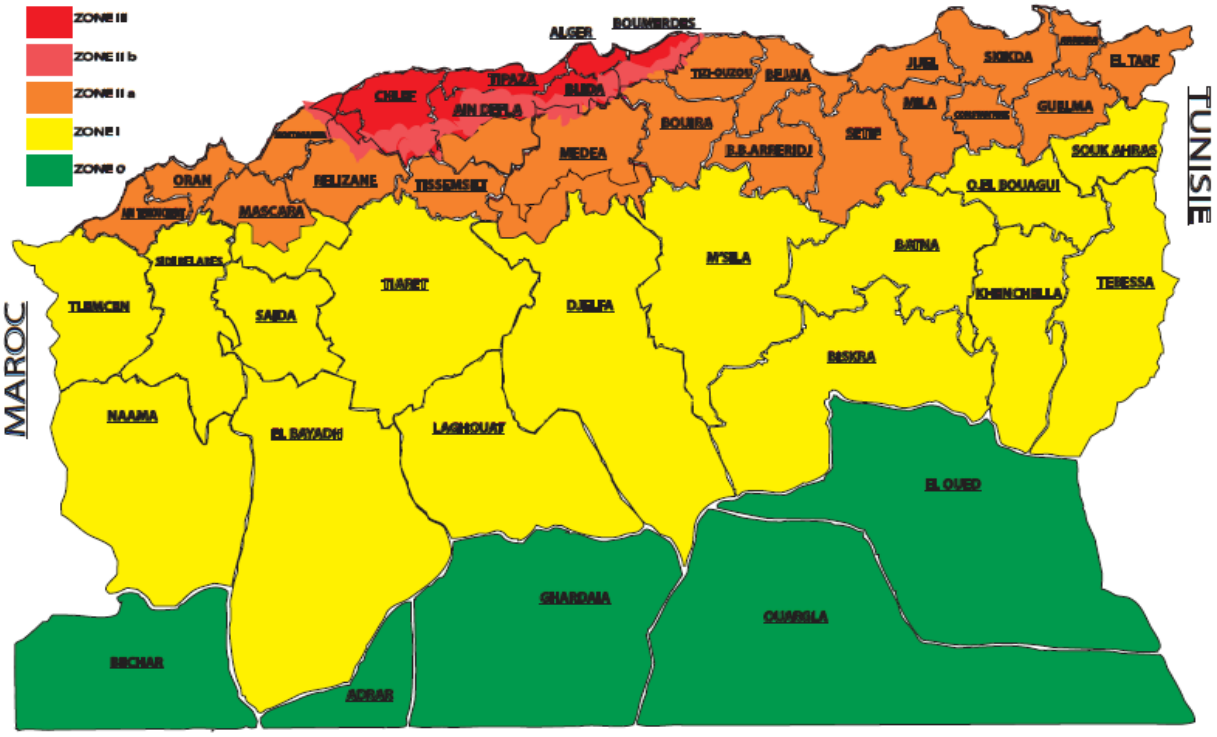


Figure I.6 : Carte de zonage climatique de l'Algérie selon RPOA 2008

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

Figure I.7 : Zonage sismique de l'Algérie : toutes zones 0 à III selon RPOA 2008

I.3.2.3 Géotechnique

1. ESSAIS IN-SITU (Sur site)

Les travaux de reconnaissance réalisés sur le site comprennent :

- Trois (03) sondages carottés (SK) de 25,00 m de profondeur chacun.
- Quatre (04) sondages pressiométriques (PSK) de 25,00 m de profondeur, avec essais pressiométriques réalisés à intervalles réguliers.
- Mesures piézométriques pour la détermination du niveau de la nappe phréatique.

Les sondages ont été implantés aux PK suivants :

- SK125-5 : PK125+190.00
- SK125-6 : PK125+310.00
- SK125-7 : PK125+430.00

2. ESSAIS DE LABORATOIRE

TABLEAU I.1 : Essai de laboratoire

Essai	Description	Norme
Essais Physiques	Analyse granulométrique (tamisage à sec)	NF P 94-056
	Analyse granulométrique (par méthode de sédimentation)	NF P 94-057
	Teneur en eau	NF P 94-050
	Limite d'Atterberg	NF P 94-051
Essais Mécaniques	Cisaillement rectiligne	NF P 94-071-1
	Essai œdométrique	NF P94-090-1
	Essai de compression simple	NF EN 13286-41
	Essai pressiomètre Ménard	NF EN ISO 22476-4
Essais chimiques	Teneur en matières organique	NA 16209
	Teneur en sulfates	NF P 18-011
	Teneur en carbonate	XP P 94-011
	Teneur en chlorures	NF P 18-011

D'après les résultats des essais pressiométrique, (**P_{l30}= 1.59 MPA ; E_{p30} =17.87 MPa**), notre site est classé en **S3 meuble**.

I.4 CONCLUSION

L'étude des paramètres du site a révélé de nombreuses contraintes de conception pour le pont. Le relief montagneux de la région (vallées encaissées et des talwegs en forme de « V »et terrain accidenté) a nécessité la construction d'un viaduc pour prolonger la voie ferrée. De plus, le franchissement de l'oued a engendré une importante contrainte hydraulique, exigeant de grandes portées pour permettre l'écoulement naturel de l'eau et prévenir l'érosion des culées. Du point de vue géotechnique, les formations argileuses, marneuses et gréseuses rencontrées sur le site, ainsi que la classification du sol en S3 meuble, conduisent à envisager des fondations profondes par pieux afin de garantir la stabilité de l'ouvrage. Par ailleurs, la localisation du projet en zone sismique I, avec une accélération sismique de 0,15 g, nécessite la prise en compte des effets sismiques dans la conception de la structure. L'ensemble de ces contraintes a orienté le choix d'un tablier continu en poutre-caisson en béton précontraint, reposant sur des piles élancées et équipé d'appareils d'appui et de joints permettant d'absorber les déplacements et les efforts transmis à la structure.

CHAPITRE II
CONCEPTION GENERALE

I.4 INTRODUCTION

Dans ce chapitre, plusieurs solutions de conception du pont ferroviaire ont été examinées en tenant compte de critères techniques, économiques et esthétiques. Le choix du type d'ouvrage a été guidé par des paramètres fondamentaux, notamment la portée et le profil en long.

Une analyse multicritère a ensuite permis de comparer les différentes variantes proposées et d'identifier la solution la plus appropriée. Cette dernière fera l'objet d'une étude approfondie dans les chapitres suivants.

I.5 CRITERES DE CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE

Pour le choix du type d'ouvrage, on prend en considération les éléments principaux suivant :

- Economie et possibilité d'exécution.
- L'implantation des appuis.
- Tracé en plan et profil en long de la voie portée.
- L'utilité de l'ouvrage.
- Géométrie en plan des appuis par rapport à l'axe de l'ouvrage.
- Nature du terrain du fond du cours d'eau ou de la rivière
- Les conditions topographiques et géotechnique.
- Hauteur disponible.
- Cout de tablier et remblais d'accès.

Cette opération fait appel à l'expérience et les connaissances de l'ingénieur.

I.6 PRESENTATION DES VARIANTES

Dans l'étude des variantes, nous présentons le travail de conception du pont ferroviaire. L'objectif est de sélectionner la solution la plus économique et avantageuse pour l'ouvrage. Pour cela, nous limitons notre choix à trois variantes :

- **Variante 1 :** pont a poutres en béton précontrainte de type VIPP
- **Variante 2 :** Pont mixte bi-poutre isostatiques.
- **Variante 3 :** Pont Voussoirs a hauteur constante en béton précontrainte construit par encorbellements Successifs.

I.6.1 VARIANTE N°01 : Pont à poutres en béton précontrainte post tension

II.3.1.1. Présentation générale de la variante

Les ponts à poutres précontraintes par post-tension de type VIPP (Viaducs à travées indépendantes à poutres préfabriquées) se caractérisent par la présence d'un hourdis mince assurant le support de la chaussée. Ce type de structure est particulièrement adapté aux portées moyennes, généralement comprises entre 30 et 50 mètres, offrant ainsi une solution à la fois performante et optimisée.



Figure II.1 : Pont à poutres précontraintes (VIPP)

II.3.1.2. Avantages et inconvénients

- **Les avantages :**
  - Construction rapide : Les éléments préfabriqués permettent une mise en œuvre rapide, réduisant les délais de construction.
  - Réduction des coûts indirects : Moins de temps sur site réduit les coûts indirects comme la gestion du trafic.
  - Préfabrication assure une bonne qualité : Contrôle de qualité plus rigoureux en usine.
- **Les inconvénients :**
  - Coût initial élevé pour la grue : Besoin de grues de grande capacité pour l'installation des Poutres.
  - Dépendance à la qualité de fabrication : La qualité dépend fortement de l'atelier de Préfabrication.
  - Maintenance des joints entre les poutres : Nécessite une inspection et une maintenance régulière des joints.

II.3.1.3. Conception de la variante

a. Conception longitudinale

Le Pont VIPP que nous avons proposé présente une longueur totale de 350 mètres linéaires, donc il est composé de :10 travées de 35 mètres chacune.

- **Implantation des appuis :**

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

Pile / Culée	PK
C1	PK125+121.363
P1	PK125+156.363
P2	PK 125+191.363
P3	PK 125+226.363
P4	PK 125+261.363
P5	PK 125+296.363
P6	PK 125+331.363
P7	PK 125+366.363
P8	PK 125+401.363
P9	PK 125+436.363
C2	PK 125+471.323

b. Conception transversale

Le tablier est constitué d'une couverture en béton armé et 10 poutres porteuse avec un entraxe entre elles de 1.25 mètres. Le prédimensionnement a été fait à l'aide du guide de conception SETRA (VIPP 1996)

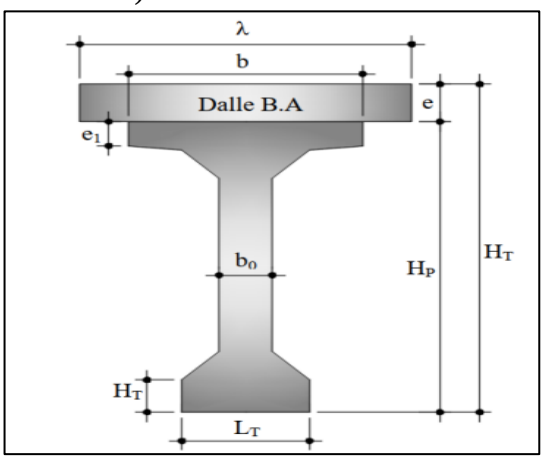


Figure II.2 : Notation des dimensions

Tableau II.2 : Tableau récapitulatif du prédimensionnement de la variante 01.

Elément		Symbole	Ration usuel	Valeur retenue
Longueur de poutre		L	L = 25 à 40 m	35 m
Hauteur totale de tablier		H_T	$L/22 < H_T < L/17$	2.3 m
Hauteur de dalle en BA		e	e > 20 cm	0.3 m
Hauteur de poutre		H_P	$H_P = H_T - e$	2 m
Entraxe des poutres		λ	$0.8 < \lambda < 1.8$ m	1.25 m
Nombre de poutres		N	$N = L/\lambda + 1$	10
Table de compression		B	$B > 0.6\, H_T$	1.04 m
Epaisseur de table de compression		e_t	$e_t \geq 10$ cm	12 cm
Talon	Epaisseur	E_t	10 à 20 cm	20 cm
	Largeur	L_T	60 à 90 cm	60 cm
Epaisseur de l'âme à mi-travée		e_a	20 à 22 cm	25 cm

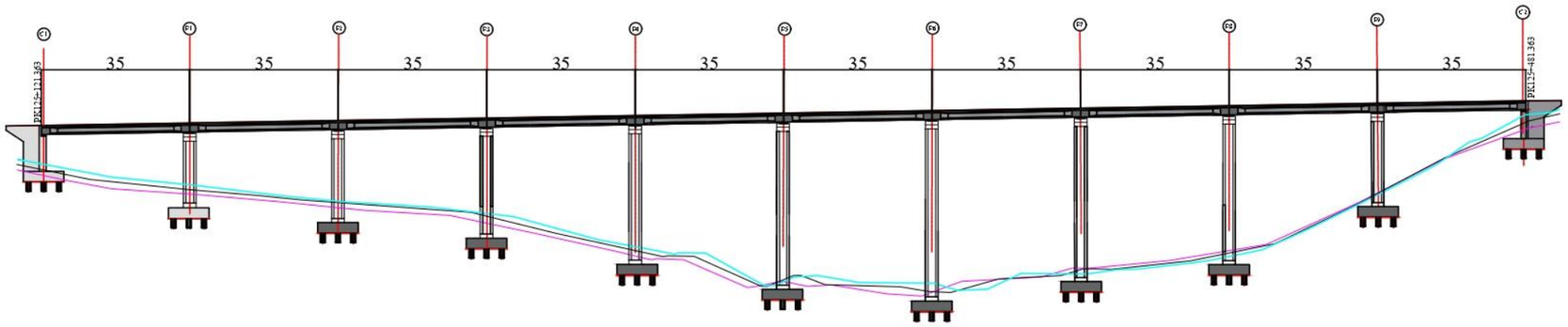
I.6.2 VARIANTE N°02 : Pont mixte (bipoutre métallique a entretoise)

I.6.2.1 Présentation générale de la variante :

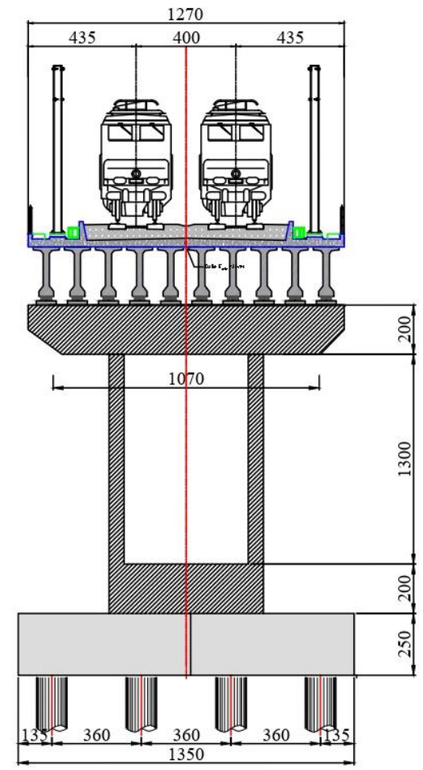
Les ponts mixtes à deux poutres, fréquemment classés comme structures standard, opèrent essentiellement par flexion longitudinale. Deux poutres principales sont reliées par des entretoises. La dalle en béton armé repose sur un profilé métallique, et la connexion entre la dalle et les poutres est assurée par des connecteurs.

Ce type de pont convient particulièrement aux structures élevées ou fortement cintrées, avec des portées courantes de 30 à 110 mètres. Dans notre cas 07 travées identiques de 50 m de longueur.

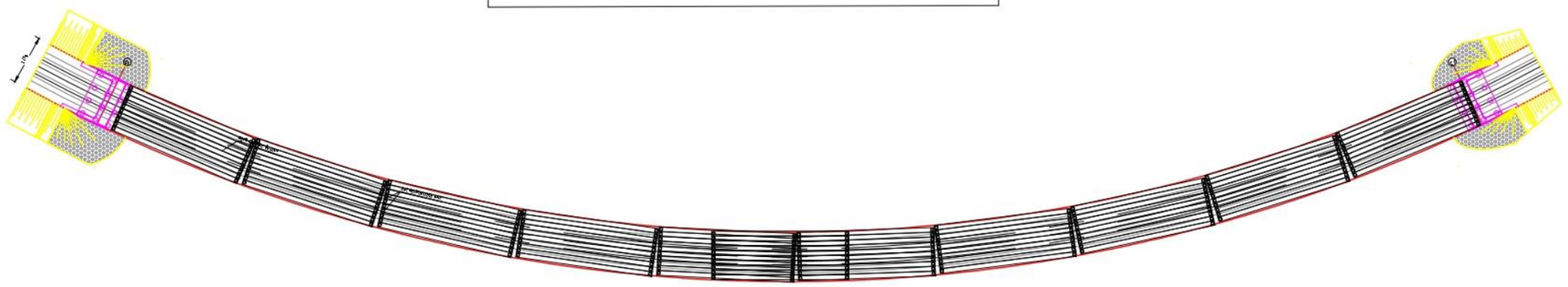
COUPE LONGITUDINALE ECH 1/1100



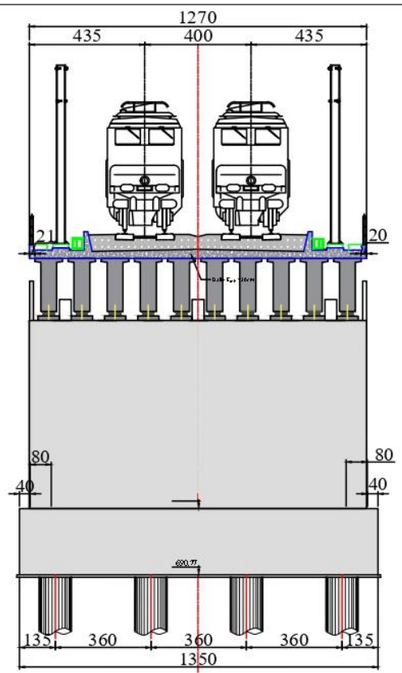
COUPE TRANSVERSAL SUR PILE ECH 1/200



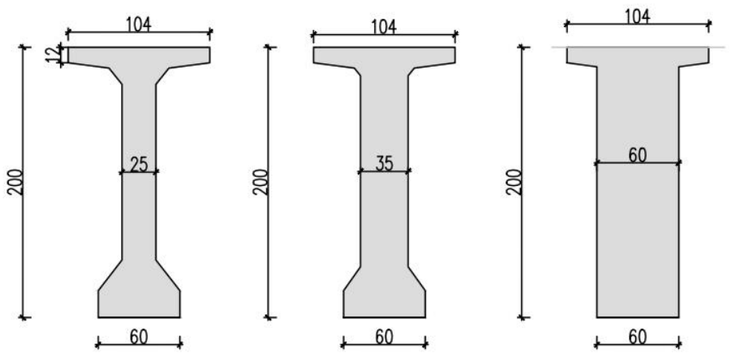
VUE EN PLAN ECH 1/1100



COUPE TRANSVERSALSUR C1 ECH 1/200



SECTION POUTRE ECH 1/50



SECTION POUTRE ECH 1/200



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

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

PROJET	Réalisé par	Encadré par	Département	Page	Année universitaire
Plan d'ensemble d'un pont à poutres en béton précontraint par post tension	BENAMROUCHE DJAFOUR	BELEMRABET	DMS	13	2025 / 2026



Figure II.3 : Morphologie générale d'un pont mixte

I.6.2.2 Les avantages et les inconvénients :

- **Les avantages :**
  - Rapidité d'exécution globale.
  - Précision dimensionnelle des structures.
  - Possibilité d'extension et de réparation.
  - Économie à la construction, et performance en termes de recyclage à l'issue d'une démolition, assurant ainsi le respect de l'environnement.
  - Possibilité d'une préfabrication industrielle dans des ateliers à l'abri des intempéries avec un contrôle qualité poussé.
- **Les inconvénients :**
  - Le problème majeur des ponts mixtes est le phénomène de la fatigue dans les assemblages.
  - Risque de voilement et de déversement des poutres principales.
  - Nécessite une main d'œuvre qualifiée (surtout pour le soudage).
  - La résistance et la stabilité de la structure en place doivent être vérifiées à tous les stades importants du montage.

II.3.2.3. Conception de la variante

a. Conception longitudinale

Conformément aux recommandations de l'ouvrage de Michel Calgaro, ainsi que du guide du SETRA intitulé *« Ponts mixtes acier-béton – Guide de conception durable »*, le choix s'est porté sur un pont mixte de type bipoutre à hauteur constante.

Le pont proposé présente une longueur totale de 350 mètres linéaires et se compose de sept (7) travées isostatiques de 50 m chacune, avec une répartition uniforme des portées entre les travées de rive et les travées principales.

Tableau II.3: implantation des appuis

Pile / Culée	PK
C1	PK125+121.363
P1	PK125+171.363
P2	PK125+221.363
P3	PK125+271.363
P4	PK125+321.363
P5	PK125+371.363
P6	PK125+421.363
C2	PK125+471.363

b. Conception transversale

Dans le cadre de l'optimisation du tablier, une solution reposant sur deux poutres longitudinales de type PRS a été retenue, reliées par des entretoises en IPE 600 espacées de 7 mètres. L'entraxe des poutres principales est de 7 mètres, avec un débord de 2,85 mètres de part et d'autre. Des raidisseurs ont également été disposés sur les deux poutres afin d'améliorer leur comportement structural.

Par ailleurs, une dalle en béton armé, d'épaisseur variable, est connectée aux poutres principales au moyen de goujons, assurant ainsi le fonctionnement mixte de l'ouvrage.

Le prédimensionnement de cette configuration a été mené en conformité avec les recommandations du SETRA, en s'appuyant également sur les approches de Michel Calgaro. La figure suivante illustre le profil en travers schématique d'un pont bipoutre muni d'entretoises.

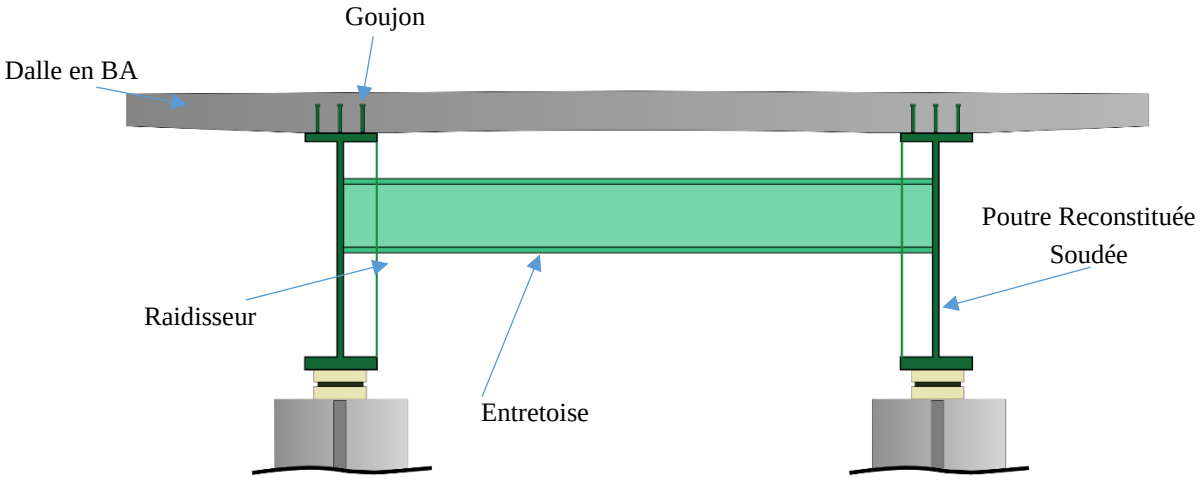
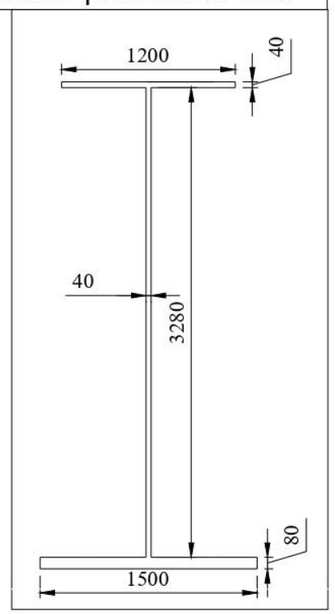


Figure II.4 Coupe transversale et notation des différents éléments du pont mixte bipoutre

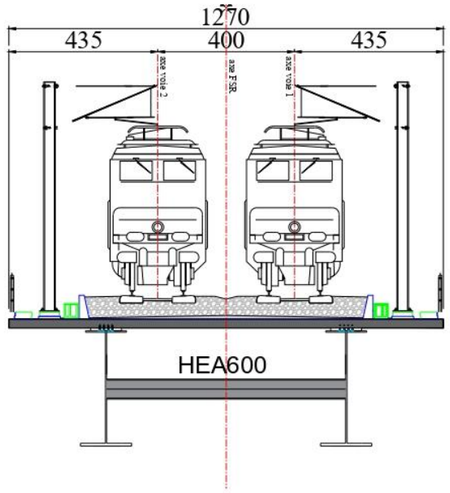
Tableau II.4: Récapitulation du Prédimensionnement de la variante.

Elément	Ration usuel		Valeur
Entraxe des poutres	$L = 0{,}55L_T$		7.00 m
Epaisseur de la dalle	$0.13 + \frac{L_T - L}{26}$ au droit des poutres		0.41 m
	$0.12 + \frac{L}{50}$ au centre du tablier		0.50 m
Hauteur des poutre	Hauteur h_p	H= L /24	3400 mm
L'âme de la poutre	Hauteur h_w	$h_w = h_p - (t_b + t_i)$	3280mm
	Épaisseur t_w	$t_w \geq 0.005 \times h_w = 11.2\text{mm}$	35 mm
Semelle inferieur	Largeur b_s	$(0.25 + \frac{L_T}{40} + \frac{X}{125})\ (0.92 + \frac{X}{150})$	1500 mm
	Épaisseur t_b	$20 \leq t_b \leq 150$	80 mm
Semelle supérieur	Largeur b_i	$B_{inf} - 0.01$	1200 mm
	Épaisseur t_i	$20 \leq t_i \leq 150$	40 mm

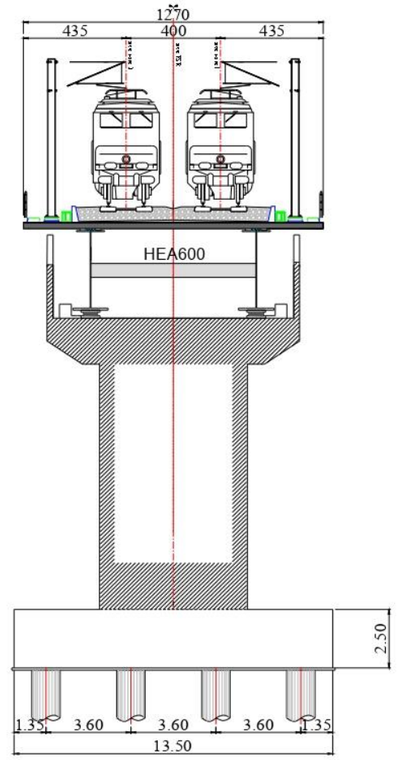
Section poutre Ech 1/50



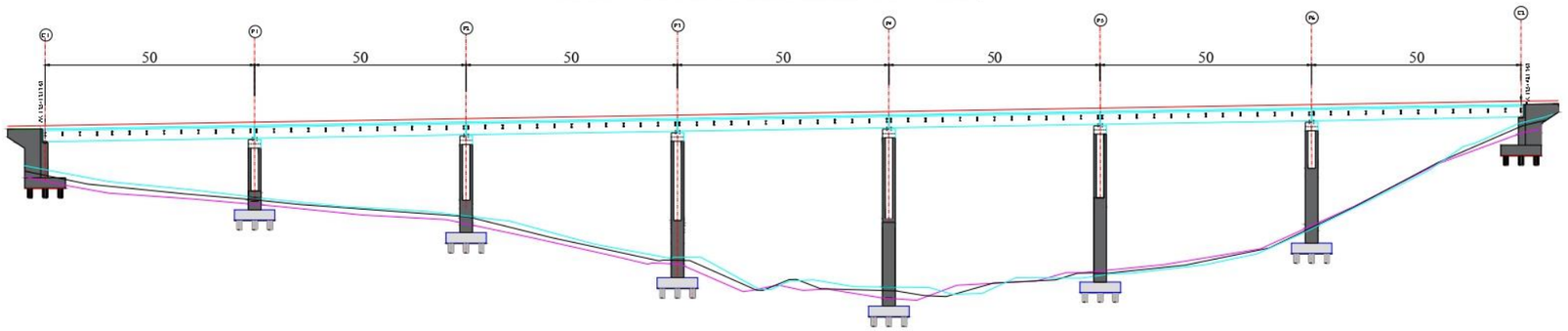
Coupe trasversale a mi-travée Ech 1/200



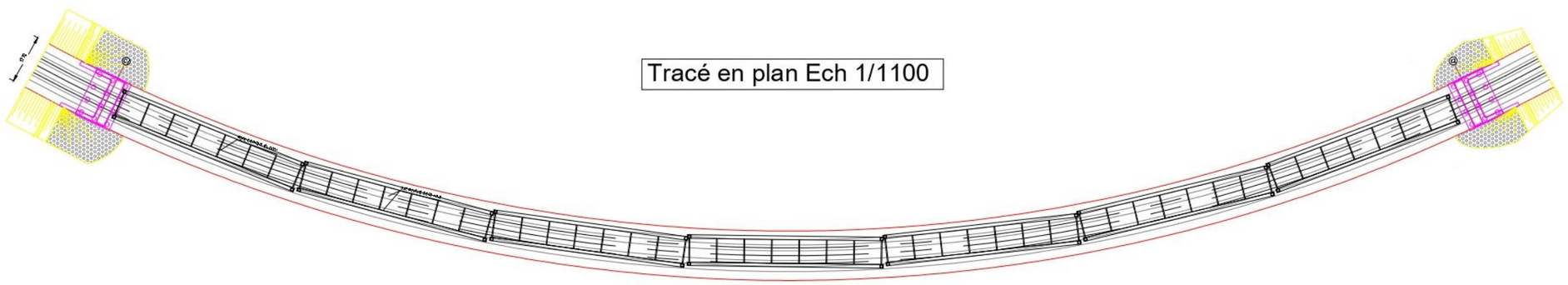
Coupe transversale sur pile 1/200



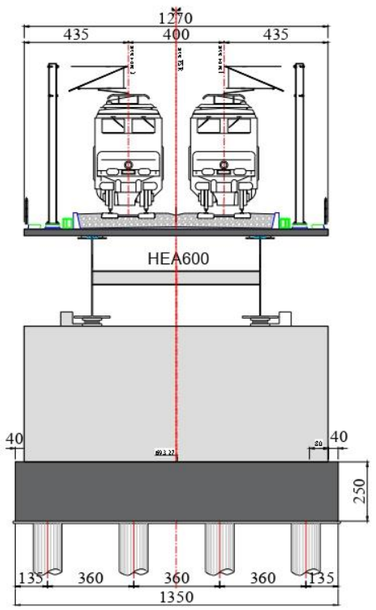
Coupe longitudinale Ech 1/1100



Tracé en plan Ech 1/1100



Coupe transversale sur cule 1/200



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

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

PROJET	Réalisé par	Encadré par	Département	Page	Année universitaire
Plan d'ensemble d'un pont mixte bi-poutres métallique a entretoise	BENAMROUCHE DJAFOUR	BELEMRABET	DMS	17	2025 / 2026

I.6.3 VARIANTE N°03 : Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs

II.3.3.1 Présentation générale de la variante :

Cette technique de construction vise à accomplir la plupart des travaux du tablier d'un pont sans l'utilisation de cintres ou d'échafaudages au niveau du sol. L'ouvrage est construit par étapes successives nommées voussoirs, chaque segment étant élaboré en encorbellement par rapport au précédent. Dès que le voussoir est terminé, les câbles de précontrainte placés à ses bouts sont tirés, garantissant de ce fait son fixation aux éléments déjà construits. Cela donne



lieu à une console indépendante qui fonctionne comme un support pour continuer les travaux.

Figure II.5 Schéma habituel d'un pont construit par l'encorbellement successif.

II.3.3.2 Avantages et inconvénients

- **Les avantages :**
  - Permet de couvrir des distances plus vastes.
  - Donne la possibilité de construire des structures à géométries diverses.
  - Absence de support temporaire au sol.
  - S'ajuste aisément à diverses contraintes géographiques.
- **Les inconvénients :**
  - La structure a un poids important
  - Son installation requiert une expertise de haut niveau.

- Le processus est assez lent du fait de l'importante quantité de voussoirs.
- La tâche de maintenance se complique en présence de dégâts significatifs, particulièrement suite à un tremblement de terre.

II.3.3.3 Conception de la variante

a. Conception longitudinale

Le Pont voussoir que nous avons proposé présente une longueur totale de 360 mètres linéaires, donc il est composé de : 6 travées de 60 mètres chacune. « PK125+121.363 au PK125+481.363 ».

Tableau II.5: implantation des appuis.

Pile / Culée	PK
C1	PK 125+121.363
P1	PK 125+181.363
P2	PK 125+241.363
P3	PK 125+301.363
P4	PK 125+361.363
P5	PK 125+421.363
C2	PK 125+481.363

b. Découpage des voussoirs

Pour un ouvrage dont les voussoirs coulés sur place on distingue un seul type de voussoirs :

TABLEAU II.6: Récapitulation de découpage des voussoirs

Type de voussoirs	**Ratio usuel**	**Valeur retenue**	**Nombre de voussoirs**
Voussoirs courants	2.5 à 4 m	3.75 m	10x6
Voussoirs de clavage	Au moins 2 m	2 m	6
Voussoirs sur piles	Au moins 8 m	13 m	5
Partie coulée sur cintre	/	29 m	2

c. Conception transversale

Le prédimensionnement a été réalisé conformément au guide SETRA 2003 (ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs). Les dimensions sont détaillées dans le tableau suivant :

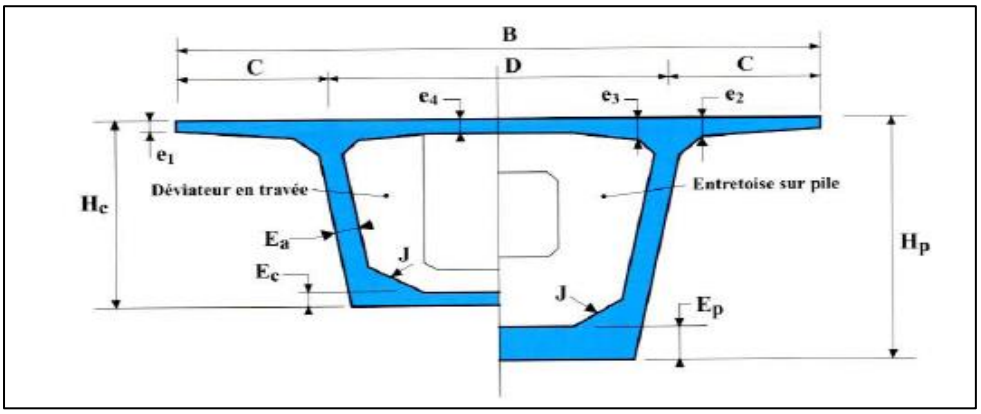
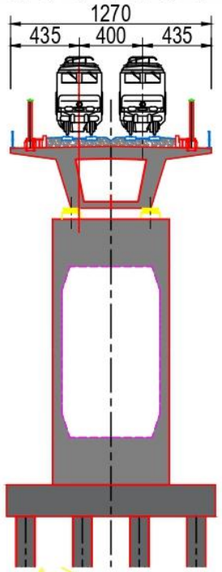


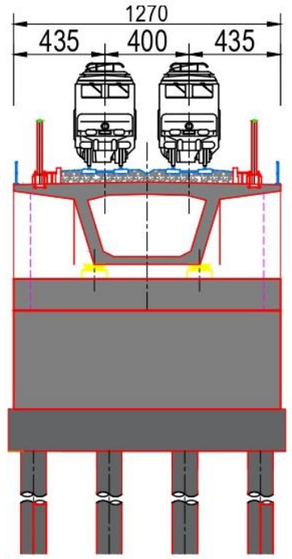
Tableau II.7: Récapitulation du Prédimensionnement de la variante.

Elément		Ration usuel	Valeur retenue
Largeur du voussoir		B	12.7 m
Largeur d'encorbellement		$C = B/4$	3.187 m
Entre axe des âmes		$D = B - 2C$	6.327 m
Epaisseurs de l'hourdis supérieur	e_1	$e_1 \geq$ 16 à 18 cm	30 cm
	e_2	C/8 $\leq e_2 \leq$ C/7	75 cm
	e_3	e_3 = 10 + D/25 avec ($e_3 > e_2 - 10$ et $e_3 > 1.5\ e_4$)	75 cm
	e_4	$D/30 \leq e_4 \leq D/25$	50 cm
Gousset supérieur		$30° \leq \beta \leq 45°$	15.1°
Gousset inferieur		$40° \leq \gamma \leq 45°$	20.8°
Inclinaison de l'âme		10% ≤ α ≤ 30%	22.73
Epaisseur de l'âme (Ea)		Eamin =L/275 +1.25* B/L-0.125 Ea ≥ 26 + L/500	60 cm
Epaisseur de l'hourdis inf		$Ep = Ec \geq max\ \{18\ ;3\phi;\ Ea/3\}$	50 cm
Hauteur du voussoir hp		l /16 < hp < l /15	5 m

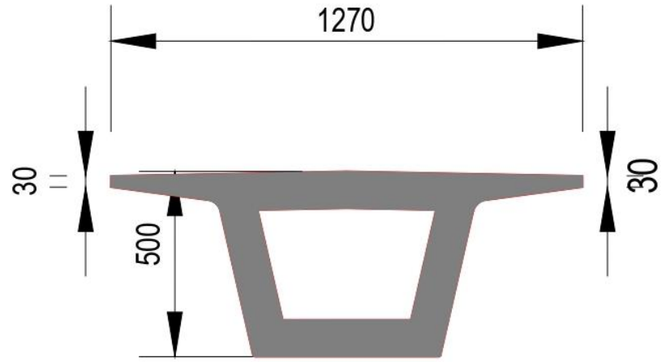
Coupe transversale sur pile Ech 1/200



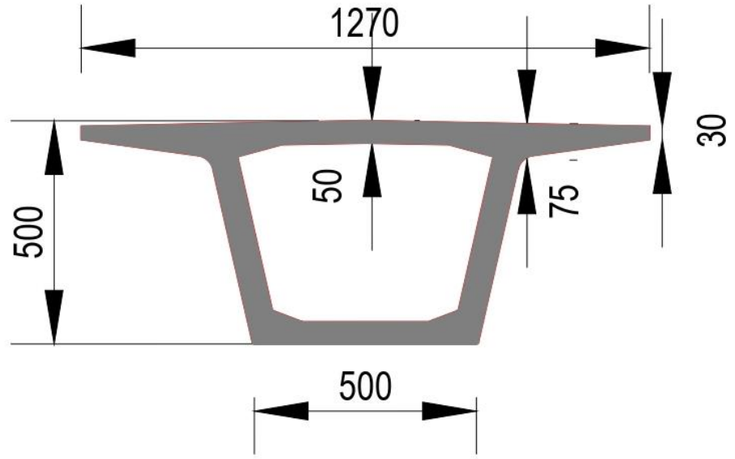
Coupe transversale sur culée Ech 1/200



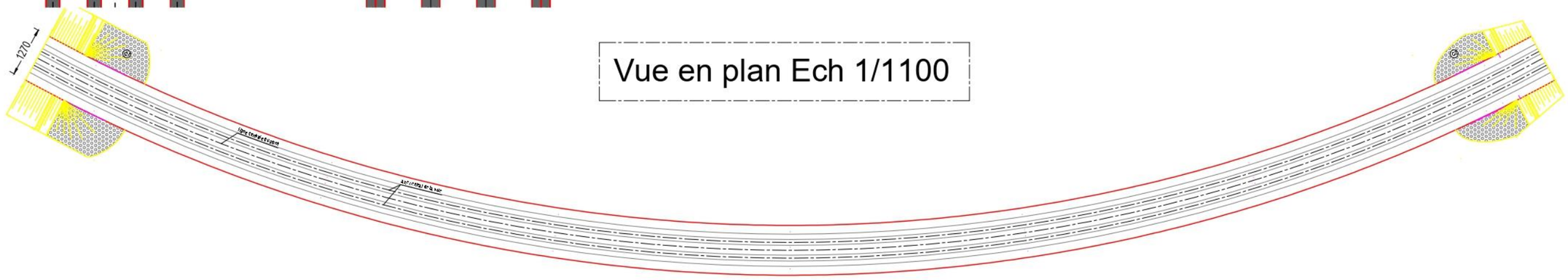
Section transversal VSP Ech 1/200



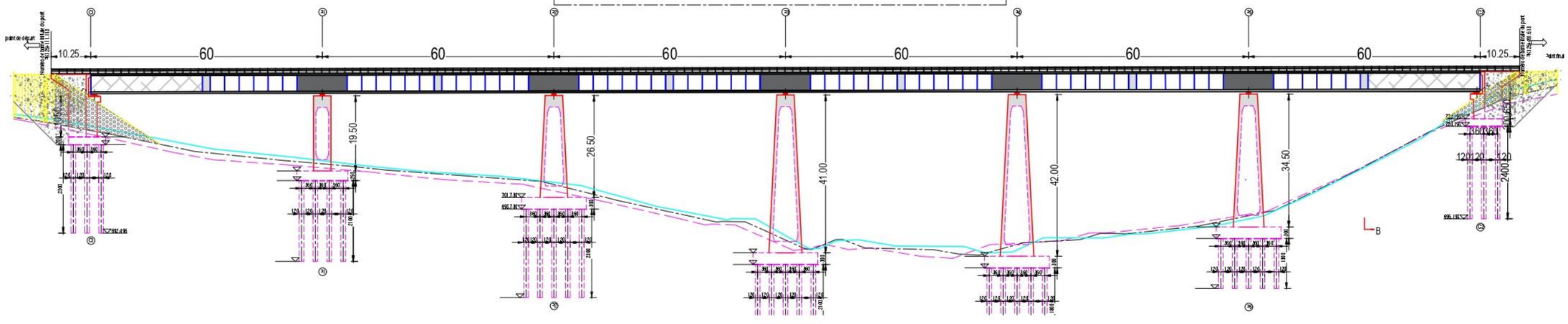
Section transversal VC Ech 1/200



Vue en plan Ech 1/1100



Coupe longitudinale Ech1/1100



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

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

PROJET	Réalisé par	Encadré par	Département	Page	Année universitaire
Plan d'ensemble d'un pont voussoires en béton précontraint construit par enrobellements successifs	BENAMROUCHE DJAFOUR	BELEMRABET	DMS	21	2025 / 2026

I.7 ANALYSE MULTICRITERES

I.7.1 L'exécution : (/6 points)

En fonction des versions choisies, la mise en œuvre peut être plus ou moins complexe.

- La variante avec poutres préfabriquées précontraintes (VIPP) est assez simple à réaliser : grâce à la préfabrication et à la répétition des coffrages, elle ne demande pas une main-d'œuvre hautement qualifiée.
- À l'inverse, la version en voussoirs précontraints construite par encorbellements successifs est plus délicate. Elle demande un vrai savoir-faire, surtout pour les opérations de précontrainte, et son rythme de réalisation s'avère plutôt lent.
- Le pont mixte, lui, séduit par sa rapidité de mise en œuvre, grâce à la préfabrication des éléments métalliques.

I.7.2 L'entretien : (/4 points)

- Le pont VIPP, lui, coûte assez cher à entretenir, mais il a un bon point : il bouge très peu en cas de tassements différentiels, grâce à son fonctionnement isostatique.

- Avec les voussoirs précontraints, l'entretien reste modéré, mais il faut surveiller les câbles de précontrainte de près si on veut que l'ouvrage tienne dans la durée.

- Le pont mixte, en revanche, demande qu'on s'en occupe plus souvent. L'acier craint la corrosion et la fatigue, surtout au niveau des assemblages, du coup un entretien régulier est vraiment incontournable.

I.7.3 L'esthétique : (/5 points)

Côté esthétique, chaque variante a sa propre personnalité.

- Le pont VIPP affiche une vue plutôt classique et fonctionnel, mais sans grande recherche architecturale.

- Le pont en voussoirs précontraints, lui, séduit par sa silhouette élancée et sa capacité à bien s'intégrer dans le paysage, surtout quand il s'agit de grandes hauteurs ou de tracés courbes.
- Quant au pont mixte, il mise sur un style moderne et épuré, avec une structure d'une grande finesse. Un vrai atout en milieu urbain, où il est souvent très apprécié

.II.4.4. L'économie : (/5 points)

Tableau II.8 : Viaduc à poutre caisson en béton précontraint coulé sur place

N°	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DZD)	Montant (DZD)
1	Déblais pour fouilles des structures, fondations, et remblais	m3	28 154	3500.00	98 539 000.00
2	Coulage de béton C16 (y compris transport)	m3	2 348	14000.00	32 872 000.00
3	Coulage de béton C30/37	m3	52 775	17000.00	897 175 000.00
4	Coulage de béton C45/55	m3	11 321	20000.00	226 420 000.00
5	Fourniture et mise en place d'acier HA	ton	9 737	120000.00	1 168 440 000.00
6	Armatures de précontrainte	ton	251	500000.00	125 500 000.00
7	Joints de dilatation	m	280	200000.00	56 000 000.00
8	Appareils d'appuis élastomère fretté	dm3	1 728	5000.00	8 640 000.00
9	Badigeonnage bitumineux	m2	58 231	1200.00	69 877 200.00
				TOTAL	2 683 463 200.00

Tableau II.9 : Viaduc à poutres préfabriquées en béton précontraint

N°	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DZD)	Montant (DZD)
1	Fourniture béton poutre précontrainte (C45)	m3	12 553	20 000.00	251 060 000.00
2	Joints de dilatation	m	280	200 000.00	56 000 000.00
3	Déblais fondations	m3	28 071	3 500.00	98 248 500.00
4	Coulage béton C16	m3	2 342	14 000.00	32 788 000.00
5	Coulage béton C30/37	m3	56 552	17 000.00	961 384 000.00
6	Badigeonnage bitumineux	m2	9 573	1 200.00	11 487 600.00
7	Acier HA	ton	10 366	120 000.00	1 243 920 000.00
8	Armatures de précontrainte	ton	570	500 000.00	285 000 000.00
9	Appareils d'appuis	dm3	3 400	1 200.00	4 080 000.00
				TOTAL	2 943 968 100.00

Tableau II.10 : Tablier mixte

N°	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DZD)	Montant (DZD)
1	Acier S355	ton	9 548	210 000.00	2 005 080 000.00
2	Joints de dilatation	m	882	200 000.00	176 400 000.00
3	Déblais fondations	m3	27 838	3 500.00	97 433 000.00
4	Coulage béton C16	m3	2 788	14 000.00	39 032 000.00
5	Coulage béton C30/37	m3	53 830	17 000.00	915 110 000.00
6	Badigeonnage bitumineux	m2	7 149	1 200.00	8 578 800.00
7	Acier HA	ton	8 145	120 000.00	977 400 000.00
8	Appareils d'appuis	dm3	1 433	5 000.00	7 165 625.00
				TOTAL	4 226 199 425.00

Côté économique, les choix se distinguent nettement.

