République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال العموميـة
فرنسـيس جانســون
École Nationale Supérieure des Travaux Publics
Francis Jeanson



Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Routes et Ouvrages

Thème

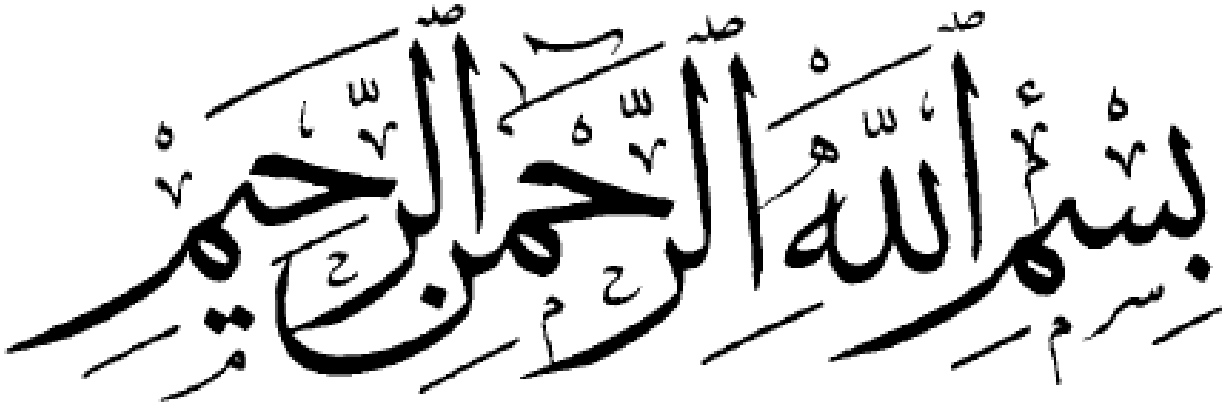
CONCEPTION ET ETUDE D'UN PONT RAIL DU PK 110+601.551 AU PK 110+751.916 ENTRE LES GARES FERROVIAIRES D'EL AFFEROUN-KHEMIS MILIANA

❖ **Présenté par :**
- **AIT CHABANE Islam**
- **KHELIFA Abdelkader**

❖ **Encadré par :**
- **Mr GUERFI Moussa**
- **Mr FEDGHOUCHE Ferhat**

Promotion 2024 / 2025

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba


بسم الله الرحمن الرحيم

ملخص

يهدف هذا العمل إلى تصميم ودراسة جسر سكة حديدية مزدوج المسار، يقع ضمن إقليم بلدية عين سلطان، على مستوى النقطة ازدواجية السكة PRA V1k110+679 وبطول إجمالي يبلغ 150 متراً. ويأتي هذا المشروع ضمن إطار "أشغال وتصحيح المسار بين محطتي القطار العفرون وخميس مليانة بطول 55 كم على خط الجزائر – وهران

يمكّن هذا الجسر السكة الحديدية من عبور الطريق السيار شرق–غرب عند النقطة الكيلومترية 2+494.09 (حسب ترقيم الطريق السيار) ، بزاوية ميل تُقدّر بحوالي 85ج ، مع ضمان حد أدنى للفراغ أسفل الجسر يبلغ 5.40 متراً

اعتمدنا في هذا التصميم على خيار يجمع بين المتطلبات التقنية والاقتصادية، وذلك بعد إجراء تحليل متعدد المعايير وقد تم اختيار جسر يعتمد على عوارض مسبقة الصنع من الخرسانة مسبقة الإجهاد بواسطة الشد اللاحق. تضمن هذا العمل دراسة الجزء العلوي من المنشأ، حسابات الإجهاد المسبق، تقييم التسليح السلبي، وكذا تجهيزات وعناصر المنشأ المختلفة. كما شملت الدراسة البنية التحتية، مروراً بالتحليل الزلزالي

تم إنجاز هذا العمل بالاعتماد على طريقة العناصر المحدودة باستخدام برنامج ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS,

واستناداً إلى القوانين المعتمدة في الجزائر مثل: BAEL91, BPEL91, RPOA, LIVRET 2.01 SNCF

الكلمات المفتاحية: جسر،جسر سكة حديدية ، عارضة ، تصميم ، إجهاد سابق ، بنية تحتية ، حديد التسليح

RESUME

Le présent travail a pour objectif la conception et l'étude d'un (pont rail) à double voie, situé sur le territoire de la commune d'Ain Soltane au niveau du PRA V1k110+679 avec une longueur totale de 150m. Il s'inscrit dans le cadre des « Travaux de doublement de la voie avec rectification du tracé entre les gares ferroviaires d'El Affroun – Khemis Miliana (55 km) de la Ligne Alger / Oran ».

Le pont-rail permet le franchissement de l'autoroute Est-Ouest au PK 2+494.09 (PK autoroute) avec un biais d'environ 85g assurant un gabarit minimum de 5.40 m.

A travers cette conception, nous avons opté pour le choix qui répond aux exigences techniques et économiques à partir d'une analyse multicritère, celui-ci est un pont à poutres préfabriquées en béton précontraint par post-tension. Ensuite nous avons procédé à l'étude de la superstructure, le calcul de la précontrainte et l'évaluation des armatures passives, des équipements et des éléments structuraux. En concluant avec l'étude de l'infrastructure en passant par l'étude sismique.

Ce travail est effectué à l'aide de la méthode des éléments finis en utilisant les logiciels ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS, et en se basant sur les règlements utilisés en Algérie tel que le BAEL91, BPEL91, RPOA, LIVRET 2.01 SNCF.

Mots clés : pont rail, poutre, conception, précontrainte, infrastructure, armature

ABSTRACT

The objective of this work is the design and study of a double-track railway located within the territory of the Ain Soltane municipality, at PRA V1k110+679, with a total length of 150 meters. It forms part of the "Track Doubling and Alignment Correction Project between El Affroun and Khemis Miliana Railway Stations (55 km) on the Algiers–Oran Line."

The railway bridge crosses the East–West Highway at PK 2+494.09 (highway chainage) with a skew angle of approximately 85 g, ensuring a minimum clearance of 5.40 meters.

For this design, the optimal solution was chosen based on a multi-criteria analysis, leading to the selection of a precast prestressed concrete beam bridge using post-tensioning. The study then proceeded with the analysis of the superstructure, prestressing calculations, and the evaluation of passive reinforcement, equipment, and structural elements. The project concludes with the study of the substructure, including seismic analysis.

The work was carried out using the finite element method through ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS software and based on applicable Algerian regulations, including BAEL91, BPEL91, RPOA, and the SNCF LIVRET 2.01**.**

Key words: Rail Bridge, beam, design, prestressing, infrastructure, reinforcement

DEDICACE

A **Dieu**, Le Très-Haut, pour m'avoir accordé la force, la patience et la persévérance nécessaires pour mener à bien ce parcours et atteindre cet objectif tant rêvé.

A mon très cher père :AIT CHABANE Farid, Autant de phrases et d'expressions aussi éloquentes soit-elles ne sauraient exprimer ma gratitude et ma reconnaissance. Tu as su m'inculquer le sens de la responsabilité, de l'optimisme et de la confiance en soi face aux difficultés de la vie. Tes conseils ont toujours guidé mes pas vers la réussite. Ta patience sans fin, ta compréhension et ton encouragement sont pour moi le soutien indispensable que tu as toujours su m'apporter. Je te dois ce que je suis aujourd'hui et ce que je serai demain et je ferai toujours de mon mieux pour rester ta fierté et ne jamais te décevoir. Que Dieu le tout puissant te préserve, t'accorde santé, bonheur, quiétude de l'esprit et te protège de tout mal.

A ma très chère mère :DJADI Fatma El Zohra , Autant de phrases aussi expressives soient-elles ne sauraient montrer le degré d'amour et d'affection que j'éprouve pour toi. Tu m'as comblé avec ta tendresse et affection tout au long de mon parcours. Tu n'as cessé de me soutenir et de m'encourager durant toutes les années de mes études, tu as toujours été présente à mes côtés, pour me consoler quand il fallait. En ce jour mémorable, pour moi ainsi que pour toi, reçoit ce travail en signe de ma vive reconnaissance et ma profonde estime. Puisse le tout puissant te donner santé, bonheur et longue vie.

À mon frère Ahmed, Je te dédie ce travail avec tout mon amour et ma profonde reconnaissance. Tu as toujours été pour moi un exemple, un repère. Par ta sagesse, ta patience et ta bienveillance, tu as su m'inspirer et m'encourager dans les moments les plus difficiles. Puisse Dieu te protéger, te combler de bonheur et réaliser tous tes souhaits.

À mes petites sœurs, **Nada et Ines**, À vous deux, mes petites étoiles, merci pour votre tendresse, votre spontanéité et la joie que vous apportez à ma vie. Votre innocence, vos sourires et votre présence douce ont toujours été pour moi une source de réconfort et de motivation.

Je le dédie également à **ma grande famille**, qui a toujours cru en moi et m'a soutenu de près ou de loin. Une pensée particulière à **mon oncle Mohamed** et **ma tante Nabila**, pour leur bienveillance, leur générosité de cœur et leurs encouragements précieux.

Mes remerciements vont aussi à **mes camarades** avec qui j'ai partagé les efforts, les ambitions et les moments inoubliables durant notre parcours :**Khelifa abdelkader , Oubouchou amine , houdheyfa talha , Ysb.mohamed , Blkh.Oussama , Belh.mohamed, Mchht.mohamed amine , ABS.Rania , Dikra , B.nourhan , Zlg.Siradj , B.omar , K.omar , Khl.youcef , B.ayoub , N.Ycf**.

À ***mes amis***, pour leur soutien sincère et leur motivation constante :
Ouahabious,Nasrallah,islam,abdou.

Ce diplôme n'est pas seulement un titre, c'est une histoire de volonté, de défis surmontés et de liens humains tissés tout au long du chemin. Il marque une étape, mais aussi un point de départ vers une nouvelle aventure pleine de responsabilités et d'espoirs.

Merci du fond du cœur à vous tous.

Ait Chabane Islam

DEDICACE

À ma grande famille,
pour son soutien constant, ses encouragements et sa présence tout au long de mon parcours.

Une pensée particulière à la mémoire de **mon grand-père**, KHELIFA Abdelkader**,**
dont les valeurs restent pour moi un repère et une véritable source d'inspiration.

À mon père,
pour sa patience, sa confiance et son appui de tous les instants.

À ma mère,

Pour sa force tranquille, sa patience et son engagement indéfectible. Ton soutien m'a porté chaque jour, et je te dois une grande part de cette réussite. Que Dieu te protège et t'accorde paix et bonheur.

À ma sœur **Anaïs**,
pour sa bienveillance, sa présence apaisante et son soutien précieux. Merci d'avoir toujours su être là avec justesse et sincérité, dans les moments simples comme dans les plus importants.

À mon frère **Manil**,
pour sa joie, sa spontanéité et les moments simples partagés qui ont souvent allégé mon quotidien. Ton affection m'a beaucoup apporté, parfois plus que tu ne peux l'imaginer.

À mes tantes maternelles et paternelles,
merci pour votre bienveillance, vos prières et vos encouragements chaleureux.

À mes amis,
de la faculté ou d'ailleurs, pour leur présence, leur soutien et les souvenirs construits ensemble.
Une pensée particulière à **AIT CHABANE Islam, Sahraoui Mouad**, **DARWICH Zemri, BENADEL Imad, YSBAA Mohamed, KHEDIM Raouf , OUBOUCHOU Amine , BENSOLTANE Rania , LAZLAOUI Lina , MASKER Ikram** pour leur fidélité et leur amitié précieuse.

KHELIFA Abdelkader

REMERCIEMENT

Nous tenons tout d'abord à remercier Dieu, le Tout-Puissant et Miséricordieux, qui nous a accordé la santé, la force et la détermination nécessaires pour mener à bien ce travail.

Nous exprimons notre profonde reconnaissance à notre encadreur, ***Mr GUERFI Moussa***, pour sa patience, sa disponibilité constante et son accompagnement précieux tout au long de cette période. Sa bienveillance et ses conseils ont été d'un grand soutien.

Nos sincères remerciements vont également à ***Mr. FEDGHOUCHE Farhat***, notre co-encadreur, pour sa confiance et son soutien généreux durant la réalisation de ce projet. Son implication a été déterminante pour la réussite de notre travail.

Nous n'oublions pas d'adresser toute notre gratitude à ***Mr Hocine***, qui nous a encadrés lors de notre stage de fin d'études. Nous le remercions chaleureusement pour son accueil, sa disponibilité et les moyens qu'il a mis à notre disposition afin d'assurer le bon déroulement du stage.

Nous souhaitons également remercier l'ensemble du corps **enseignant** en particulier **Dr. HEMAIDI ZOURGUI Nadjib**, pour tous ses grands efforts, ses orientations et sa patience, **le personnel administratif** ainsi que **les membres du jury**, pour la qualité de l'encadrement, la richesse de la formation dispensée et l'attention portée à l'évaluation de notre mémoire.