- Le pont VIPP devient intéressant quand on le répète, car la préfabrication et les coffrages optimisés font baisser les coûts. En contrepartie, l'investissement de départ et l'entretien sont élevés, et sa portée limitée impose plus de piles.

- La version en voussoirs précontraints est plus lente à réaliser, mais elle devient rentable sur les grandes portées en limitant le nombre d'appuis.
- Le pont mixte demande un budget initial important à cause de l'acier et des compétences techniques pointues. En revanche, sa rapidité d'exécution réduit les frais indirects, ce qui permet souvent d'équilibrer la note finale.

Tableau II.11 : Évaluation Multicritères des trois Variantes

Critère	Variante 01	Variante 02	Variante 03
Réalisation	5/6	6/6	3/6
Esthétique	3/5	4/5	5/5
Entretien	2/4	1/4	3/4
Economie	4/5	2/5	5/5
Note totale	14/20	13/20	16/20

I.8 CONCLUSION

La meilleure conception, c'est celle qui limite le nombre d'appuis pour réduire les risques. Les piles sont en effet très exposées aux attaques des eaux, c'est pourquoi la variante n° 3 s'impose comme la plus judicieuse.

CHAPITRE III
HYPOTHESES DE CALCUL

III.1. INTRODUCTION

La conception et le dimensionnement d'un ouvrage d'art repose sur l'adoption d'hypothèses de calcul rigoureuses, indispensables pour garantir sa solidité et sa durabilité. Ce chapitre expose les principes de calcul adoptés pour la réalisation du pont, en précisant les matériaux employés ainsi que leurs propriétés mécaniques.

III.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL

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

- **Règles B.A.E.L.91 modifiées 99 :** règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limites.
- **Règles B.P.E.L.91 :** règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint, suivant la méthode des états limites.
- **RPOA 2008 :** règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art.
- **Fascicule 62 titre V :** règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.
- **Guide SETRA :** (service d'étude technique des routes et autoroutes)
- **UIC 776-1 :** Règles techniques pour la conception et le calcul des ponts ferroviaires.
- **UIC 774-3 :** Interaction voie-structure des ponts ferroviaires.
- **Eurocode 1 (actions sur les structures, partie 2) :** actions sur les ponts, dues au trafic, pour le calcul des surcharges ferroviaires.

On détermine les différentes Caractéristiques des trois matériaux utilisés dans les structures en béton précontraint qui sont :

- ✓ Le béton.
- ✓ Les armatures de précontrainte.
- ✓ Les armatures passives**.**

III.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

Le choix des matériaux est une étape décisive dans la conception d'un ouvrage d'art, car il détermine directement ses performances mécaniques et sa durabilité. Il est alors nécessaire de rappeler dans ce contexte les principales caractéristiques du béton ainsi que celles des aciers actifs et passifs utilisés pour la réalisation de l'ouvrage.

III.3.1.Béton

Tableau III.1 : Caractéristiques de béton

	Superstructure	**Infrastructure**
f_{c28} (MPa)	45	30
Type de ciment	CEM II	CEM II
f_{t28} (MPa)	3.3	2.4
Densité de BA (KN/m^3)	25	25

III.3.1.1. Contraintes admissibles à la compression

$$f_{bu} = 0.85 * \frac{f_{cj}}{\theta * \gamma_b}\ (MPA) \qquad ; f_{bc} = 0.6 * f_{c28}\ (MPA)$$

Le coefficient θ est fixé à 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24 h, à 0.9 lorsque cette durée est comprise entre1h et 24 h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1 h.

TABLEAU III .2 : Contraintes admissibles à la compression de béton

État	**Contrainte limite**	**Superstructure**	**Infrastructure**
ELU	$f_{bu}(MPA)\ \gamma_B = 1.5$	25.5	17
ELU	$f_{bu}(MPA)\ \gamma_B = 1.15$	33.26	22.17
ELS	$f_{bc}/\overline{\sigma_{bc}}\ (MPA)$	27	18

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & situation\ transitoire \\ 1.5 & situation\ durable \\ 1.15 & situation\ accidentelle \end{cases}$$

III.3.1.2. Déformation longitudinale du béton :

On considère un module de déformation longitudinale pour le béton "E" défini par les règles B.A.E.L comme suit :

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

$$E_{ij} = 11\,000 * \sqrt[3]{f_{cj}}$$

❖ Pour j= 28 jours :

- Eij = 39125.83 MPa ; pour la superstructure.
- Eij = 34179.56 MPa ; pour l'infrastructure.

- **Module de déformation différée (longue durée) :**

$$E_{vj} = 3\,700 * \sqrt[3]{f_{cj}}$$

❖ Pour j= 28 jours

- Evj = 13160.51 MPa ; pour la superstructure.
- Evj = 11496.76 MPa ; pour l'infrastructure.

- **Coefficient de POISSON :**

Le coefficient de poisson noté « υ », représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

- υ = 0.2 : pour une zone non fissurée.
- υ = 0 : pour une zone fissurée.

III.3.2. Les armatures

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

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

III.3.2.1. Les armateurs passives

Les armatures mises en œuvre pour le ferraillage des voussoirs sont des aciers à haute adhérence (HA) de classe FeE500. Le module d'élasticité longitudinal de cet acier, également appelé module de Young, est adopté égal à la valeur suivante :

$$Es = 2\times10^5 \text{ MPa}$$

La caractéristique mécanique servant à la justification est : La limite d'élasticité noté fe :

Ƒe = 500 MPa

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

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

$$\sigma_s = {}^{f_e}/_{\gamma_s}$$

Avec :

❖ γs :

- 1.15 : Situation durable
- 1 : Situation accidentelle

Tableau III.3 : Contrainte de l'acier a l'ELU

	Combinaison	
***f*su (MPa)**	Durable	Accidentelle
	434.78	500

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

Tableau III.4 : Contrainte de l'acier a l'ELS

Fissuration	**Formule**	**Superstructure**	**Infrastructure**
Très Préjudiciable	$\overline{\sigma s}$= min [1/2 Fe ; 90√ (1.6 $f$tj)]	$\overline{\sigma s}$ = 206.8 MPa	$\overline{\sigma s}$ = 176.36 MPa
Préjudiciable	$\overline{\sigma s}$= min [2/3 Fe ;110√ (1.6 $f$tj)]	$\overline{\sigma s}$ = 252.8 MPa	$\overline{\sigma s}$ = 215.56 MPa
Peu Préjudiciable	Pas de limitation des contraintes, aucune vérification n'est requise.		

III.3.2.4. Armatures de précontrainte

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

Tableau III.5 : Caractéristiques des câbles de précontrainte

Caractéristiques		**Clouage**	**Fléau/Continuité**
Toron	T	T15s	T15s
Section d'un toron	Ap (mm^2)	150	150
Nombre de torons par câble	nT	15	19
Section d'un câble	S (mm2)	2250	2850
Diamètre de la gaine	Φ (mm)	100	100
Résistance ultime	*f*prg (MPa)	1 860	1860
Limite élastique	*f*peg (MPa)	1 674	1674
Contrainte à l'origine	σP0 (MPa)	1 488	1488
Coefficient de frottement droit	φ (m-1)	3×10^{-3}	
Coefficient de frott de courbure	f (rd-1)	0.2	
Module d'élasticité	Ep (MPa)	190 000	
Coefficient de Relaxation maximale des câbles à 1 000 h	ρ (%)	2.5	
Coefficient de Recul d'ancrage	g (mm)	2	

III.4. CONCLUSION

Ce chapitre expose les hypothèses de base et les caractéristiques des matériaux retenues. Ces données constitueront le référentiel pour les calculs ultérieurs, en premier lieu l'évaluation des charges et surcharges développée au chapitre suivant.

CHAPITRE IV
CHARGES ET SURCHARGES

IV.1. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

IV.1.1. Charges permanentes (poids propre des voussoirs)

Tableau IV.1 : Estimation du poids totale de tablier

`	S (m^2)	L (m)	V (m^3)	P (KN)
VSP	21.28	6.5	138.32	3 458
V01	14.34	3.75	53.775	1 344.375
V02	14.34	3.75	53.775	1 344.375
V03	14.34	3.75	53.775	1 344.375
V04	14.34	3.75	53.775	1 344.375
V05	14.34	3.75	53.775	1 344.375
V06	14.34	3.75	53.775	1 344.375
VC	14.34	2	28.68	717
VSC	14.34	29	415.86	10 396.5
Poids d'un demi-fléau				11 524.25
Poids propre total des voussoirs				140 337.5

IV.1.2. Charges complémentaires permanente CCP

Tableau IV.2 : Estimation du poids dû aux CCP

Elément	Poids volumique (KN/m^3)	Surface (m^2)	Poids linéaire (KN/ml)	Poids (KN)
Ballast	20	8.2x0.6 = 4.92	20x4.92 = 98.4	35 424
Poids du mur de ballast	/	/	4.4x2	3 168
Rail UIC60	/	/	1.2x2	864
Traverses monolithiques	/	/	4.8x2	3 456
Chape d'étanchéités	25	12.7x0.05 = 0.635	0.635x25 = 15.875	5 715
Garde-corps	/	/	1.6x2	1 152

Caténaire	/	/	0.45x2	324
Tuyaux enterrés	/	/	2.05x2	1 476
Totale				51 579

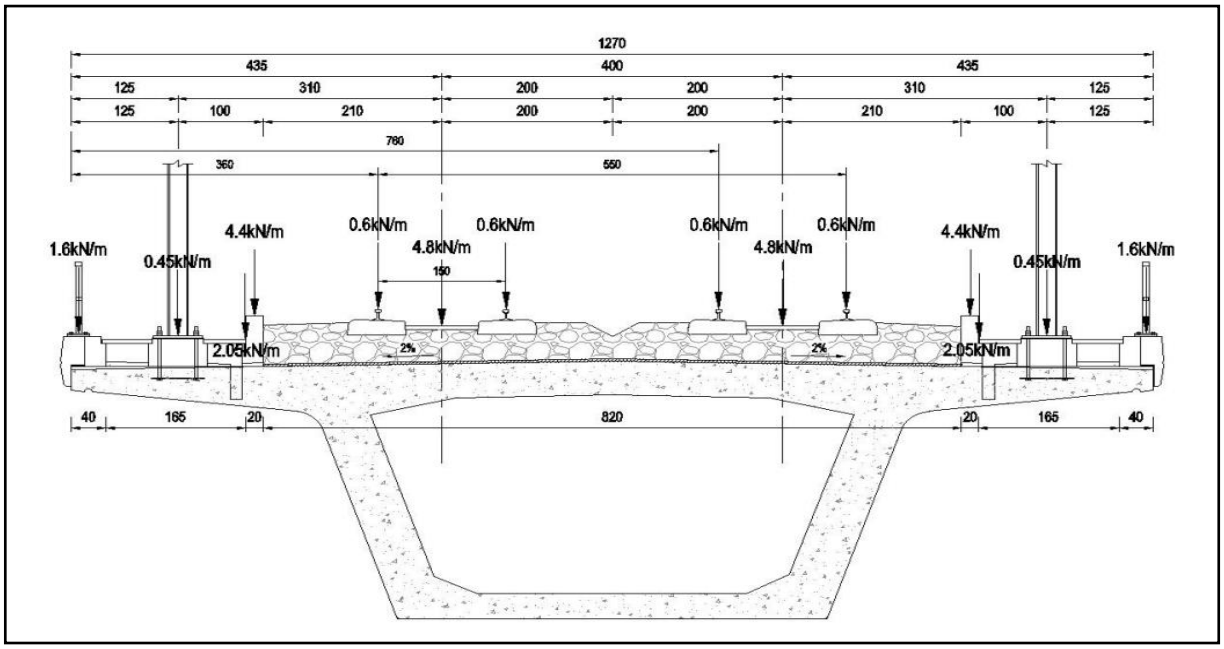


FIGURE IV.1 : Charges complémentaires permanente CCP

IV.1.3. Poids total du tablier

Tableau IV.3 : Poids total du tablier

Poids Total	
G_{PP} (KN)	140 337.5
G_{CCP} (KN)	51 579
G_{TOTALE} (KN)	191 916.5

IV.1.4. Action thermique

Selon l'article 3.1.2.1 du RCPR 2009, pour le nord de l'Algérie, les températures à considérer varient entre +35 °C et −15 °C. Les déformations du pont doivent être calculées en fonction de la différence entre la température au moment de la construction (entre +10 °C et +25 °C) et ces valeurs extrêmes.

De plus, une variation journalière de ±10 °C est prise en compte. Les efforts engendrés par cette variation rapide, notamment sur les piles et les culées, sont évalués en utilisant le module d'élasticité instantané des matériaux et du sol.

Pour le gradient thermique :

Selon l'article 3.1.2.2 du Document Technique Règlementaire (D.T.R.) "Règles pour la détermination des charges utilisées dans les calculs et les essais des ponts routiers" (2009). L'effet d'un gradient de température vertical constant sur toute la longueur de la structure doit être pris en compte. Pour le pont de béton, le gradient de température pendant la phase de construction est de ±12°C, et pendant la phase de service, il est de ±7°C.

Tableau IV.4 : Gradient thermique

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

IV.1.5. Simultanéité de la composante uniforme et du gradient thermique

Il est nécessaire de prendre en compte soit le gradient thermique $\Delta_{TM,heat}$(ou$\Delta_{TM,cool}$), soit la composante de température moyenne maximale de l'ouvrage $\Delta T_{N,exp}$ (ou $\Delta T_{N,con}$). En supposant que ces deux effets se produisent simultanément, ils sont pris en compte à travers une combinaison d'actions thermiques exprimée comme suit :

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

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

Note 1 : La valeur $\omega_N$et ω_M peut-être spécifiée dans l'annexe nationale. En l'absence d'autres informations disponibles, la valeur recommandée pour cette somme est la suivante :

$\omega_N = 0.35$ $\omega_M = 0.75$

En appliquant ces coefficients, on obtient huit combinaisons possibles, en considérant les cas de chauffage (+) et de refroidissement (−) :

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

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

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

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

IV.1.6. Actions dues au vent

Selon le code algérien des charges des ponts RCPR2009, article 3.2.1, la charge de vent est de 2,0 KN/m^2 en état limite de service et de 1,25 KN/m^2 pendant la phase de construction.

L'action du vent est prise en compte simultanément avec l'action du trafic ferroviaire

IV.2. LES SURCHARGES DUES AU TRAFIC FERROVIAIRE

IV.2.1. Présentation du trafic ferroviaire

Le trafic ferroviaire est pris en compte dans le calcul des ponts à travers les caractéristiques des trains (charges, espacements, vitesse), tandis que le volume et la fréquence du trafic interviennent principalement pour les vérifications de fatigue.

Pour modéliser les effets maximaux sur les structures, on utilise des schémas de charges standardisés, tels que l'UIC 71 et le SW, permettant de définir trois combinaisons fondamentales : UIC71, UIC71 + SW/0 et SW/2. Après correction par les coefficients dynamiques et intégration des efforts horizontaux liés à l'accélération, au freinage et aux forces centrifuges, ces chargements constituent l'ensemble des actions représentatives de la circulation ferroviaire sur des voies à écartement normal ou large, spécifiques aux ponts ferroviaires.

IV.2.1.1. Modèle de charge UIC 71

Cette charge représente l'effet statique de la circulation ferroviaire normale. La disposition des charges est reportée dans la figure suivante :

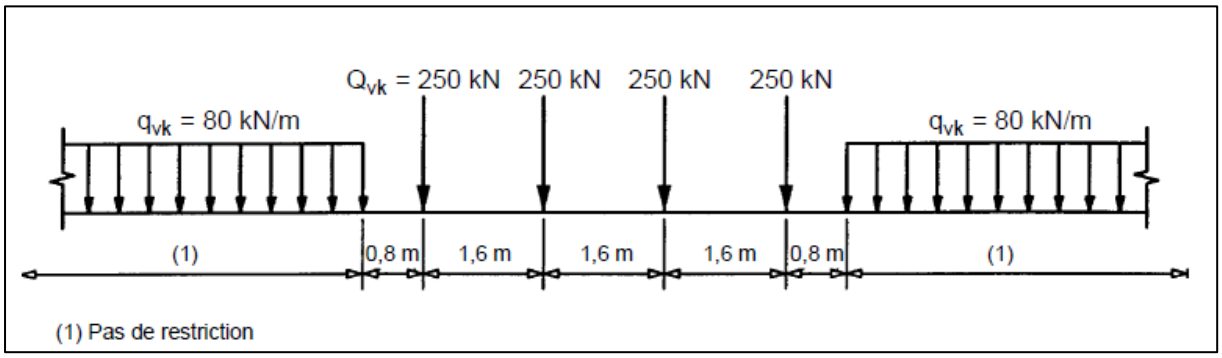


Figure IV.2 : Modèle de charges 71 et valeurs caractéristiques pour les charges verticales

Les valeurs caractéristiques indiquées en Figure (IV.1) sont multipliées par un coefficient α. Le coefficient prend l'une des valeurs suivantes :

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

Pour ce projet, On prend $\alpha = 1.00$

IV.2.1.2 Modèle des charges SW/0 et SW/2

Le modèle de charges SW/0 représente l'effet statique du chargement vertical induit par le trafic ferroviaire normal sur les poutres continues, tandis que le modèle SW/2 traduit l'effet statique généré par un trafic ferroviaire exceptionnellement lourd.

La disposition des charges correspond au schéma de la Figure (IV.2),

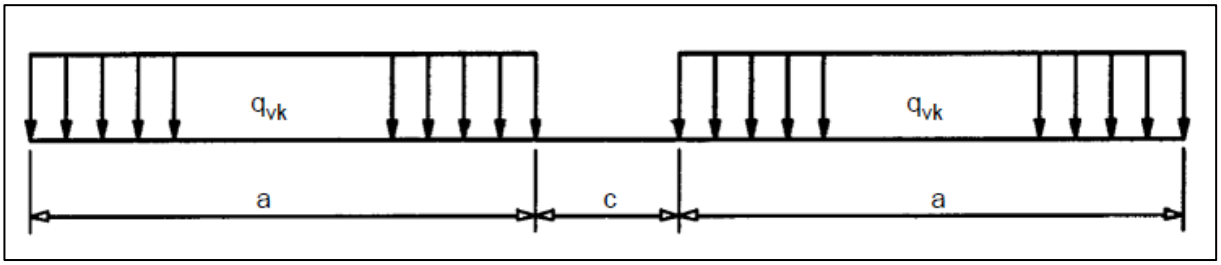


Figure IV.3 : Modèles de charges SW/0 et SW/2

Les valeurs caractéristiques des charges verticales étant celles qui figurent au Tableau (IV.5).

Tableau IV.5 : Valeurs caractéristiques des charges verticales pour les modèles de charges SW/0 et SW/2

Modèles de charges	q_{vk} (KN/m)	a (m)	c (m)
SW/0	133	15.0	5.3
SW/2	150	25.0	7.0

IV.2.1.3 Modèle de charges "Train à vide" (Article 6.3.4 de l'EN 1991-2)

Ce modèle consiste en une charge verticale répartie de façon uniforme avec une valeur caractéristique de 10 KN/m.il sert à vérifier la stabilité latérale en présence des actions latérales du trafic ferroviaire et de la charge du vent sur le pont et les véhicules ferroviaires.

IV.2.1.4 Forces horizontales

a) Forces d'oscillation :

La force de basculement est considérée comme une force concentrée agissant horizontalement et, au sommet de la voie, perpendiculairement à l'axe de la voie. Il doit être adapté aux rails verticaux et courbes.

La valeur caractéristique de la force de basculement doit prendre la valeur Q_{sk}= 100 KN,

ne doit pas être multipliée par le facteur de puissance Φ. Il doit également être multiplié par le facteur α

Alors la valeur de calcul est : **Q_{sk} = 100 KN**

b) Les actions imputables à la traction et au freinage :

Les efforts de traction et de freinage agissent dans l'axe de la voie, au niveau du sommet des rails. On les répartit de façon uniforme sur des longueurs bien précises ($L_{a,b}$), selon les éléments de structure que l'on étudie. Et bien sûr, le sens de ces forces dépend du sens de marche autorisé pour chaque rail.

➢ **Force de traction :**

- Modèle 71

$$q_{lak} = \frac{33 \times L_{a,b}}{L} = \frac{33 \times 360}{360} = 33.0KN/m > \frac{1000}{L} = \frac{1000}{360} = 2.78KN/m,$$

On prend 2.78KN/m

- SW/0 :

$$q_{lak} = \frac{33 \times L_{a,b}}{L} = \frac{33 \times 30}{360} = 2.75KN/m \leq \frac{1000}{L} = \frac{1000}{360} = 2.78KN/m,$$

On prend 2.75KN/m

- SW/2 :

$$q_{lak} = \frac{33 \times L_{a,b}}{L} = \frac{33 \times 50}{360} = 4.58KN/m > \frac{1000}{L} = \frac{1000}{360} = 2.78KN/m,$$

On prend 2.78KN/m

➢ **Force de freinage :**

- Modèle 71 :

$$q_{lbk} = \frac{20 \times L_{a,b}}{L} = \frac{20 \times 360}{360} = 20.0KN/m > \frac{6000}{L} = \frac{6000}{360} = 16.67KN/m,$$

On prend 16.67KN/m

- SW/0 :

$$q_{lbk} = \frac{20 \times L_{a,b}}{L} = \frac{20 \times 30}{360} = 1.67KN/m \leq \frac{6000}{L} = \frac{6000}{360} = 16.67KN/m,$$

On prend 1.67KN/m

- SW/2 :

$$q_{lbk} = \frac{35 \times L_{a,b}}{L} = \frac{35 \times 50}{360} = 4.86KN/m, \leq \frac{6000}{L} = \frac{6000}{360} = 16.67KN/m,$$

On prend 4.86KN/m

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

c) Coefficient dynamique :

Le coefficient dynamique Φ multiplié par l'action de la charge statique dans les modèles LM 71, SW/0 et SW/2 doit prendre la valeur Φ_2 ou Φ_3.

En général, le coefficient dynamique Φ doit prendre la valeur Φ_2 ou Φ_3 en fonction de la qualité de l'entretien de la voie, comme suit :

- **Pour les rails d'entretien prudent :**

$$\Phi_2 = \frac{1.44}{\sqrt{L_\Phi} - 0.2} + 0.82$$

Où : $1{,}00 \leq \Phi_2 \leq 1{,}67$

- **Pour les rails d'entretien standard :**

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

Où : $1.00 < \Phi_3 < 2.0$

L_Φ : est la longueur du déterminant défini dans le Tableau 6.2 EN1991-2 en fonction de l'élément structurel.

Le coefficient dynamique $\Phi_3$est calculé selon la voie de maintenance standard, conformément à le chapitre 2.4.2.2 de l'UIC776-1:2006

$$\Phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_\Phi} - 0.2} + 0.73 = \frac{2.16}{\sqrt{60} - 0.2} + 0.73 = 1.02$$

Les modèles de charge 71, SW/0 et SW/2 doivent tenir compte des facteurs dynamiques dans leurs calculs.

Pour le calcul de la fatigue, le facteur dynamique $\Phi_2$doit être calculé conformément à l'UIC 776-1 :2006, Chapitre 2.4.2.2.

$$\Phi_2 = \frac{1.44}{\sqrt{L_\Phi} - 0.2} + 0.82 = \frac{1.44}{\sqrt{60} - 0.2} + 0.82 = 1.01$$

Les modèles de charge 71, SW/0 et SW/2 doivent tenir compte des facteurs dynamiques $\Phi_3 = 1.02$ dans leurs calculs.

d) Forces centrifuge

Lorsque la voie est courbe sur toute ou partie de la longueur du pont, la force centrifuge et l'inclinaison de la voie doivent être prises en compte.

Les valeurs caractéristiques de la force centrifuge sont déterminées selon les équations suivantes :

$$\boldsymbol{Q_{tk} = \frac{v^2}{g \times r}(f \times Q_{vk}) = \frac{V^2}{127\, r}(f \times Q_{vk})} \quad \textbf{(EN 1991 − 2, Eq. 6.17)}$$

$$\boldsymbol{q_{tk} = \frac{v^2}{g \times r}(f \times q_{vk}) = \frac{V^2}{127\, r}(f \times q_{vk})} \quad \textbf{(EN 1991 − 2, Eq. 6.18)}$$

Paramètres utilises :

- $\boldsymbol{Q_{tk}}$, $\boldsymbol{q_{tk}}$: Valeurs caractéristiques des forces centrifuges [KN, KN/m].
- $\boldsymbol{Q_{vk}}$, $\boldsymbol{q_{vk}}$: Valeurs caractéristiques des charges verticales pour les modèles de charge LM71, SW/0, SW/2.
- $\boldsymbol{f}$: Coefficient de réduction.
- $\boldsymbol{v}$: vitesse maximale en **[m/s].**
- $\boldsymbol{V}$: vitesse maximale en **[km/s].**
- $\boldsymbol{g}$: Accélération de la pesanteur **(9.81 m/s²).**
- r **: Rayon de courbure [m].**

On a : R **= 400 m,** $\boldsymbol{V}$ **= 80 km/h** et $\boldsymbol{f}$ **= 1** pour toutes les charges.

Tableau IV.6 : Récapitulatif de calcul des forces de centrifuges.

	Schema de charge	LM71	SW/0	SW/2	Train a vide
Charge verticale	$\boldsymbol{Q_{vk}}$ (KN)	250	/	/	/
	$\boldsymbol{q_{vk}}$ (KN/ml)	81.36	11.08	20.83	10
Force centrifuge	$\boldsymbol{Q_{tk}}$ (KN)	31.5	/	/	/
	$\boldsymbol{q_{tk}}$ (KN/ml)	10.25	1.4	2.6	1.26

e) Charges de déraillement

Le déraillement du trafic ferroviaire sur un pont ferroviaire doit être considéré comme une situation Accidentelle.

Deux scénarios de conception doivent être envisagés :

Scénario de conception I :

Déraillement d'un véhicule ferroviaire, le véhicule déraillé restant dans la zone de voie de la dalle du pont, arrêté par la voie adjacente ou un mur de soutènement.

Pour le cas de conception I, l'effondrement d'une partie importante de la structure doit être évité. Toutefois, des dommages localisés sont acceptables. Les composants structurels concernés doivent être conçus pour les charges de calcul dans les scénarios de calcul non intentionnels suivants :

α x 1,4 x LM71 (charges ponctuelles et uniformément réparties, ni Q_{A1d} ni q_{A1d} n'incluent de facteurs dynamiques) parallèlement à la voie dans la position la plus défavorable, qui est située dans la région où la voie est centrée sur une largeur latérale arbitraire de 1,5 fois l'écartement de la voie

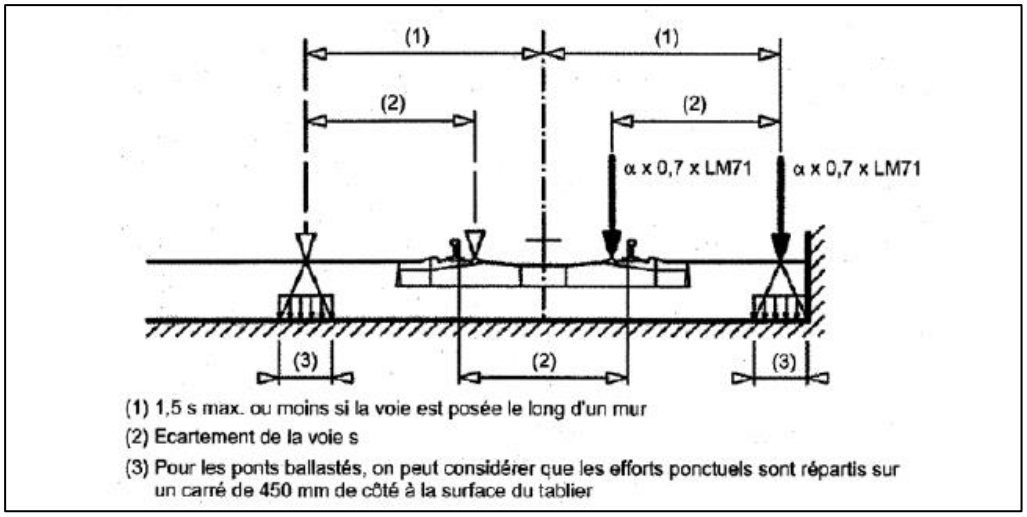


Figure IV.4 : Cas de conception I - Charges équivalentes Q_{A1d} et q_{A1d}

Scénario de conception II :

Déraillement d'un véhicule ferroviaire, le véhicule déraillé étant en équilibre sur le bord du pont et chargé sur le bord de la superstructure (à l'exclusion des éléments non structuraux tels que les trottoirs).

Pour le cas de conception II, le pont ne doit pas se renverser ou s'effondrer. Pour les calculs de stabilité globale, la longueur totale maximale de 20 m de $q_{A2d} = \alpha \times 1.4 \times LM71$ (à l'exclusion du coefficient dynamique) doit être considérée comme une charge verticale uniformément répartie qui agit sur le bord de la structure considérée

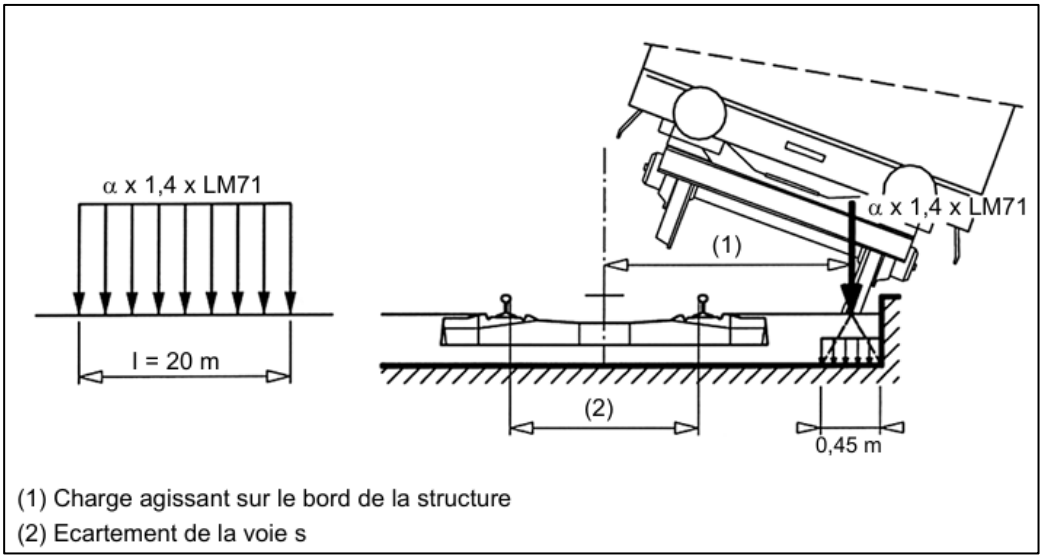


Figure IV.5 Cas de Conception II - Charges équivalentes q_{A2d}

Les charges équivalentes décrites ci-dessus ne sont prises en compte que pour le calcul de la résistance ultime ou de la stabilité de l'ensemble de la structure. Les petits éléments structurels n'ont pas besoin d'être conçus pour cette charge.

Les cas de conception I et II doivent être vérifiés séparément. Il n'est pas nécessaire de prendre en compte les forces combinées de ces charges. Pour les cas de conception I et II, la voie soumise au déraillement doit être ignorée pour les autres trafics ferroviaires.

IV.2.2. Combinaisons d'actions et de coefficients partiels appropriés

IV.2.2.1. Valeurs caractéristiques de l'action à composants multiples

Pour appliquer cette règle, on se réfère aux situations de chargement simultané définies dans les sections 2.3 à 2.5 (pages 12 à 20) et au point 2.7 (page 25) de l'UIC 776-1, en utilisant les groupes de charges du Tableau 4 (page 29). Ces groupes s'excluent mutuellement. Chacun d'eux est traité comme une action variable caractéristique à part entière, uniquement quand on le combine avec des charges qui ne viennent pas du trafic. En pratique, on applique chaque groupe comme une seule action variable.

Nombre de voies sur la structure			Groupes de charges			Efforts verticaux			Efforts horizontaux			Commentaires
						2.3.2/2.3.3	2.3.3	2.3.4	2.5.3	2.5.1	2.5.2	
1	2	≥ 3	Nbre de voies chargées	Groupe de charges	Voie chargée	LM 71[a] SW/0[ab] HSLM[cd]	SW/2[ae]	Train à vide	Traction freinage[a]	Effort centrifuge[a]	Effort de lacet[a]	
			1	gr11	T_1	1			1[f]	0,5[f]	0,5[f]	Max. vertical 1 avec max. longitudinal
			1	gr12	T_1	1			0,5[f]	1[f]	1[f]	Max. vertical 2 avec max. transversal
			1	gr13	T_1	1[g]			1	0,5[f]	0,5[f]	Max. longitudinal
			1	gr14	T_1	1[g]			0,5[f]	1	1	Max. latéral
			1	gr15	T_1			1		1[f]	1[f]	Stabilité latérale avec "Train à vide"
			1	gr16	T_1		1		1[f]	0,5[f]	0,5[f]	SW/2 avec max. longitudinal
			1	gr17	T_1		1		0,5[f]	1[f]	1[f]	SW/2 avec max. transversal
			2	gr21	T_1 T_2	1 1			1[f] 1[f]	0,5[f] 0,5[f]	0,5[f] 0,5[f]	Max. vertical 1 avec max. longitudinal
			2	gr22	T_1 T_2	1 1			0,5[f] 0,5[f]	1[f] 1[f]	1[f] 1[f]	Max. vertical 2 avec max. transversal
			2	gr23	T_1 T_2	1[g] 1[g]			1 1	0,5[f] 0,5[f]	0,5[f] 0,5[f]	Max. longitudinal
			2	gr24	T_1 T_2	1[g] 1[g]			0,5[f] 0,5[f]	1 1	1 1	Max. latéral
			2	gr26	T_1 T_2	1	1		1[f] 1[f]	0,5[f] 0,5[f]	0,5[f] 0,5[f]	SW/2 avec max. longitudinal
			2	gr27	T_1 T_2	1	1		0,5[f] 0,5[f]	1[f] 1[f]	1[f] 1[f]	SW/2 avec max. transversal
			≥ 3	gr31	T_i	0,75			0,75[f]	0,75[f]	0,75[f]	Cas de charge supplémentaire

Figure IV.6 : Evaluation des groupes de charges pour le trafic ferroviaire [Fiche UIC 776-1].

Nota : Comme les groupes 13/14 sont similaires aux groupes 11/12, et les groupes 21/22 aux 23/24, seuls certains groupes sont retenus pour le calcul : les groupes 11, 12, 16, 17, 21, 22, 26 et 27.

Concrètement :

Pour l'étude longitudinale, on utilise les groupes 11, 16, 21 et 26.

Pour l'étude transversale, on utilise les groupes 12, 17, 22 et 27.

IV.2.3. Les combinaisons de charges :

IV.2.3.1. Combinaison d'action pour l'état limite ultime (ELU) :

- **Situation durable et transitoire**

$$\sum_{j\geq 1} \gamma_{G,j}\, G_{k,j} + \gamma_p\, P + \gamma_{Q,1}\, Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i}\; \psi_{0,i}\; Q_{k,i} \qquad \text{(EN 1990, équation 6.10)}$$

- **Situation accidentelle**

$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} + P + A_d + (\psi_{1,1} \, ou \, \psi_{2,1}) \, Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \; \psi_{2,i} \, Q_{k,i}$ (EN 1990, équation 6.11b)

IV.2.3.2. Combinaison d'action pour l'état limite de service (ELS) :

- **Situation caractéristique**

$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{0,i} \; Q_{k,i}$ (EN 1990, équation 6.14b)

- **Situation fréquente**

$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} \, Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} \; Q_{k,i}$ (EN 1990, équation 6.15b)

- **Situation quasi permanente**

$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i>1} \psi_{2,i} \; Q_{k,i}$ (EN 1990, équation 6.16b)

IV.2.3.3 Situations de projet accidentelles (non sismiques)

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

Nota : Les facteurs d'amplification (γ , ψ) sont définis dans les tableaux 1 et 2 de l'Annexe A du Code UIC 776-1.

IV.2.3.4 Combinaison d'action pour l'état limite accidentel :

a. Combinaison de la composante de l'action sismique :

Conformément à l'article 4.3.2.5 du RPOA 2008, l'incertitude directionnelle des séismes est prise en compte en combinant les forces sismiques orthogonales (axes X, Y, Z). Cette méthode permet d'estimer l'effet probable de l'action sismique maximale résultante, en supposant que les actions peuvent se manifester simultanément sur les trois axes.

Les combinaisons sont les suivantes :

$$E1 = \pm E_x \pm 0.3E_y \pm 0.3E_z$$

$$E2 = \pm 0.3E_x \pm E_y \pm 0.3E_z$$

$$E3 = \pm 0.3E_x \pm 0.3E_y \pm E_z$$

IV.3. CONCLUSION

Ce chapitre visait à définir les différents types de charges prescrits par les règlements en vigueur pour le calcul et les épreuves des ponts-routes. Une meilleure connaissance des charges effectivement appliquées, combinée à une évaluation précise de la résistance réelle de la structure porteuse, permet en effet d'estimer plus justement la sécurité structurale des ouvrages.

CHAPITRE V
ETUDE LONGITUDINALE

V.1. INTRODUCTION

La construction d'un pont par encorbellements successifs consiste à réaliser le tablier progressivement à partir des piles, par assemblage de voussoirs ou soit préfabriqués en atelier, soit coulés en place dans des coffrages mobiles. Ces voussoirs sont fixés symétriquement par des câbles de précontrainte aux extrémités de la partie déjà construite. Lorsque ces extrémités se rejoignent au niveau de la clé, entre deux travées adjacentes, la section ainsi obtenue est dénommée fléau.

V.2. STABILITÉ EN PHASE DE CONSTRUCTION

V.2.1. Les différentes phases de construction d'un fléau

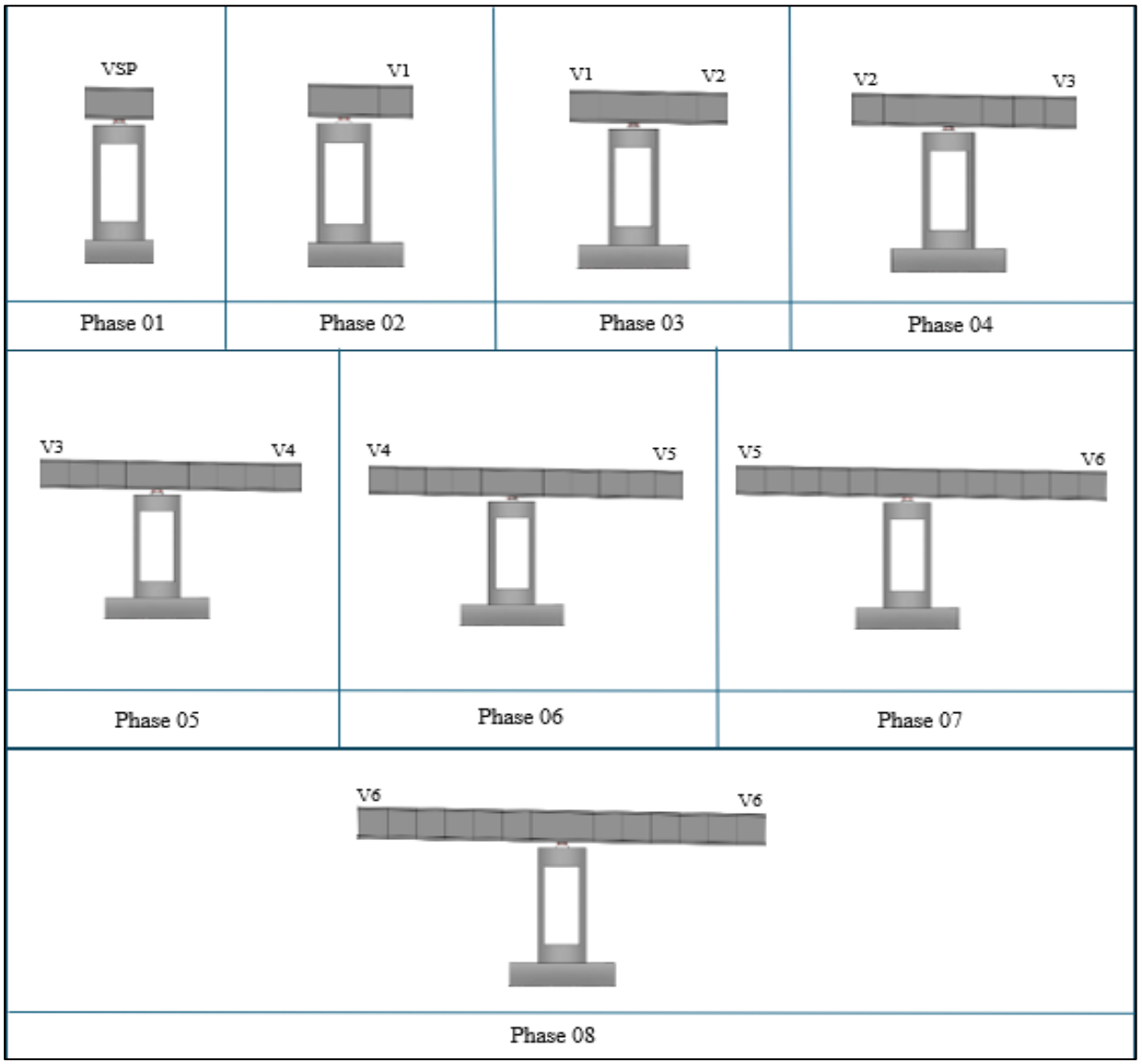


Figure V.1: les phases de construction d'un fléau

V.2.2. Charges à prendre en compte

Les charges à considérer pour la justification d'un fléau sont définies dans les documents du SETRA (Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs, 2003). Ceux-ci précisent qu'il faut tenir compte de plusieurs types de charges : le poids propre de l'ouvrage, les charges liées au chantier (qu'elles soient prévues ou imprévisibles), ainsi que les accidents éventuels qui pourraient menacer la stabilité du pont pendant les travaux.

V.2.2.1. Poids propre de fléaux

Seul le poids propre du fléau est considéré. Celui-ci est déterminé à partir de sa section transversale, en adoptant un poids volumique de 25 KN/m³.

Afin de représenter la situation la plus défavorable vis-à-vis de l'action variable ou accidentelle étudiée, le poids de l'un des deux demi-fléaux est majoré de 2 % (donnant ainsi G_{max}), tandis que l'autre est minoré de 2 % (soit G_{min}). Cette approche permet de couvrir les écarts possibles de répartition des charges pendant la construction.

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

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

Les phases	Demi fléau minoré		Demi fléau majoré	
	G	Gmin	G	Gmax
Phase 01	3458	3388.84	3458	3527.16
Phase 02	3458	3388.84	4802.375	4898.43
Phase 03	4802.375	4706.33	6146.75	6269.69
Phase 04	6146.75	6023.82	7491.125	7640.95
Phase 05	7491.125	7341.3	8835.5	9012.21
Phase 06	8835.5	8658.79	10 179.875	10 383.47
Phase 07	10 179.875	9976.28	11 524.25	11 754.74
Phase 08	11 524.25	11 293.765	11 524.25	11 754.74

V.2.2.2. Charge due au vent

Notre pont est de portée inferieur a 120m. et n'est pas expose à des vents forts et fréquents donc l'action supplémentaire du vent est nulle tel que $Q_W = 0$.

V.2.2.3. Charge du chantier connue :

Les charges connues sont celles dont on peut préciser le poids et la position dans chaque phase de construction, pour les ouvrages coulés en place, il s'agit principalement du poids de l'équipage mobile noté Q_{PRC1}, dont la valeur courante varie de 0.30 à 0.90 MN suivant la longueur des voussoirs et la largeur du tablier.

Dans le calcul, cette charge doit être majorée de 6% du côté du demi-fléau le plus lourd et minorée de 4% du côté opposé ce qui donne :

On prend $\mathbf{Q_{PRC1}}$ **= 672.19 KN**, c'est la moitié du voussoir le plus lourd.

$$\mathbf{Q_{PRC1\ max}} = \mathbf{Q_{PRC1}} \times 1.06 = \mathbf{712.52\ KN}$$

$$\mathbf{Q_{PRC1\ min}} = \mathbf{Q_{PRC1}} \times 0.96 = \mathbf{645.3\ KN}$$

V.2.2.4. Charge de chantier aléatoire

Les charges de chantier aléatoires sont à considérer dans les calculs de flexion longitudinale du tablier, pendant la construction des fléaux. Ces charges sont les suivantes :

- Une charge répartie $\mathbf{Q_{PRA1}}$ de **0.2 KN/m²** sur un demi fléau dans les cas courants
- Une charge concentrée $\mathbf{Q_{PRA2}}$ de **(50+5b) KN** appliquée en bout de fléau. à l'extrémité du dernier voussoir terminé , cette charge représente le poids des rouleaux de câbles, des compresseurs, du petit matériel. etc.

Largeur de tablier : **B = 12.7 m**

$$\mathbf{Q_{PRA1}} = \mathbf{2.54\ KN/ml}$$

$$\mathbf{Q_{PRA2}} = \mathbf{113.5\ KN}$$

V.2.2.5. Actions accidentelles

Dans le cas des voussoirs réalisés sur place, la chute du coffrage mobile lorsqu'il est vide est considérée comme un événement accidentel. L'énergie emmagasinée sous l'effet de la déformation du demi-fléau justifie l'application d'un coefficient dynamique égale à deux (2) à cette charge. Cette approche équivaut simplement à inverser la direction du poids de l'équipage, désigné par $Qprc1\ max$.

$$\mathbf{F_A} = -\mathbf{Q_{PRC1\ max}} = \mathbf{-712.52\ KN}$$

V.2.3. Combinaisons d'action

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

- **Type 01** (**Combinaison en situation temporaire de construction)**

Combinaison A_1 : 1.1 (G_{max} + G_{min}) + 1.25 ($Q_{PRC1\ max}$ + $Q_{PRC1\ min}$ + Q_{PRA1} + Q_{PRA2} [+Q_w])

Combinaison A_2 : 0.9 (G_{max} + G_{min}) + 1.25 ($Q_{PRC1\ max}$ + $Q_{PRC1\ min}$ + Q_{PRA1} + Q_{PRA2} [+Q_w])

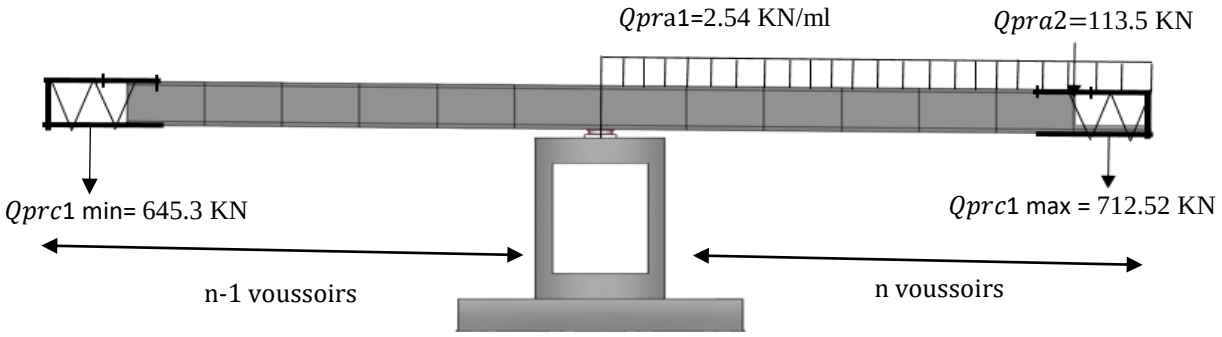


Figure V.2 : Combinaison (type A)

- **Type 02 (Combinaison accidentelle de construction)**

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

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

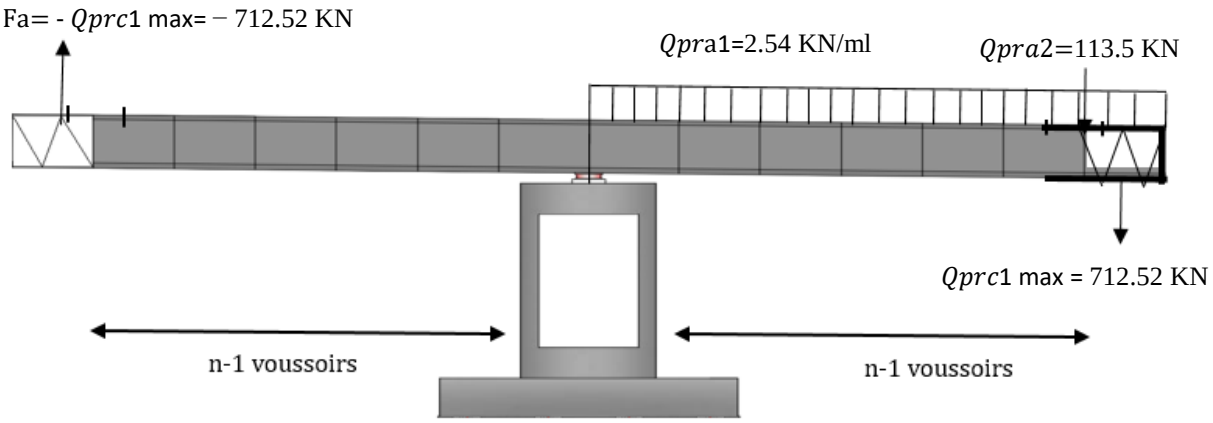


Figure V.3 : Combinaison (type B)

V.2.4. Evaluation des efforts

Pour l'évaluation des efforts, un modèle de calcul basé sur la méthode des éléments finis est mis en œuvre à l'aide du logiciel [MIDAS CIVIL 2022]. Dans cette modélisation, le tablier est assimilé à une structure travaillant en porte-à-faux symétrique, également désignée sous le terme de bi-console.

Résultats :

Moment de flexion dans le fléau sous combinaison temporaire (la plus défavorable) :

M_{max} = - 223.92 MN.m

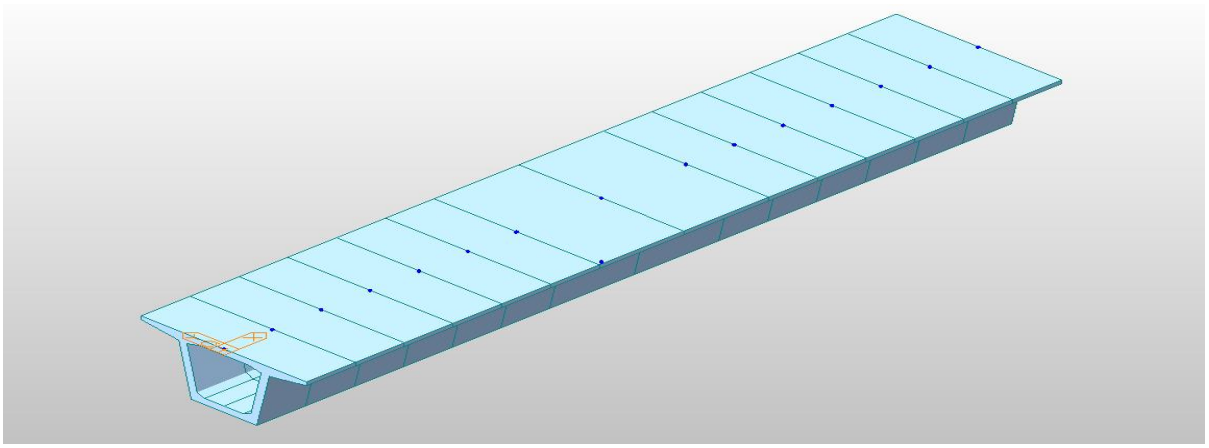


Figure V.4 : Modèle de calcul de fléau

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.2: Évaluation des moments fléchissants (KN.m) de demi-fléau majoré

Position	Combinaison **A1**	Combinaison **A2**	Combinaison **B1**	Combinaison **B2**
Axe VSP	-223 916.67	-188 491.14	-218 101.42	-182 675.89
Fin VSP	-139 119.96	-117 795.14	-134 753.27	-113 428.45
Fin V01	-99 164.89	-84 355.98	-95 621.7	-80 812.8
Fin V02	-65 770.38	-56 292.68	-63 041.77	-53 564.07
Fin V03	-38 936.44	-33 605.23	-37 013.47	-31 682.27
Fin V04	-18 663.06	-16 293.64	-17 536.81	-15 167.39
Fin V05	-4950.25	-4357.89	-4611.79	-4019.43
Fin V06	0	0	0	0

Tableau V.3: Évaluation des Réactions

Réaction	Combinaison **A1**	Combinaison **A2**	Combinaison **B1**	Combinaison **B2**
N(KN)	26 342.395	21 904	24 598.3314	20 159.9366
M(KN.m)	-63 491.447	-53 256.014	-98 882.96718	-88 647.53445

V.3. STABILISATION DU FLEAU AVEC CLOUAGE PAR PRECONTRAINTE

Pour justifier le comportement du fléau, nous retenons une approche qui en assure la stabilité par la méthode des organes d'ancrage. Celle-ci repose sur deux files de cales temporaires et sur une fixation à la pile au moyen de deux files de câbles. Dans cette configuration, le voussoir situé au droit de la pile est supposé rigide.

— M et N : sollicitations résultantes des combinaisons A et B.

— Ra et Rb : les réactions.
— Fi : force de « n » câbles d'une file.
— E : entraxe des cales.
— D : entraxe cale-câble.

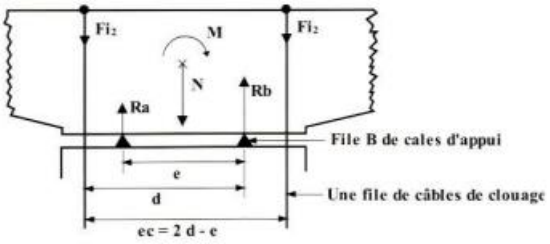


Figure V.5: Schéma descriptif de clouage.

V.3.1. Calcul du nombre des câbles

On calcule d'abord l'excentricité de la résultante des efforts M/N pour chaque combinaison A et B. puis on la compare à e/2, où e est l'entraxe des cales.

Deux cas peuvent alors se présenter :

- Dans le cas où **M/N < e/2 :** le fléau ne risque pas de basculer les câbles de clouage ne sont donc théoriquement pas nécessaires, on dispose toutefois par sécurité au minimum de deux paires de câbles.
- Dans le cas où **M/N > e/2 :** des câbles de clouage doivent rétablir l'équilibre du fléau (risque de basculement).

L'aménagement de la tête de pile donne : e = 3.5 m, e/2 = 1.75 m et D = 4 m.

Tableau V.4: détermination basculement de fléau

Combinaison	M (kN.m)	N (kN)	M/N (m)	e/2 (m)	Observation
A1	63 491.45	26 342.39	2.41	1.75	Risque de basculement
A2	53 256.01	21 904	2.43	1.75	Risque de basculement
B1	98 882.97	24 598.33	4.02	1.75	Risque de basculement
B2	88 647.53	20 159.94	4.4	1.75	Risque de basculement

D'après les résultats du tableau ci-dessus, pour toutes les combinaisons, l'excentricité de la résultante des efforts **(M/N)** est supérieure à **e/2**, indiquant un risque de basculement. Il est donc nécessaire de poser des câbles de clouage. Deux cas sont à distinguer :

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

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

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

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

P : pertes de tension estimées à **25 %**

$\mathbf{f_{prg}}$ **= 1860 MPA** pour un câble de 15T15s.

$\mathbf{f_{peg}}$**= 1674 MPA** pour un câble de 15T15s.

Tableau V.5 : Nombres des câbles de clouage

Combinaison	A1	A2	B1	B2
Nombre de câbles	2	1.7	3.58	3.42

Pour le cas le plus défavorable « B1 », on trouve : n = 4 câbles de 15T15s.

- Donc on opte pour 4 câbles de 15T15s avec une disposition de 2 câbles dans chaque côté.

V.3.2. Calcul de la surface des cales

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

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

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

Avec 2% de frettage, ce qui correspond à une valeur courante $\mathbf{f_{cf} = f_{c28} + 20\ MPA}$

$$\mathbf{f_{cf} = 65\ MPA}$$

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

Tableau V.6 : Les valeurs limites issues de ce calcul

Type de combinaisons à l'ELU	$\mathbf{f_{clim}}$
Combinaison fondamentale ne comportant que des actions permanentes	0.61 à 0.65 f_{cj}

Combinaison fondamentale avec actions variables	0.72 à 0.75 f_{cj}
Combinaisons accidentelles	0.94 à 0.98 f_{cj}

En supposant qu'on a deux cales de dimensions a × b par ligne d'appui, la surface totale des cales est donnée par la formule suivante : $\mathbf{S = 2{\times}a{\times}b = R_b / f_{c\,max}}$

$$\mathbf{f_{c\,max} = \min(f_{clim}; f_{cf})}$$

$$\mathbf{f_{c\,max} = 0.96x45 = 43.2\ MPA}$$

Pour le calcul de on distingue deux cas :

— **Situation temporaire de construction (Combinaisons A) :**

Ra = N / 2 - M / e + Fi = 0 et Rb = N / 2 + M / e + Fi

Fi : est la force des 4 câbles. Fi = n × (1 - ΔP) × σp0 × S = 9990 KN

— **Situation accidentelle (Combinaisons B) :**

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

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

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

Avec :

$K1 = d^2 + (d - e)^2 = 16.25\ m^2$

$K3 = 2\ K1 - e^2 = 20.25\ m^2$

$K2 = d^3 + e \times (2\ d - e) \times (d - e) = 71.875\ m^2$

$K4 = (2d - e) \times K2 / (e \times d^2) = 5.776\ m^2$

Les résultats sont montrés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.7: Calcul de dimensions de cales.

Combinaison	Ra (MN)	Rb (MN)	S (m²)	S/2 (m²)	a (m)	b (m)
A1	5.02	41.3	0.96	0.48	0.80	0.6
A2	5.73	36.16	0.84	0.42	0.80	0.52
B1	-5.96	49.05	1.14	0.57	0.80	0.71
B2	-5.26	44.08	1.02	0.51	0.80	0.64

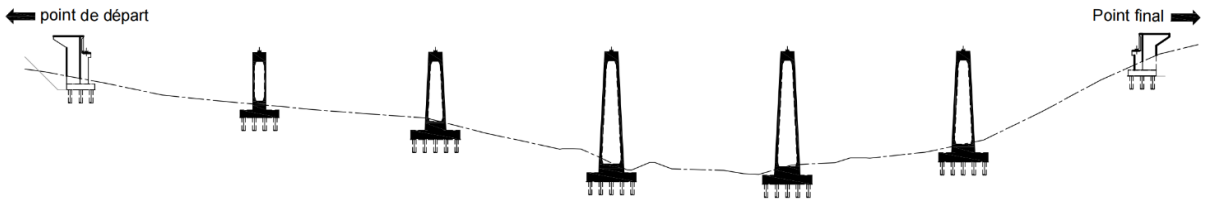
Il faut augmenter de 5 à 10 cm pour l'enrobage des frettes.

→ On opte pour une section de dimensions 0.8m × 0.8 m de chaque cale.

V.4. PHASES DE REALISATION DE TABLIER

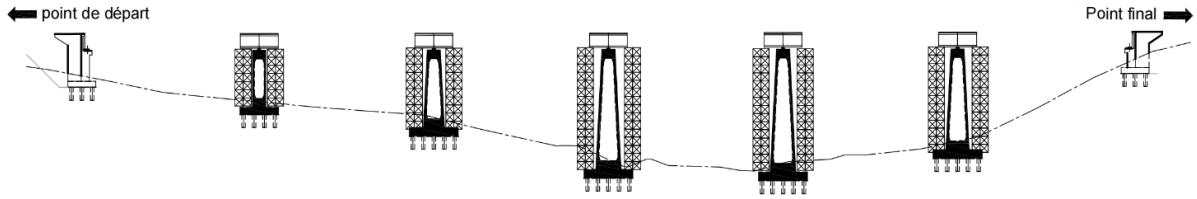
Phase 1 : Réalisation des fondations et piles

On commence par la construction de la sous-structure : fondations sur pieux ou radier, puis élévation des piles.



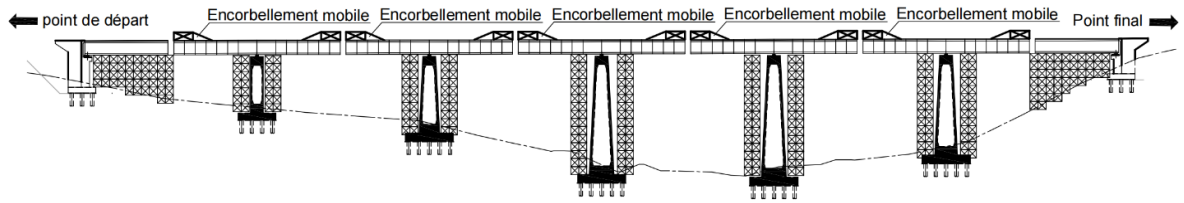
Phase 2 : Mise en place du segment initial

Un échafaudage temporaire est installé près des piles pour couler le segment de départ. Les câbles de précontrainte sont ensuite tendus et un ancrage provisoire est assuré avec la pile.



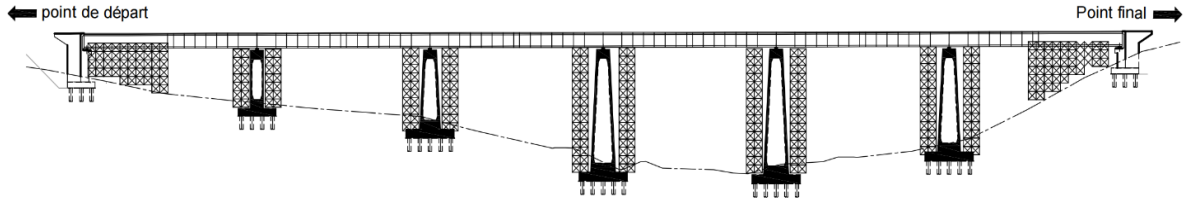
Phase 3 : Construction en encorbellement

Les segments successifs (1 à 6) sont réalisés en porte-à-faux à l'aide d'un cintre auto-lanceur, permettant l'avancement progressif du tablier, avec un échafaudage est installé au niveau des culées pour couler les segments de rive.



Phase 4 : Coulage des segments de clavage

Coffrage et coulage du segment de clavage



V.5. CONCLUSION

L'analyse du tablier d'un pont à voussoirs construit par encorbellements successifs comprend deux phases principales.

- La première, antérieure au clavage, considère chaque fléau isolément dans un système isostatique, où le moment maximal se situe à l'encastrement sur les piles.
- La seconde phase, postérieure au clavage, correspond à l'état hyperstatique obtenu après mise en tension des câbles de continuité.

Une fois les sollicitations déterminées à partir des combinaisons d'actions définies, l'étape suivante consiste à dimensionner la précontrainte afin d'assurer la stabilité et la résistance du tablier.

CHAPITRE VI
ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

VI.1. INTRODUCTION

La précontrainte constitue une technique fondamentale en Travaux publics, permettant la réalisation d'ouvrages de grande portée tout en gardent la sécurité des structures et optimisation des matériaux. On distingue principalement deux méthodes de précontrainte :

- La première, dite précontrainte par pré-tension, consiste à tendre les câbles avant le coulage du béton.
- La seconde, appelée précontrainte par post-tension, repose sur une mise en tension des câbles après le durcissement du béton.

VI.2. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DU FLEAU

Dans les ponts construits par encorbellement successif, la stabilité longitudinale est assurée par deux types de câbles de précontrainte.

- Les câbles de fléau, disposés dans les goussets supérieurs, sont tendus progressivement en cours de construction afin de reprendre les moments négatifs et de maintenir l'équilibre des fléaux.

Ce chapitre propose une étude détaillée de la précontrainte intérieure, adoptée pour reprendre l'ensemble des charges et surcharges. L'analyse comportera trois étapes : l'estimation du nombre de câbles nécessaire, le calcul des pertes de précontrainte, puis la vérification des contraintes dans le béton.

VI.2.1. Détermination du nombre de câbles du fléau

Le dimensionnement des câbles de fléau répond à deux phases distinctes. En phase de construction, ils sont conçus pour reprendre les moments négatifs générés par le poids propre du fléau ainsi que par les surcharges liées au chantier. En phase de service, ils doivent également reprendre les moments négatifs induits par les charges permanentes et les charges d'exploitation. Le nombre de câbles de fléau nécessaire est déterminé à l'aide de la relation suivante :

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

Tel que :

- P : effort total de précontrainte requis

- n : nombre de câbles
- P_0 : effort limite de précontrainte fourni par un câble type 19T15, classe 1860
- ΔP : pourcentage des pertes de précontrainte, estimé à 25 %

VI.2.2. Évaluation de l'effort de précontrainte P_0

fprg = 1860 MPA pour un câble de 19T15s.

fpeg = 1674 MPA pour un câble de 19T15s.

La tension d'origine : σp_0 = min (0.8 fprg ; 0.9 fpeg) → σp_0 = 1488 MPA

$P_0 = \sigma p_0 \times S_{câble19T15s}$ avec S = 2 850 mm2 → P_0 = 4.24 MN

VI.2.3. Évaluation de l'effort de précontrainte P

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

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

Avec :

- P : l'effort de précontrainte
- v : la distance du centre de gravité de la section considérée à la fibre supérieure
- I : le moment d'inertie longitudinal de la section.
- e : l'excentricité du câble par rapport au centre de gravité.
- M : moment maximal dû au poids propre et surcharge.
- S : la section du voussoir sur l'axe de la pile.

➢ **Application numérique :**

M = 223.92MN (combinaison de charges A1 : G + Q, avec Q représentant les différentes charges de chantier définies au Chapitre V).

d = 0.15 m ;

I = 62.27 m^4 ; $P \geq 67.17\ MN$

S= 21.28 m^2 ; $d'ou : \ n \geq 21.12$

v = 2.07 m; $Prenons\ donc\ 24\ cables\ de\ 19\ T15s$

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

Tableau VI.1 Nombre de câbles de fléau arrêté dans chaque voussoir.

	x (m)	M (kN.m)	H (m)	υ' (m)	υ (m)	I (m⁴)	S (m²)	e (m)	P (MN)	N câble	N retenus
Axe VSP	0	223 916.67	5	2.93	2.07	62.27	21.28	1.92	67.17	21.12	24.00
Fin VSP	6.5	139 119.96	5	3.07	1.93	46.78	14.34	1.78	40.1	12.61	24.00
Fin V01	10.25	99 164.89	5	3.07	1.93	46.78	14.34	1.78	28.57	8.98	20.00
Fin V02	14	65 770.38	5	3.07	1.93	46.78	14.34	1.78	18.95	5.96	16.00
Fin V03	17.75	38 936.44	5	3.07	1.93	46.78	14.34	1.78	11.22	3.53	12.00
Fin V04	21.5	18 663.06	5	3.07	1.93	46.78	14.34	1.78	5.38	1.69	8.00
Fin V05	25.25	4950.25	5	3.07	1.93	46.78	14.34	1.78	1.43	0.45	4.00
Fin V06	29	0	5	3.07	1.93	46.78	14.34	1.78	0.00	0.00	2.00

NB : Le nombre de câbles doit être un entier pair afin d'assurer une répartition symétrique entre les deux âmes pour éviter le risque de torsion.

VI.2.3 Disposition et enrobage des câbles

Pour garantir une bonne mise en place du béton (notamment au niveau des cheminées de bétonnage) et éviter que les paquets de gaines ne se gênent mutuellement lors de la mise en tension, il est essentiel de respecter la distance minimale entre les conduits ainsi que leur enrobage.

- L'espacement horizontal entre nus de deux câbles : $\boldsymbol{e_h \geq 2.\emptyset_g \rightarrow e_h \geq 20\ cm}$
- L'espacement vertical entre nus de deux câbles : $\boldsymbol{e_v \geq 2.\emptyset_g \rightarrow e_v \geq 20\ cm}$
- L'enrobage : $\mathbf{C = max\left(\frac{3}{4}\ a\ ;\ \emptyset_g\ ;\ d\right)}$ avec $\mathbf{d = 5\ cm,\ a = \emptyset_g = 10\ cm \rightarrow C \geq 10\ cm}$

VI.2.5. Dispositions des ancrages

Selon le guide de la précontrainte Freyssinet, les ancrages doivent être positionnés à une distance suffisante des parois et séparés entre eux par un entraxe minimal. Cet entraxe est déterminé à partir des dimensions a et b, issues des essais menés dans le cadre de l'Agrément Technique Européen n° 06/0226. Dans la suite de l'étude, on considère que les ancrages sont disposés selon deux directions orthogonales, notées x et y, le petit côté de la trompette d'ancrage étant orienté selon l'axe y.

Tel que :

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

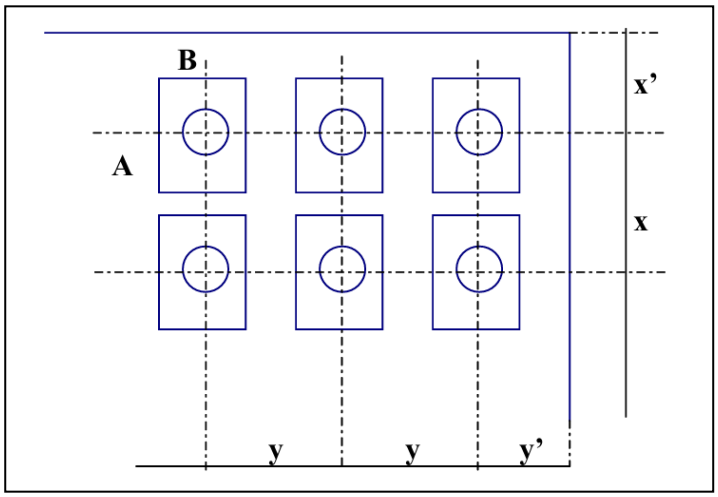


Figure VI.1 : Disposition des ancrages selon Freyssinet

Les dimensions x et y doivent satisfaire les conditions suivantes.

— $x \geq A + 30\ (mm)$
— $y \geq B + 30\ (mm)$
— $x \,.\, y \geq a \,.\, b$
— $x \geq 0.85\ a$
— $y \geq 0.85\ b$
— $x' \geq 0.5\ x + enrobage\ de\ beton - 10\ (mm)$
— $y' \geq 0.5\ y + enrobage\ de\ beton - 10\ (mm)$

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

	a = b (mm)		
	$f_{cm.o}$ (MPa)		
Unites	**24**	**44**	**60**
19 T 15s	530	400	380

$\mathbf{f_{cm.o}} = \mathbf{f_{cj}} + 8$ MPa (Conformément à l'Eurocode 2).

$\mathbf{f_{cj}} = \mathbf{f_{c2}}$ (Pour ancrage des câbles de fléau)

$\mathbf{f_{cj}} = \mathbf{f_{c28}}$ (Pour ancrage des câbles de continuité)

Nota : Si le projet prévoit pour $f_{cm.o}$ une valeur différente des valeurs indiquées dans le tableau, on peut procéder par interpolation linéaire pour déterminer les valeurs x et y.

Application numérique :

a = b = 450 mm ; A = 300 mm ; B = 250 mm ; f_{c28} = 45 MPA ; f_{c2} = 27.27 MPA

$f_{cm.o}$ = 27.27 + 8 = 35.27 MPA

$x \geq 300 + 30 = 330$ mm

$y \geq 250 + 30 = 280$ mm

$x \cdot y \geq a \cdot b = 450 \times 450 = 202\,500$ mm²

$x \geq 0.85\ a = 382.5$ mm → x = 500 mm

$y \geq 0.85\ b = 382.5$ mm → y = 400 mm

x' ≥ 0.5 x + enrobage de béton – 10 (mm) → x' ≥ 280 mm → x' = 300 mm

y' ≥ 0.5 y + enrobage de béton – 10 (mm) → y' ≥ 230 mm → y' = 250 mm

VI.2.6. Tracé des câbles en plan

En plan, les câbles de précontrainte adoptent généralement un tracé rectiligne, parallèle à l'axe longitudinal de la poutre caisson. Toutefois, à l'approche des ancrages, ils sont courbés selon une géométrie en « S » afin de s'y raccorder. Cette disposition s'applique à l'ensemble des câbles, à l'exception de ceux situés sur le même axe vertical que leur point d'ancrage, pour lesquels un tracé rectiligne est conservé chaque fois que la configuration le permet.

Allure en plans des câbles du fléau :

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

- Les rayons de courbure : $\boldsymbol{R_i(x) = \frac{{x_i}^2}{2\times(Z_i - Z_{i+1})}}$; $\boldsymbol{R_{i+1}(x) = \frac{{x_{i+1}}^2}{2\times(Z_{i+1} - Z_{i+2})}}$
- L'inclinaison dans la section intermédiaire :$\boldsymbol{\beta_i = Arctg\left(\frac{2\times(Z_i - Z_{i+1})}{x_i}\right)}$
- L'inclinaison dans la section d'ancrage : $\boldsymbol{\beta_{i+1} = Arctg\left(\frac{2\times(Z_{i+1})}{x_{i+1}}\right)}$

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

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

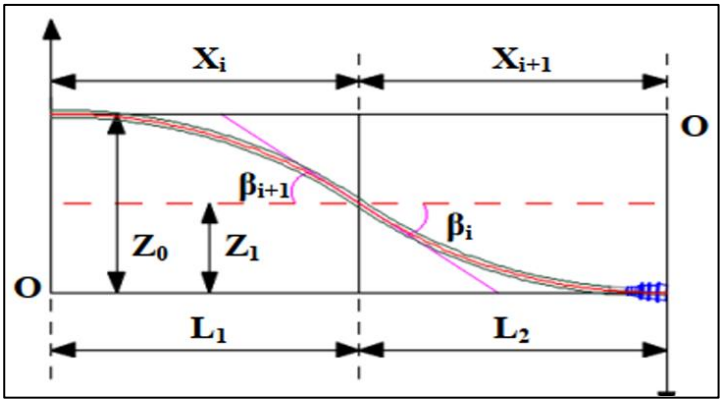


Figure VI.2 : Tracée en plan des câbles de fléau

VI.2.7. Tracé des câbles en élévation

Le tracé des câbles doit être rectiligne lors de la traversée des joints. Par ailleurs, pour assurer un assemblage correct des éléments, ce tracé est, au droit des joints, le plus souvent perpendiculaire à la surface extérieure du caisson. Le câble suit un tracé parabolique caractérisé par l'équation suivante : $\boldsymbol{y = d_0 + (d_1 - d_0)\left(\frac{x}{l}\right)^2}$

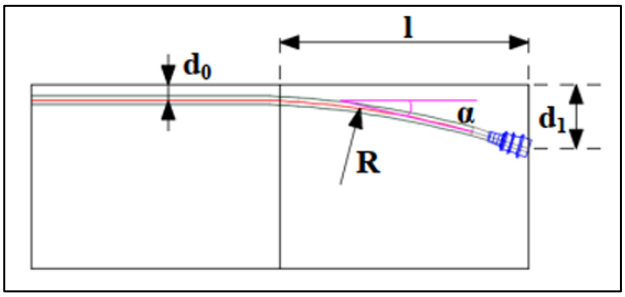


Figure VI.3 : Tracé en élévation des câbles de fléau

$\boldsymbol{d_0}$ **:** distance du CDG du câble à la fibre supérieure.

$\boldsymbol{d_1}$ **:** distance du point d'ancrage à la fibre supérieure.

l : longueur d'un voussoir sur laquelle s'effectue la courbure.

Rmin : rayon minimal de câbles 19T15 (Rmin = 10×Φg = 10 m).

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

L'angle de la courbe au point d'ancrage est : $\boldsymbol{\alpha_n = Arctg(2 \times (d_1 - d_0)\left(\frac{x}{l^2}\right)}$

Tableau VI.3 : Tracé en plan.

câbles	$L_{1,2}\ (m)$	$Z_i\ (m)$	$Z_{i+1}\ (m)$	$X_i\ ; X_{i+1}(m)$	$R_i\ ; R_{i+1}(m)$	$\beta_i\ ; \beta_{i+1}\ (rad)$	équation
C0 ; C1	RECTILIGNE						
C2	1.88	0.20	0.10	1.88	17.58	0.11	$0.2 - 0.0284x^2$
C3	3.75	0.40	0.20	3.75	35.16	0.11	$0.4 - 0.0142x^2$
C4	5.63	0.60	0.30	5.63	52.73	0.11	$0.6 - 0.0095\ x^2$
C5	7.5	0.80	0.40	7.50	70.31	0.11	$0.8 - 0.0071\ x^2$

Tableau VI.4 : Tracé des câbles en élévation.

Câbles	$L\ (m)$	$d_0(m)$	$d_1(m)$	$R_i(m)$	$\alpha\ (rad)$	équation
C0	RECTILIGNE					
C1 ; C2 ; C3 ; C4 ; C5	3.75	0.15	0.5	20.09	0.16	$0.15 + 0.025x^2$

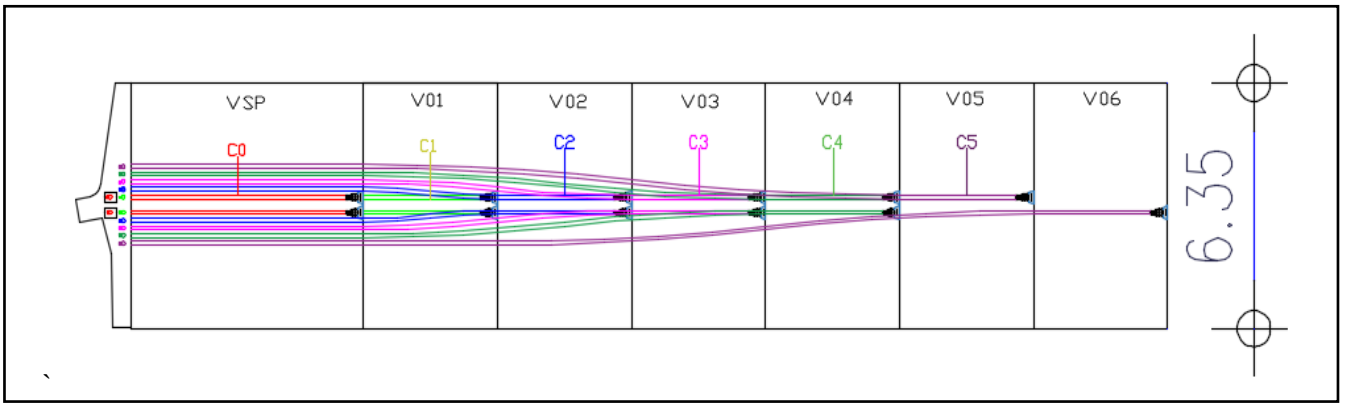


Figure VI.5 : Tracé en plan de câbles de fléau

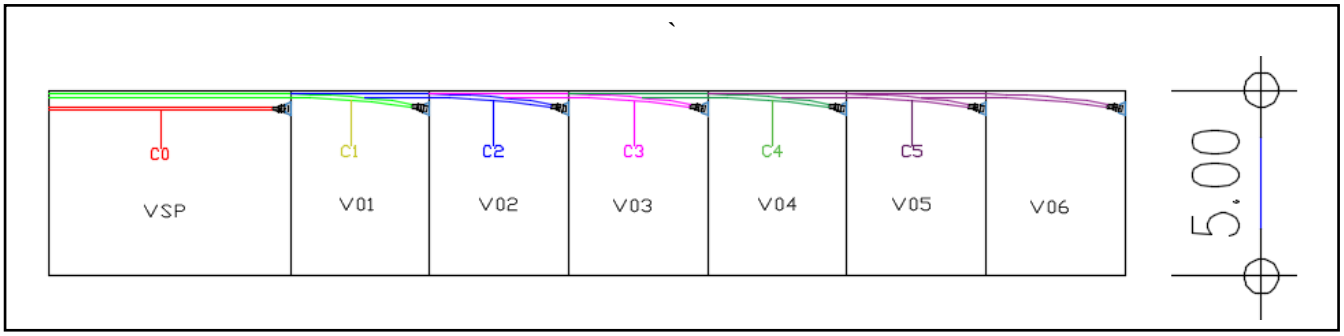


Figure VI.6 : Tracé en élévation de câbles de fléau

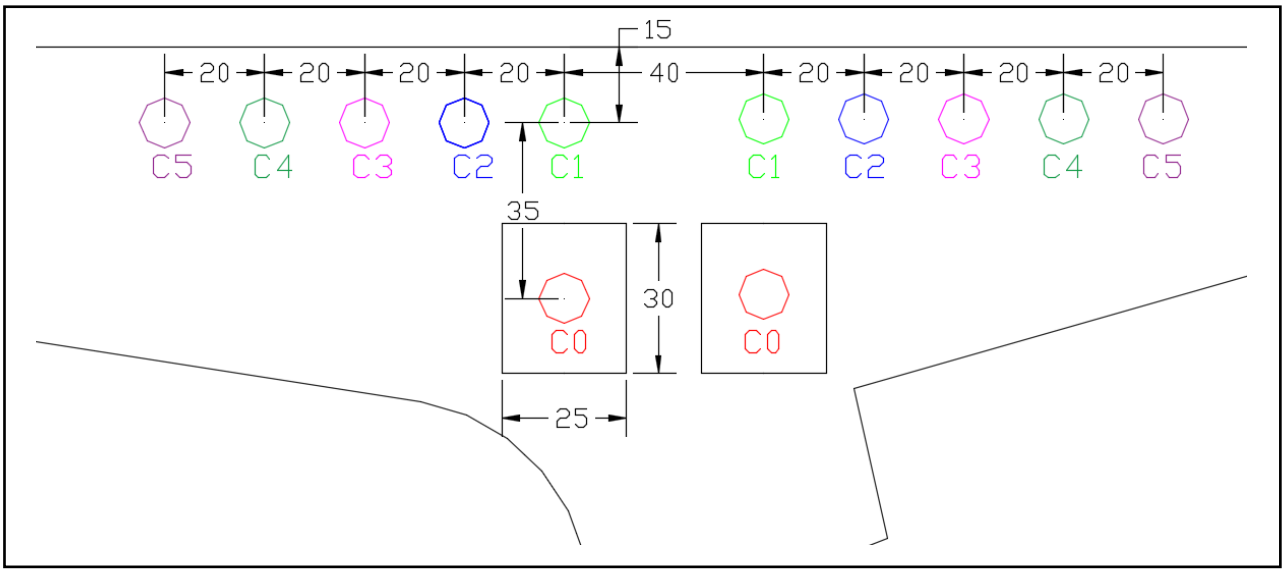


Figure VI.6 : Disposition des câbles et ancrages de fléau

VI.3. EVALUATION DES PERTES DE PRECONTRAINTE

De manière générale, on entend par « perte de précontrainte » toute réduction de l'effort exercé initialement par le vérin au moment de la mise en tension, mesurée en un point donné d'une armature et à un instant précis. Dans les ouvrages en béton précontraint, ces pertes sont loin d'être négligeables : elles peuvent atteindre 20 à 30 % de la tension initiale. Elles se répartissent en deux grandes catégories : les pertes instantanées et les pertes différées.

VI.3.1. Pertes instantanées

Les pertes instantanées se produisent dans un laps de temps relativement court, au moment de la mise en tension des câbles de précontrainte. Elles sont principalement dues à :

— La perte de tension par frottement :$\Delta\sigma_{\varphi}$

— La perte de tension par glissement à l'ancrage :$\Delta\sigma_{g}$

— La perte de tension due à la déformation instantanée du béton :$\Delta\sigma_{e}$

La valeur totale des pertes instantanées est donnée par la relation :$\Delta\sigma_{i} = \Delta\sigma_{\varphi} + \Delta\sigma_{g} + \Delta\sigma_{e}$

VI.3.1.1. Pertes de tension par frottement

Ce type de perte résulte du frottement entre le câble et la gaine lors de la mise en tension, notamment en raison des courbures du tracé et des déviations parasites, même en zones rectilignes. Ce phénomène est exprimé par la formule suivante :

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

Avec :

— σ_{p0} : la tension initiale à l'origine.

— e : la base du logarithme népérien.

— f = 0,2 : coefficient de frottement en courbe.

— θ : somme des déviations angulaires sur une distance x.

— $\varphi = 3 \times 10^{-3}$: coefficient de frottement en ligne droite.

— x : distance entre la section considérée et l'ancrage.

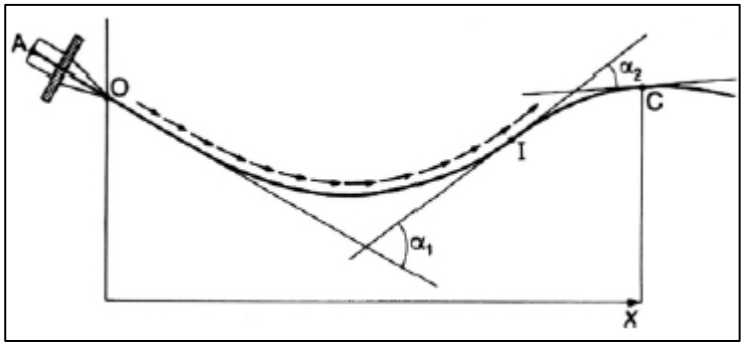


Figure VI.7 : Pertes par frottement.

VI.3.1.2. Pertes de tension par recul d'ancrage :

Ces pertes de tension résultent du glissement de l'armateur par rapport à son ancrage, du tassement ou de la déformation de l'ancrage, son influence diminue à partir de l'ancrage jusqu'à s'annuler à une distance « d », cela est résumer par la formule :

$$\Delta\boldsymbol{\sigma_g(x) = 2 \times \sigma_{p0} \times k \times (d - x)} \qquad ; \boldsymbol{k = f \times \frac{\beta}{L} + \varphi} \qquad ; \boldsymbol{d = \sqrt{\frac{E_p \times g}{\sigma_{p0} \times k}}}$$

Avec :

— k : fonction croissante liée aux effets de frottement.

— d : longueur au-delà de laquelle la perte s'annule.

— g : glissement à l'ancrage (en mm), $g = 2\ mm$.

— E_p : module d'élasticité de l'acier de précontrainte ($E_p = 190\ 000\ MPA$).

VI.3.1.3. Perte de tension due à la non-simultanéité de la mise en tension

L'ouvrage étant construit par étapes successives, les câbles de précontrainte sont mis en tension les uns après les autres. Cette procédure progressive provoque, à chaque nouvelle mise en tension, un raccourcissement de la pièce, ce qui réduit la tension des câbles déjà en place. Ainsi, si la pièce contient n câbles, chacun d'eux subit l'influence des (n−1) autres câbles, à l'exception du dernier tendu. Ainsi, la perte moyenne de tension due au raccourcissement instantané du béton est donnée par :

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

A titre de simplification, le BPEL donne la perte moyenne par câble :$\Delta\sigma_e(x) = \frac{1}{2} \times \frac{E_p}{E_{bi}} \times \sigma_{bi}$

Sachant que :$\frac{E_p}{E_{bi}} = \frac{190\,000}{39125.83} = 4.85$ D'où :$\Delta\sigma_e(x) = 2.43 \times \sigma_{bi}$ avec :$\sigma_b = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I} + \frac{M_p \times e}{I}$

- E_{bi} : module de déformation instantanée du béton
- σ_b : Contrainte de compression dans le béton à l'emplacement des câbles suite a la mise en tension suppose simultanée des « n » câbles
- P : effort de précontrainte prenant les pertes précédentes :$P = P_0 \times (1 - \Delta p)$
- M_p: moment dû au poids propre,

VI.3.2. Pertes de tension différées

La tension dans les câbles diminue progressivement au fil du temps. On distingue trois types de pertes :

- Pertes due au retrait du béton :$\Delta\sigma_r$
- Pertes due au fluage du béton : $\Delta\sigma_{fl}$
- Pertes due à la relaxation de l'acier : $\Delta\sigma_p$

Ainsi, la valeur totale des pertes différées s'exprime par la relation : $\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6}\Delta\sigma_p$

VI.3.2.1. Pertes par retrait

Au cours de son durcissement, le béton subit un retrait lié à l'évaporation de l'eau excédentaire et aux réactions d'hydratation. Ce phénomène se manifeste principalement durant les premiers mois suivant le coulage.

Si t_0 est l'âge du béton au moment de la mise en tension, la partie non effectué encore du retrait vaut : $\varepsilon_r\ (1 - r(t_0))$.

La perte finale de tension par retrait est donc :$\Delta\sigma_r = E_p\ \varepsilon_r\ (1 - r(t_0))$

Très souvent, la fonction $r(t_0)$ est négligeable devant 1, ce qui simplifie la formule à :

$$\Delta\sigma_r = E_p\ \varepsilon_r$$

Avec :

- ε_r : retrait final, estimé a 2×10^{-4} pour une région tempérée
- $r(t_0)$: la fonction d'évolution du retrait au cours du temps.

VI.3.2.2. Pertes par fluage

Le fluage du béton est une déformation différée qui se manifeste lorsqu'une contrainte constante est appliquée dans le temps. Contrairement au retrait, cette déformation débute dès le chargement et s'amplifie progressivement.

La perte de tension due au fluage vaut : $\Delta\sigma_{fl} = E_p\ \varepsilon_f$, avec : $\varepsilon_f = \frac{\sigma_M - \sigma_b}{E_{bj}}$

σ_M : Contrainte maximale (après pertes instantanés) de compression du béton au niveau du câble moyen ; d'après le BPEL cette contrainte vaut : $\sigma_M = 1.5\ \sigma_b$

D'où : $\Delta\sigma_{fl} = 2.5 \times \sigma_b(x) \times \frac{E_p}{E_{bj}}$

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

VI.3.2.3. Pertes par relaxation

La relaxation de l'acier est un relâchement de la tension, cette perte dépend de l'acier et de son traitement. La perte de tension finale due à la relaxation peut être estimée par la formule :

$$\Delta\sigma_p = \frac{6}{1000} \times \rho_{1000} \times (\mu - \mu_0) \times \sigma_i(x)\ \ ; avec : \mu = \frac{\sigma_i(x)}{f_{prg}}$$

Avec :

— ρ_{1000} : coefficient de relaxation garantie à 1000 h.

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

— $\sigma_i(x)$: contrainte initiale de l'armature dans la section d'abscisse x.