Un Grand Remerciant a Mr ZOUGGARI Mustapha et Mme BOUREBIA Mahdia et Mme MOHRI Rachida pour leur encouragement et soutiens le long de notre formation au sein de l'école.

Enfin, nous exprimons toute notre reconnaissance à toutes celles et ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce travail. Leur soutien et leurs encouragements nous ont été précieux.

.

SOMMAIRE

CHAPITRE I : presentaion de projet.....
I.1. INTRODUCTION.....2
I.2. PRESENTATION DU PROJET.....2
I.2.1. Situation Du Projet.....2
I.2.2. Objectif du projet.....2
I.3. LES DONNEES DE PROJET.....2
I.3.1. Les Données Fonctionnelles.....2
I.3.1.1 Tracé en plan.....3
I.3.1.2 Profil en long.....3
I.3.1.3 Profil en travers.....3
I.3.2. Les données naturelles :.....4
CHAPITRE II : CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT.....
II.1. INTRODUCTION :.....9
II.2. Eléments principaux de la conception.....9
II.3. Présentation et pré dimensionnement des variantes.....10
II.3.1. Variante 1 : « Pont Mixte à Bi -poutres ».....10
II.3.2. Variante 2 : « Pont a Poutres Précontrainte Post Tension ».....14
II.3.3. Variante 3 : « Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs ».....18
II.4. Analyse multicritères.....22
II.4.1. Comparaison des Méthodes de Construction (6 points).....22
II.4.2. Exigences en Matière d'Entretien (4 points).....23
CHAPITRE III : MATERIAUX ET HYPOTHESES DE CALCUL.....
III.1. Introduction.....27
III.2. Normes et règles de calcul.....27
III.3. Caractéristiques des matériaux utilisés.....28
III.3.1. Béton.....28
III.3.2. Les aciers d'armatures du béton.....30
III.3.3. Les câbles de la précontrainte.....31
CHAPITRE IV : EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES.....
IV.1. Introduction.....32
IV.2. Evaluation des actions.....32
IV.2.1. Evaluation des actions hors Traffic.....32
IV.2.2. Evaluation des actions dues au Traffic.....38
IV.3. Combinaisons des actions.....45
IV.3.1. Combinaisons de charge.....48
CHAPITRE V : ETUDE LONGITUDINALE.....

V.1. Introduction....50
V.2. Modélisation....50
V.3. Etapes de modélisation....50
V.3.1. Calcul du moment fléchissant....53
V.3.2. Les combinaisons de charges....54
V.3.3. Les combinaisons de charges les plus défavorables :....55
V.3.4. Diagrammes des moments les plus défavorables :....55
V.3.5. Diagrammes des efforts tranchants....56
CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE....
VI.1. Introduction....57
VI.2. Histoire de la précontrainte....57
VI.3. Principe de la précontrainte....58
VI.4. Modes de réalisation de la précontrainte :....59
VI.4.1. Précontrainte par pré-tension :....59
VI.4.2. Précontrainte par post-tension:....60
VI.5. Dimensionnement de la précontrainte :....61
VI.5.1. Tension a l'origine....61
VI.5.2. Calcul du nombre de câble la précontrainte :....62
VI.5.3. Détermination du nombre de câbles à l'about :....63
VI.5.4. Vérification des contraintes....64
VI.6. Tracé des câbles de la précontrainte....68
VI.6.1. Disposition des câbles à l'about....68
VI.6.2. Angles de relevage....71
VI.7. Calcul des pertes....73
VI.7.1. Pertes instantanées....74
VI.7.2. Pertes différées....76
VI.8. Analyse des résultats....77
VI.8.1. Verification des contraintes....78
VI.8.2. Caractéristiques nettes des sections....79
VI.8.3. Justifications de la poutre à L'ELS....79
VI.8.4. Justification des contraintes tangentielles :....81
CHAPITRE VII : ETUDE DE TABLIER....
VII.1. Introduction....86
VII.2. L'hourdis général....86
VII.2.1. Détermination des moments fléchissant :....86
VII.2.2. Etude de la flexion....89
VII.2.3. Etude des entretoises....92
CHAPITRE VIII : ETUDE SISMIQUE....

VIII.1. Introduction....100
VIII.2. Appareil d'appui....100
VIII.2.1. Choix de type d'appareil d'appui....100
VIII.2.2. Dimensionnement des appareils d'appuis : 101
VIII.3. Evaluation de la raideur totale K....103
VIII.4. Etude sismique....104
VIII.4.1. Méthode monomodale....104
VIII.5. Vérification des appareils d'appuis : 109
VIII.5.1. Résistance à la compression....109
VIII.5.2. Sécurité au flambement....110
VIII.5.3. Limitation de la Distortion....110
VIII.5.4. Condition de Non-glissement : 111
VIII.6. DES D'APPUIS :....112
VIII.6.1. Dimensionnement des dés d'appuis....112
VIII.6.2. Ferraillage du dé d'appui : 113
VIII.7. Joint de chaussée....114
VIII.7.1. Calcul du souffle....114
VIII.7.2. Type de joint....115
CHAPITRE IX : ETUDE INFRASTRUCTURE ....
IX.1. Introduction....116
IX.2. Etude de la pile....116
IX.2.1. Evaluation des Efforts Agissant sur la Pile....116
IX.2.2. Combinaisons des efforts....117
IX.2.3. Vérification du flambement des futs....117
IX.2.4. Ferraillage des éléments de la pile....118
IX.2.5. Etude de fondation de la pile....122
IX.2.6. Etude des futs....125
IX.3. Etude de la culée....127
IX.3.1. Conception de la culée....127
IX.3.2. Evaluation des efforts agissants sur les culées....128
IX.3.3. Mur frontal....129
IX.3.4. Mur garde grève....131
IX.3.5. Mur en retour....132
IX.4. Conclusion....134
CONCLUSION GENERALE....135
BIBIOGRAPHIE
ANNEXE

LISTE DES FIGURES

Figure I-1 La Nouvelle Ligne Ferroviaire El Affroun / Khemis 2
Figure I-2 : Tracé en plan 3
Figure I-3 : Profil en long 3
Figure I-4 : Profil en travers 4
Figure I-5 : Carte de zonage sismique 8
Figure II-1 : Pont mixte a bipoutres.....10
Figure II-2 : Conception longitudinale 11
Figure II-3 : Conception transversale 11
Figure II-4 : Pont a poutres précontraintes post tension 15
Figure II-5 : Conception longitudinale 15
Figure II-6 : Conception longitudinale 19
Figure II-7 : Conception transversale 20
Figure IV-1 : Spectres de réponse de référence – composantes horizontale et verticale 37
Figure IV-2 Modèle de charges SW/0 et SW/2. 38
Figure IV-3 MODELE DE CHARGES 71 ET VALEURS CARACTERISTIQUES POUR LES CHARGES VERTICALES 39
Figure IV-4 Le modèle de charge train à vide 39
Figure IV-5 Figuration du premier cas 41
Figure IV-6 Figuration du deuxième cas 42
Figure IV-7 : Limite de la flèche sous poids permanent 43
Figure IV-8 :Organigramme vérificateur de la nécessité d'une analyse dynamique.....45
Figure IV-9 : Les groupes de charges des combinaisons d'actions 47
Figure V-1 Unités 50
Figure V-2 Caractéristiques des matériaux/Figure V-3 modele dalle/Figure V-4 modele poutre 50
Figure V-5 : Définir les lignes de construction 51
Figure V-6 : Définition des poutres et appareils d'appuis 51
Figure V-7 : Introduction du système de charge UIC 71 52
Figure V-8 : Introduction du système de charge SW/2 52
Figure V-9 : Moment fléchissant dû au poids propre 53
Figure V-10 Diagramme du moment pour la position défavorable du LM71 sur une voie 53
Figure V-11: Diagramme du moment pour la position défavorable de SW/2.....54
Figure V-12: Moment maximale à L'ELU 55
Figure V-13: Moment maximale à L'ELS.....55
Figure V-14: Effort tranchant max à L'ELU 56
Figure V-15: Effort tranchant max à L'ELS.....56
Figure VI-1 : Comparaison entre le béton armé et le béton précontraint 58
Figure VI-2 : Précontrainte par pré-tension.....59

Figure VI-3 : Précontrainte par post-tension 60
Figure VI-4 : Types de précontrainte 60
Figure VI-5: Disposition des plaques d'ancrages 69
Figure VI-6: Conditions de la disposition des cadres d'ancrages.....69
Figure VI-7: Conditions de la disposition des câbles de la précontrainte 70
Figure VI-8: Disposition des câbles de précontraintes dans la section médiane 71
Figure VI-9: Pertes par recul d'ancrage.....74
Figure VI-10: Principe de la Pertes par recul d'ancrage.....75
Figure VI-11 : Limitation des contraintes des sections en B.P.....78
Figure VI-12 Les sections de vérification 79
Figure VI-13 : Diagramme des contraintes à mi travée.....83
Figure VII-1 : Diagramme du moment fléchissant Myy extrême à l'ELU 87
Figure VII-2 : Diagramme du moment fléchissant Myy extrême à l'ELS 88
Figure VII-3: Ferraillage de la dalle 91
Figure VII-4: Disposition des vérins de levage. 93
Figure VII-5: Cotations et distances entre les vérins.....93
Figure VII-6: Modélisation du poids de la superstructure. 93
Figure VII-7: Calcul des réactions. 94
Figure VII-8: Diagramme du moment à l'ELU 94
Figure VII-9: Diagramme du moment à l'ELS.....94
Figure VII-10: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU 95
Figure VII-11: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.....95
Figure VII-12: Ferraillage de l'entretoise. 98
Figure VIII-1: Dimensions de l'appareil d'appui. 102
Figure VIII-2: Paramètres a,b 108
Figure VIII-3: Joint sismique type T. 115
Figure IX-1 : Disposition des armatures dans le fut. 119
Figure IX-2: Les moments max a l'ELU. 119
Figure IX-3: Les moments max a l'ELS.....120
Figure IX-4: Dimensions du chevêtre a la torsion. 121
Figure IX-5: Disposition des armatures du chevêtre. 122
Figure IX-6: Ferraillage de la semelle. 125
Figure IX-7: Ferraillage du pieu. 126
Figure IX-8 : les moments mur sur le mur en retour. 133
Figure IX-9: les moments mxx sur le mur en retour. 133
Figure IX-10 : ferraillage des éléments de la culée. 134

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I-1 : Synthèse des essais mécaniques (pressiométriques) in-situ.....5
Tableau I-2 : Synthèse des essais de pénétration standard 5
Tableau I-3 : Essai d'identification.....6
Tableau I-4 : Synthèse des essais mécaniques réalisés en laboratoire.....7
Tableau II-1 : Conception des poutres principales 12
Tableau II-2 : Conception des entretoises 12
Tableau II-3 : Choix et dimensions de la pile retenue 13
Tableau II-4 Conception transversale 16
Tableau II-5 : Choix et dimensions de la pile retenue. 17
Tableau II-6 : Tableau récapitulatifs de pré dimensionnement des culées 18
Tableau II-7 : Type de voussoir.....19
Tableau II-8 Prédimensionnement de la section transversale.....20
Tableau II-9 Choix et dimensions de la pile retenue. 21
Tableau II-10 Tableaux récapitulatifs de prédimensionnement des culées 22
Tableau II-1 Contraintes admissibles 30
Tableau II-2 Contraintes de traction a l ELS 31
Tableau II-3 Caractéristique du câble de la précontrainte 31
Tableau IV-1 Poids propre du tablier 32
Tableau IV-2Poids des équipements de pont (CCP) 34
Tableau IV-3 Valeurs caractéristiques des charges verticales pour les modelés de charges SW/0 et SW/2 39
Tableau IV-4 Limite supérieure et inférieure de la flèche.....44
Tableau VI-1 : Caractéristiques des poutres.....62
Tableau VI-2 : Caractéristiques du béton 64
Tableau VI-3 : Contraintes au 7ieme jour 65
Tableau VI-4 : Contraintes au 28ieme jour 65
Tableau VI-5 : Contraintes après le coulage de la dalle 66
Tableau VI-6 : Contraintes après la mise en service 67
Tableau VI-7 : Caractéristiques de la poutre dans les différentes phases.....67
Tableau VI-8 Vérification des contraintes.....68
Tableau VI-9: Dimensions des cadres d'ancrages.....69
Tableau VI-10: Disposition des câbles de précontraintes dans la section d'about.....69
Tableau VI-11: Calcul de l'effort tranchant limite 72
Tableau VI-12: Tracé des câbles (coupe longitudinale) 72
Tableau VI-13: Calcul de l'effort tranchant limite 73
Tableau VI-14: Valeurs des pertes dues aux frottements. 74
Tableau VI-15Valeurs des pertes dues au recul à l'ancrage 75