VI.3.3. Les pertes totales

Les pertes totales sont la somme des pertes instantanées et différées : $\Delta\sigma_{tot} = \Delta\sigma_i + \Delta\sigma_d$

- **Application sur les câbles du fléau**

Le tableau ci-dessous est le résultat d'un calcul plus détaillé donné à **l'Annexe**

Tableau VI.5 : Pourcentages (%) des pertes de tension moyennes des câbles de fléau.

Section	$\Delta\sigma_\varphi$	$\Delta\sigma_g$	$\Delta\sigma_e$	$\Delta\sigma_i$	$\Delta\sigma_r$	$\Delta\sigma_{fl}$	$\Delta\sigma_p$	$\Delta\sigma_d$	$\Delta\sigma_{tot}$
Axe VSP	9.06	0.23	0.44	9.74	2.55	2.36	3.96	8.31	17.95
FIN VSP	7.27	0.47	1.20	**8.94**	2.55	6.40	4.08	**12.35**	**21.29**
FIN V1	6.37	1.10	1.10	8.57	2.55	5.88	4.13	11.88	20.45
FIN V2	5.57	1.88	0.95	8.41	2.55	5.10	4.16	11.12	19.53
FIN V3	4.64	2.72	0.76	8.12	2.55	4.11	4.20	10.17	18.29
FIN V4	3.86	3.40	0.54	7.80	2.55	2.89	4.25	8.99	16.78
FIN V5	4.29	4.54	0.28	9.10	2.55	1.51	4.05	7.44	16.54
FIN V6	0.00	6.80	0.15	6.95	2.55	0.79	4.39	7.00	13.96

- Pour la suite des calculs, on adopte la valeur **:$\Delta\boldsymbol{\sigma_{tot}} = \mathbf{21.29}\%$**

VI.4. VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES

Cette étape vise à vérifier que les contraintes normales dans les fibres extrêmes du tablier, en phase de construction et en service, restent dans les limites admissibles. La contrainte calculée doit satisfaire la condition suivante : $\overline{\sigma_{bt}} \leq \sigma_y \leq \overline{\sigma_{bc}}$

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

Avec :

— P : effort de précontrainte après pertes.

— B : aire de la section transversale.

— I : moment d'inertie de la section.

— e_0: excentricité moyenne du câble.

— M : moment extérieur appliqué.

— y : distance du centre de gravité aux fibres extrêmes.

VI.4.1. Vérification des contraintes pour le demi-fléau en phase de construction

- $\Delta \boldsymbol{P} = \mathbf{21.29\%}$
- $\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 45 = 27\ MPA$
- $\sigma_{bt1} = -1.5 \times f_{t28} = -1.5 \times 3.3 = -4.95\ MPA$ (Hors Section d'enrobage)
- $\sigma_{bt2} = -0.7 \times f_{t28} = -0.7 \times 3.3 = -2.31\ MPA$ (Section d'enrobage)

Les résultats sont résumés dans le **tableau VI.6** (les contraintes sont bien vérifiées).

Tableau VI.6 : Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de construction.

section	x (m)	N° câbles	M (KN.m)	υ' (m)	υ (m)	I (m4)	S (m2)	emoy (m)	P (MN)	σsup (MPA)	σInf (MPA)
Axe VSP	0	24	223916,67	2,93	2,07	62,27	21,28	1,82	80,11	1,17	7,44
Fin VSP	6,5	24	139119,96	3,07	1,93	46,78	14,34	1,72	80,11	5,53	5,67
Fin V01	10,25	20	99164,89	3,07	1,93	46,78	14,34	1,71	66,76	5,27	3,67
Fin V02	14	16	65770,38	3,07	1,93	46,78	14,34	1,69	53,41	4,73	2,12
Fin V03	17,75	12	38936,44	3,07	1,93	46,78	14,34	1,66	40,06	3,93	0,98
Fin V04	21,5	8	18663,06	3,07	1,93	46,78	14,34	1,60	26,70	2,85	0,28
Fin V05	25,25	4	4950,25	3,07	1,93	46,78	14,34	1,55	13,35	1,58	-0,10
Fin V06	29	2	0,00	3,07	1,93	46,78	14,34	1,43	6,68	0,86	-0,16

VI.5. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DU CONTINUITE

D'une manière générale, les câbles de continuité ont pour rôle de reprendre les actions complémentaires appliquées à l'ouvrage une fois les fléaux réalisés. Placés dans les goussets inférieurs, ils s'opposent aux moments positifs. Leur ancrage s'effectue dans des bossages aménagés à la jonction entre l'âme et le hourdis inférieur.

VI.5.1. Détermination du nombre de câbles de continuité en travée principale

Les efforts de précontrainte dans les câbles de continuité, destinés à reprendre les moments positifs en travée principale, sont déterminés à partir du moment maximal en appliquant les formules suivantes :

$$\mathbf{P} = \frac{\frac{\mathbf{M} \times \mathbf{v'}}{\mathbf{I}}}{\left(\frac{\mathbf{e} \times \mathbf{v'}}{\mathbf{I}} + \frac{\mathbf{1}}{\mathbf{S}}\right)} \quad ; \quad \text{avec} \quad \mathbf{e = v' - d} \quad ; \quad \mathbf{n \geq \frac{P}{(1 - \Delta P) P_0}}$$

M : le moment fléchissant dû à la combinaison de la charge la plus défavorable.

v' : distance du CDG de la section à la fibre inférieure.

ΔP : les pertes de tension, estimées à 25%.

I : le moment d'inertie de la section.

S : section droite du voussoir.

e : excentricité du câble par rapport au CDG de la section.

Application numérique :

v' = 3.07 m ; e = 2.92 m ; I = 46.78 m^4 ; S = 14.34 m^2 ; M = 139001.02 KN.m
P_0 = 4.24 MN ; ΔP = 25% ; P = 34.90 MN → n ≥ 10.97

On prend : n = 12 câbles de 19T15s

Tableau VI.7 ***:*** *Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée principale* ***P2–P3***

	M (kN.m)	υ' (m)		υ (m)	I (m4)	S (m2)	e (m)	P (MN)	N cable	N retenu
FIN V1	-11 172,19	3,07		1,93	46,78	14,34	2,92	-2,81	0	2
FIN V2	33 703,09	3,07		1,93	46,78	14,34	2,92	8,46	2,66	4
FIN V3	70 603,64	3,07		1,93	46,78	14,34	2,92	17,73	5,57	6
FIN V4	99 531,72	3,07		1,93	46,78	14,34	2,92	24,99	7,86	8
FIN V5	120 521,19	3,07		1,93	46,78	14,34	2,92	30,26	9,51	10
FIN V6	133 766,14	3,07		1,93	46,78	14,34	2,92	33,59	10,56	12
clavage	139 001,02	3,07		1,93	46,78	14,34	2,92	34,90	10,97	12
FIN V6	138 592,64	3,07		1,93	46,78	14,34	2,92	34,80	10,94	12
FIN V5	131 488,91	3,07		1,93	46,78	14,34	2,92	33,02	10,38	12
FIN V4	116 512,13	3,07		1,93	46,78	14,34	2,92	29,26	9,20	10
FIN V3	93 693,08	3,07		1,93	46,78	14,34	2,92	23,53	7,40	8
FIN V2	62 897,67	3,07		1,93	46,78	14,34	2,92	15,79	4,97	6
FIN V1	24 304,36	3,07		1,93	46,78	14,34	2,92	6,10	1,92	4
FIN VSP	-22 662,31	3,07		1,93	46,78	14,34	2,92	-5,69	0	2

VI.5.2. Disposition des câbles

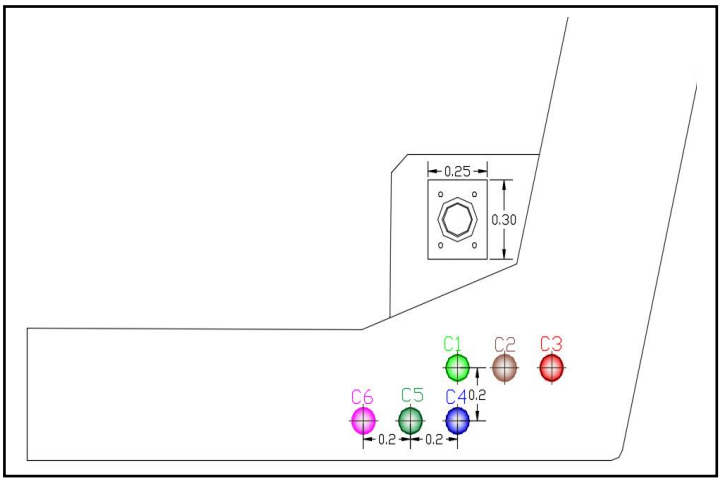


Figure VI.8 : Disposition des câbles de continuité en travée principale

VI.5.3. Trace des câbles

Les tableaux suivants représentent les équations et les paramètres de trace en plan et élévation des câbles de la travée principale :

Tableau VI.8 : L'allure du tracé en plan des câbles de continuité de la travée principale.

câbles	$L_{1,2}\ (m)$	$Z_i\ (m)$	$Z_{i+1}\ (m)$	$X_i\ ; X_{i+1}(m)$	$R_i\ ; R_{i+1}(m)$	$\beta_i\ ; \beta_{i+1}\ (rad)$	équation
C1; C4	RECTILIGNE						
C2; C5	1.875	0.2	0.1	1.875	17.58	0.106	$0.2 - 0.028\ x^2$
C3; C6	3.75	0.4	0.2	3.75	35.16	0.106	$0.4 - 0.014\ x^2$

Tableau VI.9 : L'allure du tracé en élévation des câbles de continuité de la travée principale.

Câbles	$L\ (m)$	$d_0(m)$	$d_1(m)$	$R_i(m)$	$\alpha\ (rad)$	équation
C1; C2; C3;	3.75	0.35	0.91	12.56	0.22	$0.35 - 0.56\ x^2$
C4; C5; C6	7.50	0.15	0.91	37.01	0.13	$0.15 - 0.7600\ x^2$

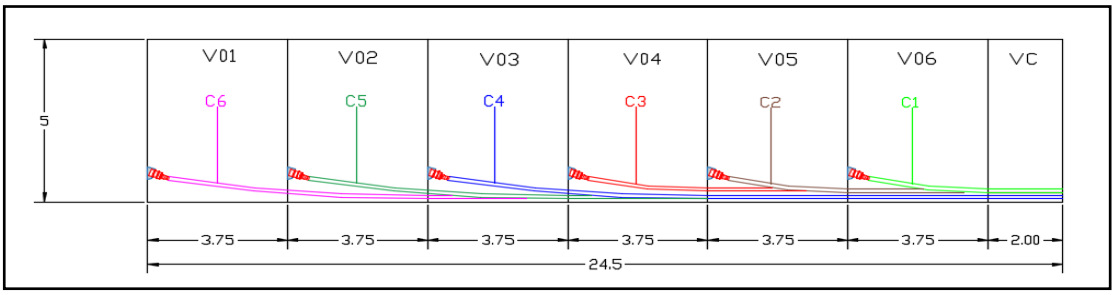


Figure VI.9 : Tracé en élévation de câbles de continuité de travée principale

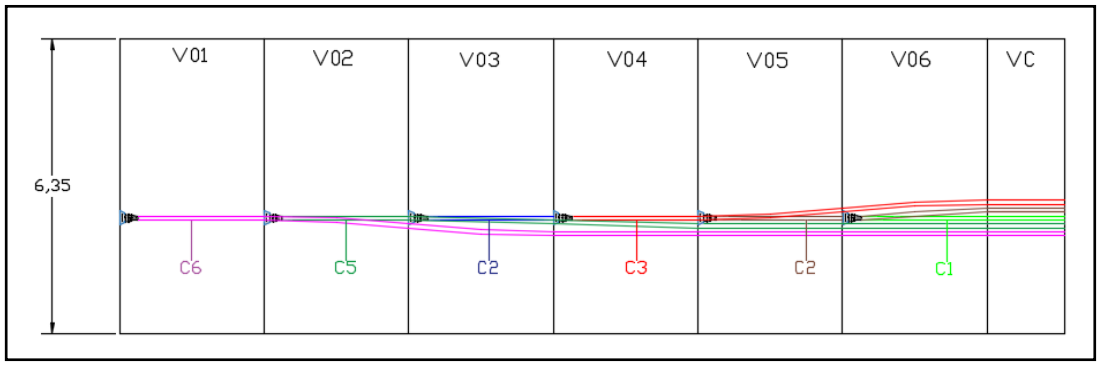


Figure VI.10 :Tracé en plan de câbles de continuité de travée principale

VI.5.4. Détermination du nombre de câbles de continuité en travée de rive :

Les efforts de précontrainte dans les câbles de continuité, destinés à reprendre les moments positifs en travée principale, sont déterminés à partir du moment maximal en appliquant les formules suivantes :

$$\mathbf{P} = \frac{\frac{\mathbf{M} \times \mathbf{v'}}{\mathbf{I}}}{\left(\frac{\mathbf{e} \times \mathbf{v'}}{\mathbf{I}} + \frac{\mathbf{1}}{\mathbf{S}}\right)} \quad ; \quad \text{avec} \quad \mathbf{e} = \mathbf{v'} - \mathbf{d} \quad ; \quad \mathbf{n} \geq \frac{\mathbf{P}}{(\mathbf{1} - \Delta\mathbf{P})\mathbf{P_0}}$$

M : le moment fléchissant dû à la combinaison de la charge la plus défavorable.

v' : distance du CDG de la section à la fibre inférieure.

ΔP : les pertes de tension, estimées à 25%.

I : le moment d'inertie de la section.

S : section droite du voussoir.

e : excentricité du câble par rapport au CDG de la section.

Application numérique :

v' = 3.07 m ; e = 2.92 m ; I = 46.78 m^4 ; S = 14.34 m^2 ; M = 187789.53 KN.m
P_0 = 4.24 MN ; ΔP = 25% ; P = 47.15 MN → n ≥ 14.83

On prend : n = 16 câbles de 19T15s

Tableau VI.10 : Estimation du nombre de câbles de continuité de travée de rive

	M (kN.m)	υ' (m)	υ (m)	I (m4)	S (m2)	e (m)	P (MN)	N cable	N retenus
FIN VSP	-38 210,38	3,07	1,93	46,78	14,34	2,92	-9,59	0	0
FIN V1	18029,01	3,07	1,93	46,78	14,34	2,92	4,53	1,42	4
FIN V2	66292,23	3,07	1,93	46,78	14,34	2,92	16,65	5,23	8
FIN V3	106544,03	3,07	1,93	46,78	14,34	2,92	26,75	8,41	12
FIN V4	138754,77	3,07	1,93	46,78	14,34	2,92	34,84	10,95	14
FIN V5	162897,32	3,07	1,93	46,78	14,34	2,92	40,90	12,86	14
FIN V6	178946,66	3,07	1,93	46,78	14,34	2,92	44,93	14,13	16
clavage	184195,47	3,07	1,93	46,78	14,34	2,92	46,25	14,54	16
FIN VSC 1	187789,53	3,07	1,93	46,78	14,34	2,92	47,15	14,83	16
FIN VSC 2	183844,87	3,07	1,93	46,78	14,34	2,92	46,16	14,51	16
FIN VSC 3	172278,37	3,07	1,93	46,78	14,34	2,92	43,26	13,60	14
FIN VSC 4	153081,74	3,07	1,93	46,78	14,34	2,92	38,44	12,09	14
FIN VSC 5	126260,61	3,07	1,93	46,78	14,34	2,92	31,70	9,97	12
FIN VSC 6	91 828,72	3,07	1,93	46,78	14,34	2,92	23,06	7,25	8
FIN VSC 7	49749,78	3,07	1,93	46,78	14,34	2,92	12,49	3,93	4
FIN VSC 8	0	3,07	1,93	46,78	14,34	2,92	0	0	0

VI.5.5. Disposition des câbles

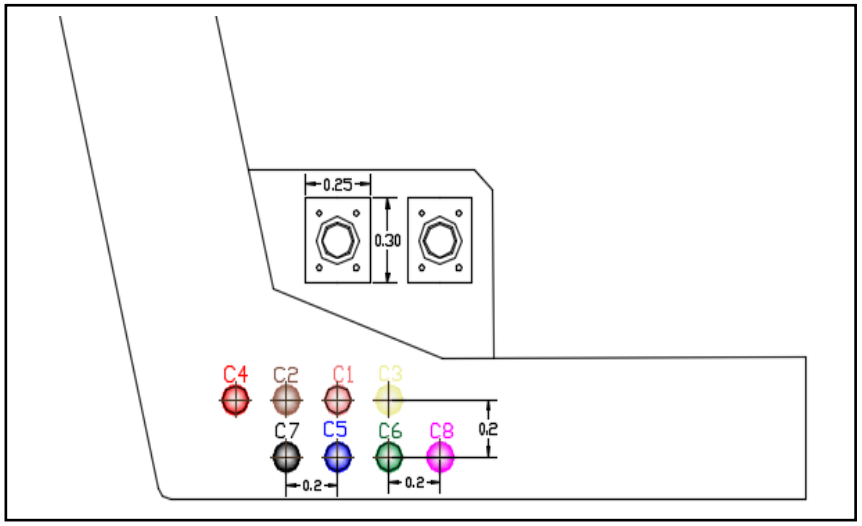


Figure VI.11 : Disposition des câbles de continuité en travée de rive

VI.5.6. Trace des câbles

Les tableaux suivants représentent les équations et les paramètres de trace en plan et élévation des câbles de la travée principale :

Tableau VI.11 : L'allure du tracé en plan des câbles de continuité de travée de rive

câbles	$L_{1,2}\ (m)$	$Z_i\ (m)$	$Z_{i+1}\ (m)$	$X_i\ ; X_{i+1} (m)$	$R_i\ ; R_{i+1} (m)$	$\beta_i\ ; \beta_{i+1}\ (rad)$	équation
C1; C5 ; C8	RECTILIGNE						
C2; C3; C6	3.75	0.2	0.1	3.75	70.31	0.053	$0.2 - 0.007\ x^2$
C4	3.75	0.4	0.2	3.75	35.16	0.106	$0.4 - 0.014\ x^2$

Tableau VI.12 : L'allure du tracé en élévation des câbles de continuité de travée de rive.

Câbles	$L\ (m)$	$d_0 (m)$	$d_1 (m)$	$R_i (m)$	$\alpha\ (rad)$	équation
C1; C2; C3; C4	3.75	0.35	0.91	12.56	0.22	$0.35 - 0.56\ x^2$
C5; C6; C7; C8	3.60	0.15	0.91	9.25	0.26	$0.15 - 0.76\ x^2$

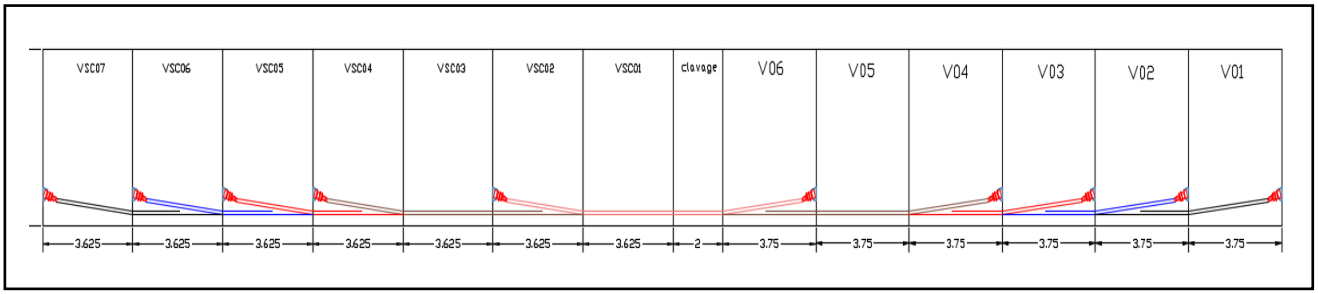


Figure VI.12 : Tracé en élévation de câbles de continuité en travée de rive

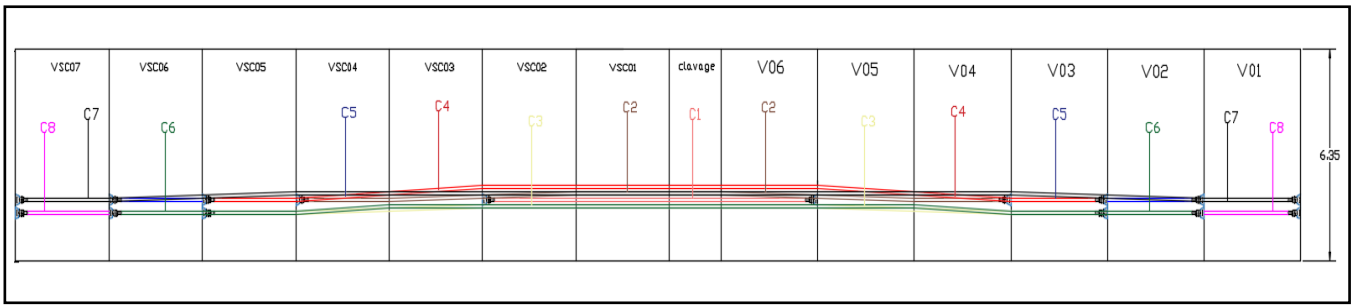


Figure VI.13 : Tracé en plan de câbles de continuité en travée de rive

VI.5.7. Vérification des en phase de service

Au cours de cette phase, on distingue deux états de vérification.

- Le premier, dit état à vide, ne
- On prend en compte que le poids propre du tablier.
- Le second, appelé état en charge, intègre quant à lui l'ensemble des charges permanentes et des surcharges d'exploitation.

La vérification des contraintes dans cette phase est conditionnée par :

— $\Delta \boldsymbol{P} = \boldsymbol{21.29\%}$

— $\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 45 = 27\ MPA$

— $\sigma_{bt1} = -1.5 \times f_{t28} = -1.5 \times 3.3 = -4.95\ MPA$ (Hors Section d'enrobage)

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

VI.5.8. Armatures des zones tendues

Dans les zones où on a une traction en béton, il est nécessaire de disposer une section d'armatures passives minimales As (art. 6.1.32 4.1 des Règles BPEL).

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

Avec :

— B_t : aire de la section du béton en traction.

— σ_{bt} : valeur absolue de la contrainte maximale de traction.

— N_{bt} : la résultante des contraintes de traction correspondantes.

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

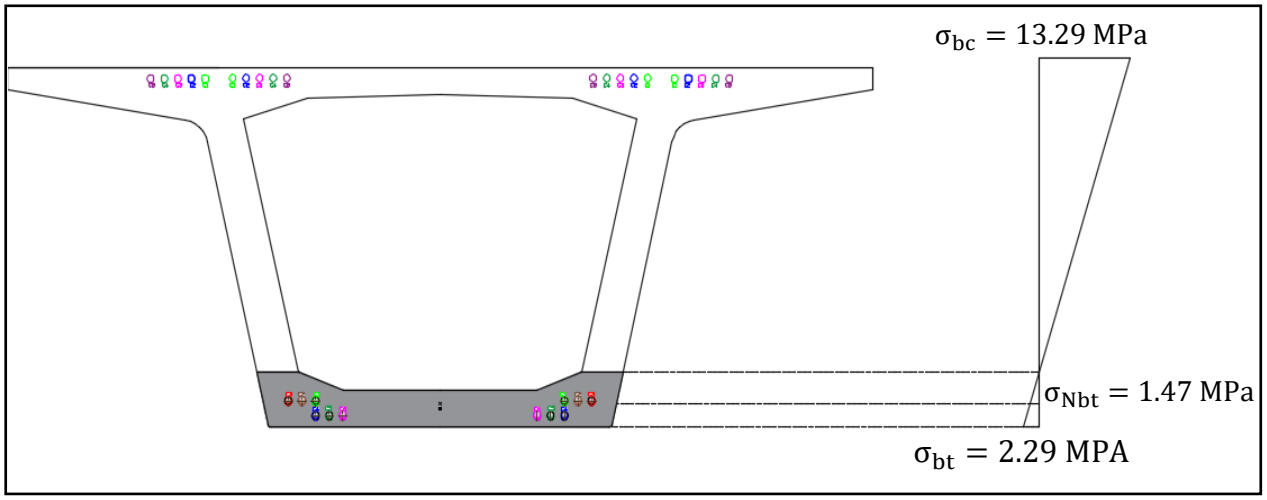


Figure VI.14 : Diagramme des contraintes

— $B_t = 2.9613 m^2$; $\sigma_{bt} = 2.29$ MPA; $\sigma_{Nbt} = 1.4714$ MPA ;

— $N_{bt} = \sigma_{Nbt} \times B_t = 4.357$MN

— $A_s = \frac{2.9613}{1000} + \left(\frac{4.357}{500} \times \frac{3.3}{2.29}\right) = 155.186\ cm^2$

— $A_s = 14.94 \frac{cm^2}{ml}$ 2 nappes de HA16 avec e = 20 cm

VI.6. VERIFICATION VIS-A-VIS L'EFFORT TRANCHANT

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

Dans une poutre-caisson, l'effort tranchant est principalement repris par l'âme, qui constitue l'élément résistant à cet effort. En revanche, les membrures supérieure et inférieure, du fait de leur forte inertie par rapport au centre de gravité de la section, sont les éléments qui assurent la résistance à la flexion.

VI.6.1.1. Détermination de l'effort tranchant

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

$\boldsymbol{V_g}$: Relative aux charges permanentes.

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

- **Effort tranchant dû à la précontrainte :**

La poutre isostatique est précontrainte par des câbles appliquant une force P, inclinée selon un angle α par rapport à la fibre moyenne.

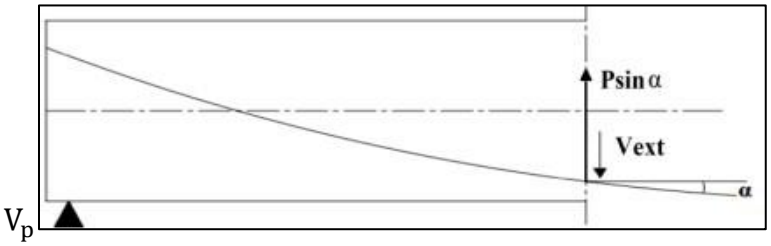


Figure VI.15 : Effort de précontrainte

Note : Dans la configuration actuelle avec des câbles rectilignes sur vérin de précontrainte (VSP), l'effort tranchant résultant de la précontrainte est donc nul.

VI.6.1.2. Vérification de la contrainte de cisaillement

Pour la justification des contraintes de cisaillement, on doit vérifier les deux conditions de :

- Non rupture par fissuration :

$$\tau^2 \leq \tau_1^2 = 0.4 \times f_{tj} \times \left(f_{tj} + \sigma_x\right)$$

- Par compression-cisaillement :

$$\tau^2 \leq \tau_2^2 = 2 \times \frac{f_{tj}}{f_{cj}} \times \left(0.6 \times f_{cj} - \sigma_x\right) \times (f_{t28} + \sigma_x)$$

Avec :

— τ_{max} : contrainte de cisaillement max réduit de service : $\tau_{max} = \frac{V_{red}}{b_n \times z}$
— σ_x : contrainte normale longitudinale au centre de gravité :$\sigma_x = \frac{P \times \cos(\alpha)}{B_n}$
— B_n : section nette obtenue en soustrayant les vides des conduites.
— z : le bras de levier (z = I/S), par simplification : $z = (\frac{1+\rho}{2}) \times h$
— ρ : le rendement mécanique de la section vaut :$\rho = \frac{I}{B\,.\,v\,.v'}$
— b_n : épaisseur nette de l'âme :$b_n = 2 \times (e_a - 0.5 \times n \times \varphi)$
— e_a : épaisseur de l'âme
— n : nombre de câbles
— $\varphi = 0.1\ m$: diamètre de la gaine

- **Application numérique :**

$P_0 = 4.24\ MN\ ; \Delta P = 21.29\ \%\ ; n = 24\ cables\ \rightarrow P = 80.09\ MN$

$\frac{h}{2} = 2.5\ m\ ; V_{els}(2.5) = V_{red}(2.5) = 20.1\ MN$

$B_n = 21.21\ m^2 \rightarrow \sigma_x = 3.78\ MN$

$f_{c28} = 45\ MPA\ ; f_{t28} = 3.3\ MPA\ \rightarrow \tau_1 = 3.06\ MN\ ; \tau_2 = 4.91\ MN$

$I_n = 62.27\ m^4; \rho = 0.482\ ; z = 3.71\ m\ ; b_n = 1.8\ m\ ; \tau_{max} = 3.01\ MN$

On constate que $\tau_{max} \leq \tau_1 \rightarrow verifiee$

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

VI.6.2. Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis de ELU :

La justification des éléments d'une poutre à l'état-limite ultime implique de vérifier, d'une part, la résistance des armatures transversales et, d'autre part, la résistance des bielles de béton comprimées.

VI.6.2.1. Les bielles comprimées :

L'angle βu, qui représente l'inclinaison des bielles de béton par rapport à la fibre moyenne de la poutre (selon l'article 7.3.1 des règles BPEL) :

$$tg(2\beta_u) = \frac{2\times\tau_u}{\sigma_x - \sigma_y} \qquad \text{avec} \qquad \beta_u \geq 30\,°$$

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

σ_y : Contrainte normale au niveau de CDG suivante y $\quad \sigma_y = 0$

$$\tau_u = \frac{V_{ured}}{z \times b_n}$$

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

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

Application numérique :

$V_{ELU}(3.3m) = 27.73\ MN$; $V_{red} = 27.73\ MN$

$\rho = 0.482$; z = 3.71 m ; $b_n = 1.8$ m $\rightarrow$ $\tau_u = 4.16$ MPA

$\sigma_x = 3.78\ MPA$; $\sigma_y = 0\ MPA$; $\beta_u = 32.78\,°$

$\tau_u = 4.16\ MPA \leq \frac{0.85 \times f_{c28}}{3 \times \gamma_b}\sin(2\beta_u) = 7.74\ MPa$

- Les bielles comprimées de béton sont bien vérifiées

VI.6.2.2. La résistance des armatures transversales :

Consiste à déterminer la section des armatures transversale At (selon l'article 7.3.2.2 des règles BPEL) :

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

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

f_e : limite d'élasticité de l'acier.

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

γ_s =1,15 : pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales.

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

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

Application numérique :

$\tau_u = 4.16$ MPA ; $f_{t28} = 3.3$ MPA; $f_e = 500$ MPA ; $b_n = 1.8$ m ; $\beta_u = 32.78°$

$\frac{A_t}{S_t} \geq 81.57 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$(\frac{A_t}{S_t})_{min} \geq 0.6 \frac{b_n \times \gamma_s}{f_e} = 24.84 \text{ cm}^2/\text{ml}$ → à vérifier dans l'étude transversale.

VI.6.2.3. Vérification de la flèche :

Pour vérifier la flèche d'un pont, on mesure sa déformation sous charge avec un logiciel (MIDAS) et on compare les résultats aux tolérances pour assurer la sécurité et la fonctionnalité.

- **Valeurs limites de la flèche verticale maximale pour le confort des passagers :**

La flèche verticale maximale (δ) des ponts ferroviaires, mesurée le long de l'axe de la voie, dépend de :

- La longueur de la travée L [m].
- La vitesse du train V [km/h].
- Le nombre de travées.
- Le type de pont (travée indépendante, poutre continue).

Remarques :

Pour les poutres continues à trois travées ou plus, les valeurs de L/δ données dans la Figure VI.10 doivent être multipliées par 0,9.

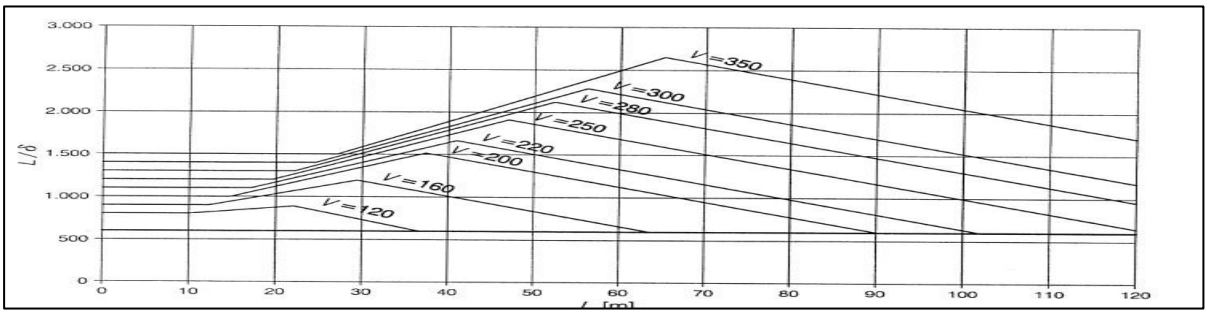


Figure VI.16 : Extrait du EN 1990:2002/A1:2005 Flèche verticale maximale autorisée δ pour des ponts ferroviaires

Application numérique :

$V = 80\ km/h$; $L = 60\ m$ $\rightarrow$ $l/\delta = 600$ $\rightarrow$ $\delta = 10\ cm$

La Valeurs limites de la flèche verticale maximale est : $\delta_{adm} = 0.9 \times \delta = 9\ cm$

La valeur de la flèche par logiciel de calcul (MIDAS CIVIL) :

Les flèches verticales δ avec le Modèle de Charge 71, multiplié par le coefficient Φ, et en considérant α=1, conformément à la Section 6 de l'EN 1991-2.

On obtient une flèche $\delta = 3.09\ cm < \delta_{adm} = 9\ cm$ donc la flèche est vérifiée.

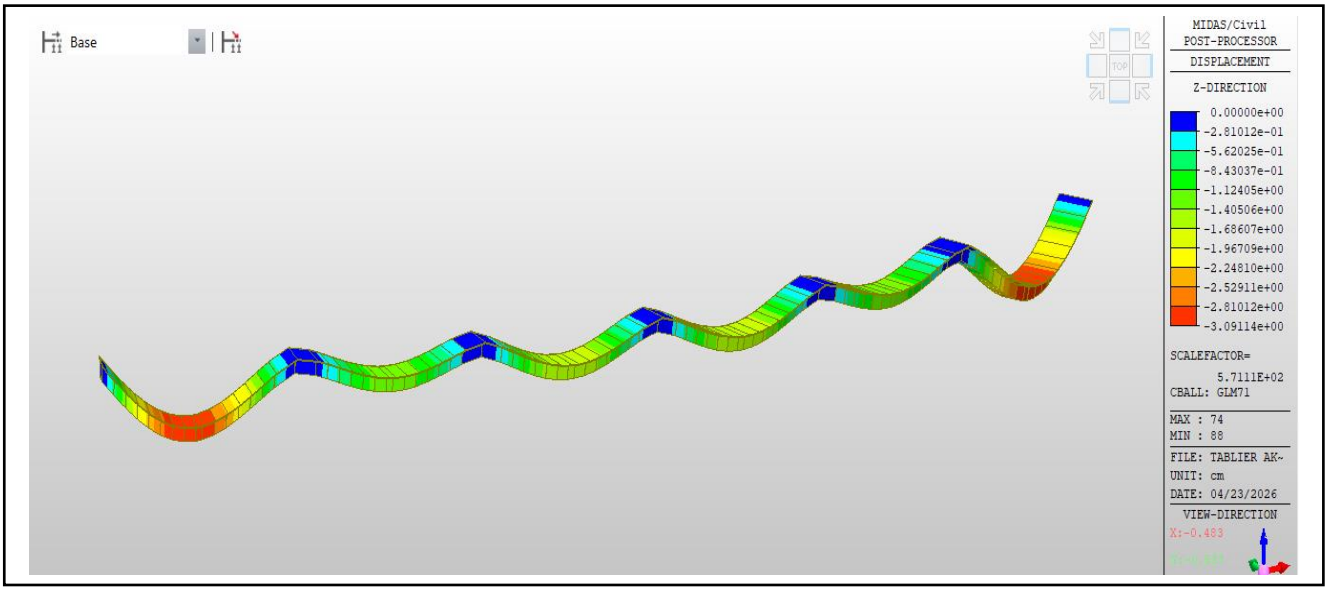


Figure VI.17 : La valeur de la flèche par logiciel de calcul (MIDAS CIVIL)

VI.7. CONCLUSION

L'étude de la précontrainte revêt une importance capitale pour les ponts à voussoirs construits par encorbellements successifs. Elle vise à dimensionner les câbles de fléau et de continuité en fonction des moments à équilibrer, puis à vérifier les contraintes au droit des joints entre voussoirs, tant en phase de construction qu'en phase de service.

CHAPITRE VII

ETUDE TRANSVERSALE

VII.1. INTRODUCTION

Dans le cadre de la conception transversale d'un tablier construit par encorbellements successifs, la section en caisson s'impose comme la forme mieux adaptée. Cette section fermée, grâce à ses deux hourdis, offre à la fois une excellente résistance à la torsion et une grande rigidité en flexion longitudinale.

Ce chapitre se concentre sur l'étude des sections les plus sollicitées, à savoir la section courant (VC), là où les moments fléchissant sont les plus élevés. Il s'agira d'y déterminer les armatures passives transversales nécessaires pour les âmes, ainsi que pour les hourdis inférieur et supérieur.

VII.2. ÉVALUATION DES EFFORTS TRANSVERSAUX

VII.2.1. Modélisation par MIDAS

La modélisation s'effectue à l'aide d'un logiciel de calcul par éléments finis (Midas Civil). Le caisson y est représenté comme un portique fermé, reposant à la base de chaque âme sur deux appuis (un simple et l'autre double) placés à leurs extrémités.

Ces voussoirs sont modélisés avec une longueur unitaire d'un 1 mètre. Les sections des différents éléments sont remplacées par des sections équivalentes, choisies de manière à respecter l'équivalence en termes de poids propre et d'inertie.

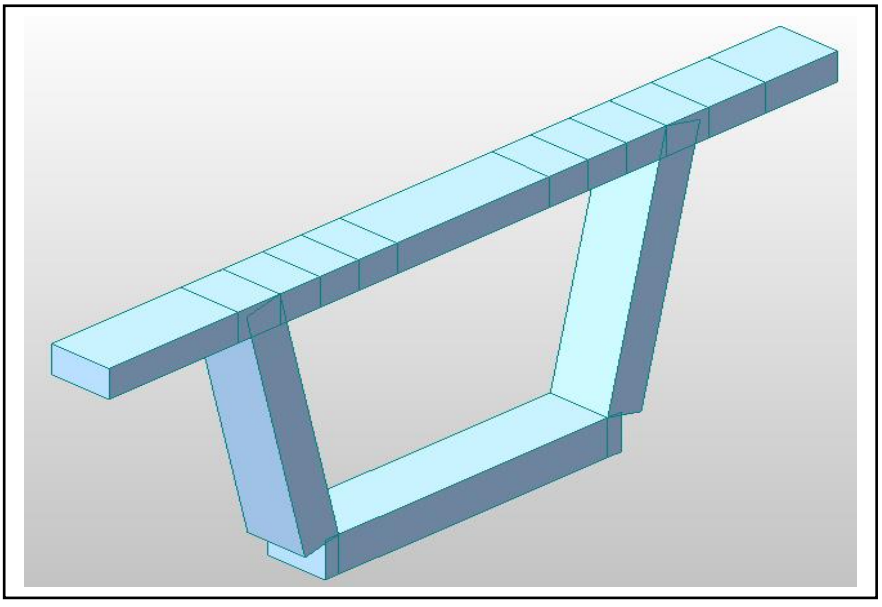


Figure VII.1 : Section équivalente Voussoir courant

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

VII.2.2. Résultats

Les sections à justifier selon le guide SERTA sont représentées dans la figure ci-dessous :

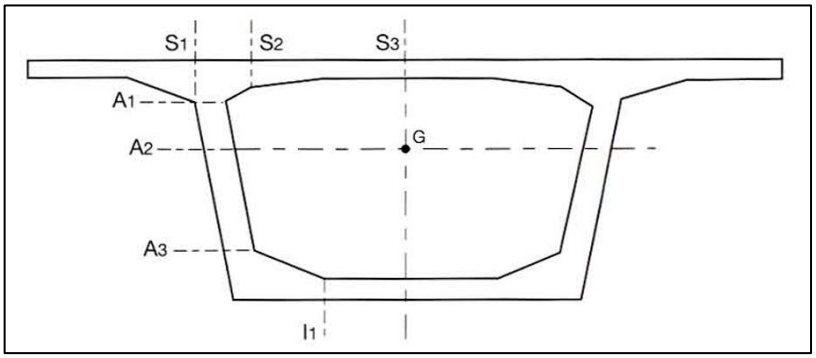


Figure VII.2 : Sections à justifier

Les résultats sont résumés dans les deux tableaux suivants :

Tableau VII.1 : Sollicitations maximales dans VC

Élément	Section	Mmax (KN.m)		Nmax (KN)	
		ELU	ELS	ELU	ELS
Hourdis supérieur	S1	-93.3	-69.1	/	/
	S2	-274.9	-245.8	/	/
	S3	215.3	194.7	/	/
Ames	A1	299.4	281.7	- 445.4	-393.82
	A2	195.1	185.8	-472.53	-423.72
	A3	-122.26	-115.38	- 486.7	-434.86
Hourdis inférieur	I1	-78.4	-75	/	/

VII.2.3. Ferraillage

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

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

VII.2.3.1. Ferraillage de l'hourdis supérieur de VSP

Les fissurations sont préjudiciables.

Le dimensionnement de la section rectangulaire sera à l'ELS.

Application numérique (Section S3) :

$$b = 1\ m \quad ; \quad h = 50\ cm \quad ; \quad d = 0.9h = 45\ cm$$

$$M_{ser} = 194.7\ KN.m \quad ; \quad \overline{\sigma_{bc}} = 27\ MPa \quad ; \quad \overline{\sigma_s} = 252.8\ MPa$$

$$X = \frac{15\,\overline{\sigma_{bc}}}{15\,\overline{\sigma_{bc}} + \overline{\sigma_s}} \times d = \frac{15 \times 27}{15 \times 27 + 252.8} \times 0.45 = 27.71\ cm$$

$$Z = d - \frac{X}{3} = 45 - \frac{27.71}{3} = 35.76\ cm$$

$$\overline{M_1} = \frac{1}{2} b\, X\, \overline{\sigma_{bc}}\, Z = 0.5 * 1 * 0.2771 * 27 * 0.3576 = 1337.72\ KN.m$$

$M_1 \geq M_{ser}$ → Section sans armateure comprimée (SSAC).

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \times \sigma_s} = \frac{194.7}{0.3576 \times 252.8} = 21.54\ cm^2/ml$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times f_{tj}}{fe} b.d = \frac{0.23 \times 3.3}{500} \times 1 \times 0.45 = 6.83\ cm^2$$

$A_{ser} > A_{min}$ Condition de non fragilité (CNF)vérifiée.

Ferraillage longitudinal :

$$A_{sl} = \frac{A_{st}}{3} = \frac{21.54}{3} = 7.18\ cm^2/ml$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times f_{tj}}{fe} b.d = 6.83\ cm^2$$

$A_{ser} > A_{min}$ Condition de non fragilité (CNF)vérifiée

VII.2.3.2. Ferraillage passif des voussoirs

A l'aide d'un logiciel de calcul de ferraillage (Robot Expert 2010), On trouve les résultats donnés dans le **tableau VII.2** détaillées dans l'**Annexe**.

Tableau VII.2: Ferraillage passif du VC

Elément	Nappe	h (cm)	Transversale			Longitudinale		
			As(cm^2)	Ø (mm)	e(cm)	As(cm^2)	Ø (mm)	e(cm)
Hourdis supérieure	Sup	50	24.3	HA 20	12.5	8.1	HA 14	16
	Inf	50	19	HA 16	10	6.83	HA 14	20
Hourdis inférieure	Sup	65	8.8	HA 12	12.5	8.8	HA 12	12.5
	Inf	65	8.8	HA 12	12.5	8.8	HA 12	12.5
Âme	Externe	60	29.9	HA 20	10	9.96	HA 16	20
	Interne	60	17.7	HA 20	16	8.2	HA 14	16

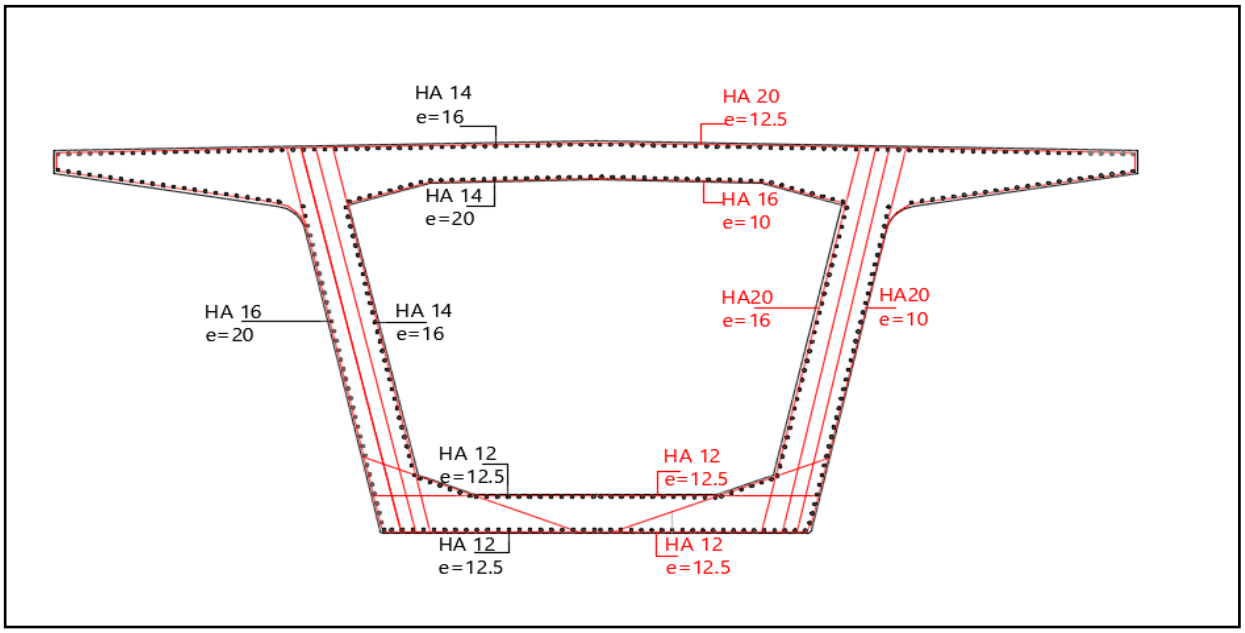


Figure VII.3 : Ferraillage du voussoir courant

VII.3. CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons réalisé une étude transversale ayant pour objectif d'identifier les différentes sollicitations agissant sur les voussoirs ainsi que sur leurs éléments constitutifs à savoir l'âme, le hourdis supérieur et le hourdis inférieur en vue de déterminer les sections d'armatures nécessaires ainsi que leurs dispositions.