Tableau VI-16 : valeurs des pertes par deformation instantanee du beton 76
Tableau VI-17:pertes dues au fluage du beton 77
Tableau VI-18 : pertes dues a la relaxation des aciers.....77
Tableau VI-19 : pertes totales.....78
Tableau VI-20 : résultats de limitation des contraintes 78
Tableau VI-21Caractéristiques nettes des sections.....79
Tableau VI-22: Caractéristiques de chaque phase de vérification.....79
Tableau VI-23 Vérification des contraintes normales Phases 1 et 2 80
Tableau VI-24 : Vérification des contraintes normales Phases 3 et 4 81
Tableau VI-25 : calcul des contraintes tangentielles 83
Tableau VI-26 : calcul des armatures des zones tendues 83
Tableau VI-27 : Détermination l'angle βu 84
Tableau VI-28 : justification de beton.....85
Tableau VII-1: Moments a l'ELU et l'ELS.....88
Tableau VIII-1 : Raideurs longitudinales des appuis. 103
Tableau VIII-2: Raideurs transversales des appuis. 103
Tableau VIII-3: Répartition des efforts longitudinaux sur chaque appui 107
Tableau VIII-4 : Répartition des efforts transversaux sur chaque appui. 108
Tableau VIII-5: Combinaisons des efforts. 109
Tableau IX-1: Evaluation des efforts statiques de la pile la plus sollicité. 117
Tableau IX-2: Combinaison des efforts. 117
Tableau IX-3: Ferraillage du chevêtre. 120
Tableau IX-4: Dimensions de la semelle de la pile. 122
Tableau IX-5: Efforts agissants sur la semelle 123
Tableau IX-6: Combinaisons des efforts. 123
Tableau IX-7: Effort revenant à chaque pieu. 124
Tableau IX-8 : Tableau de warner 126
Tableau IX-9: Les dimensions de la culée. 127
Tableau IX-10: Détermination des sollicitations en statique. 128
Tableau IX-11 : Les actions transmises par le tablier. 128
Tableau IX-12 : Combinaisons des efforts. 129
Tableau IX-13 : Sollicitations sur mur frontal. 130

LISTE DES SYMBOLES

- A: coefficient d'accélération de zone sismique.
- Ap: section d'armature de précontrainte.
- Bj: surface de la section (j).
- B_t : surface de béton tendu.
- E_d : épaisseur de la dalle.
- E_{ij} : module de déformation instantanée au jour j.
- E_P : module de déformation longitudinal des armatures de précontraintes.
- E_s : module de déformation élastique.
- F_{bc} : contrainte admissible à la compression pour l'état limite de service.
- F_{bu} : contrainte admissible à la compression pour l'état limite ultime.
- F_{cj} : résistance caractéristique du béton en compression au jour j.
- F_{peg} : limite d'élasticité garantie.
- F_{prg} : limite de rupture garantie.
- F_{tj} : résistance caractéristique du béton à la traction au jour j.
- σ_{bc} : Contrainte de compression admissible du béton.
- σ_{bt} : Contrainte de traction admissible du béton.
- σ_{Sup} : Contrainte dans la fibre supérieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
- σ_{Iup} : Contrainte dans la fibre inférieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
- σ_e : Contrainte limite de traction des frettes
- **St** : Espacement des armatures.
- g : accélération gravitationnelle.
- G : charge permanente.
- H_p : hauteur de la poutre.
- I_0 : moment d'inertie propre.
- IG : moment d'inertie par rapport au centre de gravité.
- L : longueur totale de l'élément.
- M_M: moment fléchissant maximal à l'état limite de service.
- Mm : moment fléchissant sous G à l'état limite de service.
- M_u : moment ultime.
- N : nombre de poutres.
- N_{bt}: effort normal dans la partie du béton tendu.
- T_u : effort tranchant ultime.
- V : distance séparant le centre de gravité à la fibre supérieure.

- V’ : distance séparant le centre de gravité à la fibre inférieure.
- VC : voussoir courant.
- VSP : voussoir sur pile.
- yj : position du centre de gravité par rapport à Δ.
- β : angle de la surface du remblai sur l’horizontal.
- γ : la masse volumique.
- γ : poids volumique des terres.
- Δ : axe de l’inertie au niveau de la fibre inférieure de la structure.
- σ_M: contrainte moyenne de compression.
- τu : contrainte tangentielle dans le béton.
- υ : effort tranchant maximum à l’état limite ultime.
- Φ : diamètre de la gaine de précontrainte.
- φ : angle de frottement interne du remblai sans cohésion.
- ν : largeur d’une voie.
- **γs** : Le coefficient de sécurité ; **γs =3.**
- **Pu** : La valeur maximale des charges verticales à l’ELU.
- **Pc** : La charge critique de flambement.
- **B** : L’aire nominale de l’appui.
- **D** : La somme d’une épaisseur de frette et d’une épaisseur de caoutchouc.
- **h** : La hauteur totale de l’appareil d’appui (T
- **S** : Le facteur de forme.
- $\mathbf{h_c}$: Epaisseur totale du caoutchouc.
- **t** : Epaisseur d’un feuillet de caoutchouc (ti)
- **δ** : La distorsion de l’appareil d’appui.
- **d** : Déplacement horizontal.
- **N** : Effort de compression vertical.
- $\Delta_{\mathbf{LH\text{-}long}}$: déplacement longitudinal dû à la température, retrait et fluage, rotation, freinage.

LISTE DES ABREVIATION

- BAEL91 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en Béton armée.
- BPEL91 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en Béton précontraint.
- CCP : complément des charges permanentes.
- CCTP : cahier des clauses techniques particulières.
- CP : charges permanentes.
- DTR : document technique réglementaire.
- SNCF : Société nationale des chemins de fer.
- RPOA : règle parasismique applicable au domaine des ouvrages d'art.
- SETRA : service d'étude technique des routes et autoroutes.
- HA : Haute adhérence.
- NF : Norme française.

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Le projet de fin d'études représente l'aboutissement de notre parcours de formation en ingénierie. Il constitue une occasion concrète de mettre en pratique l'ensemble des connaissances et compétences acquises au cours de ces cinq années d'études. Le choix du sujet se doit d'être cohérent avec notre spécialité professionnelle, tout en nous initiant aux principes fondamentaux de la conception et du dimensionnement des ouvrages.

Dans ce cadre, nous avons choisi de concevoir et d'étudier un pont situé dans la wilaya d'Ain Defla.

De manière générale, les ponts sont des structures en élévation conçues pour franchir des obstacles naturels (tels que des vallées ou des cours d'eau) ou artificiels (comme des routes ou des voies ferrées). Ils assurent un rôle essentiel dans le réseau d'infrastructures en garantissant la continuité des circulations. Leur réalisation relève ainsi des ouvrages d'art, domaine central du génie civil. Le concepteur doit viser une solution techniquement réalisable, économiquement optimisée et conforme aux normes en vigueur. Cela implique de s'appuyer sur des règlements, des recommandations techniques, des références bibliographiques et bien entendu sur l'expérience professionnelle.

Ce mémoire s'inscrit dans le cadre du projet de conception et d'étude d'un viaduc situé au niveau du PRA V1k110+679, d'une longueur totale de 150 mètres, destiné à franchir l'autoroute Est-Ouest au PK 2+494.09.

Le travail est structuré en plusieurs parties principales :

- La première partie présente l'ouvrage étudié et sa conception générale.
- La deuxième partie est consacrée à l'évaluation des charges permanentes et variables agissant sur la structure.
- La troisième partie aborde l'étude détaillée de la superstructure.
- La quatrième partie traite de l'analyse sismique ainsi que de la conception de l'infrastructure.
- Enfin, une conclusion générale vient synthétiser les résultats obtenus et les enseignements tirés de ce projet.

`

CHAPITRE I : PRESENTAION DE PROJET

I.1. INTRODUCTION

Un pont est un ouvrage d'art en élévation, construit in situ, permettant à une infrastructure de transport (dite voie portée) de franchir un obstacle naturel ou artificiel, tel qu'un fleuve, une vallée, une route, une voie ferrée ou un canal. Cette voie peut être dédiée aux véhicules (pont routier), aux piétons (passerelle) ou aux trains (pont ferroviaire), entre autres.

L'étude des différentes typologies de ponts ne peut commencer qu'après une analyse approfondie des contraintes du site de franchissement. cela permet au concepteur d'opter pour la solution technique la plus appropriée. ce chapitre présente ainsi les principales caractéristiques de l'ouvrage étudie.

I.2. PRESENTATION DU PROJET

I.2.1. Situation Du Projet

L'ouvrage PRA V1k110+679 est situé sur le territoire de la commune d'Ain Soltane. Il s'inscrit dans le cadre des « Travaux de doublement de la voie avec rectification du tracé entre les gares ferroviaires d'El Affroun – Khemis Miliana (55 km) de la Ligne Alger / Oran ».



Figure I-1 La Nouvelle Ligne Ferroviaire El Affroun / Khemis

I.2.2. Objectif du projet

Le pont-rail permet le franchissement de l'autoroute Est-Ouest au PK 2+494.09 (PK autoroute) avec un biais d'environ 85g assurant un gabarit minimum de 5.40 m.

I.3. LES DONNEES DE PROJET

I.3.1. Les Données Fonctionnelles

Les données fonctionnelles se constituent de l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement, ces données se divisent en deux catégories :

- Données relatives à la voie portée (tracé en plan, profil en long, profil en travers).

- Données relatives à l'obstacle franchi. (Les gabarits à respecter et les ouvertures).

I.3.1.1. Tracé en plan

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

- La longueur de l'ouvrage est de 150 m , largeur de 12.8 m et de rayon R=1100 m.
- Début de l'ouvrage au PK110+601.551
- Fin de l'ouvrage au PK110+751.916

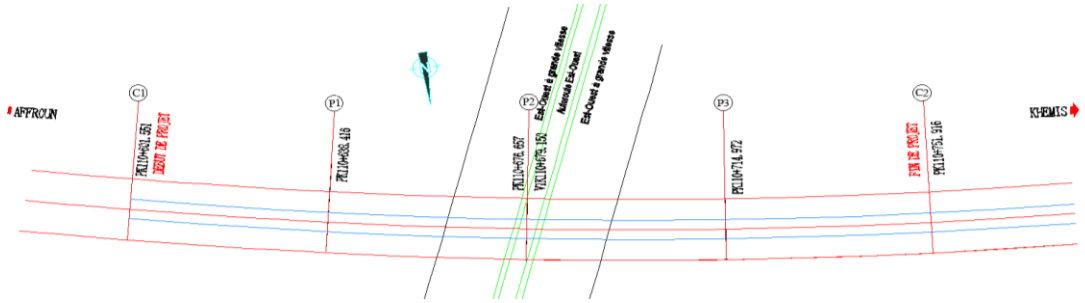


Figure I-2 : Tracé en plan

I.3.1.2. Profil en long

Le profil en long de l'axe de roulement définissant en élévation le tracé en plan.

L'ouvrage s'insère dans une courbe circulaire de rayon 10.000 m et une pente longitudinale de P = -0.8% (sens PK).

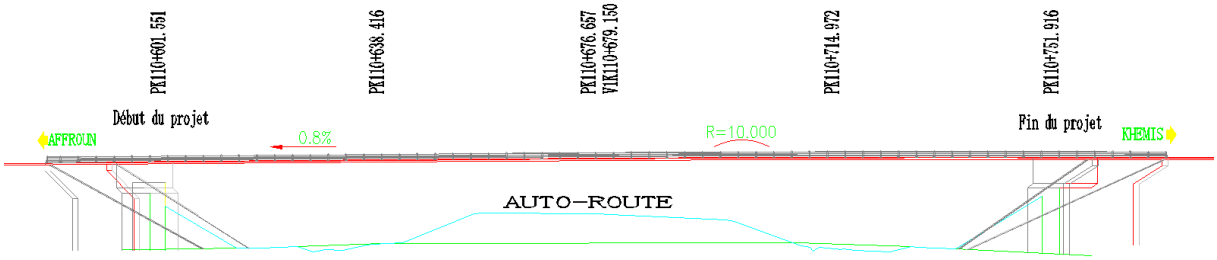


Figure I-3 : Profil en long

I.3.1.3. Profil en travers

Les éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal se caractérisent par :

-La largeur totale : 12.8 m

-Nombre de voix : 2

-Tablier en toit muni d'une pente de 2% de part et d'autre de l'axe du pont.