CHAPITRE VIII

ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DU PONT

VIII.1. INTRODUCTION

Afin d'assurer la sécurité et la durée de vie d'un pont, il est nécessaire de prévoir certains équipements spécifiques et de réaliser une étude sismique adaptée. D'une part, les appareils d'appui transmettent les charges tout en permettant les mouvements de la structure. D'autre part, les joints de dilatation sont capables d'absorber les effets dus aux variations thermiques et au trafic. L'analyse sismique, elle, permet de vérifier le comportement de l'ouvrage face aux sollicitations sismiques et de s'assurer de sa bonne tenue dans ces cas-là.

VIII.2. APPAREIL D'APPUI

L'appareil d'appui est un élément stratégique placé entre le tablier d'un pont et ses supports. Sa fonction principale est de transmettre aux appuis les charges verticales, qu'elles proviennent du poids propre de l'ouvrage ou du trafic. Parmi les dispositifs les plus couramment rencontrés, on trouve les appareils d'appui en élastomère fretté et les appareils à pot, qui représentent à eux seuls plus de 90 % des équipements utilisés sur les ponts.

VIII.2.1. Limites d'utilisation

Lorsque les réactions d'appui, calculées à l'état limite ultime, ne dépassent pas 12 MN, le recours à un appareil d'appui en élastomère fretté s'avère tout à fait adapté. En revanche, pour des charges supérieures à 20 MN, ce sont les appareils à pot qui sont généralement privilégiés, car ils permettent de limiter l'encombrement du dispositif tout en supportant des efforts plus élevés.

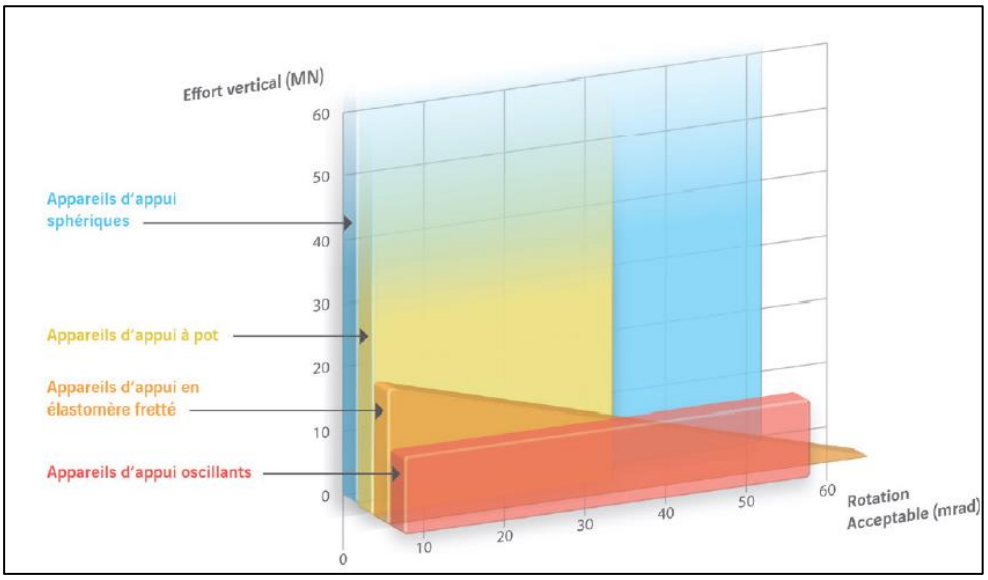


Figure VIII.1 : Limites d'utilisation des appareils d'appuis.

VIII.2.2. Appareil d'appui a pot

Les appareils d'appui à pot ont été très largement utilisés et constituent, après les appareils en élastomère fretté, le type de dispositif le plus répandu dans la construction des ponts. Cette place prépondérante s'explique par leur principe de fonctionnement, qui permet de supporter des charges importantes avec un encombrement réduit, notamment en épaisseur. À cet avantage s'ajoute une conception simple, favorisant une fabrication rationalisée. Le principe de cet appareil repose sur un coussin cylindrique en élastomère enfermé dans un pot et recevant la charge par l'intermédiaire d'un piston formant couvercle. L'élastomère, ne pouvant se déformer qu'à volume constant, est ainsi capable de transmettre des charges élevées tout en autorisant les rotations imposées par la structure.

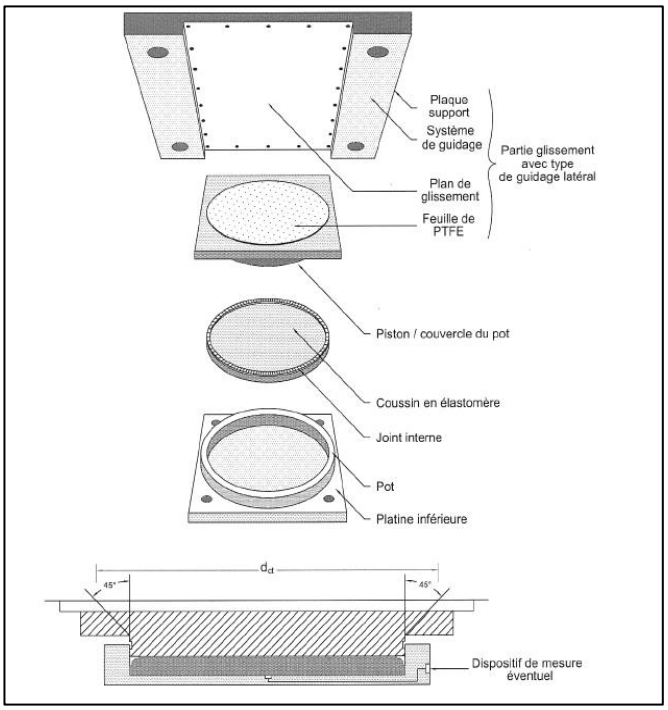


Figure VIII.2 : composition schématique d'un appareil d'appui à pot

Classement de fonctionnement :

- **Fixe :** autorisent les rotations sur appui, mais empêchent tout déplacement
- **Mobiles unidirectionnels :** ils permettent les rotations sur appui ainsi que les déplacements dans une seule direction.
- **Mobiles multidirectionnels :** autorisent les rotations et les déplacements dans toutes les directions.

VIII.2.3. Dimensionnement des appareils d'appuis

Selon les normes NF EN 1337-2 et NF EN 1337-5, le calcul des appareils d'appui est réalisé exclusivement à l'état limite ultime (ELU). Les combinaisons de charges à prendre en compte sont dès lors des combinaisons dites fondamentales, qui intègrent non seulement les actions permanentes, mais également les charges ferroviaires, les effets thermiques qu'il s'agisse de la température uniforme ou du gradient thermique ainsi que l'action du vent.

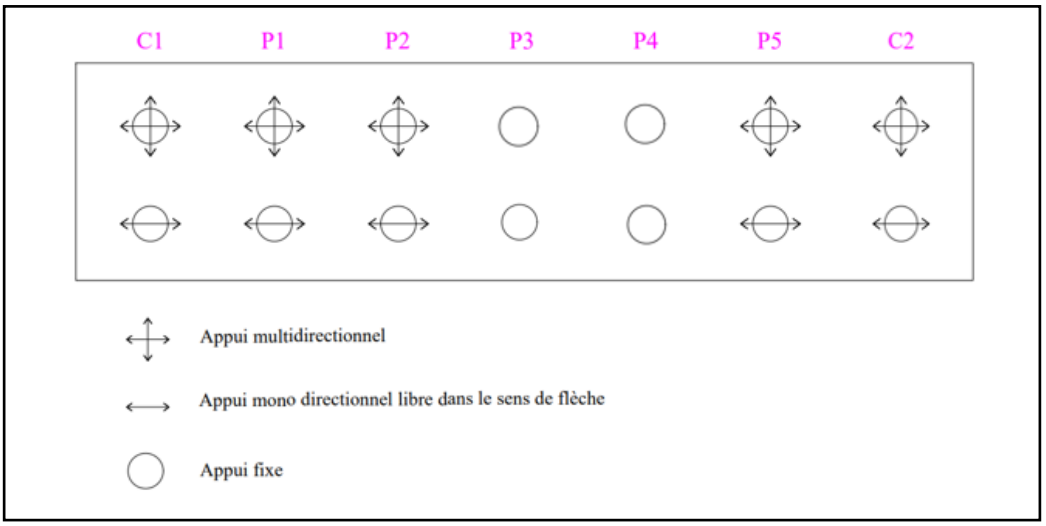


Figure VIII.3 : Les conditions d'appuis.

VIII.2.3.1. Evaluation des réactions

Tableau VIII.1 : Descente de charges sur les appuis

Effort (MN)	$C_1; C_2$	$P_1; P_5$	$P_2; P_3; P_4$
R_{max}	20.34	56.27	51.28
$F_z = R_{max}/nbre\ d'appareil$	10.17	28.14	25.64

VIII.2.3.2. Pression dans le PTFE

La norme limite de la pression moyenne sous combinaison fondamentale :$f_{ed\ ,moy} = 40\ MPA$, donc à partir de cette valeur, on peut déterminer la **surface minimale** du pot pour chaque appui :

$$S_p = \frac{F_z}{f_{ed\ ,moy}}$$

Tableau VIII.2 : Surface Sp du pot

Appui	$C_1; C_2$	$P_1; P_5$	$P_2; P_3; P_4$
$surface\ S_p du\ pot\ en\ m^2$	0.25	0.7	0.64

VIII.2.3.3. Pression dans l'élastomère

La pression moyenne f_{ed} du coussin est limitée a f_u / γ_M sous combinaison fondamentale

Avec :

- $f_u = 60\ MPA$
- γ_M : 1.3 [valeurs recommandées par la norme NF EN 1337-2 § 6.2.1.1]

Ainsi la valeur limite est : $f_{ed} = 46.15\ MPA$

Tableau VIII.3 : Surface Sc du coussin

Appui	$C_1; C_2$	$P_1; P_5$	$P_2; P_3; P_4$
$surface\ S_c du\ coussin\ en\ m^2$	0.22	0.61	0.56

VIII.2.3.4. Effort horizontaux longitudinaux pour les appareils d'appui a pots glissants

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

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

D'où : $$H = (\mu_{max} + PP) \times V$$

Avec :

- μ_{max} : coefficient de frottement maximal de l'appareil d'appui
- PP : la précision de pose de l'appareil
- V : la charge verticale appliquée

Tableau VIII.4 : Efforts horizontaux longitudinaux pour les appareils d'appui à pot glissants

Appui	$C_1; C_2$	$P_1; P_5$	P_2
$H\ (MN)$	0.36	0.98	0.9

VIII.2.3.5. Effort horizontaux longitudinaux pour les appareils d'appui a pots fixes

Les coefficients de frottements maximum et minimum μ_a et μ_r sont donnes par :

$$\mu_a = \mu_{max} \times (1 + \alpha)$$

$$\mu_r = \mu_{max} \times (1 - \alpha)$$

Avec :

— μ_a : coefficient de frottement à retenir dans le cas défavorable

— μ_r : coefficient de frottement à retenir dans le cas défavorable

— α : coefficient de dégressivité dépendant de nombre d'appareil d'appui glissante

Tableau VIII.5 : Coefficient de dégressivité.

n	α
≤ 4	1
$4 \leq n \leq 10$	$(16 - n)/16$
≥ 10	0.5

➢ **Application numérique**

$n \geq 10 \rightarrow \alpha = 0.5 \quad ; \mu_a = 0.024 \quad ; \mu_r = 0.008$

$H_{p3} = [\mu_a \times (V_{c1} + V_{p1} + V_{p2}) - \mu_r \times (V_{c1} + V_{p1} + V_{p2})] = 1.02\ MN$

$H_{p4} = [\mu_a \times (V_{c1} + V_{p1} + V_{p2} + V_{p3}) - \mu_r \times (V_{c1} + V_{p1} + V_{p2} + V_{p3})] = 1.43\ MN$

1. Choix du modèle

Tableau VIII.6 : Choix des appareils d'appuis

Appuis	Appareil d'appuis 1	Appareil d'appuis 2	Type d'appuis 1	Type d'appuis 2
C1/C2	MULTI	MONO	JPZ(II)-15.0-SX	JPZ(II)-15.0-DX
P1/P5	MULTI	MONO	JPZ(II)-30.0-SX	JPZ(II)-30.0-DX
P2	MULTI	MONO	JPZ(II)-27.5-SX	JPZ(II)-27.5-DX
P3/P4	FIXE	FIXE	JPZ(II)-27.5-GD	JPZ(II)-27.5-GD

VIII.2.4. DES D'APPUIS

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

VIII.2.4.1. Dimensionnement des dés d'appuis au niveau de la pile et la culée

Les dimensions du dé d'appui sont données par les relations suivantes :

— $A = a + 200 \quad ; B = b + 200$

— $h \geq 2 \times B_0 / P_0$

Avec : $B_0 = A \times B \quad ; P_0 = 2 \times (A + B)$

Application Numérique :

Pour les culées :

A = 1330 + 200 → A= 1530 mm

B = 1030 + 200 → B =1230 mm

B_0= 1.530 × 1.230 = 1.88 m²

P_0= 2 × (1.530 + 1.230) = 5.52 m

h ≥ 0,68 m. Prenons : h = 0,7 m

Pour les piles :

A = 1660 + 200 → A= 1860 mm

B = 1470 + 200 → B =1670 mm

B_0= 1.860 × 1.670 = 3.11 m²

P_0= 2 × (1.860 + 1.670) = 7.06 m

h ≥ 0.88 m. Prenons : h = 0.9 m

Tableau VIII.7 : Dimensions des dés d'appuis

Appui	A (mm)	B (mm)	H (mm)
Culée	1530	1230	700
Pile	1860	1670	900

VIII.2.4.2. Ferraillage des dés d'appuis au niveau de la pile et de la culée

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

- **Armatures de chainage :**

La section des armatures de chaînage peut être déterminée selon la méthode des bielles ou celle de reprise des efforts d'équilibre général. Toutefois, à des fins de simplification, il suffit

de dimensionner le chaînage pour qu'il reprenne **25 % de la descente de charge localisée la plus élevée**. La section d'armature est donc donnée par :

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

Avec :

N : réaction maximale.

σ_s : contrainte limite des armatures d'acier. σ_s = 500/1,15 = 435 MPA.

- **Armatures horizontales**

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

$$A_h = 0.125 \times R$$

- **Frette supérieure**

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

$$A_s = 0.04 \times R$$

- **Frette inférieure**

Une frette inférieure d'éclatement est disposée à une profondeur comprise entre h/3 et h à partir de la face supérieure de l'appui

$$A_i = 0.10 \times R$$

Tableau VIII.8 : Ferraillage dés d'appuis

Armatures	Dés d'appui au niveau de la culée		Dés d'appui au niveau de la pile	
chainage	$Ac(cm^2)$	58.45	$Ac(cm^2)$	161.72
	$\emptyset\ (mm)$	20 HA 20	$\emptyset\ (mm)$	22 HA 32
horizontale	$Ah(cm^2)$	29.22	$Ah(cm^2)$	80.86
	$\emptyset\ (mm)$	16 HA 16	$\emptyset\ (mm)$	18 HA 25
supérieure	$As(cm^2)$	9.35	$As(cm^2)$	25.86
	$\emptyset\ (mm)$	10 HA 12	$\emptyset\ (mm)$	14 HA 16
inferieure	$Ai(cm^2)$	23.38	$Ai(cm^2)$	64.69
	$\emptyset\ (mm)$	16 HA 14	$\emptyset\ (mm)$	14 HA 25

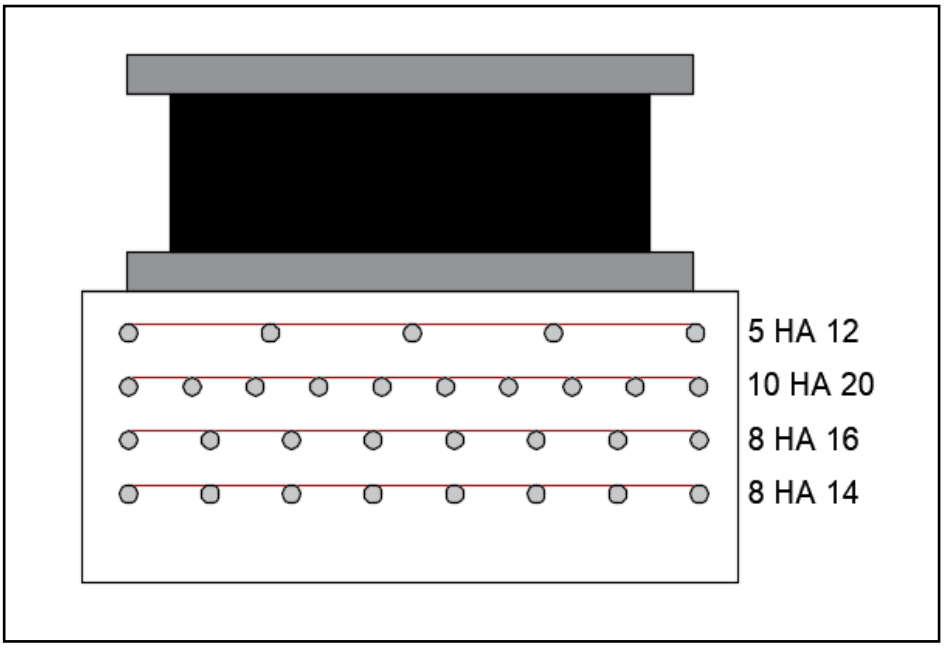


Figure VIII.4: Ferraillage du dé d'appuis sur Culée

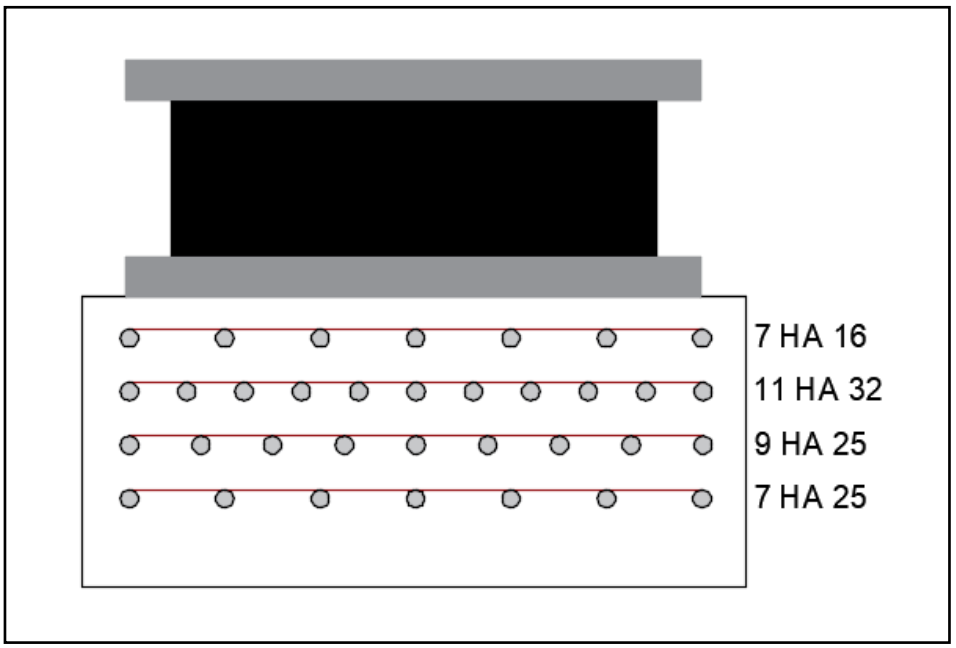


Figure VII.5: Ferraillage du dé d'appuis sur Pile

VIII.3. ETUDE SISMIQUE

VIII.3.1. Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique

Le RPOA 2008 propose une série de classifications essentielles pour caractériser la situation sismique de l'ouvrage étudié. Cette étape est essentielle : elle permet de choisir le modèle de calcul approprié, de sélectionner la méthode d'analyse et de définir les paramètres à utiliser.

- Le pont est classé selon le risque sismique en groupe 1(pont stratégique)
- L'ouvrage se trouve dans une zone sismique I de faible sismicité. (RPOA, figure 3.1).
- Le coefficient d'accélération de zone A = 0.15 (RPOA, tableau 3.1).
- Le sol est de catégorie S3 (site meuble). (RPOA, tableau 3.3).
- Le taux d'amortissement du matériau constituant les appuis en béton armé, ξ = 5 %. (Selon article 4.2.4 RPOA).

VIII.3.2. Méthode de calcul

L'analyse sismique des ponts peut s'effectuer selon deux approches : la méthode spectrale monomodale, qui repose sur le seul mode fondamental, et la méthode du spectre de réponse. La première ne s'applique qu'aux ouvrages satisfaisant simultanément un ensemble de critères précis, énoncés à l'article 4.3.1.2 du RPOA 2008. La seconde, plus générale, est quant à elle adaptée à tous les types de ponts. C'est cette dernière approche que nous avons retenue pour l'étude de notre ouvrage.

VIII.3.2.1. Spectre de réponse

Pour l'évaluation des efforts sismiques dans les trois directions ainsi que pour la détermination des périodes propres de l'ouvrage, un modèle 3D a été élaboré à l'aide du logiciel MIDAS Civil. Le calcul des modes propres intègre la masse du tablier, des piles, des équipements, ainsi que 30 % des charges d'exploitation, conformément aux dispositions de l'article 4.2.2 du RPOA 2008. Les spectres de réponse retenus pour cette analyse sont présentés dans les figures ci-après.

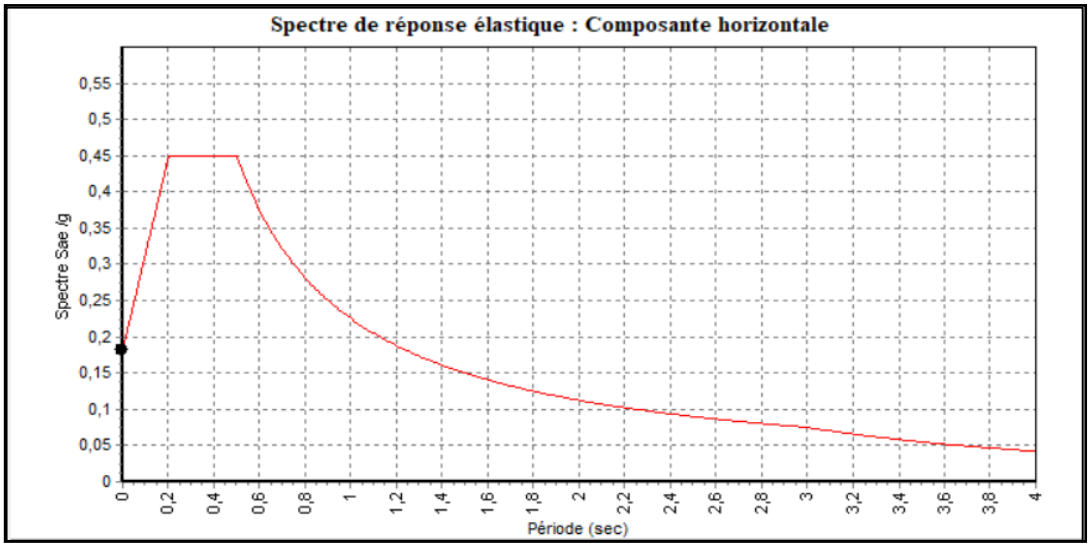


Figure VIII.6 : Le spectre de réponse élastique Sae(T) – composante horizontale

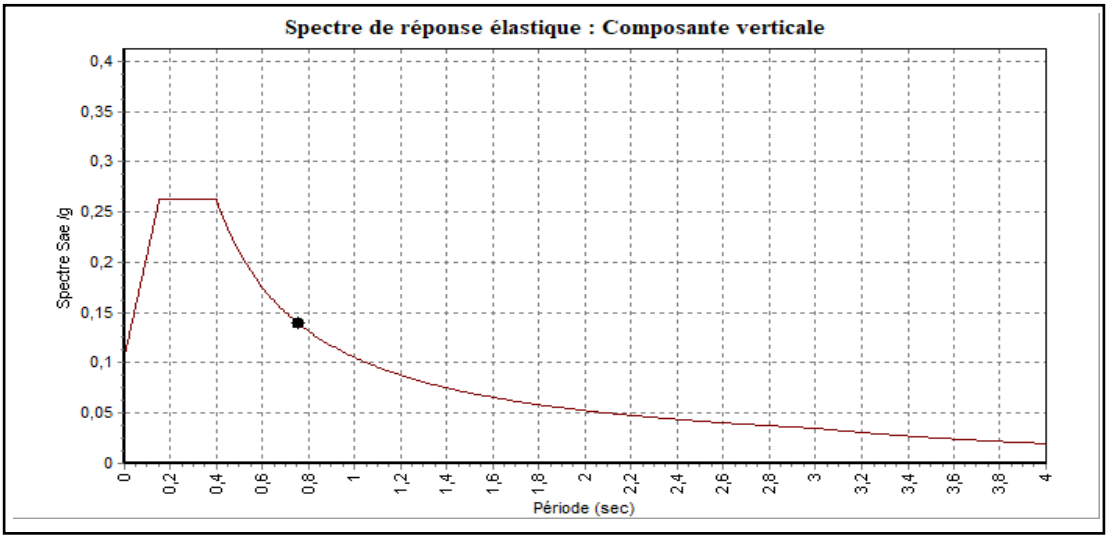


Figure VIII.7 : Le spectre de réponse élastique Sae(T) – composante verticale

VIII.3.2.2. Modes significatifs

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

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

La période fondamentale est 2.3 s.

Tableau VIII.9 : les modes propres

Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z	
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	87.90	87.90	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.04	87.94	46.46	46.46	0.00	0.00
3	2.25	90.19	1.01	47.46	0.00	0.00
4	1.83	92.02	0.03	47.50	0.00	0.00
5	1.24	93.26	11.28	58.78	0.00	0.00
6	0.89	94.15	8.09	66.87	0.00	0.00
7	0.38	94.53	0.00	66.87	2.73	2.74
8	1.75	96.27	0.00	66.87	0.58	3.31
9	0.03	96.30	1.20	68.07	0.00	3.31
10	0.39	96.69	16.41	84.48	0.00	3.31
-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-
40	0.00	99.90	0.00	97.50	3.93	94.56

VIII.4. JOINTS DE DILATATION

VIII.4.1. Calcul de souffle de joint

D'après l'article 7.5.2 de la norme RPOA 2008, le souffle total du joint se calcule selon la combinaison suivante :

$$W = W_D + 0.4 \times W_T + \frac{1}{3} \times W_s$$

Où :

- w_D : est le souffle dû aux déformations différées (retrait + fluage).
- W_T : est le souffle thermique
- W_s : est le souffle sismique

Avec : $W_D = L \times (\varepsilon_r + \varepsilon_f)$; $W_T = L \times \alpha \times \Delta T$

Tel que :

- $\alpha = 10^{-5}$ (Coefficient de dilatation du béton)
- $\varepsilon_r = 2 \times 10^{-4}$; $\varepsilon_f = 3 \times 10^{-4}$
- $L = 180\ m$; demi-longueur de l'ouvrage
- $\Delta T = 40$ ℃ ; variation de la température

➢ **Application numérique :**

$W_D = 180 \times 10^2 \times (2 + 3) \times 10^{-4} = 9$ cm

$W_T = 180 \times 10^2 \times 10^{-5} \times 40 = 7.2$ cm

$W_s = 10.23$ cm ; déterminé à l'aide du logiciel **Midas Civil**

$W = 15.29$ cm

D'après FREYSSINET JOINTS POUR OUVRAGES FERROVIAIRES, On choisit Joint garde ballast.

VIII.4.2. Le joint garde ballast

Il s'agit d'un joint de dilatation utilisé sur les ouvrages ferroviaires de grande longueur, notamment lorsque la longueur dilatable est supérieur à 100 mètres.

Les mouvements admissibles par le joint garde ballast sont :

Longitudinaux : 0 à 350 mm Verticaux : ± 20 mm.

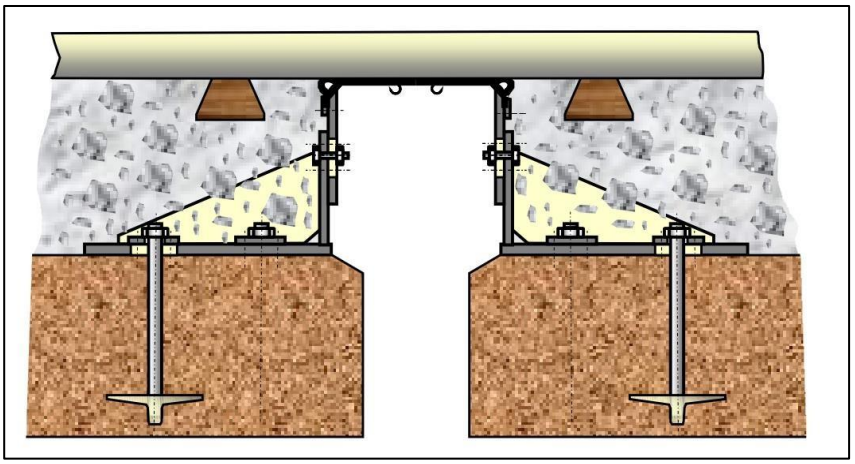


Figure VIII.8 : Joint garde ballast

VIII.5. CONCLUSION

Ce chapitre est consacré à la présentation des différents équipements du tablier ainsi qu'à leur dimensionnement. Il s'agit à la fois d'assurer le confort des usagers et d'intégrer les effets sismiques, afin de garantir la sécurité de l'ouvrage, avant d'aborder l'étude de l'infrastructure.

CHAPITRE IX

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

IX.1. INTRODUCTION

L'analyse de l'infrastructure d'un ouvrage constitue une étape fondamentale dans la conception d'un projet de pont. Elle concerne principalement les éléments enterrés, dont la fonction est de transmettre les efforts provenant du tablier vers les fondations, elles-mêmes reposant sur un sol stable. Les appuis qu'il s'agisse de piles ou de culées sont définis par leurs caractéristiques géométriques et mécaniques, adaptées aux exigences spécifiques du franchissement. Ce chapitre est donc dédié à une analyse détaillée des appuis et des fondations, démarche essentielle pour assurer la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

IX.2. ETUDE DE LA PILE

Les piles ont un rôle essentiel elles transmettent au sol de fondation l'ensemble des charges permanentes et des surcharges, contribuant ainsi à la résistance globale de l'ouvrage. Plusieurs paramètres guident leur conception, parmi lesquels

- Mode de construction du tablier
- La hauteur à franchir
- La technique employée pour les fondations
- La nature de site

On distingue généralement deux familles de piles : les piles de type caisson et les piles de type poteau. Pour notre projet, nous avons opté pour des piles caisson, en raison de leur grande hauteur et de leur section rectangulaire évidée. Ce choix permet de mieux optimiser les matériaux, car l'économie réalisée compense largement le coût supplémentaire lié au coffrage intérieur.

Tableau IX.1 : Implantation et hauteurs des piles

Piles	P1	P2	P3	P4	P5
Hauteur (m)	19.50	26.50	41.00	42.00	34.50
Position	PK 125+181.363	PK 125+241.363	PK 125+301.363	PK 125+361.363	PK 125+421.363

Tableau IX.2 : Sollicitations sous les combinaisons les plus défavorables de la pile

Combinaison	N (KN)	My (KN.m)	Mz (KN.m)
ELU	- 26 822.69	- 239 266.5	32 635.3
ELS	- 19 851.67	- 179 265.6	22 462.4
ELA	- 38 120.67	245 054	113 010.16

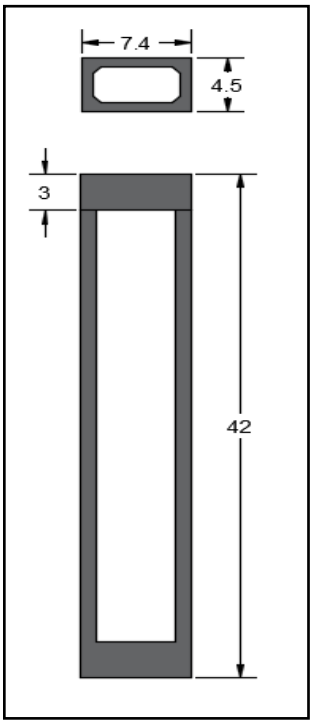


Figure IX.1 : Dimensions de la pile la plus élancé

IX.2.1. Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis l'ELUSF

IX.2.1.1. Calcul de l'élancement mécanique λ

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

On a : $\boldsymbol{\lambda x} = \frac{lf}{ix}$ et $\boldsymbol{\lambda y} = \frac{lf}{iy}$.

Avec :

$\mathbf{l_f}$: La longueur de flambement de la pile la pile la plus haute tel que : $\mathbf{l_f} = \mathbf{2}\ \boldsymbol{l_0}$ ($\boldsymbol{l_0}$ la longueur de la pile tel que : $\boldsymbol{l_0}$ = 42 m).

i : rayon de giration de la section de la pile la pile la plus haute :

$\mathbf{i_x} = (\frac{Ix}{S})^{0.5}$; $\mathbf{i_y} = (\frac{Iy}{S})^{0.5}$; S : La section transversal de la pile.

D'après le logiciel de calcul on trouve : $\mathbf{I_x}$ = 131.2 m^4 ; $\mathbf{I_y}$ = 108.55 m^4 ; S = 16.98 m².

- **Résultats**

$I_f = 2 \times 42$ on trouve : $\mathbf{l_f = 84\ m.}$

$\mathbf{i_x} = \left(\frac{131.2}{16.98}\right)^{0.5} = 2.78$ m et $\mathbf{i_y} = \left(\frac{108.55}{16.98}\right)^{0.5} = 2.53$ m

$\boldsymbol{\lambda_x} = \frac{lf}{ix} = \frac{84}{2.78} = 30.22 < 70$ ➔ Pas de risqué de flambement autour de x-x

$\boldsymbol{\lambda_y} = \frac{lf}{iy} = \frac{84}{2.53} = 33.2 < 70$ ➔ Pas de risqué de flambement autour de y-y

IX.2.1.2. L'élancement géométrique:

$\lambda g = \frac{Lf}{h}$; $l_f = 2 \times l_0 = 84$ m

$e_0 = \frac{Mu}{Nu}$; e_0: excentricité structurelle.

$e_a = \max\left(\frac{l0}{250}; 2cm\right)$; e_a: excentricité d'imperfection géométrique.

$e_1 = e_0 + e_a$; e_1 = excentricité du 1er ordre

- **Résultats**

$e_0 = 642.84$ cm

$e_a = 16.8$ cm

$e_1 = 659.64$ cm

$\frac{Lf}{h} = 18.66$ et $\max\left[15\text{cm}, \left(\frac{20e1}{h}\right)\right] = \max[15 ; 44.8] = 29.33$

$\frac{Lf}{h} \leq \text{Max}\left[15\text{cm}, \left(\frac{20e1}{h}\right)\right] \rightarrow$ la justification à L'E.L.U.S.F n'est pas imposée.

IX.2.1.3. Calcul du ferraillage

Dans le cas d'une section rectangulaire creuse, les armatures sont généralement réparties selon deux nappes principales :

- Une nappe périphérique externe, positionnée à proximité du parement extérieur.
- Une nappe périphérique interne, disposée près de la face intérieure.

Leur dimensionnement s'effectue à l'aide des abaques de WALTHER, qui simplifient la répartition réelle en supposant une distribution linéaire des armatures au centre de la paroi, selon une répartition symétrique et variable. $\beta = \frac{b}{2(b+h)}$

- **Application numérique :**

$b = 4.5\ m$ $h = 7.4\ m$ → $\beta = 0.189$

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

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

- **Application numérique:**

$\frac{ty}{h} = \frac{0.8}{7.4} = 0.108$; $\frac{tx}{b} = \frac{0.8}{4.5} = 0.178$, Donc cette condition est vérifiée.

La méthode basée sur le calcul du rapport des moments relatifs : $\eta = \frac{my}{mx}$, Pour ça il faut calculer les efforts intérieurs relatifs mx ; my et n tel que :

$$mx = \frac{Mx}{bh^2 fc28} \quad ; \quad my = \frac{My}{b^2 hfc28} \quad ; \quad n = \frac{N}{bhfc28} \quad ; \text{Fatot} = \frac{\omega bhfc28}{\sigma e}$$

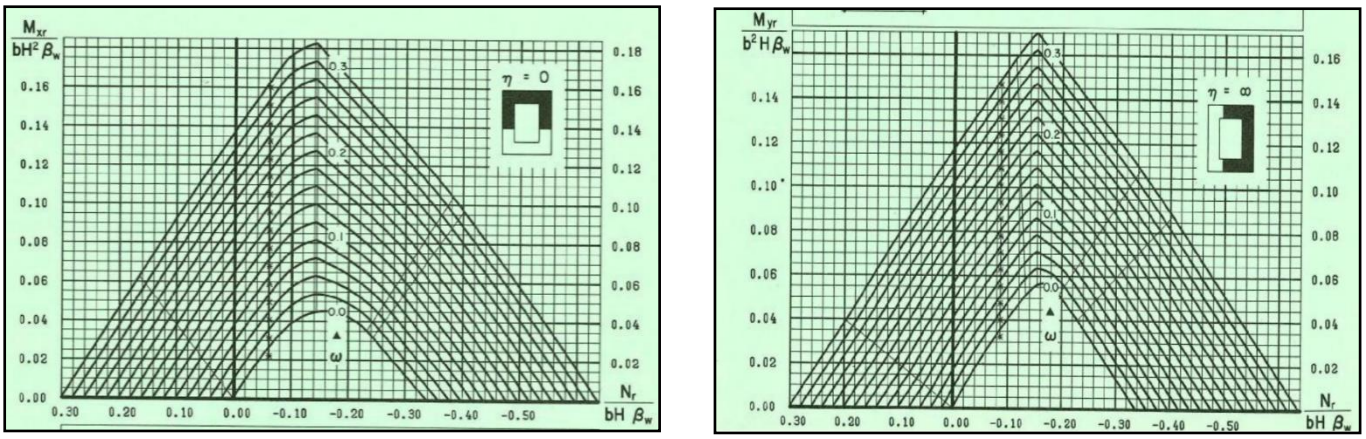


Figure IX.2: abaques de Walther

- **Application numérique :**

$$m_x = \frac{113.01016}{4.5 \times 7.4^2 \times 30} = 0.015$$

$$m_y = \frac{245.054}{4.5^2 \times 7.4 \times 30} = 0.055$$

$$n = \frac{38.12067}{4.5 \times 7.4 \times 30} = 0.038$$

Le rapport donne $\boldsymbol{\eta = 3.67}$ et compris entre les valeurs $\boldsymbol{\eta_i = 0}$ et $\boldsymbol{\eta_s = \infty}$

Tableau IX.3 : Ferraillage longitudinal de la pile 03.

N(KN)	38 120.67
My (KN.m)	245 054
Mx (KN.m)	113 010.16
n	0.038
my	0.055
mx	0.015
ω(n=0)	0.07
ω(n=∞)	0.18

- **Aire total de l'armature passive :**

$$\boldsymbol{F_a = \frac{\omega \times b \times h \times f_{c28}}{\sigma_e} = \frac{0.07 \times 4.5 \times 7.4 \times 30 \times 10^4}{500} = 1398.6\ cm^2}$$

$$\boldsymbol{F_a = \frac{\omega \times b \times h \times f_{c28}}{\sigma_e} = \frac{0.18 \times 5 \times 5.2 \times 35 \times 10^4}{500} = 3596.4\ cm^2}$$

En continue les calcule avec $\boldsymbol{Fa = 3596.4\ cm^2}$

$A_{s(\text{Côté b})} = 0.245 \times F_a = 881.12\ cm^2 \rightarrow$ 55 HA32 (2 nappes) e = 8 cm

$A_{s(\text{Côté h})} = 0.255 \times F_a = 917.08\ cm^2 \rightarrow$ 57 HA32 (2 nappes) e = 12 cm

$A_{smin} = 0.23 \times h \times b \frac{f_{tj}}{f_e} = 367.63\ cm^2 \leq A_s \rightarrow$ C. N. F Vérifier.

- **Armature transversale**

a) Section minimale des armatures transversales :

Pour qu'une barre d'acier principale (ou un groupe de barres) de taille (At) 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 (At).

$$\boldsymbol{A_t = \frac{A_l f_{el}}{16\ f_{et}} \times \frac{S_t}{100}}$$

S_t : espacement des armatures transversales.

b) Espacements des armatures :

L'espacement maximum des armatures selon R.P.O.A (article 7.2.1.2) :

$$s_t = min(12\emptyset_l\ , b\ , 20\ ) = min(\ 12\ \times 3.2\ , 450, 20) = 20\ cm = 200\ mm$$

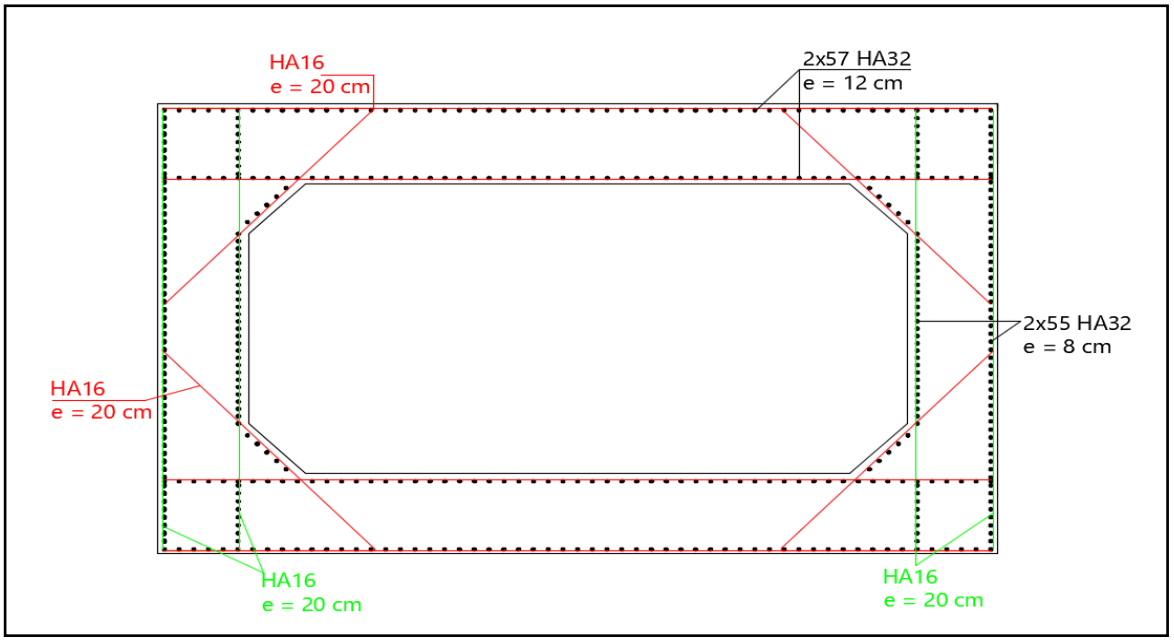


Figure IX.3 : Schéma illustratif du ferraillage de la pile

Tableau IX.4 : Ferraillage de la pile

Dimensions	Côté b	Côté h
A_l (cm²)	881.12	917.08
Φ_l (mm)	HA 32 / e = 8 cm	HA 32 / e = 12 cm
A_t (cm²)	110.14	114.635
Φ_t (mm)	HA 16 / e = 20 cm	HA 16 / e = 20 cm

IX.3. ETUDE DE FONDATION

D'après les rapports géologique et géotechnique, les appuis de l'ouvrage doivent être fondés sur des pieux forés d'un diamètre de Φ =1,2 m, avec une portance admissible Qadm. Donc on opte pour une fondation mixte (pieux + semelle de liaison).

IX.3.1. Nombre des pieux

$$n_p = \frac{N_{max}}{Q_{adm}}$$

N_{max}: : l'effort normal transmis par la semelle « Avec le poids propre de la semelle ».

Q_{adm} : est la portance d'un pieu.

Application numérique :

Le nombre des pieux de la semelle sous Pile 3 est :

$Q_{adm} = 3924\ kN$; $N_{max} = 96872.16\ KN$ → $n_p = 25\ pieux$

→ On opte 25 pieux de 20 m de profondeur.

IX.3.2. Etude de la semelle

La semelle sur pieux a pour rôle de répartir les charges de la structure efforts axiaux et moments dans le sol par l'intermédiaire des pieux. Pour que la transmission des moments soit efficace, les pieux, en particulier lorsqu'ils sont forés, doivent être mécaniquement encastrés dans la semelle.