-Ecartement des rails : 1.44 m

-Entraxe des deux voies : 4 m

-Largeur de piste d'entretien : 0.7 m

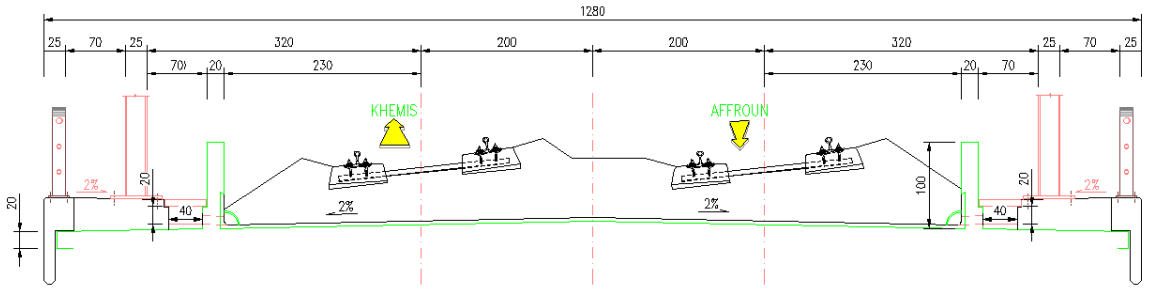


Figure I-4 : Profil en travers

I.3.2. Les données naturelles :

I.3.2.1. Topographie :

Le pont-rail est localisé dans la commune d'Ain Sultane, dans la wilaya de Ain Defla, dans une région de relief ondulé avec des pentes faibles à moyennes et il permet le franchissement de l'autoroute Est-Ouest. Le drainage des eaux superficielles se fait par quelques cours d'eau peu profonds.

I.3.2.2. Géotechnique :

- **Généralités**

Les investigations géologiques et géotechniques menées dans la zone d'étude sont détaillées dans le rapport de prospection géologique (section §3).

- **Contenu de la campagne** :

Durant la phase d'EXE, plusieurs reconnaissances ont été effectuées :

Sondages carottés : 2 forages (SS09 et SS10) réalisés près de l'axe de l'ouvrage, avec des profondeurs de 50 m et 45 m respectivement.

Essais pressiométriques : 2 forages (SP16 et SP16-1) de 50 m chacun, réalisés près des piles et culées.

Essais en laboratoire : Analyses sur les échantillons prélevés.

- **Synthèse des données géotechniques**

Les sondages ont confirmé la stratigraphie prévue (§4.1) avec les unités suivantes :

Argiles quaternaires (1.8 à 18.3 m) : argile limoneuse avec sable et graviers, état consistant (N = 22-52, moyenne 35).

Encroûtements carbonatés (5.6 m) : niveau dense de carbonates avec traces d'argile et graviers.

Graves et sables (5.8 à 13.0 m) : graves subarrondies dans une matrice argileuse avec concrétions carbonatées, état très dense (N = 52-80, moyenne 66).

Conglomérats substrat composé de cailloux et graves arrondies dans une matrice argilo-sableuse altérée, résistance moyennement forte.

- **Niveau piézométrique**

Aucune nappe phréatique détectée jusqu'à 50 m de profondeur selon les sondages réalisés.

- **Résultats des essais mécaniques in-situ :**

Les essais pressiométriques ont révélé

Tableau I-1 : Synthèse des essais mécaniques (pressiométriques) in-situ

Nature	Prof. (m)	PI Min. (MPa)	PI Max. (MPa)	PI Moy. (MPa)	Em Min. (MPa)	Em Max. (MPa)	Em Moy. (MPa)
Argile Quaternaires	2/18	1.70	2.63	2.11	11.14	36.72	18.88
Encroûtements carbonatés	6	1.01	1.99	1.61	7.21	19.30	15.33
Graves et sables	6/13	1.55	2.59	1.89	10.84	40.66	21.70
Conglomérats	50	1.60	3.12	2.23	11.38	51.26	20.29

Avec :

- **PI (Pression de pénétration)** : mesure la résistance du sol à la pénétration (min, max, moyenne en MPa).
- **Em (Module d'élasticité)** : reflète la rigidité du sol (min, max, moyenne en MPa). Ces données servent à évaluer la portance et la déformabilité des sols pour le dimensionnement des fondations.

Tableau I-2 : Synthèse des essais de pénétration standard

Nature	N valeurs	N Min. (MPa)	N Max. (MPa)	N Moy. (MPa)
Argiles Quaternaires	7	22	52	35
Graves et sables	2	52	80	66

Avec:

- **N valeurs** : nombre total d'essais réalisés.
- **N Min.** : valeur minimale du SPT (résistance la plus faible).
- **N Max.** : valeur maximale du SPT (résistance la plus élevée).
- **N Moy.** : valeur moyenne du SPT (résistance moyenne du sol).

Argiles quaternaires : Formation dense avec un état consistant confirmé par les valeurs de l'indice de pénétration au carottier (N = N1 + N2).

Encroûtements carbonatés : État dense attesté par les résultats des essais (tableau 3).

Graves et sables : Formation dense à très dense, confirmée par les valeurs élevées de l'indice de pénétration (N = N1 + N2).

Conglomérats du Miocène : Résistance moyennement forte avec une résistance à la compression simple moyenne de **46.35 MPa**.

- **Résultats des essais de laboratoire**
- **Essais d'identification**

Les principaux essais d'identification ont été réalisés sur des prélèvements issus de sondages carottés réalisés dans ce secteur. Les résultats obtenus sont rappelés dans le tableau suivant :

Tableau I-3 : Essai d'identification

Nature	Valeur	ω (%)	γh (g/cm³)	γd (g/cm³)	IP (%)	Sable (%)	Fine (%)
Argiles Quaternaires	Min.	13.50	1.80	1.54	13.70	89.20	67.80
	Max.	22.50	2.01	1.72	25.40	100.00	100.00
	Moy.	18.03	1.92	1.63	20.30	95.16	78.88
Encroûtements carbonatés	Min.	-	-	-	6.70	69.00	43.00
	Max.	-	-	-	13.80	96.80	70.00
	Moy.	-	-	-	10.25	82.90	56.50
Graves et sables	Min.	-	-	-	12.50	39.70	23.80
	Max.	-	-	-	12.50	99.70	40.20
	Moy.	-	-	-	12.50	67.18	30.12

Pour les argiles quaternaires, l'analyse des résultats des essais de limite d'Atterberg ont mis en évidence un comportement peu plastique de la fraction fine de cette unité.

Les résultats des essais de limite d'Atterberg obtenues dans les encroutements carbonatés ont traduit un comportement non plastique de la fraction fine de cette unité.

En ce qui concerne les graves et sables, les résultats des essais ont mis en évidence un comportement peu plastique de la matrice de cette unité

- **Essais mécaniques en laboratoire**

Les principaux essais mécaniques réalisés en laboratoire portent sur des essais de compression à l'œdomètre et des essais de cisaillement à la boite. Le tableau suivant rappelle les principaux résultats obtenus

Tableau I-4 : Synthèse des essais mécaniques réalisés en laboratoire

Unité	Valeur	P_a (kPa)	Cc (%)	Cg (%)	Cu (kPa)	φu (°)
Argiles	Min.	110.20	15.00	1.50	29.80	19.70
Quaternaires	Max.	267.80	24.00	2.90	32.50	23.40
	Moy.	174.50	20.00	2.30	31.15	21.55

Avec :

- P_a : pression de pré consolidation (résistance passée du sol).
- Cc : indice de compressibilité (capacité du sol à se tasser).
- Cg : indice de gonflement (tendance à gonfler avec l'eau).
- Cu : cohésion non drainée (résistance au cisaillement en conditions saturées).
- φu : angle de frottement interne non drainé (résistance au glissement).

L'indice de gonflement C_g varie entre 0.015 et 0.029 avec une moyenne de 0.023, ce qui mit en évidence le caractère peu gonflant de cette formation argileuse

I.3.2.3. SISMICITÉ DE LA ZONE D'ETUDE

- **Contexte sismique en Algérie**

L'Algérie est située dans une région d'activité sismique élevée, principalement en raison de la convergence entre la plaque africaine et la plaque eurasienne. Cette activité tectonique entraîne des séismes fréquents, particulièrement dans la région nord du pays, où se trouvent les principales failles actives.

- **Classification des zones sismiques**

Le zonage sismique en Algérie est défini par les Règles Parasismiques applicables aux Ouvrages d'Art (RPOA), qui répartissent le territoire en quatre zones selon l'intensité et la fréquence des séismes.

- **Zone 0 (risque négligeable)** :

- Aucune activité sismique significative.
- Correspond au sud du pays (Sahara), où l'activité sismique est quasi inexistante.

- **Zone I (faible sismicité)** :

- Séismes rares et de faible intensité.
- Concerne certaines régions des Hauts Plateaux.

- **Zone II (moyenne sismicité)** :

- Séismes modérés nécessitant des mesures parasismiques adaptées.
- Englobe plusieurs villes du centre et de l'ouest comme Tlemcen et Sétif.

- **Zone III (forte sismicité)** :

- Séismes fréquents et potentiellement destructeurs.
- Nécessite des normes de construction renforcées.
- Couvre toute la bande nord de l'Algérie, incluant Alger, Boumerdès, Béjaïa, Oran,etc

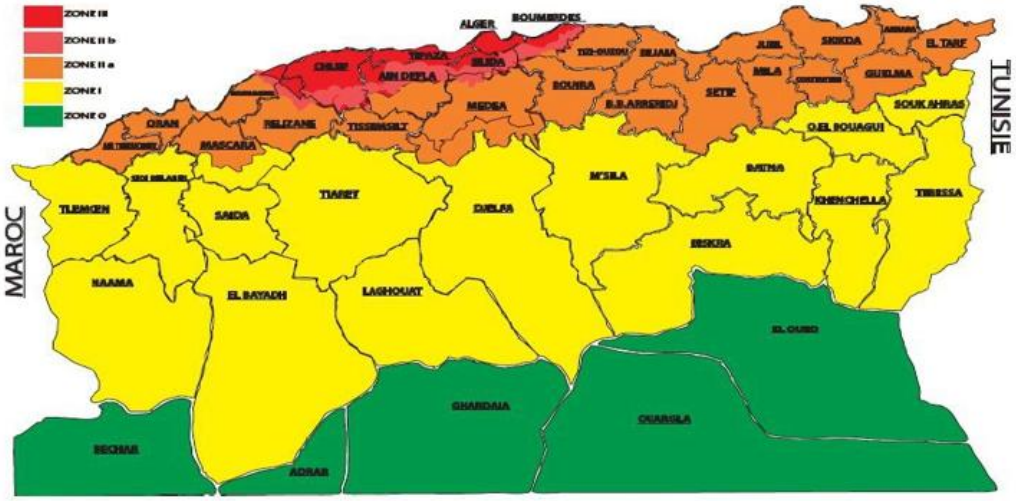


Figure I-5 : Carte de zonage sismique

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa situation et de son importance vis-à-vis aux objectifs fixés. D'après le RPOA2008, les hypothèses prisent en compte dans les calculs sont :

- L'ouvrage est localisé près de la commune d'Ain Soltane dans la wilaya de Ain Defla, la zone d'étude est classée comme étant une zone de sismicité moyenne (**Zone IIa**). Les ponts ferroviaires sont considérés comme appartenant à la **catégorie d'importance 1** (pont stratégique)
- Le coefficient d'accélération **A=0.25** correspond à une zone sismique **- Zone IIa** et à un ouvrage de grande importance **(Groupe de pont 1)**
- En fonction des caractéristiques pressiométriques obtenues le site est classé en catégorie **S2 (site ferme**).

CHAPITRE II : CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT

II.1. INTRODUCTION :

La conception d'un pont repose sur une approche optimisée qui allie performance technique et rentabilité économique, tout en prenant en compte les diverses contraintes environnementales, fonctionnelles et structurelles. L'ingénieur chargé de la conception doit ainsi proposer une solution à la fois innovante, fiable et conforme aux normes en vigueur, tout en assurant une bonne intégration dans son environnement.

L'élaboration d'un tel ouvrage nécessite une analyse approfondie et méthodique des différentes contraintes, afin d'identifier la configuration la plus adaptée. Plusieurs alternatives peuvent être envisagées, et le choix du type de pont repose sur plusieurs paramètres, notamment

- La nature et l'ampleur de l'obstacle à franchir.
- Les propriétés géotechniques du terrain.
- L'usage prévu de l'ouvrage (route, rail, passage piéton¼).
- La disposition et l'emplacement des appuis.
- La géométrie du tracé (rectiligne, en biais, courbe).
- L'esthétique et l'intégration visuelle du pont dans son cadre environnant.

Ce chapitre a pour objectif de détailler les principes fondamentaux de la conception des ponts ainsi que les différentes étapes menant au choix d'une solution adaptée.

II.2. ELEMENTS PRINCIPAUX DE LA CONCEPTION

Un pont est une structure composée de plusieurs éléments essentiels qui assurent sa stabilité et sa fonctionnalité. Voici les principaux composants du pont :

Le tablier : Élément porteur qui supporte la voie de circulation et assure le transfert des charges vers les appuis.

Les appuis : Comprenant les piles (appuis intermédiaires) et les culées (appuis d'extrémité), ils garantissent la transmission des efforts au sol à travers les fondations. Le tablier repose sur ces appuis à l'aide d'appareils d'appui, conçus pour absorber et transmettre les charges verticales (poids propre, charges d'exploitation) ainsi que les actions horizontales (dilatations thermiques, efforts de freinage et d'accélération, forces centrifuges, etc.).

Les fondations : Elles assurent l'ancrage des appuis dans le sol et garantissent la stabilité de l'ouvrage en fonction des caractéristiques géotechniques du site.

La partie du pont comprise entre deux appuis est appelée travée, tandis que la distance entre ces appuis correspond à la portée. Cette dernière ne doit pas être confondue avec l'ouverture, qui désigne l'espace libre entre les faces des appuis, ni avec la longueur totale du pont.

Le tablier peut être rectiligne, incliné (biais) ou courbe, selon l'alignement des appuis par rapport à l'axe du pont. L'angle de biais (θ) représente l'angle entre la ligne d'appuis et l'axe longitudinal de l'ouvrage ; pour un pont droit, cet angle est de 90° ou 100 gradians

II.3. PRESENTATION ET PRE DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES

II.3.1. Variante 1 : « Pont Mixte à Bi -poutres »

Un pont mixte à bipoutres est un ouvrage combinant l'acier et le béton, où le tablier repose sur deux poutres métalliques longitudinales. Cette conception permet d'allier la résistance et la flexibilité de l'acier avec la rigidité du béton, offrant ainsi une structure légère, performante et économique. Les poutres en acier assurent le rôle porteur principal, tandis que le tablier en béton garantit une bonne répartition des charges. La liaison entre ces deux matériaux est réalisée par des goujons d'ancrage, assurant une interaction monolithique entre les éléments. Ce type de pont est couramment utilisé pour les infrastructures routières et ferroviaires, notamment pour les viaducs et les ponts de moyenne portée, grâce à sa rapidité d'exécution et sa durabilité face aux sollicitations du trafic.

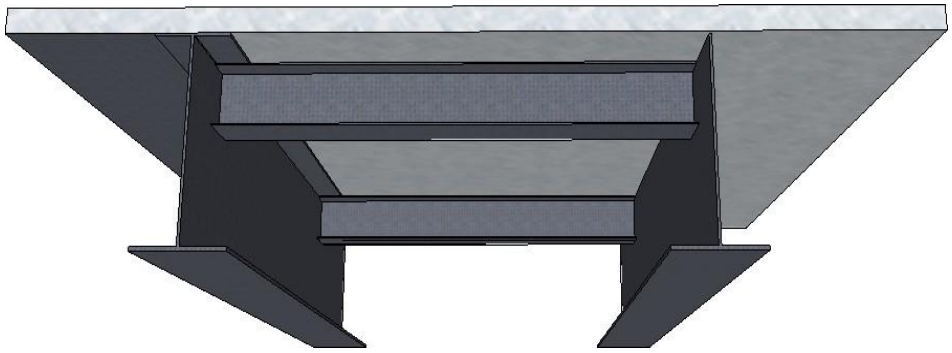


Figure III-I-1 : Pont mixte a bipoutres

II.3.1.1. Portée et Dispositifs d'Appui des Ponts Mixtes

Les ponts mixtes sont conçus pour couvrir des portées allant jusqu'à 110 à 120 mètres pour les structures à travées continues, et environ 80 à 90 mètres pour les travées indépendantes. Au-delà de ces dimensions, d'autres solutions deviennent souvent plus avantageuses sur le plan économique.

En règle générale, ces ponts reposent simplement sur des appuis intermédiaires ainsi que sur les appuis de rive. Cependant, dans les régions à forte activité sismique, il est recommandé d'installer des appareils d'appui parasismiques afin d'améliorer la stabilité et la résistance de l'ouvrage face aux mouvements du sol.

II.3.1.2. Conception longitudinale

On propose pour cette variante un pont mixte bipoutre a travées continues à hauteur constante, de 3 travées équidistantes d'une longueur de 50 m, donnant ainsi un pont d'une longueur totale de 150 m.

« La longueur des travées de rive peut être prise égale à 0,8 fois la portée des travées intermédiaires chaque fois que cela est possible, mais il n'y a pas d'inconvénient majeur à prévoir des longueurs nettement plus grandes ou nettement plus petites. » de livre

CONCEPTION DES PONTS CALGARO partie ‘‘Conception et construction des ponts métalliques’’

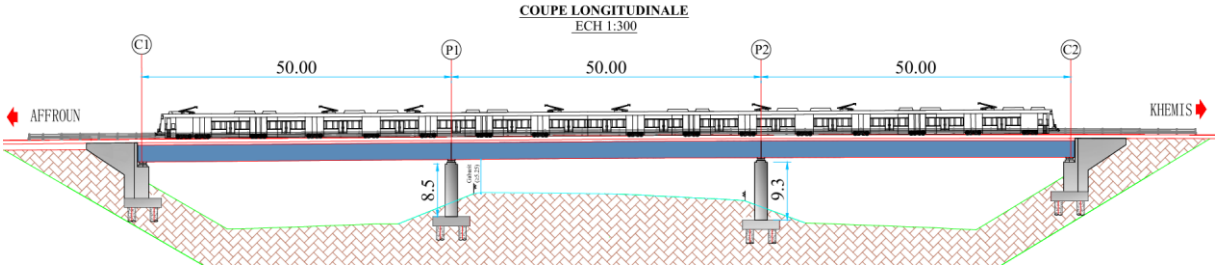


Figure II-2 : Conception longitudinale

II.3.1.3. Conception transversale

Le tablier est de largeur égale à 12.8m qui est assez large (L>12m). Dans ce cas CALGARO recommande une dalle d’épaisseur constante et comprise entre 20 et 24 cm. On choisit **e=25 cm**

La connexion entre la dalle et la charpente métallique est assurée par des connecteurs de type goujons de diamètre **d=20mm** (16≤d≤22mm), et la hauteur **h=220mm** (h>4d).

On opte pour la largeur d’encorbellement b = 2.9 m, d’où l’entraxe des poutres a = 7 m

(a = 0.55L_T).

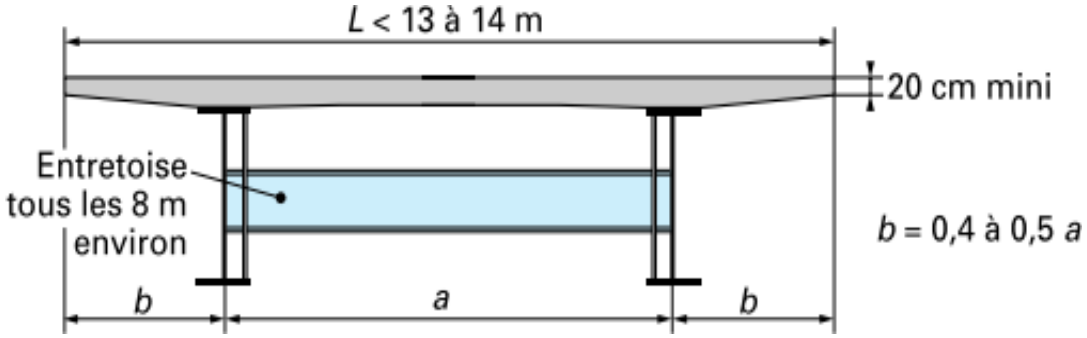


Figure II-3 : Conception transversale

II.3.1.4. Conception des poutres principales

Les poutres principales sont des éléments en acier assemblés sous forme de profilés en I soudés en usine. Le tableau ci-dessous résume, le pré dimensionnement de différentes sections de la poutre :

Tableau II-1 : Conception des poutres principales

Element	Ration usuel	Valeur (mm)
Epaisseur de la dalle en Béton armée au droit des poutres	0.13+(LT-L/25)	350
Epaisseur de la dalle en Béton armée au centre du tablier	0.12+(L/50)	300
Hauteur sur pile	$\frac{L}{20} \leq H \leq \frac{L}{16}$	2700
Épaisseur de l'âme	$tw \geq 0.005 \times H$	30
Épaisseur semelle supérieure	20 < ti < 150	40
Largeur semelle inférieure	500mm < bi < 1200	1000
Largeur semelle supérieure	400 mm < bs < 1000 mm	800
Épaisseur de la semelle inf	20 < ts < 150	50

II.3.1.5. Conception des entretoises

Les entretoises sont des poutres secondaires en I qui relient deux poutres principales. Leur rôle est de rigidifier la charpente et de reprendre les efforts transversaux. Pour le prédimensionnement, on peut envisager l'utilisation d'un **IPE 600** avec un espacement d'environ de 8 mètres. Leurs dimensions transversales sont résumées dans le tableau ci-dessous

Tableau II-2 : Conception des entretoises

Element	Valeur (mm)
Hauteur de l'entretoise hpp	600
Largeur de la semelle bpp	200
Épaisseur de la semelle tpp	17
Épaisseur de l'âme tw-pp	11

- **Choix de la nuance d'acier :**

Les nuances des aciers de charpente sont de qualité S355 N, cette qualité désigne la ténacité de l'acier, c'est-à-dire sa capacité à absorber l'énergie des chocs sans risque de rupture fragile.

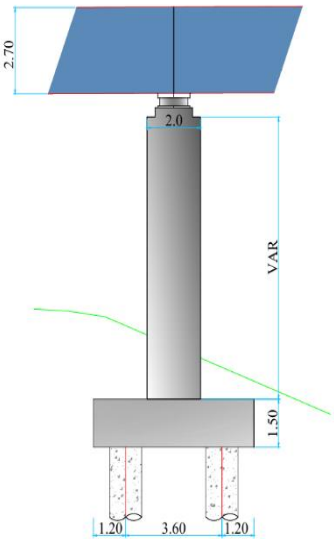
II.3.1.6. CONCEPTION DE L'INFRASTRUCTURE (pile/culée) :

- **Prédimensionnement des piles/ guide SETRA :**

Le rôle de pile est primordial dans le fonctionnement mécanique du tablier.

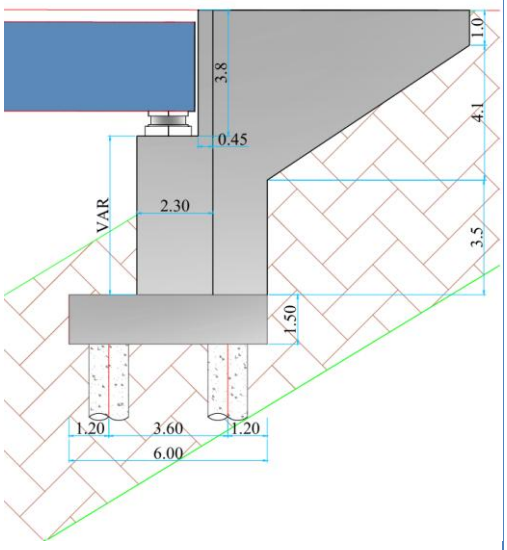
Le tableau ci-après décrit notre choix des piles pour cette variante :

Tableau II-3 : Choix et dimensions de la pile retenue

Elément		Valeur /Description	Figure
Hauteur (m)		H_1 =8.5 H_2= 9.3	
Largeur		2 m	
Longueur		10.9 m	
forme		Voile plein	
Fondation	Type	Profonde sur 8 pieux de 35 m avec Φ = 1.20 m	
	Dimensions semelle	13.2×6×1.50 (m×m×m)	

- **Pré dimensionnement des culées remblayées / guide SETRA**

Tableau II- 4 : Tableau récapitulatifs de pré dimensionnement des culées

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Mur frontal	Hauteur	HD =4.8 HG= 5.1	
	Longueur	12.50	
	Épaisseur	2.3	
Mur en retour	Épaisseur	0.60	
Mur garde grève	Hauteur	3.8	
	Épaisseur	0.45	
Semelles	Largeur	6.0	
	Longueur	13.20	
	Hauteur	1.50	
Pieux	Diamètre	1.20	
	Profondeur	25 × 8	

II.3.2. Variante 2 : « Pont a Poutres Précontrainte Post Tension »

Il existe deux catégories de ponts : ceux à poutres précontraintes par post-tension (VIPP) et ceux à poutres précontraintes par pré-tension (PRAD). Dans notre projet, nous avons opté pour les poutres VIPP, car elles sont couramment utilisées, étant donné la fréquence de ce type de structure, ainsi que leurs nombreux avantages techniques et économiques.

Les poutres VIPP sont généralement disposées de manière parallèle et espacées de façon régulière. Elles comprennent une large plate-forme de compression, constituant la partie supérieure du pont, et un talon, ces éléments étant reliés par une âme fine. La portée des ponts réalisés avec cette typologie peut atteindre jusqu'à 50 mètres.

Tous les calculs relatifs à cette solution sont réalisés conformément aux directives du SETRA, notamment le guide de conception des ponts à poutres VIPP.