IX.4.2.1. Les dimensions de la semelle

- **La largeur :**

$$\boldsymbol{B = (N-1) \times S + 2\emptyset}$$

N : Nombres des files des pieux

S : la distance entre deux files

- **La longueur :**

$$\boldsymbol{L = (N-1) \times S + 2\emptyset}$$

Tableau IX.5 : Caractéristique de la semelle

Position	Pile 3
$\boldsymbol{N\ (m)}$	5 côté B / 5 côté L
$\boldsymbol{B\ (m)}$	16.80
$\boldsymbol{L\ (m)}$	16.80
$\boldsymbol{Ht\ (m)}$	3

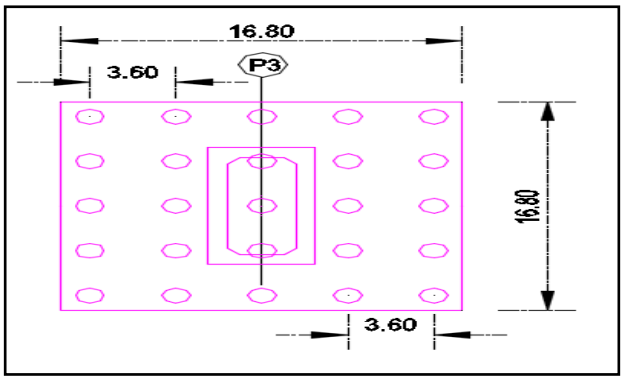


Figure IX.4 : Vue en plan de la semelle

IX.3.3. Modélisation de la semelle sous pile

Pour l'étude des fondations, composées des semelles et des pieux, nous utilisons le modèle 3D réalisé sous MIDAS CIVIL. La semelle y est représentée par une plaque d'une épaisseur de 3 m. Elle repose sur des pieux modélisés par des éléments barres de section circulaire, d'un diamètre de 1,20 m. La section de chaque pieu est schématisée par une ligne positionnée au centre de la pile sur la semelle. Cette ligne est reliée à la semelle par des liaisons rigides établies au point central du pieu.

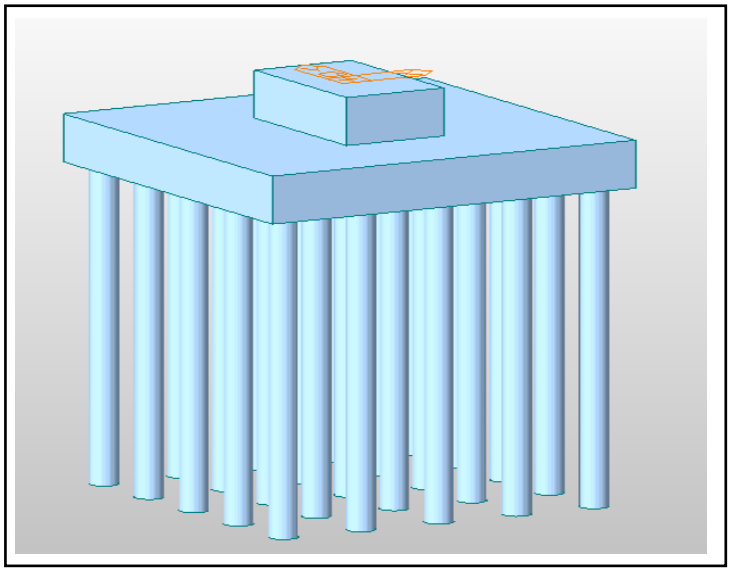


Figure IX.5 : Modèle de fondation

IX.3.4. Ferraillage de la semelle sous pile

Selon le RPOA (article 7.6.1.2) le pourcentage minimum des armatures sollicitées est de

$\mathbf{0.15}\ \% \boldsymbol{B} < \boldsymbol{\rho g} < \mathbf{1.5}\ \% \boldsymbol{B}$ en traction.

$\mathbf{0.10}\ \% \boldsymbol{B}$ en compression.

En traction : $As_{min} = 0.0015 \times 100 \times 300 = 45\ cm^2$

En compression : $As_{min} = 0.001 \times 100 \times 300 = 30\ cm^2$

- **Résultats**

Tableau IX.6 : Les efforts extrêmes agissant sur la semelle sous pile.

Combinaison	Myy		Mxx	
	Sup	Inf	Sup	Inf
ELU	-4747.34	14242.02	-4685.26	14155.04
ELS	-3556.84	10670.54	-3428.39	10275.34
ELA	-4862.18	14586.55	-4763.23	14269.67

D'après logiciel de (ROBOT EXPERT 2010) on trouve :

- **Dans le sens Y**

Armatures longitudinales inférieures :

As = 162.7 cm² → on opte pour 2×11 HA 32/ml (As = 176.93 cm²/ml avec e = 10 cm).

Armatures longitudinales supérieures :

As = 51.8 cm² → on opte pour 2×6 HA 25/ml (As = 58.9 cm²/ml avec e = 16 cm).

Armatures latérales :

$A = As/10$ = 16.27 cm² (16 HA 12) $avec$ e = 20 cm

- **Dans le sens X**

Armatures longitudinales inférieures :

As = 156.4 cm → on opte pour 2×10 HA 32/ml (As = 160.85 cm²/ml avec e = 10 cm).

Armatures longitudinales supérieures :

As = 49.8 cm² → on opte pour 2×6 HA 25/ml (As = 58.9 cm²/ml avec e = 16 cm).

Armatures latérales :

$A = As$ /10 = 15.64 cm² (14 HA 12) $avec$ e = 20 cm

IX.3.5. Ferraillage des pieux

Tableau IX.7 : Les efforts extrêmes agissant sur les pieux

Combinaison	N(KN)	My (KN.m)	Mz (KN.m)
ELU	-1689.89	-1214.4	1177.6
ELA	-5869.5	-4043.74	4077.65
ELS	-1452.83	-835.3	810.5

- Le ferraillage est calculé à l'aide du logiciel ROBOT Expert. Cela prend en compte une section Circulaire d'un diamètre 1.2m, en flexion composée déviée. On trouve :

As = 365.5 cm^2 → On prend (2x23 HA32) e = 10 cm

Pour les armatures transversales Selon R.P.O.A article 7.6.2.2 :

• on prend des cerces HA16 espacement de 10 cm dans la zone critique à une profondeur 2 d à partir de la tête du pieu et une longueur ± 2d à partir de chaque interface entre deux couches

présentant une différence marquée de raideur au cisaillement (rapport des modules de cisaillement > 6).

• Des cerces HA16 espacement de 15 cm dans la zone courante.

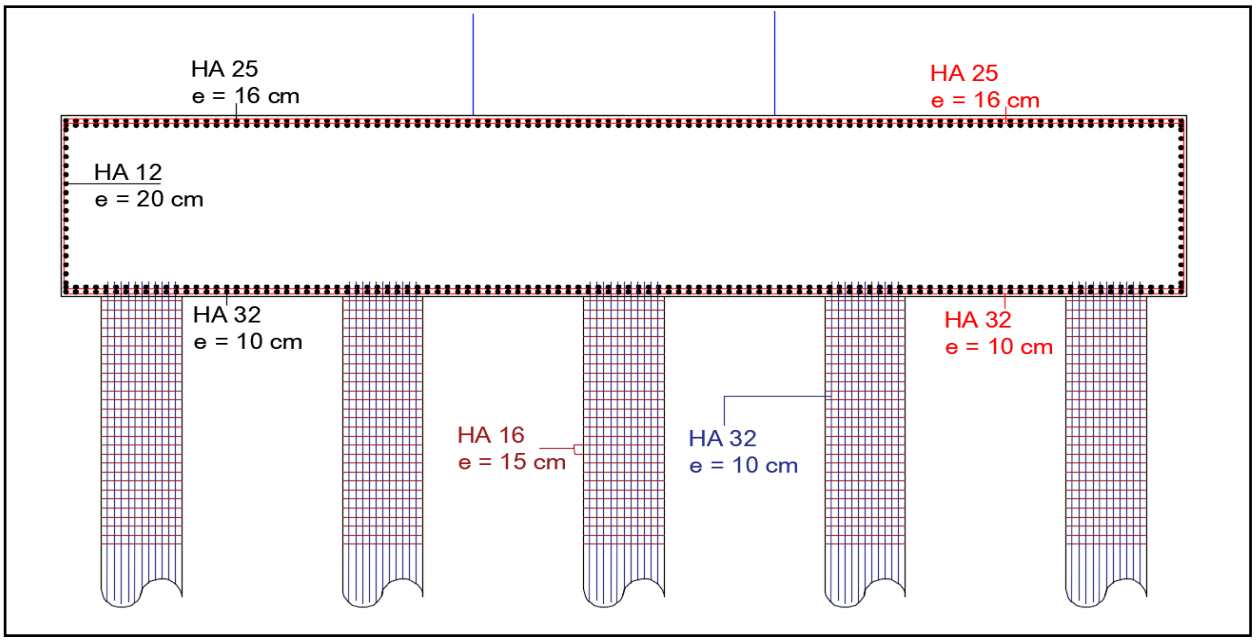


Figure IX.6 : ferraillage de la semelle et les pieux

IX.4. ETUDE DE LA CULEE

La culée représente un élément structurel fondamental de l'infrastructure d'un pont. Située à chaque extrémité de l'ouvrage, elle remplit une double fonction essentielle : elle constitue à la fois l'appui terminal du tablier et le point de liaison entre la chaussée du pont et celle de la voie d'accès, assurant ainsi une transition continue entre l'ouvrage et le terrain naturel. En outre, elle joue le rôle d'un mur de soutènement conçu pour résister aux poussées des terres et aux surcharges induites par les remblais, garantissant de ce fait la stabilité de l'ensemble de la structure.

IX.4.1. Choix du type de la culée

- **Les culées enterrées :** entièrement noyées dans le remblai d'accès à l'ouvrage, assurant principalement la fonction d'appui.
- **Culée remblayée :** Réalisées à partir d'un ensemble de murs ou de voiles en béton armé, elles remplissent à la fois le rôle d'appui et celui de soutien des remblais.
- **Culée creuse :** Adoptant la forme d'une boîte renversée, elles sont employées dans des configurations spécifiques.

L'analyse des caractéristiques naturelles du site nous conduit à opter pour **une culée remblayée.**

IX.4.2. Prédimensionnement de la culée

Tableau IX.8 : Prédimensionnement de la culée

Eléments de la culée	Rôle	Dimensions
Mur de garde grève	Séparer physiquement le remblai de l'ouvrage	h_{mgg} = 5.7 m ; e_{mgg} = 0.6 m l_{mgg} = 12.7 m
Mur frontal	Transfert des charges verticales et support des remblais.	h_{mf} = 10.50 m ; e_{mf} = 2.8 m l_{mf} = 12,7 m
Mur en retour	Porteur des corniches et soutien des remblais.	h_{mr} = 16.2 m ; e_{mr} = 1 m l_{mr} = 8.8 m
La semelle	Supporte le poids propre de la culée et la charge provenant du tablier.	L_s = 13,2 m ; e_s = 2 m l_s = 9,6 m

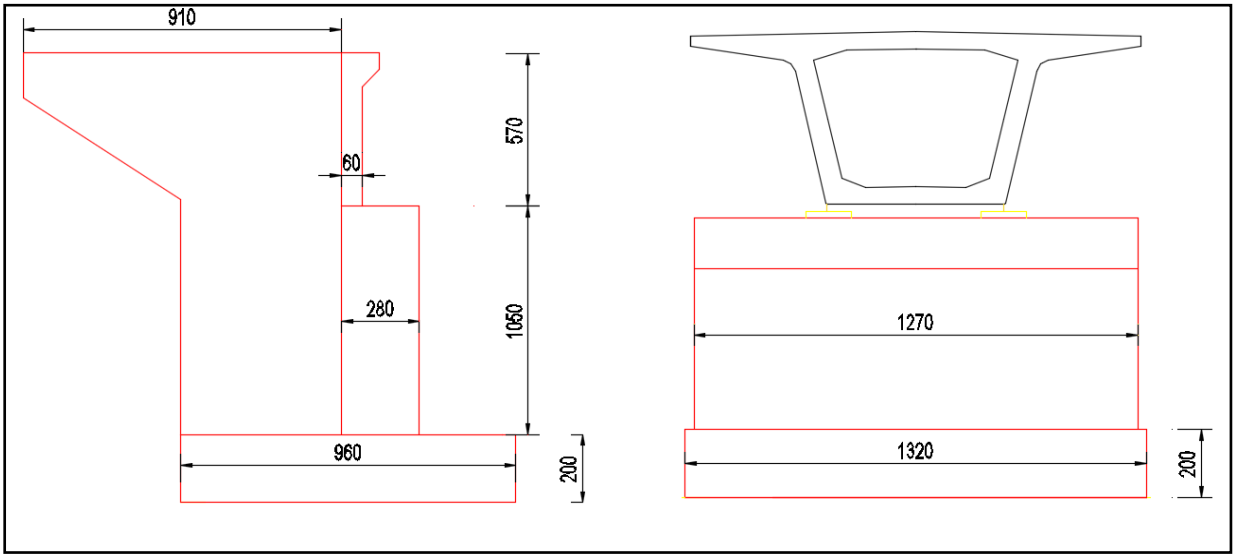


Figure IX.7 : Dimensions de la culée

IX.4.3. Evaluation des efforts sollicitant la culée

IX.4.3.1. Poids propre

Le poids propre des éléments constitutifs de la culée se calcul par la formule : P = γb × V

Avec :

γb : le poids volumique de béton pris égale à 25 KN/m³.

V : le volume de chaque élément.

IX.4.3.2. Poids des terres

De la même manière se calcule le poids des terres sur la semelle

IX.4.3.3. Poussée des surcharges et du remblai

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 $\alpha = 0°$

β : Inclinaison de la culée β (Culée 01) = 0°

δ : Angle de frottement (sol – béton) $\delta = 0°$

On trouve les coefficients de poussées statique : $K_a = 0.33$

IX.4.4. Descente des charges

Les résultats des calculs relatifs à la partie inférieure de la semelle sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IX.9 : Evaluation des efforts de la culée

Elément	Surface (m^2)	N (KN)	H (KN)	dv(x/o) (m)	dh(y/o) (m)	Mfv/o (KN*m)	Mfh/o (KN*m)
Semelle	19,20	6336.00	/	/	0,00	0,00	/
Mur F	29.4	9334.50	/	/	1,2	11 201.4	/
Mur en R	85.76	4288	/	/	-3.04	-13 036	/
MGG	3.42	1085.85	/	/	0,1	108.59	/
Poids des terre	74.52	14 353	/	/	-2,50	-35 882.5	/
P3	/	/	10 526.48	6.06	/	/	63 790.47
Surcharge	93,60	936,00	/	/	-4,00	-3744.00	/
Q2	/	/	642.64	9.1	/	/	5848.02
La console	0.38	120.65	/	/	0.62	74.803	/
Poids joint ballast	/	12,70	/	/	0,9	11.43	/
Poussée UIC	/	/	105,60	1,05	/	/	110.88

Poussée SW0	/	/	175,56	1,05	/	/	184.443
Retrait + fluage	/	/	997	-4,70	/	/	-4685,9
	Réaction max du tablier						
ELU	/	15402.04	2.03	-4,7	1,2	18 482.45	-9.54
ELS	/	11366.28	1,67	-4,7	1,2	13 639.54	-7.85

IX.4.4.1 Ferraillage des éléments de la culée

a) Mur frontal :

Pour le ferraillage du mur frontal, nous calculons les efforts en considérant qu'il est encastré dans la semelle. Le tableau suivant présente les détails de ces calculs :

Tableau IX.10 : Sollicitations sur le mur frontal

Elément	Surface (m^2)	N (KN)	H (KN)	dv (x/o) (m)	dh (y/o) (m)	Mfv/o (KN*m)	Mfh/o (KN*m)
Mur F	29.4	9334.50	/	/	1,2	11 201.4	/
MGG	3.42	1085.85	/	/	0,1	108.59	/
La console	0.38	120.65	/	/	0.62	74.803	/
Poids joint ballast	/	12,70	/	/	0,9	11.43	/
Q2	/	/	572.022	8.1	/	/	4633.38
P2	/	/	8340.08	5.4	/	/	45036.4
Poussée UIC71	/	/	216,48	4.05	/	/	876,74
Poussée SW0	/	/	359,90	4.05	/	/	1457,60

Le mur frontal est un élément qui fonctionne en flexion composée.

Sollicitations les plus défavorables :

ELU : N = 1139.77 KN/ml M = 3885.73 KN*m /ml

ELS: N = 978.7 KN/ml M = 1742.91 KN*m /ml

Calcul de la section d'acier :

Le logiciel ROBOT-Expert calcule le ferraillage vertical en utilisent une section rectangulaire de 1 x 2.8 mètres soumise à une flexion composée, le tout basé sur le cas de chargement le plus défavorable.

Résultats :

- **Section d'acier :**

As = 29.5 cm², donc : on opte pour 10 HA20/ml (**As = 31.42 cm²)** / coté remblai, avec un espacement de 10 cm.

- **Armature de construction :**

A′s = **As /3 =9.83 cm²,** donc : on opte pour 5 HA16/ml (**A′s = 10.05 cm²)** / coté tablier avec un espacement de 20 cm.

- **Armatures transversales :**

At = **As /4 =7.38 cm²,** donc : on opte pour 5 HA14/ml (**At = 7.7 cm²)** avec un espacement de 20 cm.

b) Mur garde-grève :

Le mur garde-grève est dimensionné en flexion simple. Pour ce faire, les efforts appliqués sont calculés en considérant que le mur est encastré dans le mur frontal. Les détails de ces calculs sont présentés dans le tableau ci-dessous.

Tel que : *Tableau IX.11 : Sollicitations sur le mur garde grève*

Elément	Surface (m^2)	N (KN)	H (KN)	dv(x/o) (m)	Dh(y/o) (m)	Mfv/o (KN*m)	Mfh/o (KN*m)
La console	0.38	120.65	/	/	0.62	74.803	/
MGG	3.42	1085.85	/	/	0,1	108.59	/
Joint ballast	/	12,70	/	/	0,9	11.43	/
P1	/	/	1225.49	1.9	/	/	2328.43
Moment freinage	/	/	/	/	/	/	458,78
Q1	/	/	201.27	2.85	/	/	573.62
MP	/	/	/	/	/	/	38.98

- **Moment dû à la force de freinage :**

Nous prenons en compte l'effet de freinage de deux voies chargées, dont le moment d'encastrement est fourni par l'expression suivante :

$$MF = \frac{2\mu \times P \times h}{0{,}25 + 2h}$$

μ : coefficient de pondération (μ= 1 à l'ELS)

P : charge due au système, P = 250/2= 125 KN

h : hauteur du mur, h = 5.7 m.

Résultats : MF = 122.32 KN.m/ml

- **Moment dû à la poussée des terres :**

En tenant compte de la présence de la chaussée le moment à l'encastrement à pour expression :

$$MT = P \times \frac{h}{3} \qquad avec\ P = \frac{1}{2} \times K_{ah} \times \gamma \times h^2 \times L$$

k_{ah} : coefficient de poussée des terres, ka = 0.33

γ : poids volumique du remblai, γ = 18 KN/m^3

h : hauteur du mur garde grève, h = 5.7 m

L : longueur du remblai, (L = 12.7 m) on fait le calcul par 1 ml

Résultats : M_T = 96.5 KN.m /ml

- **Moment dû à une charge locale située en arrière du mur garde grève :**

Il a été établi que la sollicitation globale exercée sur le mur garde-grève, induite par les trains de type LM71 (intégrant à la fois la poussée verticale des charges et les efforts de freinage), s'avère plus défavorable que celle associée aux configurations SW/0, SW/2 ou aux engins de compactage. Face aux incertitudes entourant les mécanismes de transmission des efforts, la charge de 250 kN du convoi LM71 a été adaptée et appliquée sous la forme d'une charge uniformément répartie sur une surface rectangulaire de 0,25 m × 0,25 m.

Le moment fléchissant à l'encastrement dû à la surcharge LM71 a pour expression :

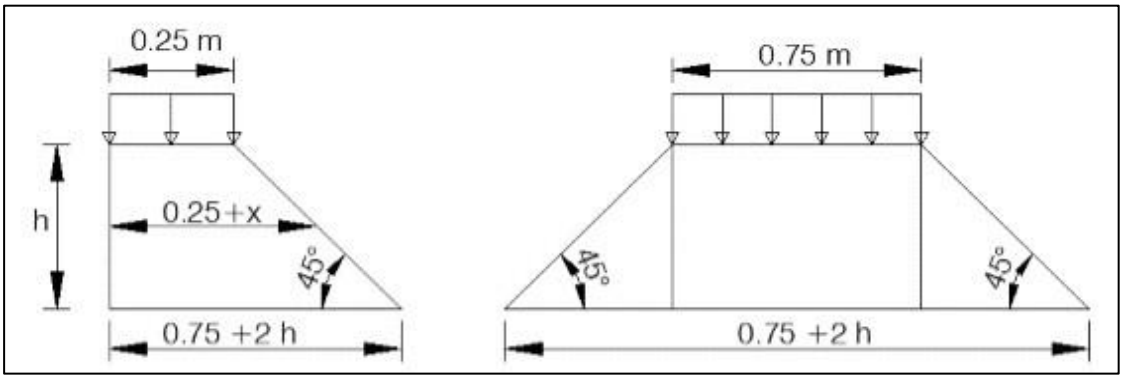


Figure IX.8 : Poussée de la charge locale située en arrière du mur G.G

$$M_p = \frac{12K}{0.25 + 2h} \times \int_0^x \frac{h-x}{0{,}25+x}\, dx, \text{ avec : } K = K_{ad} \times \delta \times \gamma$$

δ : coefficient de majoration dynamique (δ= φ3 = 1.02).

γ : coefficient de pondération (γ= 1 à l'ELS).

Donc K = 0,34 à l'ELS.

La valeur de M_p est : **M_p= 44.02 KN.m**

Résultats :

- Sollicitations les plus défavorables :

ELS : M = 262.84 KN*m /ml

➢ **Section d'acier :**

As = 21.1 cm², donc : on opte pour 7 HA 20/ml (**As = 21.99 cm²)** / coté remblai, avec un espacement de 12.5 cm.

➢ **Armature de construction :**

A′s = **As /3 = 7.03 cm²,** donc : on opte pour 5 HA14/ml **(A′s = 7.7 cm²)** / coté tablier avec un espacement de 20 cm.

➢ **Armatures transversales :**

At = **As /4 = 5.28 cm²**, donc : on opte pour 5 HA12/ml **(At = 5.65 cm²)** avec un espacement de 20 cm.

c) Mur en retour :

Le mur en retour est conçu pour soutenir les terres du remblai d'accès au pont. Il est soumis aux charges suivantes :

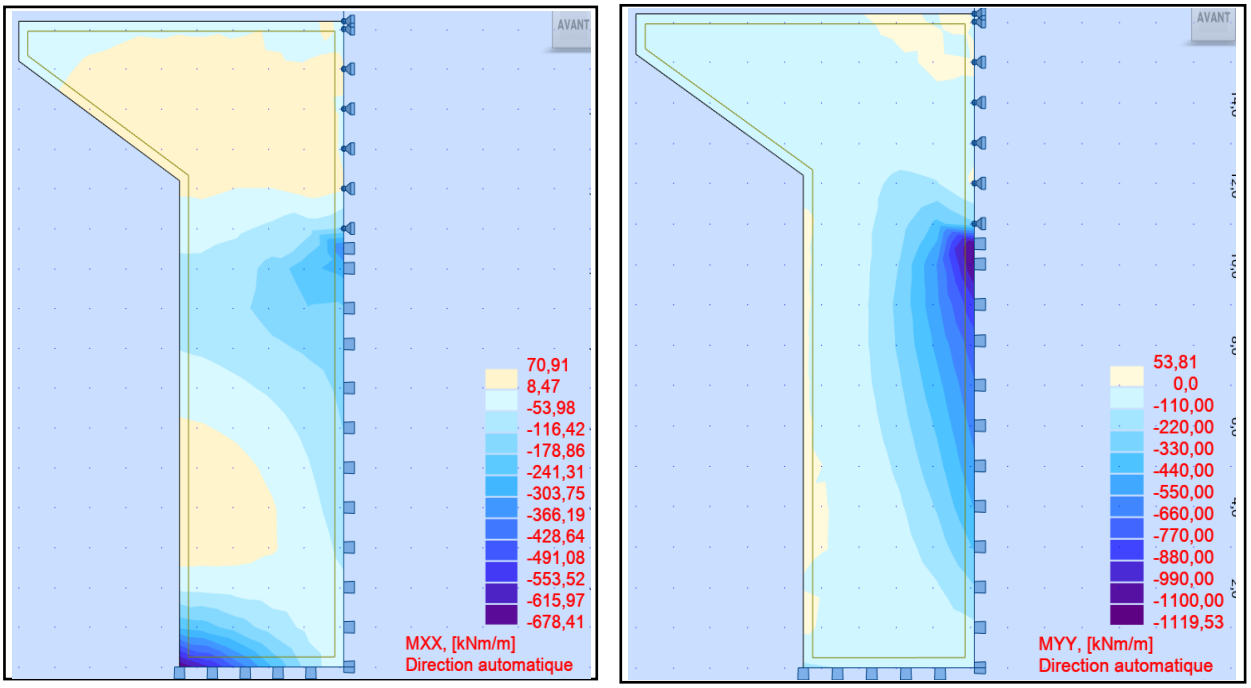


Figure IX.9 : Les moments Mxx et Myy sur le mur en retour avec logiciel Robot

Le ferraillage du mur est calculé dans les deux directions, pour le côté intérieur (remblai) et le côté extérieur, à l'aide du logiciel ROBOT Expert. Ce calcul se base sur une section rectangulaire de 1 x 1 m en flexion simple. Il est important de noter que :

Résultats à l'ELS :

$\boldsymbol{M_{xx}}$ = - 459.86 KN.m/ml

$\boldsymbol{M_{YY}}$ = -825 KN.m/ml

➢ **Le ferraillage horizontal :**

As = 20.9 cm², donc : on opte pour 5 HA 25/ml (**As = 24.54 cm²)** / coté remblai, avec un espacement de 20 cm.

Armature de construction :

A′s = **As /3 = 6.7 cm²,** donc : on opte pour 5 HA14/ml (**A′s = 7.7 cm²)** / coté tablier avec un espacement de 20 cm.

- **Le ferraillage vertical :**

As = 38.5 cm², donc : on opte pour 8 HA25/ml (**As = 39.27 cm²)** / coté remblai, avec un espacement de 12.5 cm.

Armature de construction :

A′s = **As /3 = 12.83 cm²,** donc : on opte pour 5 HA20/ml (**A′s = 15.71 cm²)** / coté tablier avec un espacement de 20 cm.

d) La console :

La console sert à faciliter la visite et l'entretien approprié de ces parties de l'ouvrage par les employés. Les détails des calculs se trouvent dans le tableau ci-après.

Tableau.12 : Sollicitation de la console

	Surface (m^2)	**N (KN)**	**Dv (x/o)**	**Dh (y/o)**	**Mfv/o (KN.m)**	**Mfh/o (KN.m)**
La console	0.38	120.65	/	0.22	26.54	/
Joint ballast	/	12.70	/	0,5	3.81	/
Charge vertical	/	500	/	0,45	225	/

Le ferraillage de la console est calculé selon BAEL91, comme une console courte :

On désigne par :

Mu : le moment de flexion à l´état limite ultime dans la section d´encastrement.

Vu : l´effort tranchant à l´état limite ultime dans la même section.

a : la distance de la résultante de la charge au nu de la section d´encastrement ; a = Mu/Vu.

d : la hauteur utile, c´est-à-dire la distance du centre de gravité des armatures supérieures de section A au parement le plus comprimé.

δ : le rapport d/a.

τu : la contrainte tangente conventionnelle à l´état limite ultime. Cette contrainte τu doit être au plus égale à la plus petite des deux valeurs suivantes

$$\tau_u = 0.03\ (2+ \delta)\ f_{cj}$$

$$\tau_u = 4\ \text{MPa}.$$

Dans la première expression, fcj est plafonnée à 30 MPa et δ à 4.

Armatures supérieures tendues :

L´aire A de la section de ces armatures est donnée par la formule :

$$A = \frac{Mu}{Z * \frac{fe}{\gamma s}}$$

Où Z est pris égal à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$Z = 0.7 \times d\ (1 + 0.1 \times \delta)$ et $Z = 2.4 \times a\ (0.4 + 0.1 \times \delta)$ ou δ plafonné à 4

Armatures réparties :

L´aire totale ΣAr de la section de ces armatures est donnée par la formule :

$\Sigma Ar = \lambda * A$

$\lambda = 1/4 \times (\delta + 12\ \tau_u/f_{cj} - 1)$ avec un minimum de 0.1 et ou δ plafonné à 4.

Application Numérique :

Selon tableau Mu= 27.14 KN*m/ml Vu= 67.32 KN/ml

Donc a = 27.14 / 67.32 = 0.403

Selon les dimensions de la culée d = 1 m

Alors : δ = 1 / 0.403 = 2.48

τu = 0.03 (2+ 2.48) 30 = 4.01 MPa

τu = Min {4.01 MPa, 4 MPa} donc τu = 4 MPa

Pour les armatures supérieures tendues :

Z = Min {0.7 ×1× (1+0.1*2.48) = 0.87 m et 2.4 × 0.403 (0.4 + 0.1 × 2.48) = 0.63 m}

Donc : Z= 0.63 m

As = 0.027/(0.63 × (500/1.15)) = 1 cm² et comme $A_{s\,min} = A_{min} = \frac{0.23 \times f_{tj}}{fe} b.d = 11.04\ cm^2$

on opte pour 10 HA12/ml (A_s= 11.3 cm^2), avec un espacement de 10 cm.

Pour les armatures réparties :

λ = 1/ 4 × (2.48 + 12 × 4/ 30 - 1) = 0.77 avec un min de 0.1

On trouve : Ar = 0.77 cm^2 on opte pour 5HA8/ml (A_s = 2.5 cm²), avec un espacement de 20 cm.

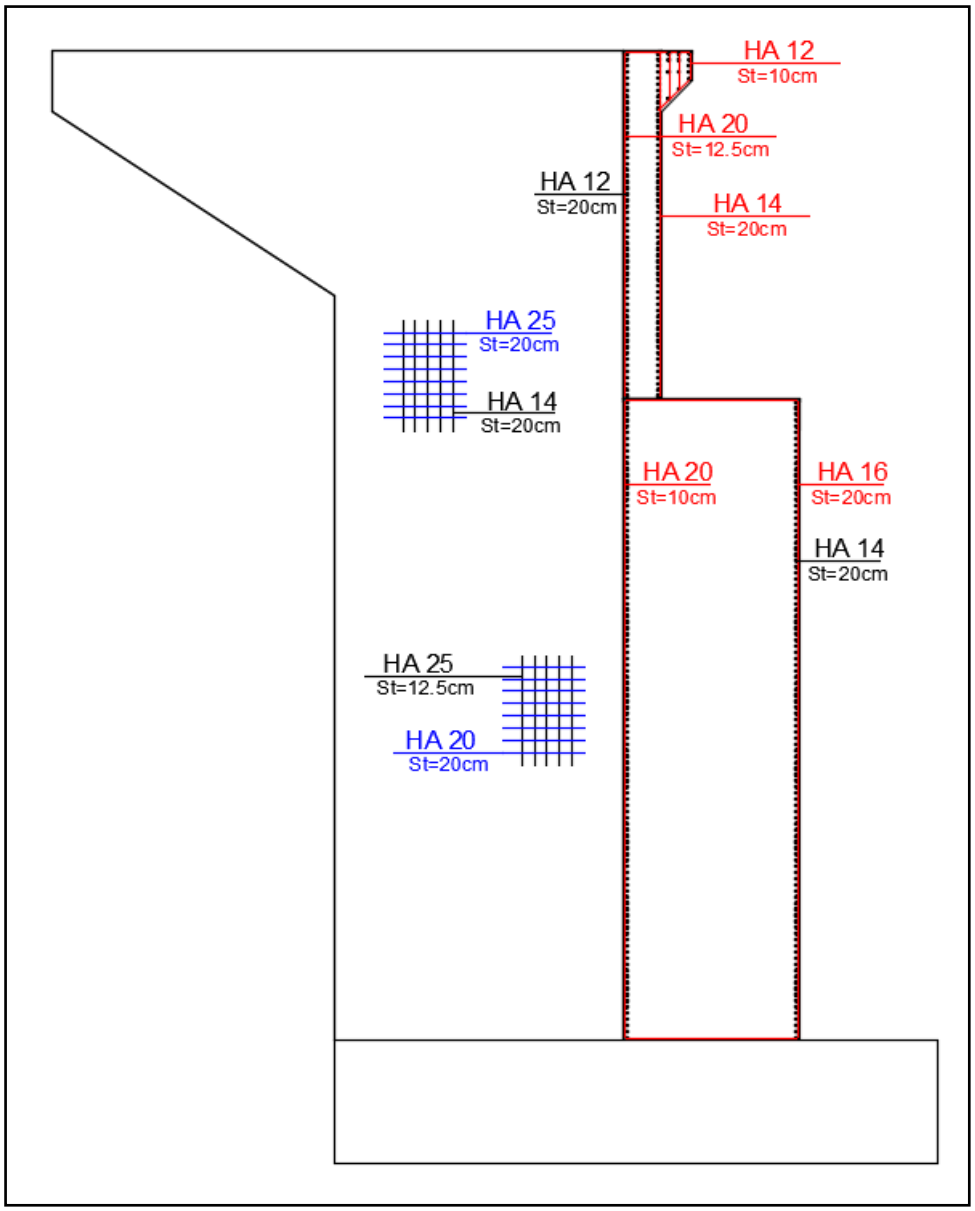


Figure IX.10: Ferraillage de la culée

IX.5. CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons procédé au calcul des efforts sollicitant les éléments porteurs de l'infrastructure, puis au dimensionnement de la pile, de la semelle, des pieux et de la culée, y compris leur ferraillage. Le dimensionnement mené sous les combinaisons d'états limites avec un choix économique des armatures retenues. Les dispositions constructives adoptées garantissent une transmission optimale des efforts vers le sol et assurent la stabilité de l'ensemble.

CHAPITRE X
INTERACTION
RAIL / STRUCTURE

X.1. INTRODUCTION

Le développement récent des trains à grande vitesse dans le monde a fait de l'interaction entre le rail et le pont un aspect clé de la conception. Il s'agit à la fois d'assurer la sécurité des trains et de préserver le confort des voyageurs. L'interaction rail-pont est analysée dans les projets ferroviaires suivant plusieurs normes dont l'UIC 774-3, l'Eurocode 1991-2, le RDSO, le code coréen ou encore l'ACI.

Ces règles tiennent compte des phénomènes dynamiques qui surviennent entre les trains et les ponts, car ils peuvent modifier les contraintes, les mouvements et le comportement du rail au passage du train. À l'aide de travaux expérimentaux et de simulations numériques, elles définissent des limites à ne pas dépasser pour chacun de ces paramètres. L'objectif est simple : veiller à ce que le pont ferroviaire se comporte de façon sûre et fiable, tout en évitant que les rails ne subissent des déformations ou des efforts trop forts, susceptibles de les endommager ou d'affecter d'autres éléments de l'ouvrage.

X.2. DEFINITON DE L'INTERACTION RAIL-STRUCTURE

L'interaction rail-structure (IRS) constitue un phénomène complexe qui s'établit entre le rail et l'ouvrage d'art lorsque la voie est équipée d'un rail soudé continu (RSC). Contrairement aux rails conventionnels, les RSC sont dépourvus de joints de dilatation. Dès lors, tout déplacement du pont ou du rail influe réciproquement sur l'autre élément, sous l'effet conjugué des charges de train (selon les directions verticale et longitudinale) et des variations thermiques. Ces sollicitations couplées peuvent engendrer des risques pour la sécurité, tels que le flambement du rail ou sa rupture. Il devient donc indispensable, lors du recours aux RSC, de prendre en compte le type de voie employé (voie sur ballast, voie sur dalle en béton, etc.). De nombreux paramètres gouvernent cette interaction rail-structure, parmi lesquels les variations de température, les phases d'accélération et de freinage, ainsi que la courbure induite par les charges verticales, jouent un rôle prépondérant.

X.3. CRITERES A SATISFAIRE

Les critères qui doivent être satisfaits dans le cas de calculs faits avec un programme informatique sont les suivants :

A. Dans le cas de tabliers avec longs rails soudés continus :

- La contrainte supplémentaire maximale admissible en compression dans le rail, induite par la variation de température du tablier, les efforts de freinage/démarrage ainsi que la rotation d'about, est fixée à 72 N/mm² ($\sigma_{rail} \leq 72$ N/mm²).
- La contrainte supplémentaire maximale admissible en traction dans le rail, sous l'effet des mêmes sollicitations thermiques et mécaniques, est établie à 92 N/mm² ($\sigma_{rail} \leq 92$ N/mm²).
- Le déplacement horizontal relatif maximal admissible entre le tablier et le rail, généré par le freinage ou le démarrage, ne doit pas excéder 4 mm ($\delta_{rel} \leq 4$ mm).
- Le déplacement horizontal absolu maximal admissible du tablier, dû aux mêmes actions de freinage/démarrage, est limité à 5 mm ($\delta_{abs} \leq 5$ mm).
- Le déplacement maximal admissible entre l'arête supérieure de l'extrémité du tablier et la culée, ou entre les arêtes supérieures de deux extrémités de tabliers successifs, résultant de la flexion verticale (incluant le coefficient de majoration dynamique), est de 8 mm ($\delta(\theta H) \leq 8$ mm).

B. Dans le cas de tabliers avec longs rails soudés et un appareil de dilatation à une extrémité :

- Le déplacement horizontal relatif maximal admissible entre le rail et le tablier, dû au freinage/démarrage, est de 4 mm ($\delta_{rel} \leq 4$ mm).
- Le déplacement horizontal absolu maximal admissible du tablier, sous les mêmes sollicitations, est de 5 mm ($\delta_{abs} \leq 5$ mm).
- Là où la voie est dépourvue d'appareil de dilatation, le déplacement maximal admissible entre l'arête supérieure d'about du tablier et la culée, ou entre les arêtes supérieures de deux extrémités de tabliers successifs, induit par la flexion verticale (coefficient de majoration dynamique inclus), est de 8 mm ($\delta_{(\theta H)} \leq 8$ mm).
- Là où la voie est équipée d'un appareil de dilatation, le soulèvement maximal de l'about du tablier est soumis à une limitation dont la valeur admissible est fixée par l'Autorité compétente.

C. Dans le cas d'un tablier avec appareils de dilatation de la voie aux deux extrémités ou de voie avec joints :

- Le déplacement horizontal absolu maximal admissible du tablier, dû au freinage/démarrage, est porté à 30 mm ($\delta_{abs} \leq 30$ mm).
- Le soulèvement maximal de l'about du tablier est limité, sa valeur admissible étant déterminée par l'Autorité compétente.

X.4. ACTIONS A CONSIDERER

Les actions à prendre en compte, sont les suivantes selon le chapitre 1.4.2 de la norme : UIC 774-3R :

- La dilatation thermique du tablier seul, dans le cas des longs rails soudés continus, ou la dilatation thermique simultanée du tablier et du rail, lorsqu'un appareil de dilatation est présent.
- Les forces horizontales générées par les phases de freinage et de démarrage des convois ferroviaires.
- La rotation de la structure sur ses appuis, induite par la flexion du tablier sous l'effet des charges verticales d'exploitation.
- La déformation différée de la structure en béton, résultant des phénomènes de fluage et de retrait (référence : 774-3 12 R).
- Le déplacement longitudinal des appuis du pont, provoqué par le gradient thermique au sein de la structure.
- La déformation de l'ouvrage due au gradient vertical de température.

X.4.1. Effort dû aux variations de température

L'action thermique exerce une influence considérable sur la contrainte axiale au sein des rails. Toutefois, dans la zone centrale de la voie sans joint (long rail soudé, LRS) située sur le pont, aucun déplacement du rail n'est observé, le ballast y limitant efficacement l'expansion. Conformément aux préconisations de l'UIC, seules les extrémités du long rail soudé sont susceptibles de subir des dilatations thermiques.

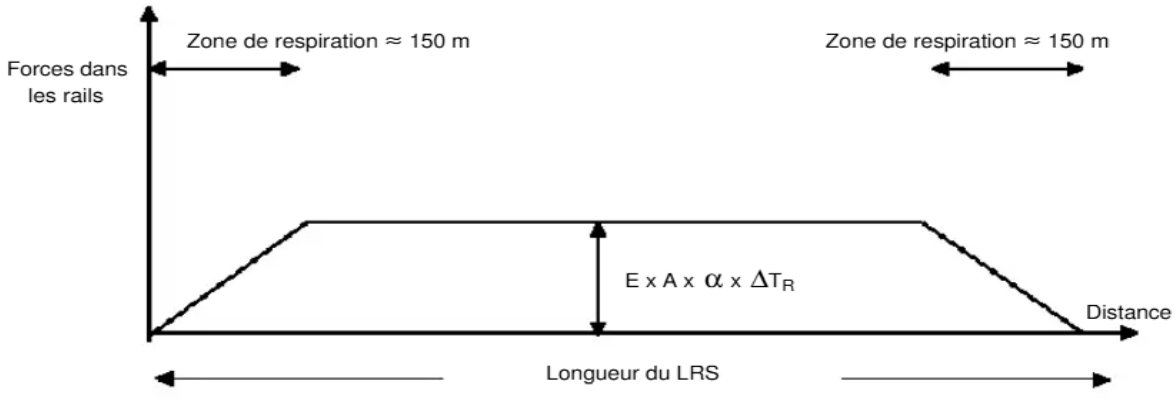


Fig. 1 - Principe de fonctionnement d'un long rail soudé sous les effets thermiques

α =	coefficient de dilatation thermique
ΔTR =	variation de température du rail à partir de la température de référence ou de pose
E =	module d'élasticité de l'acier (210 000 N/mm²)
A =	section de 2 rails pour la voie
F =	force dans la voie

Figure X.1 : Principe de fonctionnement d'un long rail soudé sous les effets thermiques

Conformément à l'UIC 774-3, la charge thermique suivante doit être prise en compte pour l'interaction rail-structure (RSI).

Rail = ± 50 °C Structure = ± 35 °C.

X.4.2. Efforts dus au freinage - démarrage

Les forces de démarrage et de freinage (FR) à appliquer au niveau supérieur du rail sont considérées réparties uniformément sur la longueur d'application L_f et ont les valeurs caractéristiques suivantes :

- **Force de Démarrage :**

- Pour les modèles (LM 71/SW0/SW2)

$$q_{lak} = \frac{33 \times L_{a,b}}{L} = \frac{33 \times 360}{360} = 33.0KN/m > \frac{1000}{L} = \frac{1000}{360} = 2.78KN/m,$$

$$\text{On prend } q_{lak} = 2.78\text{KN/m}$$

- **Force de freinage :**

- Modèle 71 :

$$q_{lbk} = \frac{20 \times L_{a,b}}{L} = \frac{20 \times 360}{360} = 20.0KN/m > \frac{6000}{L} = \frac{6000}{360} = 16.67KN/m,$$

$$\text{On prend } q_{lbk} = 16.67\text{KN/m}$$

- SW/0 :

$$q_{lbk} = \frac{20 \times L_{a,b}}{L} = \frac{20 \times 30}{360} = 1.67KN/m \leq \frac{6000}{L} = \frac{6000}{360} = 16.67KN/m,$$

$$\text{On prend } q_{lbk} = 1.67\text{KN/m}$$

- SW/2 :

$$q_{lbk} = \frac{35 \times L_{a,b}}{L} = \frac{35 \times 50}{360} = 4.86KN/m, \leq \frac{6000}{L} = \frac{6000}{360} = 16.67KN/m,$$

$$\text{On prend } q_{lbk} = 4.86\text{KN/m}$$

Nota : Ces valeurs caractéristiques sont appliquées à tous les types de voie, voie avec longs rails soudés ou à joints, voie avec ou sans appareil de dilatation.

X.4.3. Efforts dus à la flexion du tablier

Les charges verticales d'exploitation induisent une flexion du tablier, entraînant ainsi une rotation des sections d'extrémité et un déplacement de l'arête supérieure d'about du tablier. Ces charges peuvent être appliquées indifféremment sur l'ensemble du tablier, uniquement sur la plate-forme située aux deux extrémités de celui-ci, ou encore sur une seule extrémité. Les phénomènes de rotation et de déplacement qui en résultent se manifestent aussi bien sous des convois de charge théoriques que sous des trains réels spécialisés. Ces effets doivent être examinés pour chacun des appuis d'extrémité du tablier, leur incidence variant selon que l'ouvrage est conçu avec une structure à poutres par-dessous ou à poutres latérales.

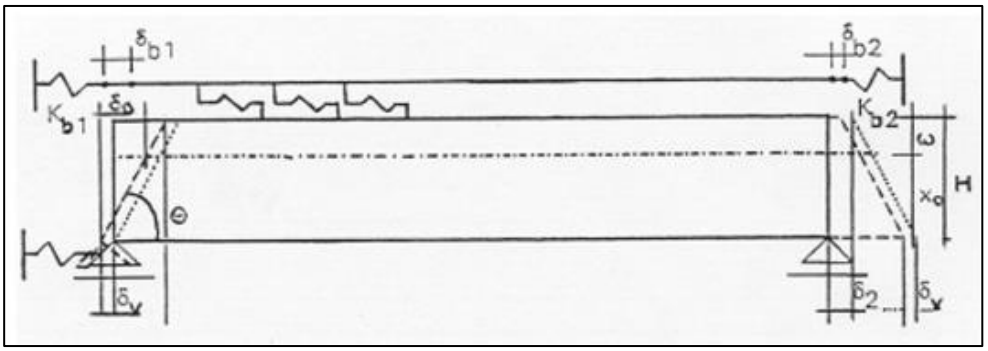


Figure X.2 : Effet de la flexion des tabliers sur les sections d'about (UIC 774-3)

X.5. RESULTATS PAR MIDAS

Afin d'identifier la position la plus défavorable des véhicules en considérant à la fois les charges verticales et les effets de freinage ou d'accélération nous devons construire plusieurs modèles, chacun correspondant à une position spécifique. Dans notre analyse, trois positions ont été retenues :

- Le train se trouve sur les 300 mètres précédant l'ouvrage.
- Le train se trouve directement sur l'ouvrage.
- Le train se trouve sur les 300 mètres suivant l'ouvrage.

La longueur totale du train est de 300 mètres, et le modèle utilisé suit la configuration illustrée sur la figure X.4, avec une plate-forme s'étendant sur 300 mètres de chaque côté du pont.

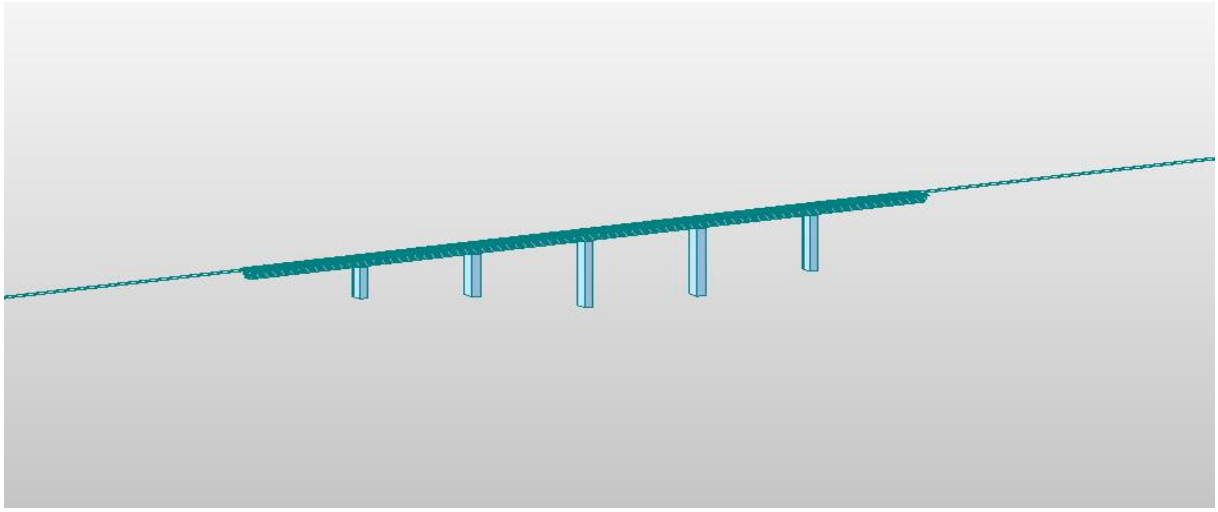


Figure X.3 : Modèle de l'analyse IRS

X.5.1. Dans le cas de tabliers avec longs rails soudés continus

On commence par vérifier **les contraintes supplémentaires maximales admissibles** de compression et de traction dans le rail, dues aux différentes actions appliquées :

- **La première position**

1. **La variation de température du tablier :**

Les résultats de la variation de température du tablier sont présentés dans les figures ci-dessous. Voici les sollicitations les plus défavorables observées :

- Contraintes supplémentaires maximales de compression : 19.91 MPa
- Contraintes supplémentaires maximales de Traction : 19.91 MPa

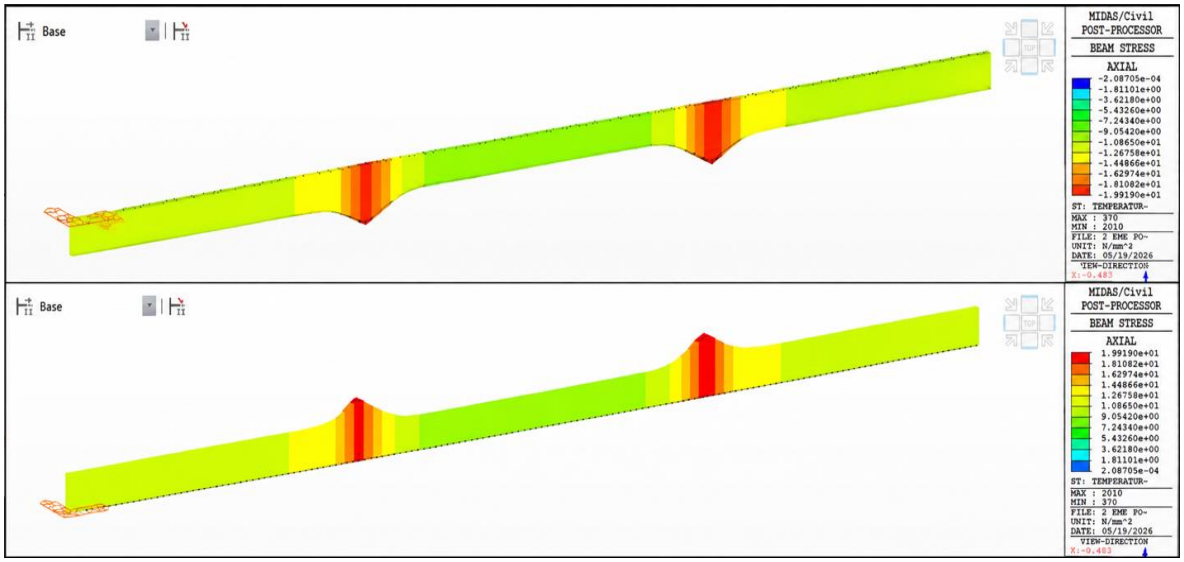


Figure X.4 : Contrainte axiale maximale de compression dans le rail due au ΔTR+ et ΔTR-

2. Freinage /démarrage :

Les résultats liés aux effets de freinage et de démarrage sont illustrés dans la figure ci-dessous. Les sollicitations les plus défavorables observées sont les suivantes :

- Contraintes supplémentaires maximales de compression : 15.6 MPa
- Contraintes supplémentaires maximales de traction : 6.61 MPa

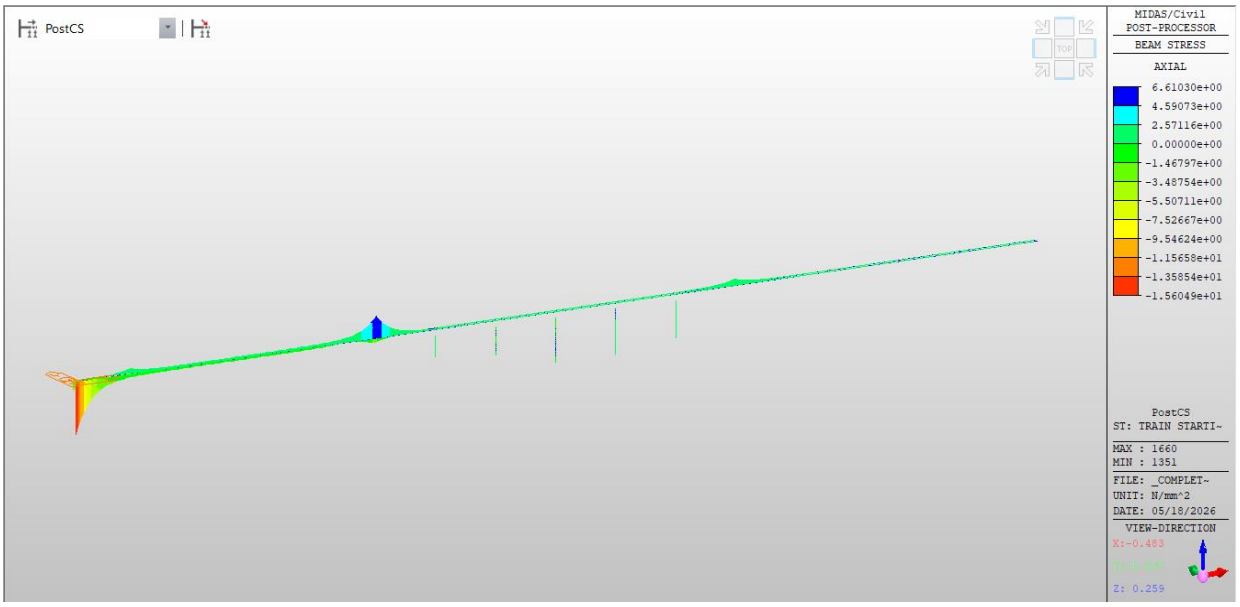


Figure X.5 : Contrainte axiale maximale dans le rail due au freinage /démarrage

3. La rotation d'about du tablier :

Les résultats de la rotation d'about du tablier sont présentés dans la figure ci-dessous. Voici les sollicitations les plus défavorables observées :

- Contraintes supplémentaires maximales de compression : 0.01 MPa
- Contraintes supplémentaires maximales de Traction : 0.01 MPa

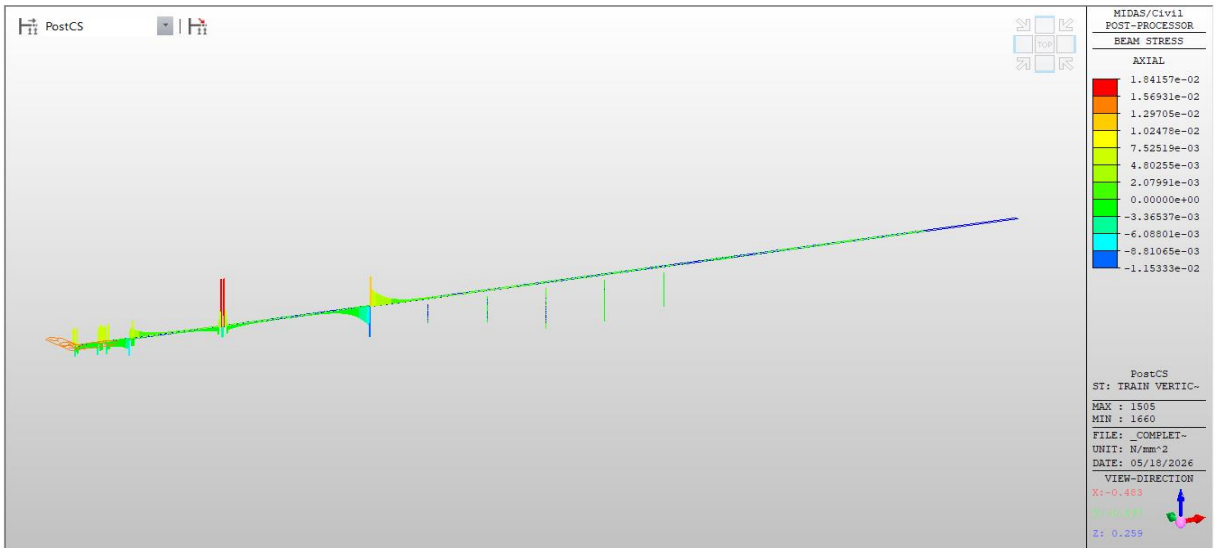


Figure X.6 : Contrainte axiale maximale dans le rail due au charge verticale

Conformément à l'article 1.5.1 du CODE UIC 774-3, le calcul des contraintes globales dans le rail doit intégrer la combinaison des effets des trois actions dans chaque élément :

$$\sum \sigma_{rail} = \sigma_{rail}(\Delta T) + \sigma_{rail}(\text{freinage/démarrage}) + \sigma_{rail}(\text{flexion})$$

- **Contrainte globales combinées du la première position**

Contraintes supplémentaires maximales de compression dans le rail :

$$\mathbf{35.52\ MPa \leq 72\ MPa} \quad (\textbf{vérifie})$$

Contraintes supplémentaires maximales de traction dans le rail :

$$\mathbf{26.53\ MPa \leq 92\ MPa} \quad (\textbf{vérifie})$$

- **La deuxième position**

1. **La variation de température du tablier :**

La variation de température du tablier ne change pas en fonction de pose de train.

2. **Freinage /démarrage :**

Les résultats liés aux effets de freinage et de démarrage sont illustrés dans la figure ci-dessous. Les sollicitations les plus défavorables observées sont les suivantes :

Contraintes supplémentaires maximales de compression : 40.96 MPa.

Contraintes supplémentaires maximales de traction : 40.89 MPa.

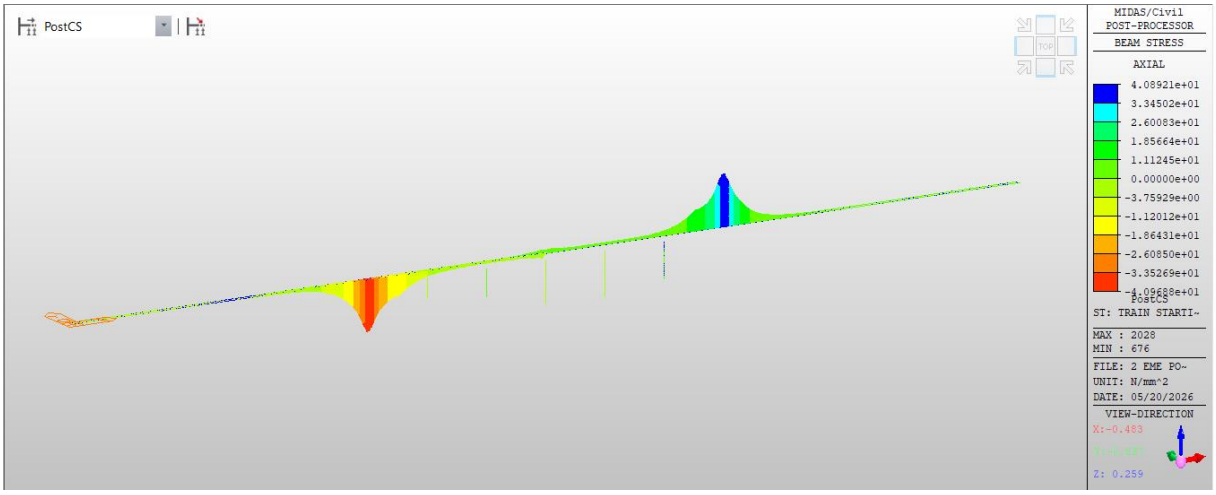


Figure X.7 : Contrainte axiale maximale dans le rail due au Freinage /démarrage

3. **La rotation d'about du tablier :**

Les résultats de la rotation d'about du tablier sont présentés dans la figure ci-dessous. Voici les sollicitations les plus défavorables observées :

Contraintes supplémentaires maximales de compression : 2.9 MPa.

Contraintes supplémentaires maximales de Traction : 1.9 MPa.

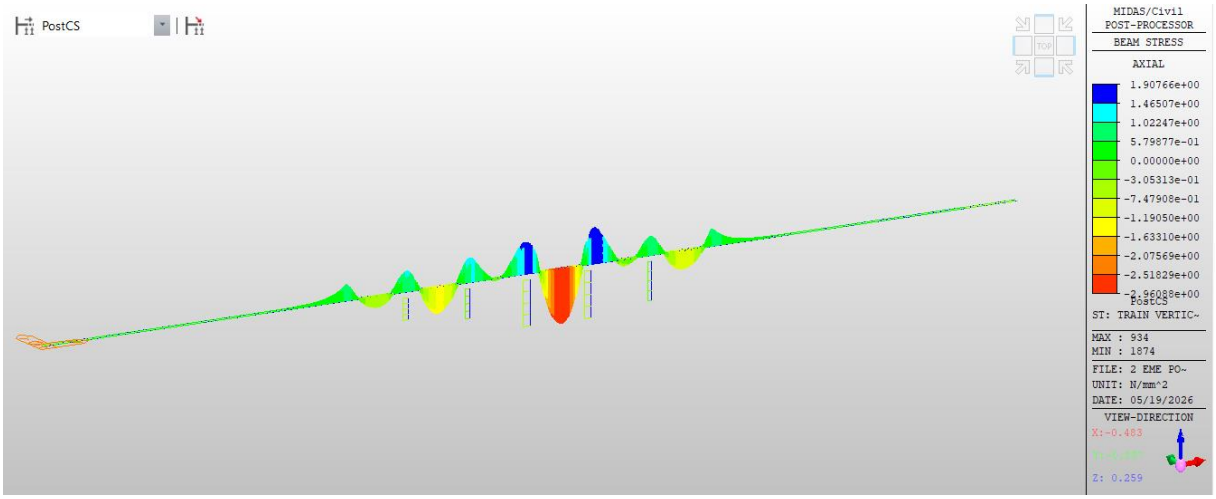


Figure X.8 : Contrainte axiale maximale dans le rail due au charge verticale

- **Contrainte globales combinées du la deuxième position**

Contraintes supplémentaires maximales de compression dans le rail :

$$\mathbf{63.77\ MPa \leq 72\ MPa} \quad (\mathbf{vérifie})$$

Contraintes supplémentaires maximales de traction dans le rail :

$$\mathbf{62.7\ MPa \leq 92\ MPa} \quad (\mathbf{vérifie})$$

- **La troisième position**

1. **La variation de température du tablier :**

La variation de température du tablier ne change pas en fonction de pose de train.

2. **Freinage /démarrage :**

Les résultats liés aux effets de freinage et de démarrage sont illustrés dans la figure ci-dessus. Les sollicitations les plus défavorables observées sont les suivantes :

Contraintes supplémentaires maximales de compression : 18.06 MPa.

Contraintes supplémentaires maximales de traction : 7.43 MPa.

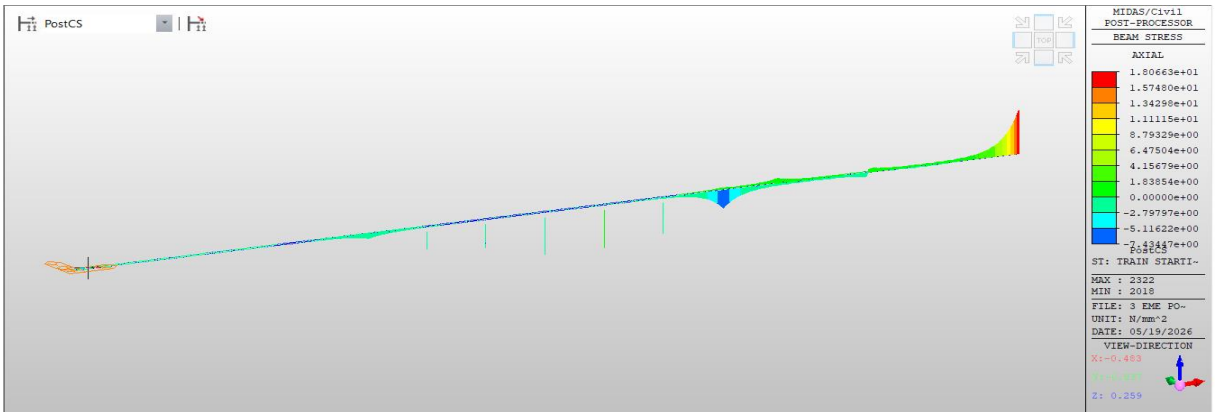


Figure X.9 : Contrainte axiale maximale dans le rail due au Freinage /démarrage

3. La rotation d'about du tablier :

Les résultats de la rotation d'about du tablier sont présentés dans la figure ci-dessus. Voici les sollicitations les plus défavorables observées :

Contraintes supplémentaires maximales de compression : 0.02 MPa.

Contraintes supplémentaires maximales de Traction : 0.02 MPa.

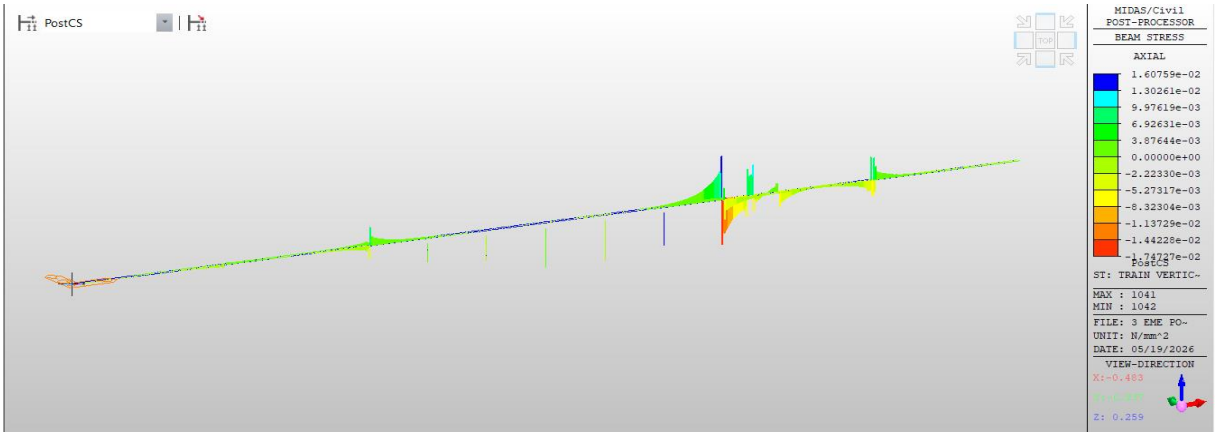


Figure X.10 : Contrainte axiale maximale dans le rail due au charge verticale

➢ **Contrainte globales combinées du la troisième position**

Contraintes supplémentaires maximales de compression dans le rail :

$$\mathbf{38\ MPa \leq 72\ MPa} \quad (\mathbf{vérifie})$$

Contraintes supplémentaires maximales de traction dans le rail :

$$\mathbf{27.36\ MPa \leq 92\ MPa} \quad (\mathbf{vérifie})$$

- **Ensuite on passe à la vérification du déplacement horizontal absolu maximum admissible du tablier dû au freinage / démarrage :**

1. La première position

➢ **Freinage /démarrage :**

Les résultats liés aux effets de freinage et de démarrage sont illustrés dans la figure ci-dessous. Le déplacement horizontal absolu maximum du tablier est : 1.11 mm

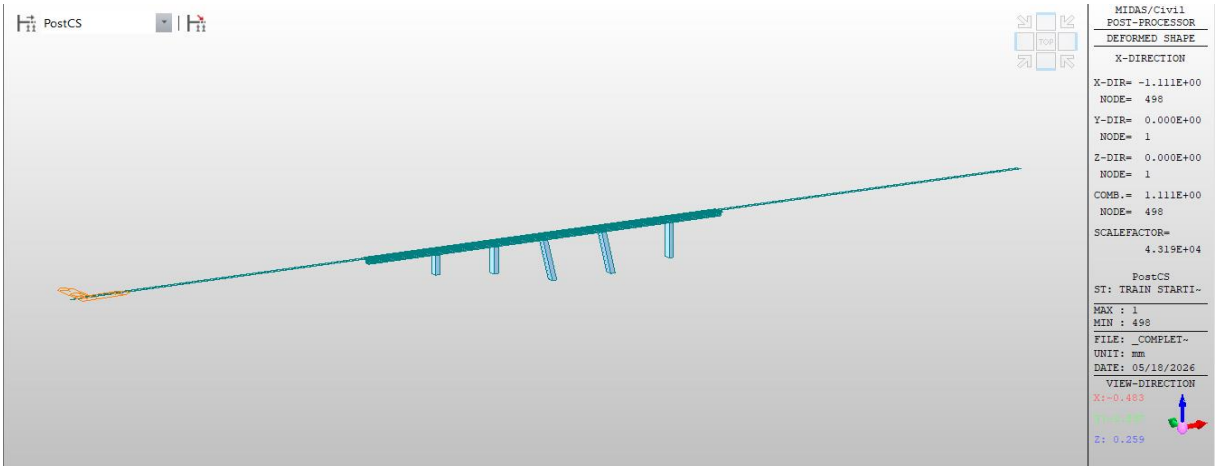


Figure X.11 : Le déplacement horizontal absolu maximum du tablier sous freinage / démarrage de la première position

- **La rotation d'about du tablier :**

Les résultats liés à la rotation d'about du tablier sont illustrés dans la figure ci-dessous. Le déplacement horizontal absolu maximum du tablier est : 0.0005 mm

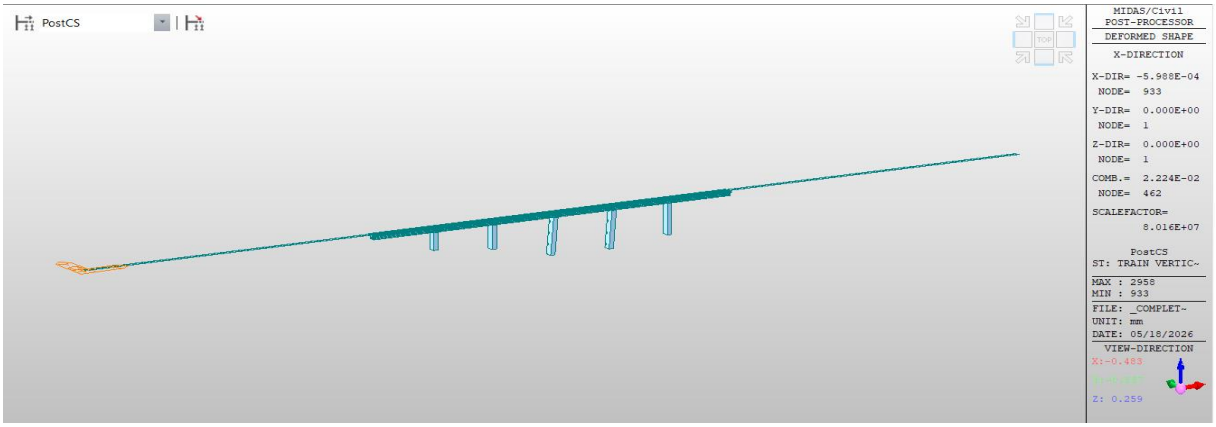


Figure X.12 : Le déplacement horizontal absolu maximum du tablier sous charges verticales de la première position

Déplacement horizontal absolu combiné du la première position :

Le déplacement horizontal absolu combiné maximum du tablier est :

1.11 mm ≤ 5mm (Vérifie)

2. **La deuxième position**

- **Freinage /démarrage :**

Les résultats liés aux effets de freinage et de démarrage sont illustrés dans la figure ci-dessous. Le déplacement horizontal absolu maximum du tablier est : 3.31 mm

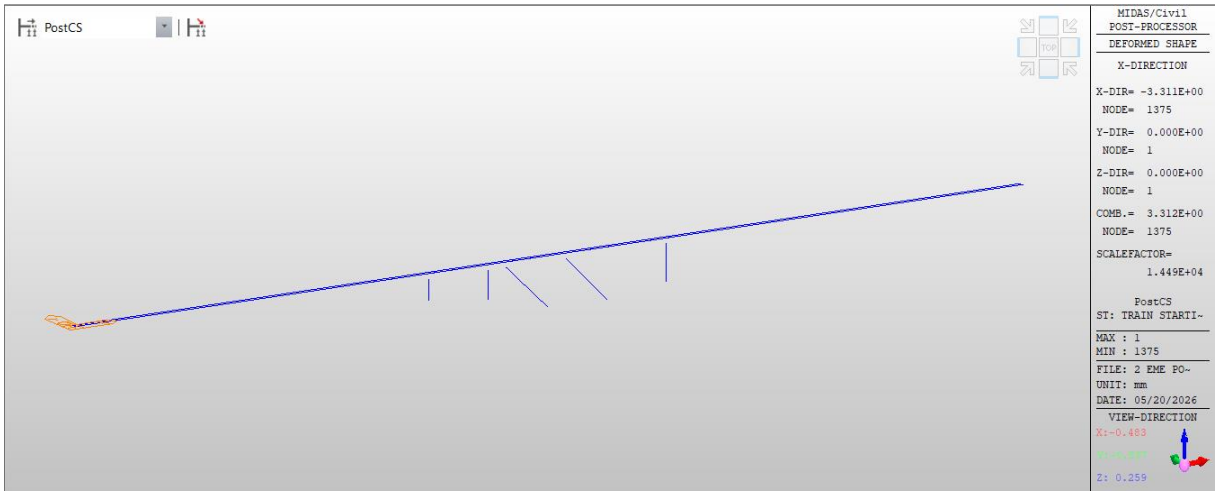


Figure X.13 : Le déplacement horizontal absolu maximum du tablier sous freinage / démarrage de la deuxième position

a. La rotation d'about du tablier :

Les résultats liés à la rotation d'about du tablier sont illustrés dans la figure ci-dessous. Le déplacement horizontal absolu maximum du tablier est : 0.39 mm

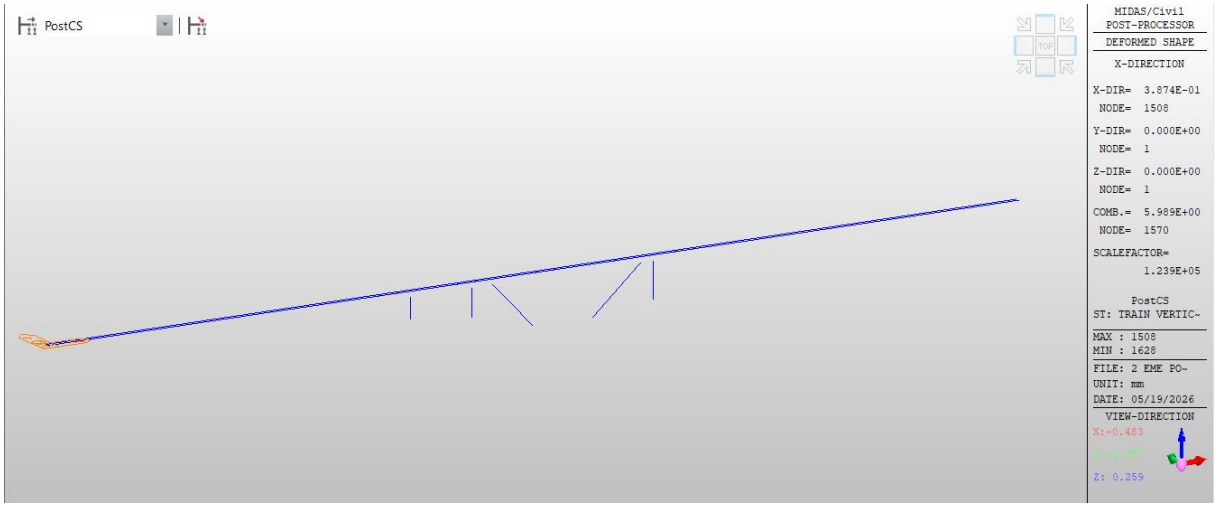


Figure X.14 : Le déplacement horizontal absolu maximum du tablier sous charges verticales de la deuxième position

Déplacement horizontal absolu combiné du de la deuxième position :

Le déplacement horizontal absolu combiné maximum du tablier est :

3.7 mm ≤ 5mm (Vérifie)

3. La troisième position

- **Freinage /démarrage :**

Les résultats liés aux effets de freinage et de démarrage sont illustrés dans la figure ci-dessous. Le déplacement horizontal absolu maximum du tablier est : 1.59 mm

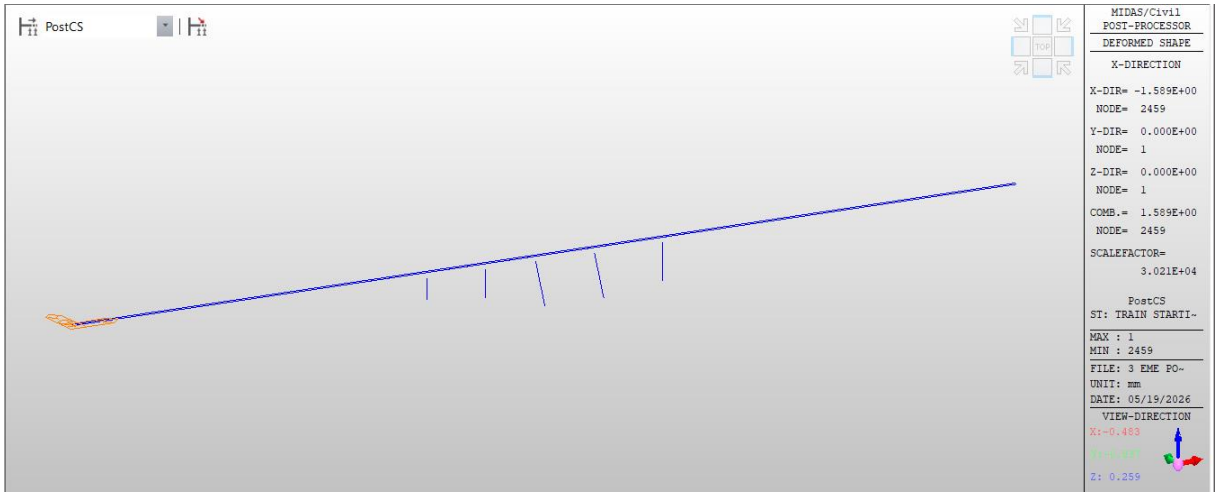


Figure X.15 : Le déplacement horizontal absolu maximum du tablier sous freinage / démarrage de la troisième position

- **La rotation d'about du tablier :**

Les résultats liés à la rotation d'about du tablier sont illustrés dans la figure ci-dessous. Le déplacement horizontal absolu maximum du tablier est : 0.001 mm

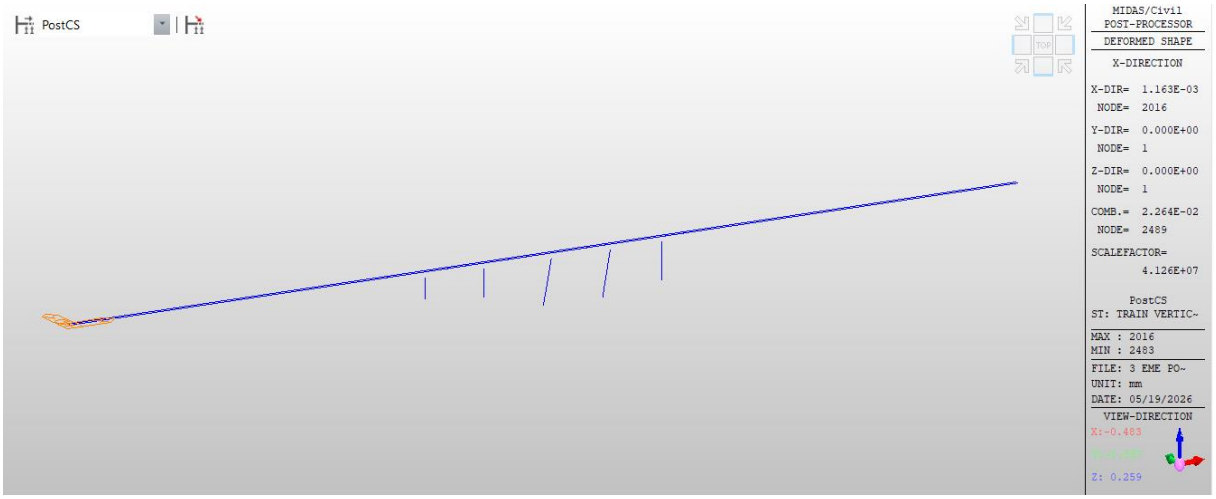


Figure X.16 : Le déplacement horizontal absolu maximum du tablier sous charges verticales de la troisième position

Déplacement horizontal absolu combiné du la troisième position :

Le déplacement horizontal absolu combiné maximum du tablier est :

1.59 mm ≤ 5mm (Vérifie)

X.6. Conclusion :

Dans ce chapitre, la vérification selon les normes a montré qu'en maîtrisant les phénomènes dynamiques entre voie et structure, on garantit à la fois le confort et la sécurité, tout en préservant l'intégrité du rail et de l'ouvrage.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Au terme de ce projet de fin d'études, réalisé dans le cadre de notre formation d'ingénieur à l'École Nationale Supérieure des Travaux Publics, nous avons eu l'opportunité de mettre en pratique l'ensemble des connaissances acquises durant notre cursus à travers l'étude et la conception détaillée d'un pont ferroviaire stratégique. Ce travail nous a permis d'aborder les différentes étapes de conception des ouvrages d'art, depuis le choix du type de structure jusqu'au dimensionnement final de ses différents éléments, en tenant compte des contraintes techniques, économiques, géométriques et sismiques propres au projet.

Le choix d'un tablier caisson en béton précontraint construit par encorbellements successifs s'est révélé particulièrement adapté aux exigences de l'ouvrage ainsi qu'aux importantes portées à franchir. La complexité géométrique et mécanique de la structure a nécessité l'adoption d'une méthodologie de calcul rigoureuse basée sur l'utilisation de logiciels spécialisés tels que MIDAS CIVIL, Robot Structural Analysis, AUTOCAD et EXPERT 2010. Ces outils nous ont permis d'analyser avec précision le comportement global et local de l'ouvrage durant les différentes phases de construction et en phase d'exploitation, tout en évaluant les sollicitations les plus représentatives de la réalité, notamment celles liées aux actions sismiques.

Ce projet a également constitué une expérience particulièrement enrichissante sur le plan scientifique et technique. Il nous a permis de consolider nos compétences en modélisation, en calcul des structures, en précontrainte ainsi qu'en application des règlements en vigueur tels que le BAEL, le BPEL, le RPOA, les Eurocodes et les fiches UIC. Nous avons ainsi pris conscience de l'importance de la rigueur dans l'évaluation des charges, de l'interprétation des résultats numériques et de la vérification des hypothèses de calcul afin d'assurer la sécurité, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

Au-delà de son aspect académique, ce mémoire représente une véritable immersion dans le domaine professionnel des ouvrages d'art. Il nous a permis de développer notre esprit d'analyse et de recherche, d'améliorer notre maîtrise des outils de conception et de mieux comprendre les défis réels liés à l'étude et à l'exécution des grands projets d'infrastructure. Enfin, nous espérons que ce travail constituera une référence utile pour de futures études similaires et qu'il marquera le début de notre contribution au développement des infrastructures de transport de dema

BIBLIOGRAPHIE

− Règles B.A.E.L 91 modifiées 99 — Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limites.

− Règles B.P.E.L. 91 — Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint, suivant la méthode des états limites.

− Eurocode 1 — Actions on structure.

− Eurocode 2 — Calcul des structures en Béton .

− RPOA 2008 — Règles parasismiques Algérien applicables au domaine des ouvrages d'art.

− FASCICULE N° 62 - Titre V : règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.

− VIPP le bon pont à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension — Guide de conception / Document SETRA.

− Livre CALGARO : Designers' Guide to Eurocode 1.

− Ponts en béton précontraint encorbellements successifs 2003/ Document SETRA.

− Appareils d'appuis à pot — Guide technique / Document SETRA

− UIC 776-1 — Charges à prendre en considération dans le calcul des ponts-rails.

− FREYSSINET, pour les appuis mécaniques-FR-V01

− Appuis des Tabliers (ferraillage) — Document SETRA PP73.

− Quelque abaque du WALTHER (ferraillage).

− Code UIC, interaction voie / ouvrage d'art.774-R.

LOGICIELS DE CALCUL

− MIDAS CIVIL 2022 —Modélisation et évaluation des efforts

− EXPERT BA 2010 — Calcul du ferraillage.

− EXCEL — Préparation des tableaux et les feuilles de calcul.

− AUTOCAD 2021 — Dessins.

− Word — Rédaction.