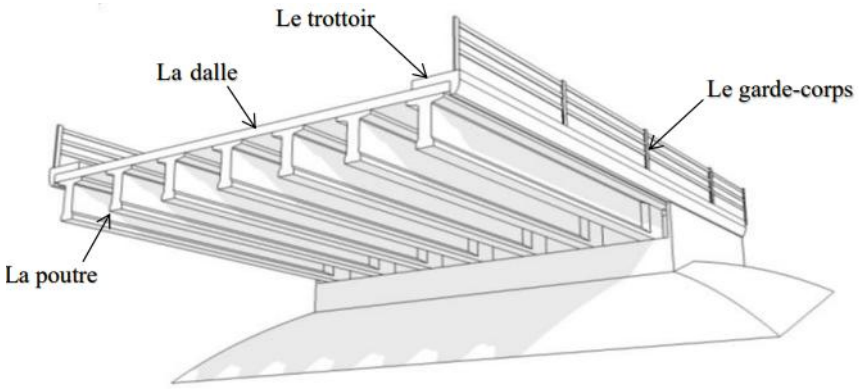


Figure II-4 : Pont a poutres précontraintes post tension

II.3.2.1. Conception longitudinale

Pour bien implanter les appuis, on essaie d'éviter le point le plus bas du sol, et d'économiser les hauteurs des piles adjacentes.

La gamme optimale des portées des poutres de type VIPP est comprise entre 25 et 50m. Donc on propose une variante de 4 travées égales de 37.1 m de longueur. D'où une poutre de 37 m de longueur.

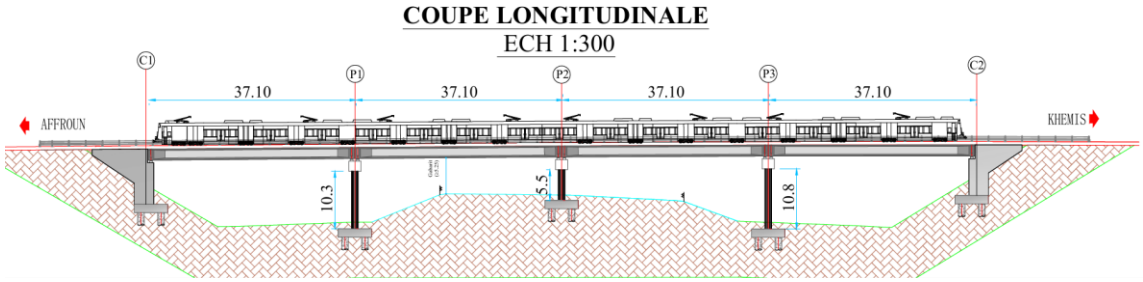


Figure II-5 : Conception longitudinale

II.3.2.2. Conception transversale

Ci-dessous un tableau qui représente la conception de section transversale de la poutre :

Tableau II-4 Conception transversale

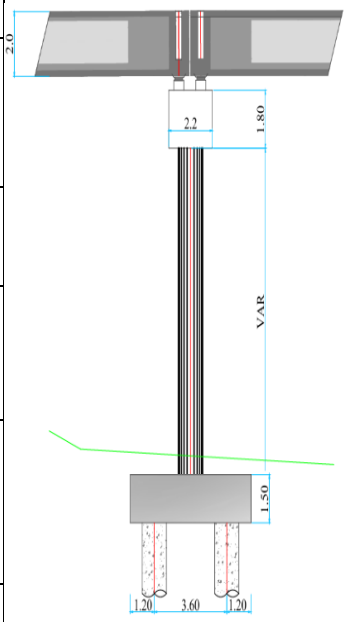
Elément	**Ratio usuel**	**Valeur retenu**
L'entraxe entre les poutres	0.9 m ≤ d ≤ 1.5 m	1.41 m
Nombre des poutres	N = (La /d) +1 N = (11.3 /1.5) +1	N = 9 poutres
La hauteur de la poutre	L/20 ≤ ht ≤ L/16	ht = 2 m
La largeur de la table	Pour éviter le risque de déversement (b≥1.05) 0.6 ht=0.6×2	b = 1.2 m
L'épaisseur de la table	12 cm ≤ et ≤15 cm	et = 15 cm
La largeur de talon	0.6 m ≤ b talon ≤ 0.9 m	b talon = 0.6 m
L'épaisseur de l'âme	Mi- travée : Ea ≥ 14+ϕ (cm) avec : ϕ = 8 cm	Ea = 25 cm
L'épaisseur de talon	10cm ≤ e talon ≤ 20cm	0.2
Epaisseur de l'hourdis	20cm ≤ e hourdis ≤ 30cm	0.3 m
Entretoise d'about	/	0.6×1.5m^2

II.3.2.3. CONCEPTION DE L'INFRASTRUCTURE (pile/culée)

- **Pré dimensionnement des piles / guide SETRA**

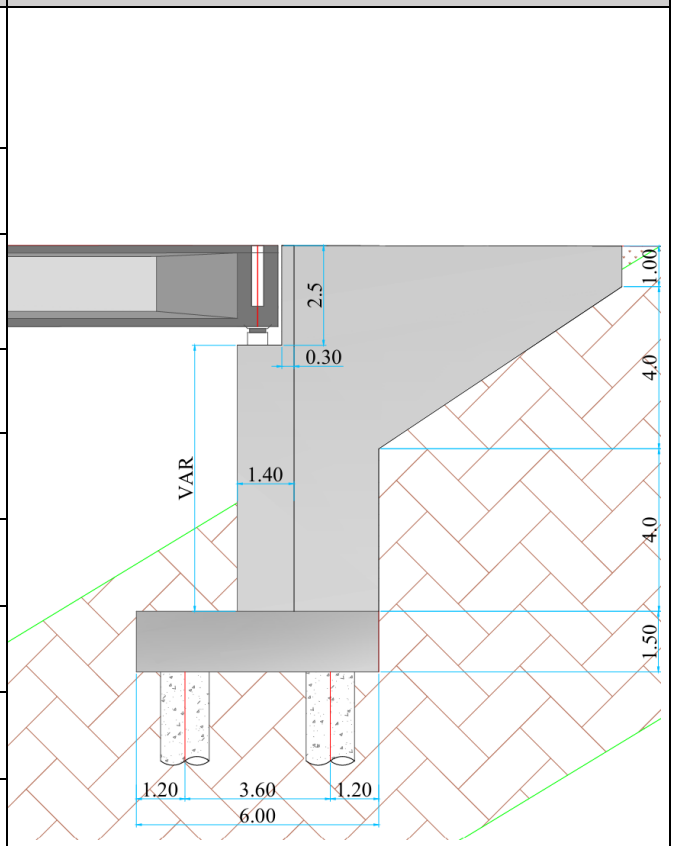
Le tableau ci-après décrit notre choix des piles pour cette variante :

Tableau II-5 : Choix et dimensions de la pile retenue.

Elément		**Valeur / Description**	**Figure**
Hauteur		H1 =10.3 m H2 =5.5 m H3 =10.8 m	
Chevêtre		2.2 x 12.50 x 1.8 (m x m x m)	
Section		Fûts	
		3 Fûts / Pile 1.2 m de diamètre	
Fondation	**Type**	Profonde sur 8 pieux Φ = 1.20 m	
	Dimensions semelle	13.2×6.0×1.50 (m×m×m)	

- **Pré dimensionnement des culées remblayées / guide SETRA**

Tableau II-6 Tableau récapitulatifs de pré dimensionnement des culées

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Mur frontal	Hauteur	H d = 6.6 H g = 7.4	
	Longueur	12.5	
	Épaisseur	1.4	
Mur en retour	Épaisseur	0.6	
Mur garde grève	Hauteur	2.50	
	Épaisseur	0.3	
Semelles	Largeur	6.0	
	Longueur	13.20	
	Hauteur	1.50	
Pieux	Diamètre	1.20	
	Profondeur	25 × 8	

II.3.3. Variante 3 : « Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs »

Un pont voussoir est une structure architecturale utilisée principalement pour les ponts en béton ou en pierre, qui repose sur une méthode de construction particulière. Ce mode de construction consiste à ériger progressivement le tablier du pont, tronçon par tronçon, en utilisant des éléments appelés voussoirs. Chaque voussoir est réalisé en encorbellement par rapport au précédent, sans avoir besoin de cintres ni d'échafaudages au sol. Une fois qu'un voussoir est achevé, les câbles de précontrainte qui aboutissent à ses extrémités sont tendus, ce qui permet de solidariser chaque voussoir avec ceux qui le précèdent. Cette technique crée ainsi une console autoporteuse qui servira d'appui pour les étapes suivantes de la construction du pont

Ces voussoirs peuvent êtres coulés in-situ ou préfabriqués, selon les moyens disponibles et les capacités de l'entreprise de réalisation.

II.3.3.1. Conception longitudinale

Dans le cas de notre conception on propose pour cette variante à projeter un pont voussoirs de hauteur constante, entre PRA110+601.551 et PRA110+751.916 compose deux travées principales de 44m et deux travées de rives de 30m de longueur, et en ajoutant 1 m à chacune des deux extrémités, on obtient un tablier de 150 m en longueur.

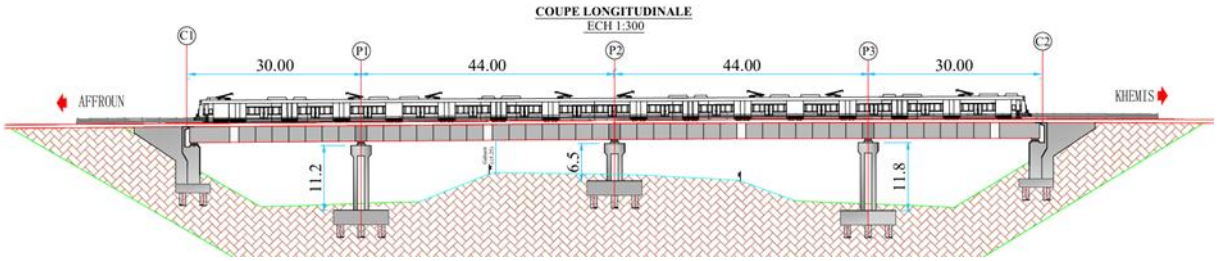


Figure II-6: Conception longitudinale

- **Découpage du voussoir**

Pont voussoirs préfabriqué, tout en tenant compte les moyens de réalisation.

Dans notre cas on opte pour des voussoirs courants de 2.9 m de longueur, des voussoirs sur pile de 2 m et des voussoirs de clavage de 1.6 m, ce qui nous donne :

- 42 voussoirs courants.

- 3 voussoirs sur pile.

- 2 voussoirs sur culée.

- 4 voussoirs de clavage

Tableau II-7 : Type de voussoir

Type de voussoirs	Ratio usuel	Valeur retenue	Nombre des voussoirs
Voussoirs sur piles	2 à 3 m.	2 m	3
Voussoirs de clavages	1.5 à 3 m.	1.6 m	4
Voussoirs courants	2.5 à 3 m	2.9 m	42
Voussoirs sur culée	≥ 0.05L	7 m	2

II.3.3.2. Conception transversale

- **Choix du type de caisson**

Notre ouvrage constitue d'un tablier de largeur de 12.8m inferieur a 20m. Donc on peut choisir les caissons a section ferme c'est la solution idéale la plus économique et esthétique.

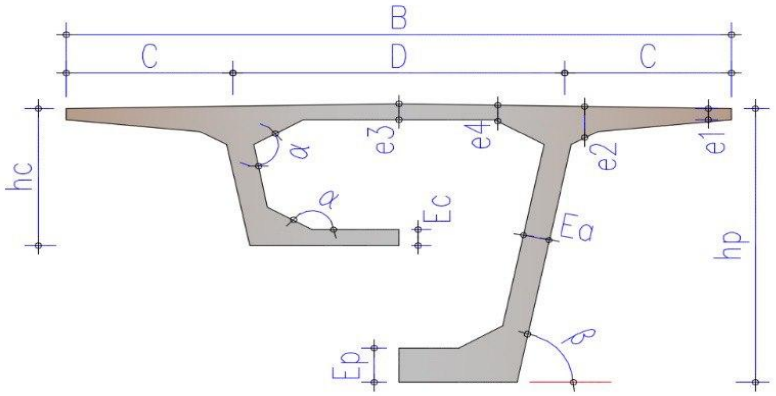


Figure II-7 : Conception transversale

- **Pre dimensionnement de la section transversale**

En utilisant le guide SETRA (ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs/2003) le dimensionnement des différents éléments constitue un voussoir, qui sont montrés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II--8 Prédimensionnement de la section transversale

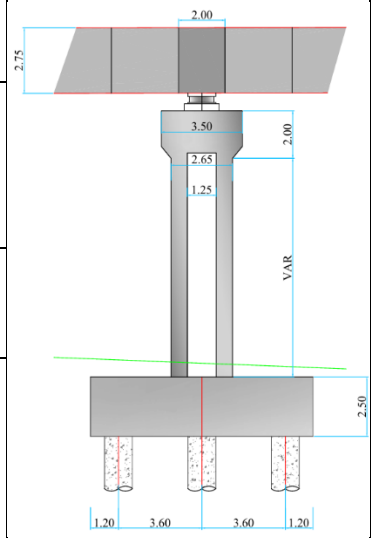
Elément	Ratio usuel	Valeur retenue
Hauteur du voussoir hp=hc	$\frac{L}{16} \leq h \leq \frac{L}{14}$	2.75m
Largeur du voussoir	B	1280cm
C	B/4	320cm
D	B – 2C	640cm
E1	E1≥ 16 a 18cm	25cm
E2	C/7 ≤ E2 ≤ C/8	45cm
E3	E3≥ E2–10cm et E3≥1.5 E4	40cm
E4	D/30 ≤ E4 ≤ D/25	40cm (avec majoration)
Inclinaison de l'âme	10% ≤ β ≤ 30%	15%
Ea	Ea ≥ 0.26+ L/500	60cm

Ep = Ec	35≤ Ep ≤ 80cm	30cm
Gousset supérieur	30° ≤ α ≤ 45°	45°
Gousset inferieur	40° ≤ α ≤ 45°	45°

II.3.3.3. CONCEPTION DE L'INFRASTRUCTURE (pile/culée)

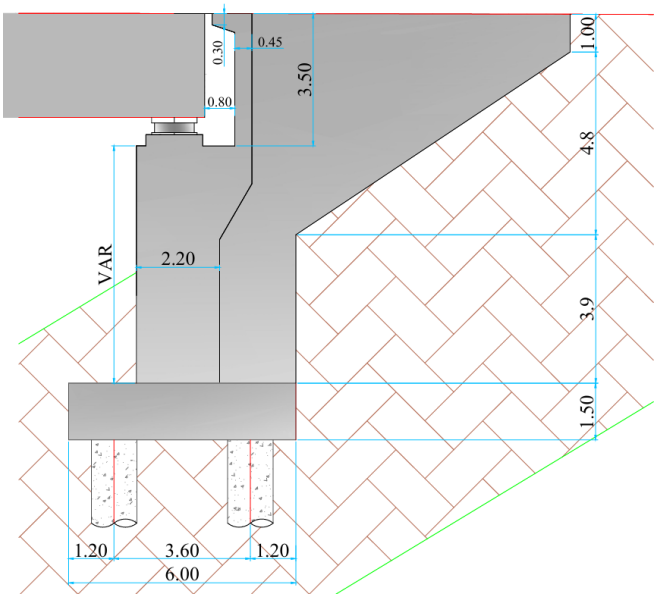
- **Pré dimensionnement des piles / guide SETRA**

Tableau II-9 Choix et dimensions de la pile retenue.

<table>
<tr><th colspan="2">Elément</th><th>Valeur / Description</th><th>Figure</th></tr>
<tr><td colspan="2">Hauteur</td><td>H_1 =11.2 m
H_2 =6.5 m
H_3 = 11.8 m</td><td rowspan="5">
</td></tr>
<tr><td colspan="2">Chevêtre</td><td>3.50 x 13.2 x 1.5 (m x m x m)</td></tr>
<tr><td colspan="2" rowspan="2">Section</td><td>Pille évidée</td></tr>
<tr><td>Largeur total 2,65 m
Largeur vide 1,25 m
Longueur total 6,5m
Longueur vide 5,1m</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Fondation</td><td>Type</td><td>Profonde sur 12 pieux
Φ = 1.20 m</td></tr>
<tr><td>Dimensions semelle</td><td>13.2×9.6×2.50
(m×m×m)</td></tr>
</table>

- **Prédimensionnement des culées remblayées / guide SETRA**

Tableau II-10 Tableaux récapitulatifs de prédimensionnement des culées

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Mur frontal	Hauteur	H d = 6.3 H g = 6.5	
	Longueur	12.5	
	Épaisseur	2.2	
Mur en retour	Épaisseur	0.60	
Mur garde grève	Hauteur	3.50	
	Épaisseur	0.45	
Semelles	Largeur	6.0	
	Longueur	13.2	
	Hauteur	1.50	
Pieux	Diamètre	1.20	
	Profondeur	25 × 8	

II.4. ANALYSE MULTICRITERES

L'analyse multicritères permet d'évaluer les différentes solutions envisageables pour la conception du pont en tenant compte de plusieurs paramètres essentiels. Parmi ces critères, on retrouve les aspects économiques, les contraintes techniques, les exigences d'entretien, l'esthétique ainsi que la complexité de mise en œuvre. L'objectif est de comparer les différentes variantes afin d'identifier la solution la plus adaptée aux besoins du projet.

II.4.1. Comparaison des Méthodes de Construction (6 points)

- **Pont en béton précontraint à encorbellements successifs**

Ce type de construction nécessite un matériel spécifique, notamment un équipage mobile permettant la mise en place progressive des voussoirs. Cette méthode requiert une gestion rigoureuse des phases de construction afin d'assurer la stabilité du tablier durant l'exécution.

- **Pont mixte (bipoutres)**

. L'assemblage de cette structure présente un avantage en termes de facilité d'installation et de précision, grâce à la préfabrication des poutres en usine. L'installation sur site reste relativement simple, réduisant ainsi les délais d'exécution

- **Pont à poutres en béton précontraint (posttension)**

La mise en place de ce type de pont est optimisée grâce à l'utilisation de poutres préfabriquées. Cette solution ne nécessite pas d'équipements lourds, hormis pour le transport et la pose des éléments.

II.4.2. Exigences en Matière d'Entretien (4 points)

L'entretien des ouvrages est un critère clé influençant la durabilité du pont :

- Le pont mixte demande un suivi régulier pour éviter les problèmes de corrosion atmosphérique, souvent résolus par l'application de revêtements protecteurs.
- Le pont à poutres en béton précontraint requiert peu d'interventions, sauf pour l'entretien des équipements tels que les appareils d'appui et les dispositifs de dilatation.
- Le pont en béton précontraint à encorbellements successifs nécessite un entretien limité aux équipements annexes, rendant cette solution peu contraignante sur le long terme.

II.4.2.1. Impact Visuel et Intégration Paysagère (5 points)

L'aspect esthétique d'un pont est un facteur influençant son intégration dans l'environnement :

- Les ponts à poutres en béton précontraint et mixtes présentent une apparence relativement conventionnelle, leur permettant de s'harmoniser facilement avec le paysage.
- À l'inverse, le pont en béton précontraint à encorbellements successifs possède une structure plus élaborée, offrant un design architectural qui améliore son intégration et valorise son environnement immédiat.

Tableau II.10 Devis estimatif et quantitatif de la variante 01

DEVIS ESTIMATIF VARIANTE N°01					
N°	**DESIGNATIONS DES POSTES**	**U**	**Quantités**	**PRIX UNITAIRE (HT)**	**Montant**
Poste 1 : Pieux					
1,1	Réalisation des pieux Ø 1200mm verticaux en terrain non rocheux	ML	1.600,00	50000,00	80000000,00
1,2	Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ML	4.800,00	1200,00	5760000,00
1,3	Essais d'auscultation sonique	U	80,00	16000,00	1280000,00
1,4	Recepage des pieux	U	80,00	3700,00	296000,00
1,5	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	1,00	1520000,00	1520000,00
TOTAL					88856000,00
Poste 2 : Béton					
2,1	Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	M3	545,00	1000,00	545000,00
2,3	Béton RN 27 pour semelles (piles, culées)	M3	1.115,00	17500,00	19512500,00
2,4	Béton RN 27 pour piles	M3	690,00	18000,00	12420000,00
2,5	Béton RN 27 pour culées	M3	620,00	18000,00	11160000,00
	Béton RN 35 pour la dalle	M3	1.215,00	25000,00	30375000,00
TOTAL					74012500,00
Poste 3 : Acier					
3,1	Acier haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure	T	277,00	106000,00	29362000,00
3,2	Acier haute adhérence Fe E50 A pour superstructure	T	315,00	106000,00	33390000,00
3,4	acier charpente métallique pour tablier	T	1800,00	300000,00	540000000,00
TOTAL					602752000,00
TOTAL HORS TAXES				765620500,00	
T V A 19 %				145467895,00	
TOTAL EN TTC				911088395,00	
Neuf cent onze millions quatre-vingt-huit mille trois cent quatre-vingt-quinze dinars algériens					

Tableau II.11: Devis estimatif et quantitatif de la variante 02

DEVIS ESTIMATIF VARIANTE N°02					
N°	**DESIGNATIONS DES POSTES**	**U**	**Quantités**	**PRIX UNITAIRE (HT)**	**Montant**
Partie 1 : Pieux					
1,1	Réalisation des pieux Ø 1200mm verticaux en terrain non rocheux	ML	1000,00	50000,00	50000000,00
1,2	Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ML	3000,00	1200,00	3600000,00
1,3	Essais d'auscultation sonique	U	40,00	16000,00	640000,00
1,4	Recepage des pieux	U	40,00	3700,00	148000,00
1,5	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	1,00	1520000,00	1520000,00
TOTAL					55908000,00
Partie 2 : Béton					
2,1	Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	M2	425,00	1000,00	425000,00
2,3	Béton RN 27 pour semelles (piles, culées)	M3	595,00	17500,00	10412500,00
2,4	Béton RN 27 pour piles	M3	330,00	18000,00	5940000,00
2,5	Béton RN 27 pour culées	M3	370,00	18000,00	6660000,00
2,6	Béton RN 35 pour poutres en béton précontraint préfabriquées + hourdis + entretoises	M3	2000,00	25000,00	50000000,00
TOTAL					73437500,00
Partie 3 : Acier					
3,1	Acier haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure	T	190,00	106000,00	20140000,00
3,2	Acier haute adhérence Fe E50 A pour superstructure	T	350,00	106000,00	37100000,00
3,3	Acier de précontrainte par post-tension pour les poutres	T	86,00	380000,00	32680000,00
TOTAL					89920000,00
TOTAL HORS TAXES				219265500,00	
T V A 19 %				41660445,00	
TOTAL EN TTC				260925945,00	
Deux-cent-soixante-millions-neuf-cent-vingt-cinq-mille-neuf-cent-quarante-cinq dinars algériens					

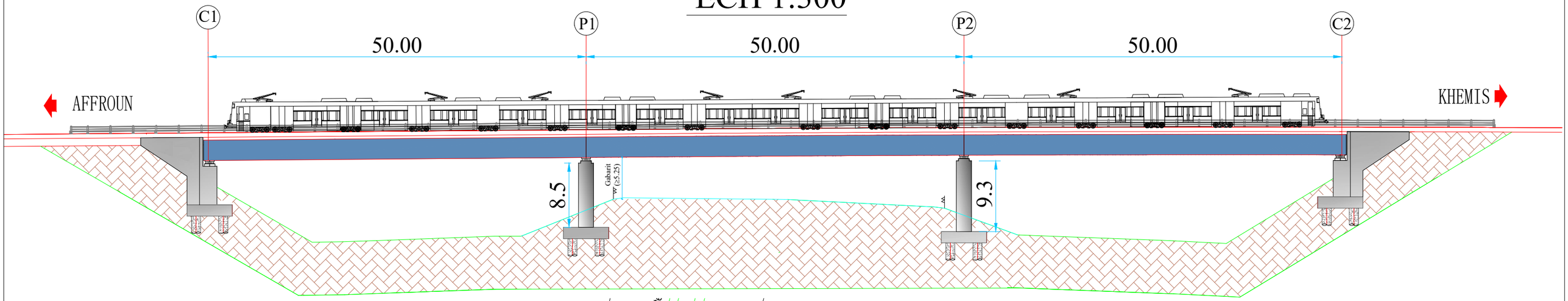
Tableau II.12 : Devis estimatif et quantitatif de la variante 03