ANNEXE A

DIAGRAMMES DES EFFORTS INTERNES

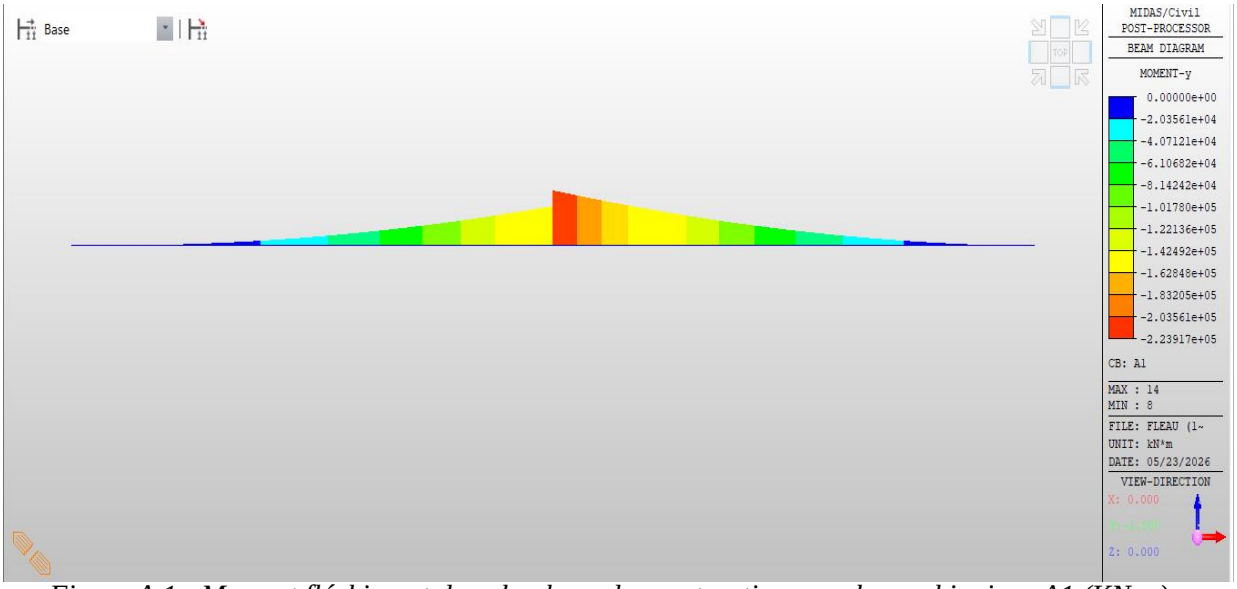


Figure A.1 : Moment fléchissant dans la phase de construction sous la combinaison A1 (KN.m)

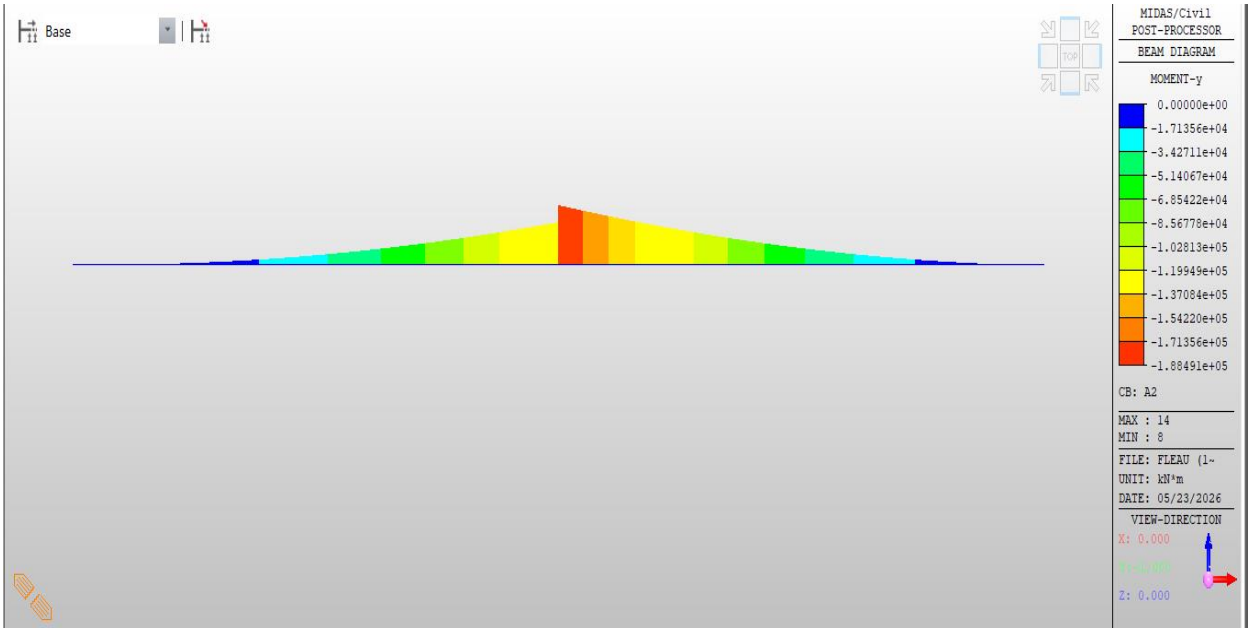


Figure A.2 : Moment fléchissant dans la phase de construction sous la combinaison A2 (KN.m)

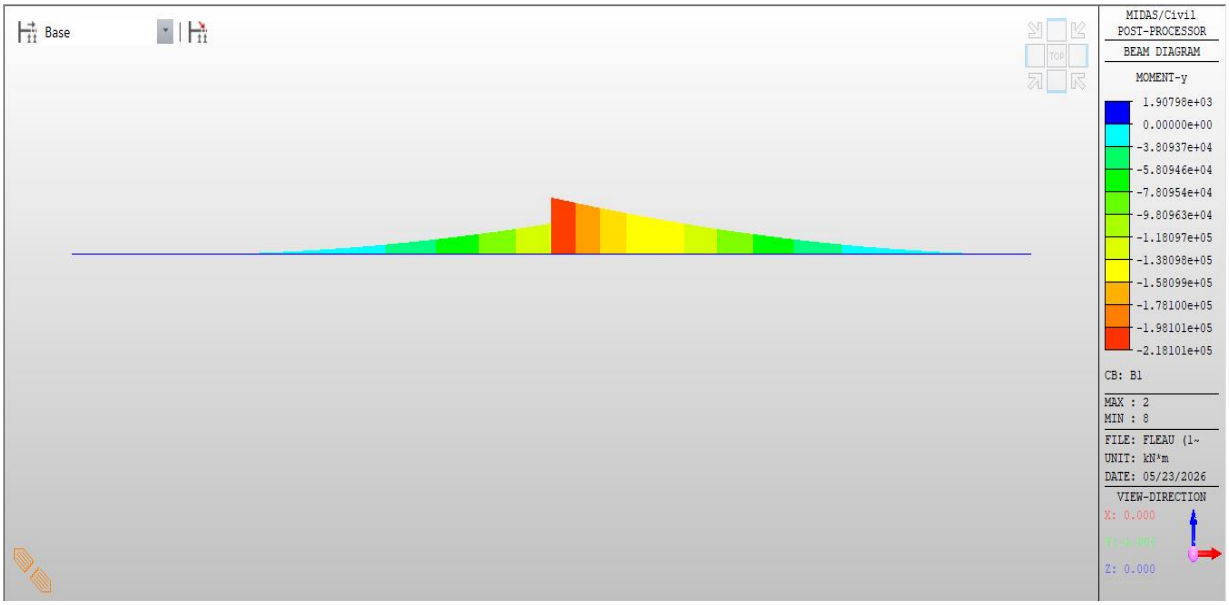


Figure A.3 : Moment fléchissant dans la phase de construction sous la combinaison B1 (KN.m)

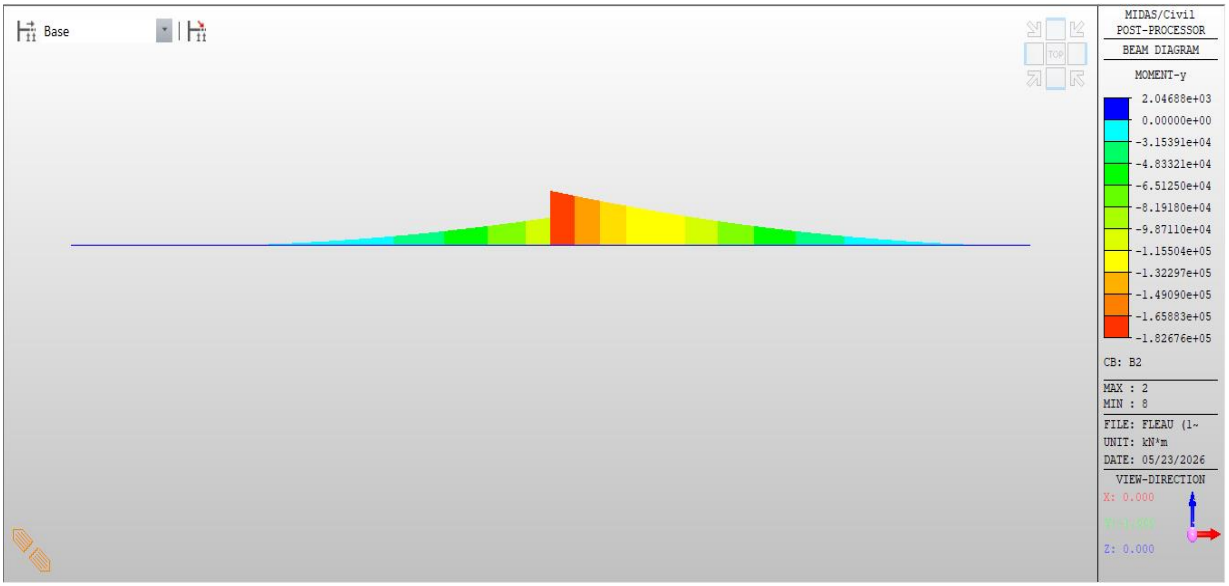


Figure A.4 : Moment fléchissant dans la phase de construction sous la combinaison B2 (KN.m)

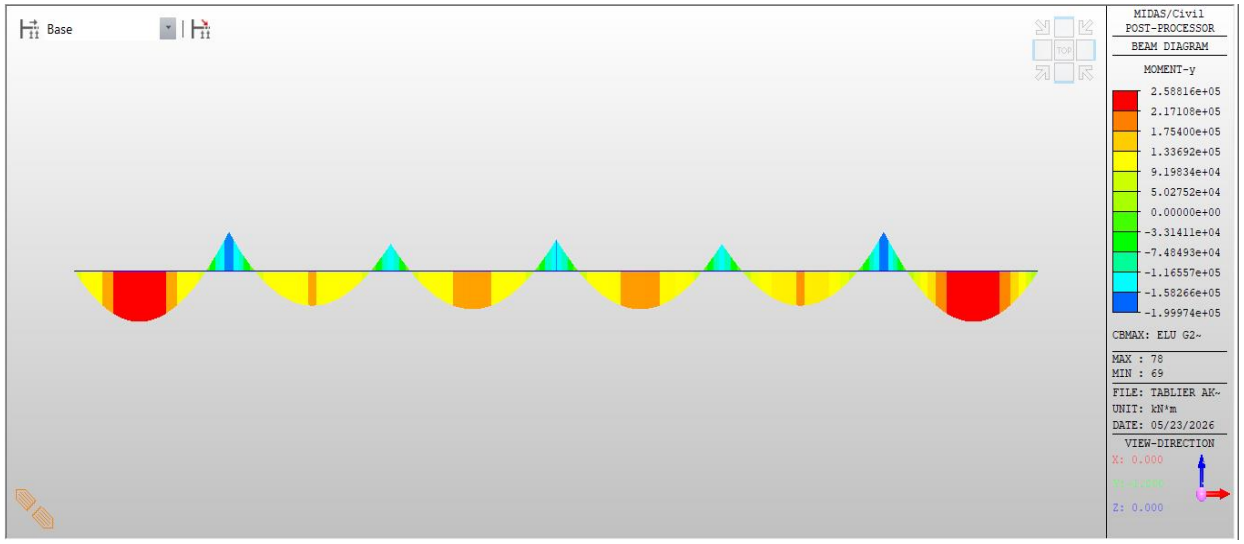


Figure A.5 : Moment fléchissant longitudinal maximum à ELU (KN.m)

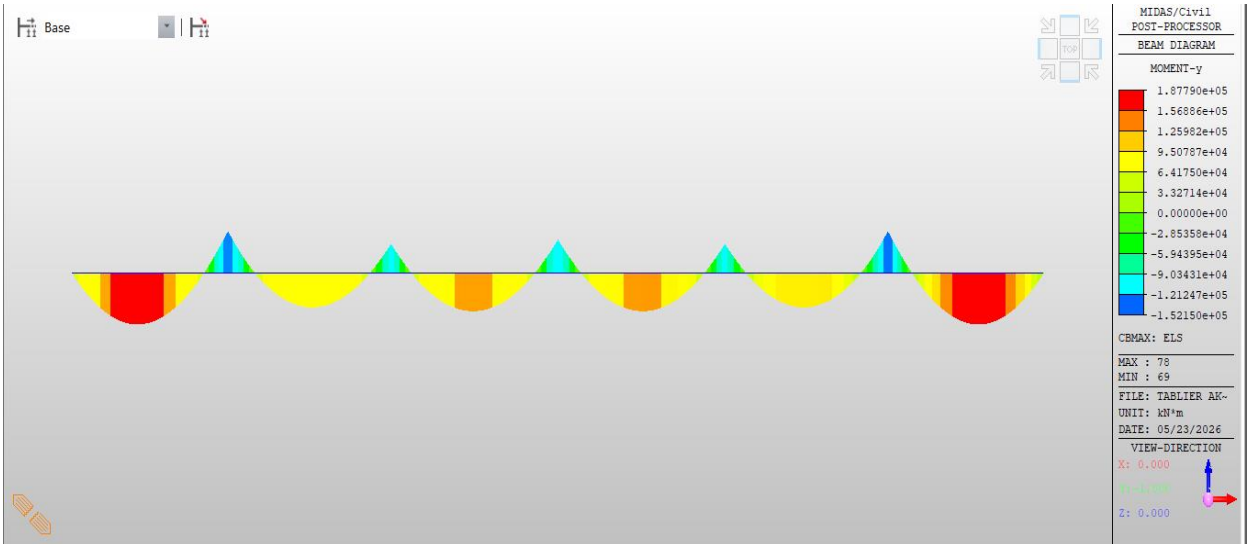


Figure A.6 : Moment fléchissant longitudinal maximum à ELS (KN.m)

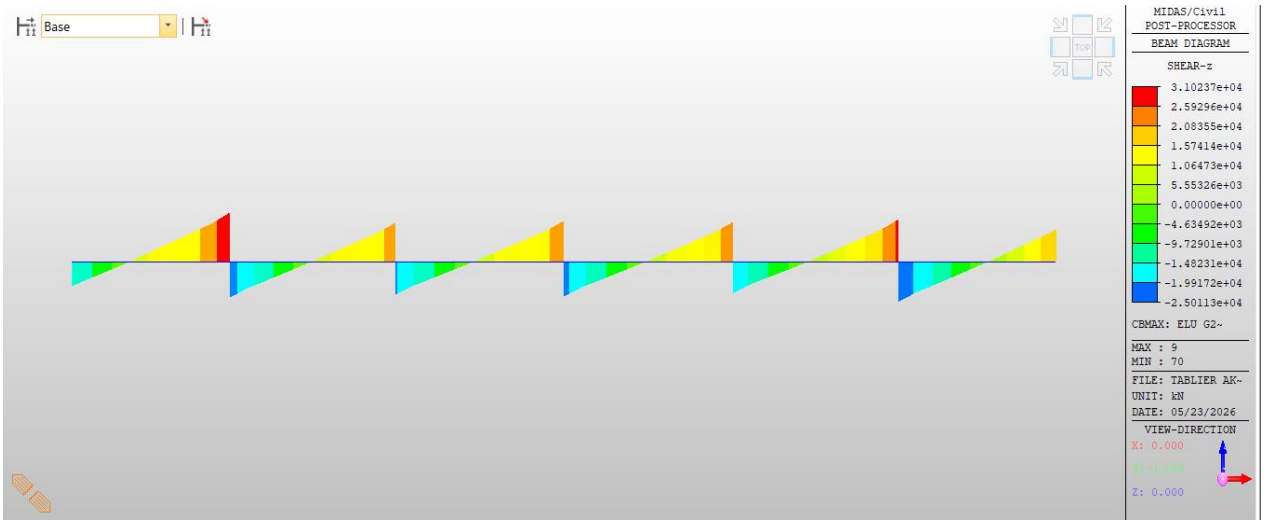


Figure A.7 : Effort tranchant maximum longitudinal à ELU (KN)

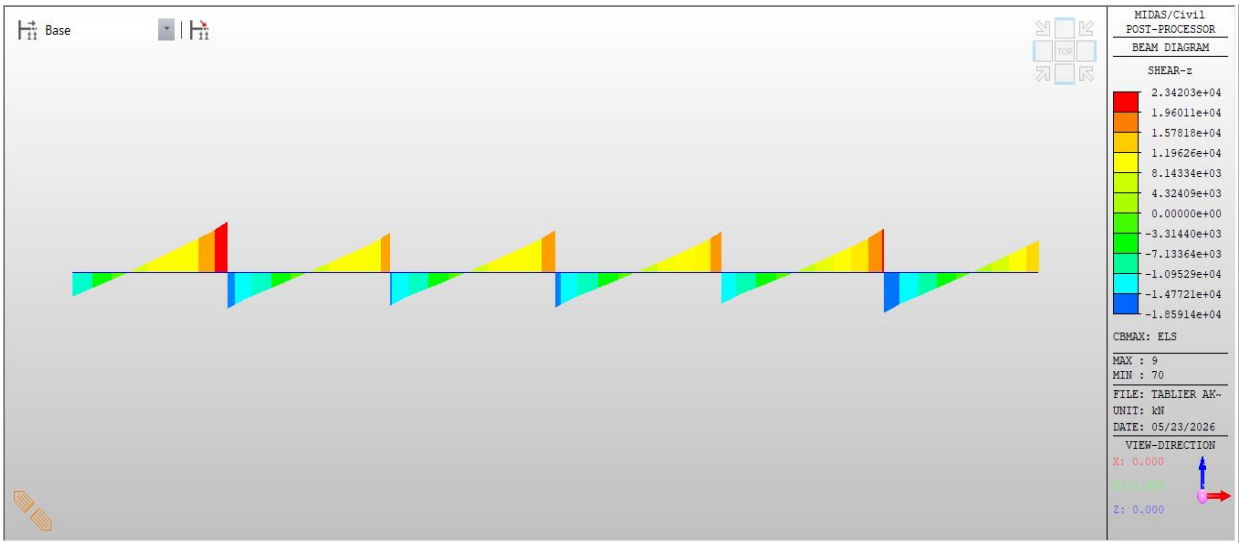


Figure A.8 : Effort tranchant maximum longitudinal à ELS (KN)

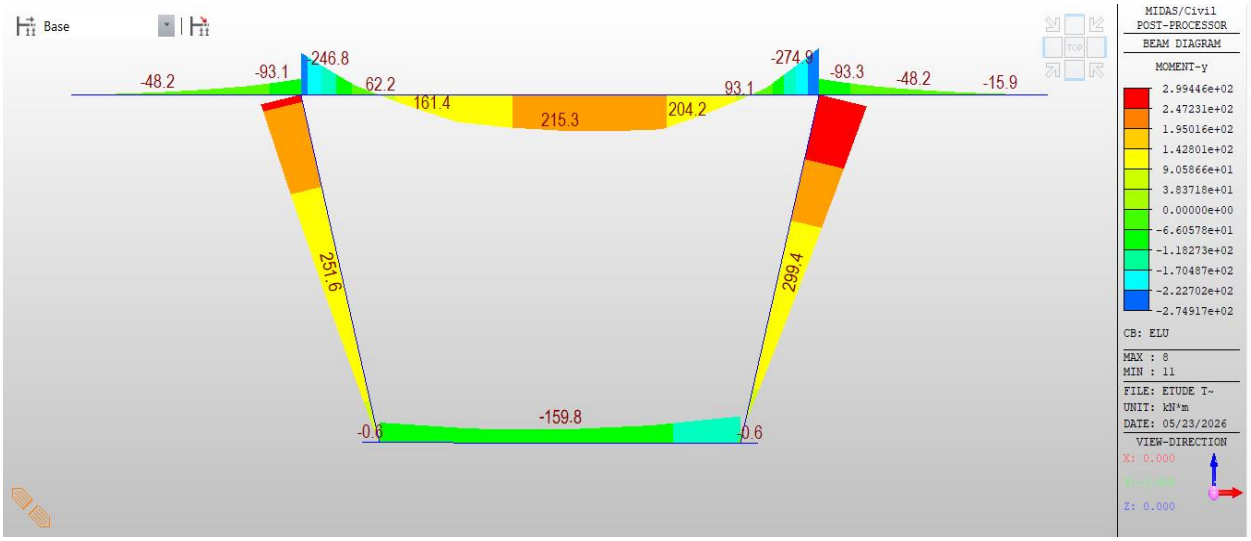


Figure A.9 : Moment fléchissant transversale du VC a ELU (KN.m)

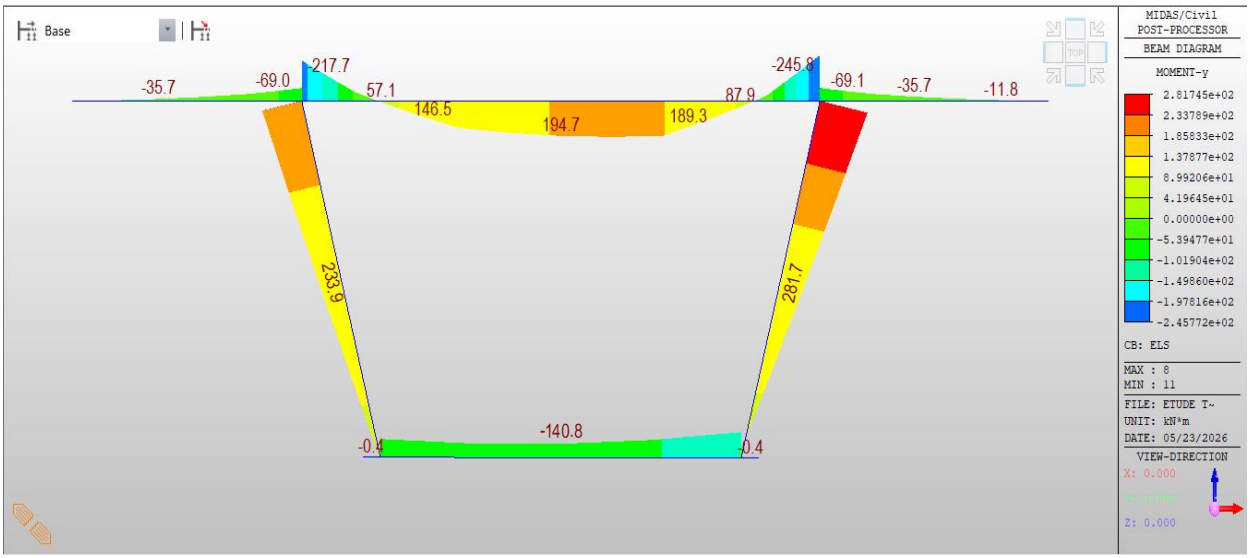


Figure A.10 : Moment fléchissant transversale du VC a ELS (KN.m)

ANNEXE B

TABLEAUX DE CALCUL

Tableau B.1 : Pertes par frottements

X	Cables	L	θ1	θ2	θ3	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6
6.5	C0	3.75	0.00	0.00	0.00	28.73	0.00						
10.25	C1	3.75	0.16	0.16	0.16	91.30	63.80	0.00					
14	C2	3.75	0.26	0.19	0.16	134.81	108.17	63.80	0,00				
17.75	C3	3.75	0.26	0.19	0.16	149.95	123.60	88.32	63,80	0,00			
21.5	C4	3.75	0.26	0.19	0.16	164.92	138.87	123.60	88,32	63,80	0,00		
25.25	C5	3.75	0.26	0.19	0.16	179.72	153.96	138.87	123,60	108,17	92,56	0	
29	C5	3.75	0.26	0.19	0.16	194.36	168.88	153.96	138,87	103,98	79,73	63,80	0
Moyenne						134.829	108.18	94.76	82.92	68.99	57.43	63.80	0.00
EN (%)						9.06	7.27	6.37	5.57	4.64	3.86	4.29	0.00

Tableau B.2 : Pertes par recul d'ancrage

X	Cables	L	θ1	θ2	θ3	k	d	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6
6.50	C0	6.50	0.000	0.000	0.000	0.003	9.23	24.34	48,89	82,37					
10.25	C1	3.75	0.163	0.163	0.163	0.012	4.67	-	-	32,16	162,58				
14.00	C2	3.75	0.265	0.193	0.163	0.017	3.86	-	-	-	5,69	196,81			
17.75	C3	3.75	0.265	0.193	0.163	0.017	3.86	-	-	-	-	5,69	196,81		
21.50	C4	3.75	0.265	0.193	0.163	0.017	3.86	-	-	-	-	-	5,69	196,8	
25.25	C5	3.75	0.265	0.190	0.160	0.017	3.86	-	-	-	-	-	-	5,7	196,81
29.00	C5	3.75	0.265	0.193	0.163	0.017	3.86	-	-	-	-	-	-	-	5,688
Moyenne								3.48	6.98	16.36	28.04	40.50	50.62	67.50	101.25
En (%)								0.23	0.47	1.10	1.88	2.72	3.40	4.54	6.80

Tableau B.3 : Pertes par non-simultanéités de mise en tension des câbles

	N° cables	υ (m)	d_{moy} (m)	e_{moy} (m)	I (m4)	S (m2)	Mg (MN.m)	P (MPa)	Δσe (MPa)	Δσe (%)
Axe VSP	24	2.07	0.250	1.82	62.27	21.28	223.92	3.85	6.57	0.44
FIN VSP	24	1.93	0.210	1.72	46.78	14.34	139.12	3.91	17.91	1.20
FIN V1	20	1.93	0.220	1.71	46.78	14.34	99.16	3.92	16.41	1.10
FIN V2	16	1.93	0.240	1.69	46.78	14.34	65.77	3.92	14.18	0.95
FIN V3	12	1.93	0.270	1.66	46.78	14.34	38.94	3.93	11.38	0.76
FIN V4	8	1.93	0.330	1.60	46.78	14.34	18.66	3.93	7.96	0.54
FIN V5	4	1.93	0.380	1.55	46.78	14.34	4.95	3.87	4.15	0.28
FIN V6	2	1.93	0.500	1.43	46.78	14.34	0.00	3.95	2.18	0.15

Tableau B.4 : Pertes totales instantanés

	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6
PERTES INSTANTANES	9.736	8.944	8.571	8.410	8.123	7.797	9.103	6.951

Tableau B.5 : Pertes par retrait

Zone climatique	ε_r	Ep	$\Delta\sigma_r$ (MPa)	$\Delta\sigma_r$ (%)
A	0.0002	190000	38	2.55

Tableau B.6 : Pertes par fluage

	N° cables	υ (m)	d (m)	e moy (m)	I (m4)	S (m2)	Mg (MN.m)	P (MPa)	Δσf (MPa)	Δσe (%)
Axe VSP	24	2.07	0.25	1.82	62.27	21.28	223.92	3.83	35.11	2.36
FIN VSP	24	1.93	0.21	1.72	46.78	14.34	139.12	3.86	95.16	6.40
FIN V1	20	1.93	0.22	1.71	46.78	14.34	99.16	3.88	87.52	5.88
FIN V2	16	1.93	0.24	1.69	46.78	14.34	65.77	3.88	75.93	5.10
FIN V3	12	1.93	0.27	1.66	46.78	14.34	38.94	3.90	61.16	4.11
FIN V4	8	1.93	0.33	1.60	46.78	14.34	18.66	3.91	42.97	2.89
FIN V5	4	1.93	0.38	1.55	46.78	14.34	4.95	3.85	22.48	1.51
FIN V6	2	1.93	0.50	1.43	46.78	14.34	0.00	3.95	11.82	0.79

Tableau B.7 : Pertes par relaxation

	N° cables	σ_i	μ	μ_0	$\Delta\sigma_{rel}$ (MPa)	en (%)
Axe VSP	24	1343.12	0.722	0.43	58.85	3.96
FIN VSP	24	1354.92	0.728	0.43	60.66	4.08
FIN V1	20	1360.47	0.731	0.43	61.51	4.13
FIN V2	16	1362.85	0.733	0.43	61.88	4.16
FIN V3	12	1367.13	0.735	0.43	62.55	4.20
FIN V4	8	1371.98	0.738	0.43	63.31	4.25
FIN V5	4	1352.55	0.727	0.43	60.29	4.05
FIN V6	2	1384.57	0.744	0.43	65.30	4.39

Tableau B.8 : Pertes totales

	Axe VSP	**FIN VSP**	**FIN V1**	**FIN V2**	**FIN V3**	**FIN V4**	**FIN V5**	**FIN V6**
PERTES DIFFEREES	8.209	12.346	11.881	11.122	10.167	8.987	7.441	7.005
PERTES INSTANTANES	9.736	8.944	8.571	8.410	8.123	7.797	9.103	6.951
Total (%)	17.946	**21.290**	20.452	19.533	18.290	16.784	16.544	13.956

Tableau B.9 : Vérification des contraintes de travée principale en phase de service (à vide)

	M (kN.m)	**n cable fléau**	**n cable cont**	**v' (m)**	**v (m)**	**I (m4)**	**S (m2)**	**e f (m)**	**e c (m)**	**P f (MN)**	**P c (MN)**	**σSup (MPa)**	**σInf (MPa)**	**0BS**
FIN V1	-21 548.48	20	2	3.07	1.93	46.78	14.34	0.220	0.53	66.76	6.68	6.47	2.98	OK
FIN V2	10 946.68	16	4	3.07	1.93	46.78	14.34	0.240	0.403	53.41	13.35	4.51	4.89	OK
FIN V3	36 372.26	12	6	3.07	1.93	46.78	14.34	0.270	0.34	40.06	20.03	2.85	6.31	OK
FIN V4	54 737.28	8	8	3.07	1.93	46.78	14.34	0.330	0.342	26.70	26.70	1.45	7.34	OK
FIN V5	66 041.16	4	10	3.07	1.93	46.78	14.34	0.380	0.343	13.35	33.38	0.27	8.01	OK
FIN V6	70 238.86	4	12	3.07	1.93	46.78	14.34	0.500	0.344	13.35	40.06	0.53	8.80	OK
clavage	69 654.81	4	12	3.07	1.93	46.78	14.34	0.600	0.344	13.35	40.06	0.61	8.67	OK
FIN V6	68 754.73	4	12	3.07	1.93	46.78	14.34	0.500	0.344	13.35	40.06	0.59	8.70	OK
FIN V5	63 080.59	4	12	3.07	1.93	46.78	14.34	0.380	0.344	13.35	40.06	0.76	8.44	OK
FIN V4	49 434.93	8	10	3.07	1.93	46.78	14.34	0.330	0.343	26.70	33.38	2.04	7.61	OK
FIN V3	28 727.80	12	8	3.07	1.93	46.78	14.34	0.270	0.342	40.06	26.70	3.54	6.43	OK
FIN V2	960.68	16	6	3.07	1.93	46.78	14.34	0.240	0.34	53.41	20.03	5.33	4.79	OK
FIN V1	-33 690.44	20	4	3.07	1.93	46.78	14.34	0.220	0.403	66.76	13.35	7.36	2.76	OK
FIN VSP	-75 767.95	24	2	3.07	1.93	46.78	14.34	0.210	0.53	80.11	13.35	10.05	0.91	OK

Tableau B.10 : Vérification des contraintes de travée de rive en phase de service (à vide)

	M (kN.m)	n cable fléau	n cable cont	υ' (m)	υ (m)	I (m4)	S (m2)	e f (m)	e c (m)	P f (MN)	P c (MN)	σSup (MPa)	σInf (MPa)	0BS
FIN VSP	-93 739.13	24	0	3.07	1.93	46.78	14.34	0.21	0.91	80.11	0.00	10.15	-1.67	**OK**
FIN V1	-40 399.03	20	4	3.07	1.93	46.78	14.34	0.220	0.53	66.76	13.35	7.57	2.44	**OK**
FIN V2	6 032.22	16	8	3.07	1.93	46.78	14.34	0.240	0.403	53.41	26.70	5.42	5.85	**OK**
FIN V3	45 331.59	12	12	3.07	1.93	46.78	14.34	0.270	0.39	40.06	40.06	3.52	8.88	**OK**
FIN V4	77 569.01	8	14	3.07	1.93	46.78	14.34	0.330	0.386	26.70	46.73	1.54	10.82	**OK**
FIN V5	102 741.97	8	14	3.07	1.93	46.78	14.34	0.380	0.386	26.70	46.73	0.56	12.38	**OK**
FIN V6	120 838.04	8	16	3.07	1.93	46.78	14.34	0.500	0.382	26.70	53.41	0.31	13.98	**OK**
clavage	127 583.33	8	16	3.07	1.93	46.78	14.34	0.600	0.382	26.70	53.41	0.14	14.25	**OK**
FIN VSC 1	129 232.78	8	16	3.07	1.93	46.78	14.34	0.500	0.382	26.70	53.41	-0.04	14.53	**OK**
FIN VSC 2	135 306.02	4	16	3.07	1.93	46.78	14.34	0.380	0.382	13.35	53.41	-1.56	14.54	**OK**
FIN VSC 3	134 788.15	4	14	3.07	1.93	46.78	14.34	0.330	0.386	13.35	46.73	-1.93	13.93	**OK**
FIN VSC 4	126 538.69	4	14	3.07	1.93	46.78	14.34	0.270	0.386	13.35	46.73	-1.63	13.44	**OK**
FIN VSC 5	97 312.99	4	12	3.07	1.93	46.78	14.34	0.240	0.39	13.35	40.06	-0.80	10.93	**OK**
FIN VSC 6	71 466.43	2	8	3.07	1.93	46.78	14.34	0.220	0.403	6.68	26.70	-1.00	7.63	**OK**
FIN VSC 7	39 028.77	2	4	3.07	1.93	46.78	14.34	0.210	0.53	6.68	13.35	-0.45	4.33	**OK**
FIN VSC 8	0	0	0	3.07	1.93	46.78	14.34	0.250	0.91	0.00	0.00	0.00	0.00	**OK**

Tableau B.11 : Vérification des contraintes de travée principale en phase de service (à charge)

	M (kN.m)	n cable fléau	n cable cont	υ' (m)	υ (m)	I (m4)	S (m2)	e f (m)	e c (m)	P f (MN)	P c (MN)	σSup (MPa)	σInf (MPa)	0BS
FIN V1	-11 172.19	20	4	3.07	1.93	46.78	14.34	0.220	0.53	66.76	13.35	6.36	4.35	**OK**
FIN V2	33 703.09	16	4	3.07	1.93	46.78	14.34	0.240	0.403	53.41	13.35	3.57	6.38	**OK**
FIN V3	70 603.64	12	6	3.07	1.93	46.78	14.34	0.270	0.34	40.06	20.03	1.44	8.56	**OK**
FIN V4	99 531.72	8	8	3.07	1.93	46.78	14.34	0.330	0.342	26.70	26.70	-0.40	10.28	**OK**
FIN V5	120 521.19	4	10	3.07	1.93	46.78	14.34	0.380	0.343	13.35	33.38	-1.98	11.59	**OK**
FIN V6	133 766.14	4	12	3.07	1.93	46.78	14.34	0.500	0.344	13.35	40.06	-2.09	12.97	**OK**
clavage	139 001.02	4	12	3.07	1.93	46.78	14.34	0.600	0.344	13.35	40.06	-2.25	13.22	**OK**
FIN V6	138 592.64	4	12	3.07	1.93	46.78	14.34	0.500	0.344	13.35	40.06	-2.29	13.29	**OK**
FIN V5	131 488.91	4	12	3.07	1.93	46.78	14.34	0.380	0.344	13.35	40.06	-2.06	12.92	**OK**
FIN V4	116 512.13	8	10	3.07	1.93	46.78	14.34	0.330	0.343	26.70	33.38	-0.73	12.01	**OK**
FIN V3	93 693.08	12	8	3.07	1.93	46.78	14.34	0.270	0.342	40.06	26.70	0.86	10.69	**OK**
FIN V2	62 897.67	16	6	3.07	1.93	46.78	14.34	0.240	0.34	53.41	20.03	2.77	8.85	**OK**
FIN V1	24 304.36	20	4	3.07	1.93	46.78	14.34	0.220	0.403	66.76	13.35	4.97	6.57	**OK**
FIN VSP	-22 662.31	24	2	3.07	1.93	46.78	14.34	0.210	0.53	80.11	6.68	7.54	3.69	**OK**

Tableau B.12 : Vérification des contraintes de travée de rive en phase de service (à charge)

	M (kN.m)	n cable fléau	n cable cont	υ' (m)	υ (m)	I (m4)	S (m2)	e f (m)	e c (m)	P f (MN)	P c (MN)	σSup (MPa)	σInf (MPa)	0BS
FIN VSP	-38 210.38	24	0	3.07	1.93	46.78	14.34	0.21	0.91	80.11	0.00	7.86	1.97	**OK**
FIN V1	18 029.01	20	4	3.07	1.93	46.78	14.34	0.220	0.53	66.76	13.35	5.16	6.27	**OK**
FIN V2	66 292.23	16	8	3.07	1.93	46.78	14.34	0.240	0.403	53.41	26.70	2.94	9.80	**OK**
FIN V3	106 544.03	12	12	3.07	1.93	46.78	14.34	0.270	0.39	40.06	40.06	0.99	12.89	**OK**
FIN V4	138 754.77	10	14	3.07	1.93	46.78	14.34	0.330	0.386	33.38	46.73	-0.43	15.15	**OK**
FIN V5	162 897.32	10	14	3.07	1.93	46.78	14.34	0.380	0.386	33.38	46.73	-1.36	16.63	**OK**
FIN V6	178 946.66	10	16	3.07	1.93	46.78	14.34	0.500	0.382	33.38	53.41	-1.48	18.04	**OK**
clavage	184 195.47	10	16	3.07	1.93	46.78	14.34	0.600	0.382	33.38	53.41	-1.56	18.16	**OK**
FIN VSC 1	187 789.53	10	16	3.07	1.93	46.78	14.34	0.500	0.382	33.38	53.41	-1.85	18.62	**OK**
FIN VSC 2	183 844.87	10	16	3.07	1.93	46.78	14.34	0.380	0.382	33.38	53.41	-1.85	18.62	**OK**
FIN VSC 3	172 278.37	10	14	3.07	1.93	46.78	14.34	0.330	0.386	33.38	46.73	-1.81	17.35	**OK**
FIN VSC 4	153 081.74	8	14	3.07	1.93	46.78	14.34	0.270	0.386	26.70	46.73	-1.64	15.88	**OK**
FIN VSC 5	126 260.61	8	12	3.07	1.93	46.78	14.34	0.240	0.39	26.70	40.06	-0.93	13.55	**OK**
FIN VSC 6	91 828.72	8	8	3.07	1.93	46.78	14.34	0.220	0.403	26.70	26.70	-0.27	10.07	**OK**
FIN VSC 7	49 749.78	4	4	3.07	1.93	46.78	14.34	0.210	0.53	13.35	13.35	-0.37	5.41	**OK**
FIN VSC 8	0	0	0	3.07	1.93	46.78	14.34	0.250	0.91	0.00	0.00	0.00	0.00	**OK**

Tableau B.13 : Les modes propres

Mode	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
No	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	87.90	87.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.01	0.00	0.00
2	0.04	87.94	46.46	46.46	0.00	0.00	0.02	0.02	0.00	0.01	6.04	6.04
3	2.25	90.19	1.01	47.46	0.00	0.00	0.00	0.02	0.01	0.02	13.38	19.42
4	1.83	92.02	0.03	47.50	0.00	0.00	0.01	0.03	0.00	0.02	5.29	24.71
5	1.24	93.26	11.28	58.78	0.00	0.00	0.00	0.03	1.75	1.77	4.54	29.25
6	0.89	94.15	8.09	66.87	0.00	0.00	0.00	0.03	3.32	5.09	2.86	32.11
7	0.38	94.53	0.00	66.87	2.73	2.74	14.56	14.59	0.02	5.10	2.36	34.47
8	1.75	96.27	0.00	66.87	0.58	3.31	3.26	17.84	0.00	5.11	6.78	41.25
9	0.03	96.30	1.20	68.07	0.00	3.31	0.04	17.88	12.42	17.52	1.14	42.39
10	0.39	96.69	16.41	84.48	0.00	3.31	0.00	17.88	0.84	18.36	19.80	62.19
11	0.47	97.16	7.76	92.25	0.05	3.36	0.52	18.40	0.02	18.39	13.93	76.11
12	0.00	97.16	0.00	92.25	5.22	8.58	31.81	50.21	0.02	18.40	0.00	76.12
13	0.00	97.16	0.01	92.26	0.00	8.59	0.00	50.21	0.06	18.46	6.38	82.50
14	0.00	97.16	0.00	92.26	0.68	9.27	0.15	50.36	44.84	63.30	0.00	82.50
15	0.19	97.35	0.12	92.38	0.04	9.31	0.00	50.36	0.40	63.70	0.11	82.61
16	0.00	97.35	0.01	92.39	54.20	63.51	4.33	54.69	0.61	64.31	0.00	82.61
17	0.43	97.78	2.39	94.78	0.24	63.75	0.09	54.77	0.00	64.31	0.24	82.85
18	1.97	99.75	0.76	95.54	0.00	63.75	0.01	54.78	0.00	64.31	4.62	87.47
19	0.06	99.81	0.12	95.66	0.00	63.75	0.00	54.79	0.01	64.32	0.74	88.22
20	0.01	99.82	0.18	95.84	0.01	63.76	0.05	54.84	0.01	64.32	0.18	88.39
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
40	0.00	99.90	0.00	97.50	3.93	94.56	0.00	81.91	9.35	90.18	0.00	92.79

ANNEXE C
FERRAILLAGE DES ELEMENTS

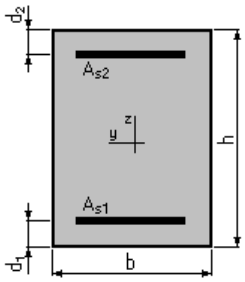
Calcul de Section en Flexion Simple hourdis supérieure nappe supérieure

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 45,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

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

2. Section:



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

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	-274,90	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	-245,80	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 0,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 24,3 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 0,0 (cm2)
théorique ρ = N/A
minimum ρ_{min} = 0,15 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = -274,90 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,65 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 5,2 (cm)
Bras de levier: Z = 42,9 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 1,31 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = -245,80 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 14,8 (cm)

Bras de levier: Z = 40,1 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 8,3 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 27,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 252,8 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 252,8 (MPa)

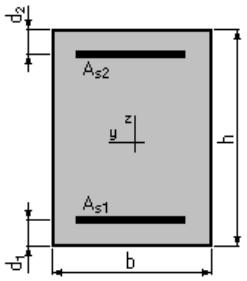
Calcul de Section en Flexion Simple hourdis supérieure nappe inferieure

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 45,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

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

2. Section:



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

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	215,30	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	194,70	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 19,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 6,8 (cm2)
théorique ρ = 0,42 (%)
minimum ρ_{min} = 0,15 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 215,30 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,67 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 4,1 (cm)

Bras de levier: Z = 43,4 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 1,00 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS **M_{max} = 194,70 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 13,4 (cm)
Bras de levier: Z = 40,5 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 7,2 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 27,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 252,8 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 252,8 (MPa)

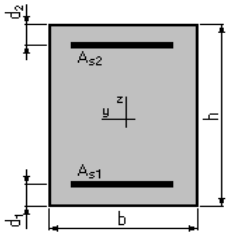
Calcul de Section en Flexion Composée Ame externe

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 45,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

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

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 60,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	-445,40	299,40
2.	ELS	-393,82	281,70

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 29,9 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)

Section minimum $A_{s\,min}$ = 8,0 (cm2)
théorique ρ = 0,54 (%)
minimum ρ_{min} = 0,15 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELU N = -445,40 (kN) M = 299,40 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,64 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 2,8 (cm)
Bras de levier: Z = 53,9 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 0,54 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELS N = -393,82 (kN) M = 281,70 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 13,4 (cm)
Bras de levier: Z = 50,5 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 5,4 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 27,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 252,8 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 252,8 (MPa)

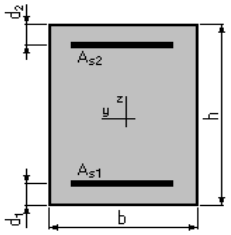
Calcul de Section en Flexion Composée Ame interne

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 45,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

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

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 60,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELS	-434,86	-115,38
2.	ELU	-486,70	-122,26

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 17,7 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 8,0 (cm2)
théorique ρ = 0,32 (%)
minimum ρ_{min} = 0,15 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELS N = -434,86 (kN) M = -115,38 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 2,8 (cm)
Bras de levier: Z = 54,1 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 1,2 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 27,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 32,3 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 252,8 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELU N = -486,70 (kN) M = -122,26 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,58 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 0,0 (cm)
Bras de levier: Z = 55,0 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 0,00 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

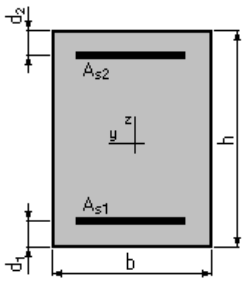
Calcul de Section en Flexion Simple hourdis inferieure les deux nappes

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 45,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

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

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 65,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	-78,40	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	-75,00	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 0,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 8,6 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 0,0 (cm2)
théorique ρ = 0,14 (%)
minimum ρ_{min} = 0,14 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = -78,40 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 2,83 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 1,9 (cm)
Bras de levier: Z = 59,3 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 0,32 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = -75,00 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,63
Position de l'axe neutre: y = 11,2 (cm)
Bras de levier: Z = 56,3 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 1,0 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 27,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
comprimée: σ_s' = 12,7 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 252,8 (MPa)

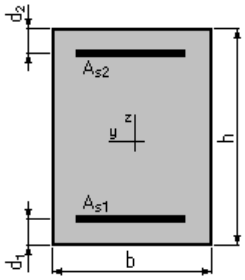
Calcul de Section en Flexion Simple de la semelle sous Myy nappe supérieure

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 30,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

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

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 300,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	-4747,34	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	-3556,84	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	-4862,18	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 0,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 51,8 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 0,0 (cm2)
théorique ρ = 0,18 (%)
minimum ρ_{min} = 0,10 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = -4747,34 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,37 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 16,5 (cm)
Bras de levier: Z = 288,4 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 0,59 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = -3556,84 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: y = 60,4 (cm)
Bras de levier: Z = 274,9 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 2,2 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 18,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
comprimée: σ_s' = 31,2 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

Cas ELA **M_{max} = -4862,18 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1,54	Pivot:A
Position de l'axe neutre:	y = 14,6	(cm)
Bras de levier:	Z = 289,2	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 0,52	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 10,00	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	σ_s = 500,0	(MPa)

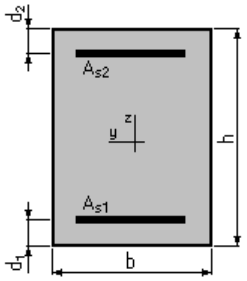
Calcul de Section en Flexion Simple de la semelle sous Myy nappe inférieure

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 30,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

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

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 300,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	14242,02	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	10670,54	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	14586,55	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 162,7 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 29,5 (cm2)		
théorique	ρ = 0,55 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,10 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 14242,02 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,36	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 52,0	(cm)
Bras de levier:	Z = 274,2	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 2,14	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 10,00	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	σ_s = 434,8	(MPa)

Cas ELS M_{max} = 10670,54 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,00
Position de l'axe neutre:	y = 98,1 (cm)
Bras de levier:	Z = 262,3 (cm)
Contrainte maxi du béton:	σ_b = 8,3 (MPa)
Contrainte limite:	0,6 fcj = 18,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:	
tendue:	σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	
	$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

Cas ELA M_{max} = 14586,55 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,54	Pivot:A
Position de l'axe neutre:	y = 45,9	(cm)
Bras de levier:	Z = 276,7	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 1,84	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 10,00	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	σ_s = 500,0	(MPa)

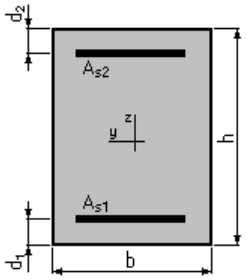
Calcul de Section en Flexion Simple de la semelle sous Mxx nappe supérieure

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 30,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

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

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 300,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	-4685,26	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	-3428,39	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	-4763,23	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 0,0 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 49,8 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 0,0 (cm2)		
théorique	ρ = 0,17 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,10 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = -4685,26 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,33	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 15,9	(cm)
Bras de levier:	Z = 288,6	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 0,57	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 10,00	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	σ_s = 434,8	(MPa)

Cas ELS M_{max} = -3428,39 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,00
Position de l'axe neutre:	y = 59,4 (cm)
Bras de levier:	Z = 275,2 (cm)
Contrainte maxi du béton:	σ_b = 2,1 (MPa)
Contrainte limite:	0,6 fcj = 18,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:	
comprimée:	σ_s' = 30,2 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	
	$\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

Cas ELA M_{max} = -4763,23 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,51	Pivot:A
Position de l'axe neutre:	y = 14,0	(cm)
Bras de levier:	Z = 289,4	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 0,50	(‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 500,0 (MPa)

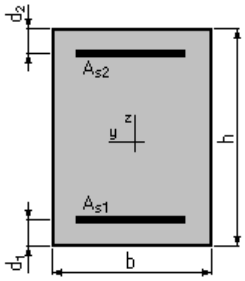
Calcul de Section en Flexion Simple de la semelle sous Mxx nappe inferieure

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 30,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

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

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 300,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	14155,04	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	10275,34	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	14269,67	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 156,4 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 29,5 (cm2)
théorique ρ = 0,53 (%)
minimum ρ_{min} = 0,10 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 14155,04 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,32 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 50,0 (cm)
Bras de levier: Z = 275,0 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 2,04 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 10275,34 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 96,5 (cm)
Bras de levier: Z = 262,8 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 8,1 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 18,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

Cas ELA M_{max} = 14269,67 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,52 Pivot:A
Position de l'axe neutre: y = 44,1 (cm)
Bras de levier: Z = 277,4 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 1,76 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 500,0 (MPa)

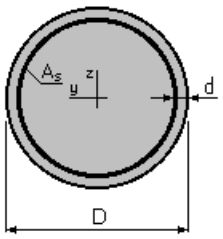
Calcul de Section pieux en Flexion Déviée Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 30,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

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

2. Section:



D = 120,0 (cm)
d = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	**N** (kN)	$\mathbf{M_y}$ (kN*m)	$\mathbf{M_z}$ (kN*m)
1.	ELU	-1689,87	-1214,40	1177,60
2.	ELS	-1452,83	-835,30	810,50
3.	ELA	-5869,50	-4043,74	4077,65

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_s = 365,5 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 22,6 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 565,5 (cm2)
théorique ρ = 3,23 (%)
minimum ρ_{min} = 0,10 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELU N = -1689,87 (kN) M_y = -1214,40 (kN*m) M_z = 1177,60 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2,99 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 25,9 (cm)
Bras de levier: Z = 102,4 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 2,92 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s =434,8 (MPa)
comprimée: σ_s' = 434,8 (MPa)

Cas N^O 2: Type ELS N = -1452,83 (kN) M_y = -835,30 (kN*m) M_z = 810,50 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3,38
Position de l'axe neutre: y = 32,1 (cm)
Bras de levier: Z = 101,2 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 3,8 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 18,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 148,1 (MPa)
comprimée: σ_s' = 48,1 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 500,0 (MPa)

Cas N^O 3: Type ELA N = -5869,50 (kN) M_y = -4043,74 (kN*m) M_z = 4077,65 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 25,6 (cm)
Bras de levier: Z = 102,5 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 2,88 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s =500,0 (MPa)
comprimée: σ_s' = 457,4 (MPa)