DEVIS ESTIMATIF VARIANTE N°03					
N°	**DESIGNATIONS DES POSTES**	**U**	**Quantités**	**PRIX UNITAIRE (HT)**	**Montant**
POSTE 1 : PIEUX					
1,1	Réalisation des pieux Ø 1200mm verticaux en terrain non rocheux	ML	1.220,00	55000,00	67.100.000,00
1,2	Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ML	3.660,00	2500,00	9.150.000,00
1,3	Essais d'auscultation sonique	U	52,00	16000,00	832.000,00
1,4	Recepage des pieux	U	52,00	3700,00	192.400,00
1,5	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	1,00	1520000,00	1.520.000,00
TOTAL					**78.794.400,00**
Poste 2 : Béton					
2,1	Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	M3	575,00	1000,00	575.000,00
2,3	Béton RN 27 pour semelles (piles, culées)	M3	1.210,00	17500,00	21.175.000,00
2,4	Béton RN 27 pour piles	M3	755,00	18000,00	13.590.000,00
2,5	Béton RN 27 pour culées	M3	630,00	18000,00	11.340.000,00
2,6	Béton RN 35 pour voussoirs en béton précontraint	M3	1.323,00	40000,00	52.920.000,00
TOTAL					**99.600.000,00**
Poste 3 : Acier					
3,1	Acier haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure	T	400,00	106000,00	42.400.000,00
3,2	Acier haute adhérence Fe E50 A pour voussoirs en béton précontraint préfabriqués	T	250,00	106000,00	26.500.000,00
3,3	Acier de précontraint par post-tension pour voussoirs préfabriqués	T	75,00	480000,00	36.000.000,00
TOTAL					**104.900.000,00**
TOTAL HORS TAXES					**283.294.400,00**
T V A 19 %					**53.825.936,00**
TOTAL EN TTC					**337.120.336,00**
Trois-cent-trente-sept-millions-cent-vingt-mille-trois-cent-trente-six dinars algériens					

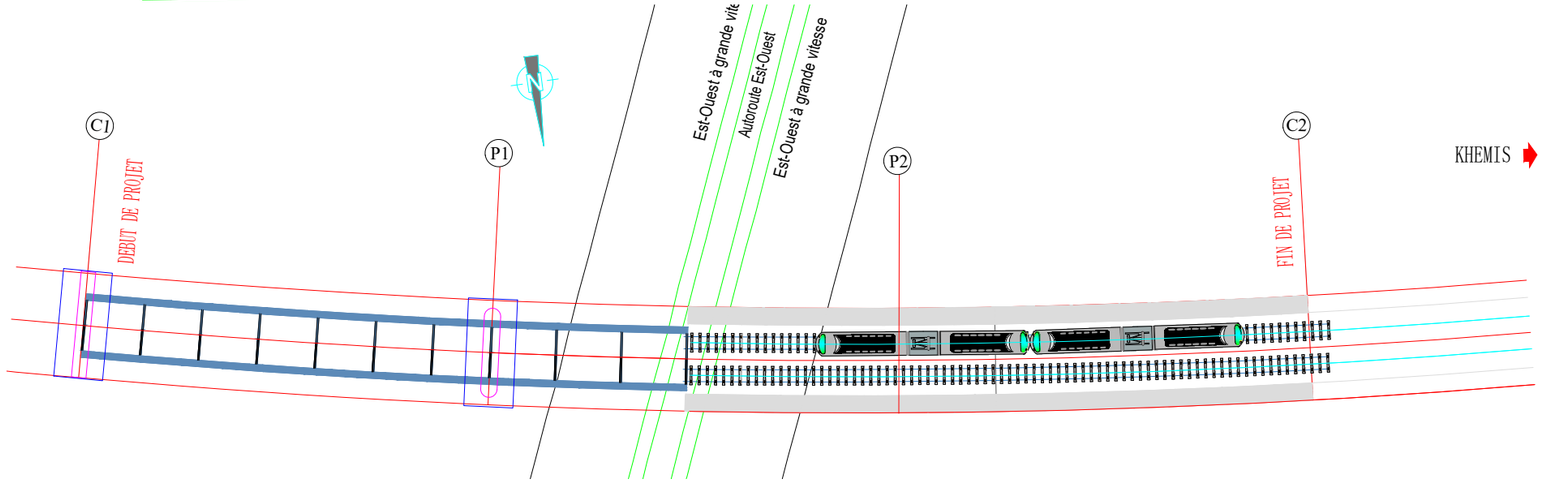
II.5 Conclusion

Après le prédimensionnement des trois variantes et d'après l'analyse multicritères, on opte à la solution la plus avantageuse qui est le pont à poutres en béton précontraint par post tension et qui serait retenue pour une étude détaillée dans la suite des chapitres de ce mémoire.

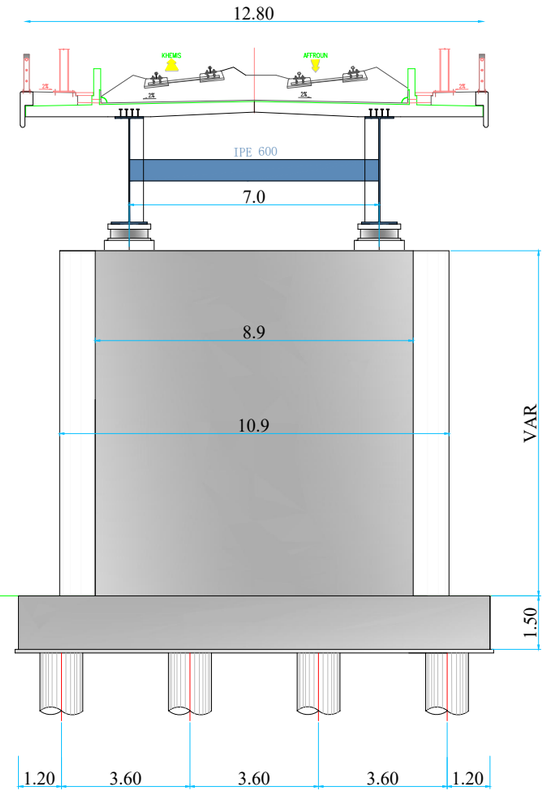
COUPE LONGITUDINALE
ECH 1:300



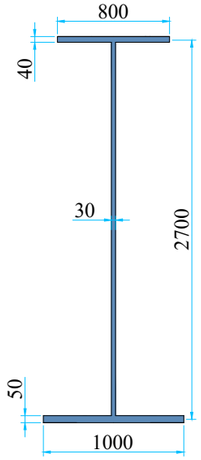
TRACE EN PLAN
ECH 1:625



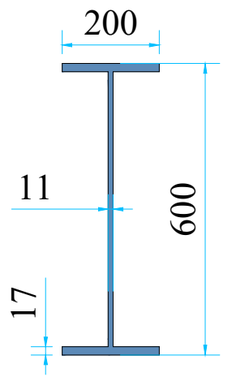
COUPE TRANSVERSAL SUR PILE
ECH 1:200



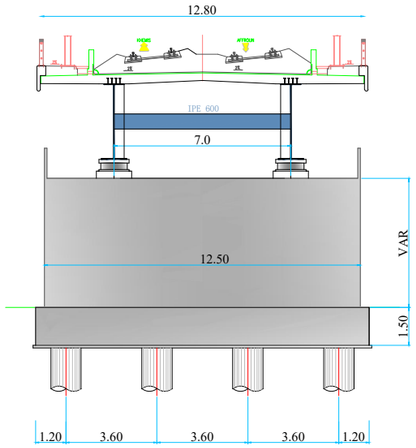
SECTION SUR PRS
ECH 1:20



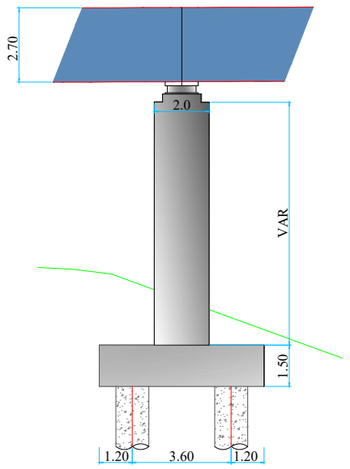
SECTION IPE600
ECH 1:20



COUPE TRANSVERSAL SUR CULEE
ECH 1:200

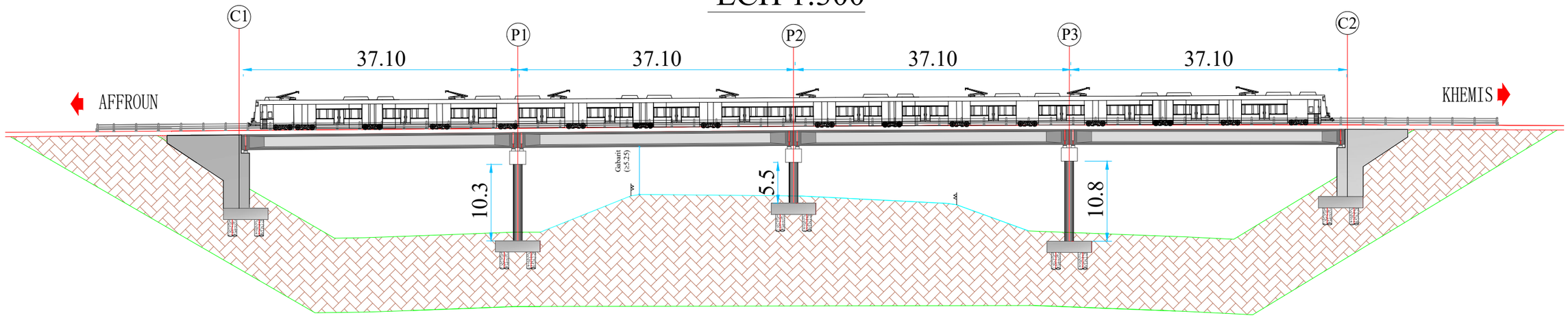


COUPE LONGITUDINALE SUR PILE
ECH 1:300



PROJET DE FIN D'ETUDE	Réalisé par	CHAPITRE II	VARIANTE	Planche N°	Année universitaire
CONCEPTION ET ETUDE D'UN PONT RAIL DU PK 110+601.551 AU PK 110+751.916 ENTRE LES GARES FERROVIAIRES D'EL AFFEROUN-KHEMIS MILIANA	AIT CHABANE ISLAM KHELIFA ABDELKADER	CONCEPTION ET PRÉ-DIMENSIONNEMENT	VARIANTE 01 : PONT MIXTE A BI -POUTRES	1/1	2024 / 2025

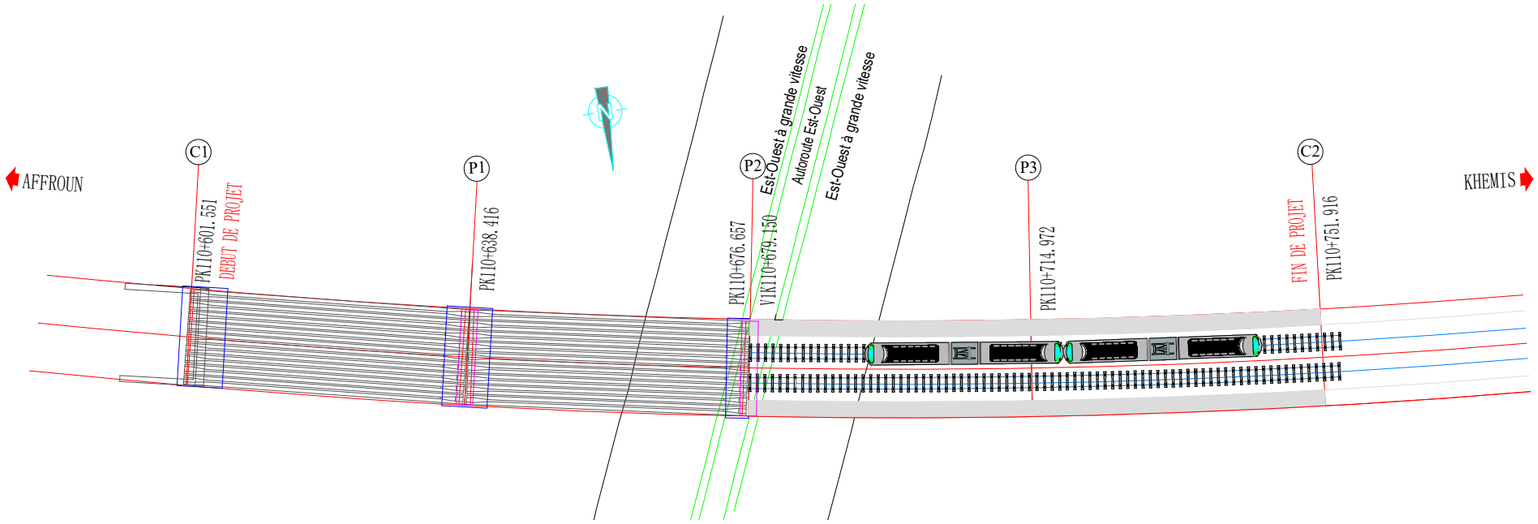
COUPE LONGITUDINALE
ECH 1:300



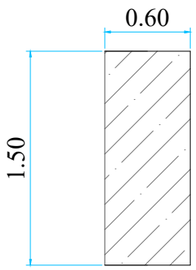
COUPE LONGITUDINALE DE LA POUTRE
ECH 1:150



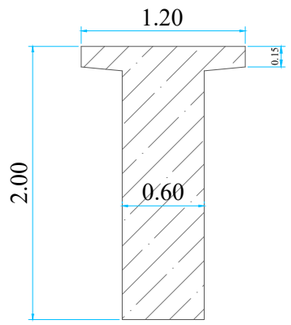
TRACE EN PLAN
ECH 1:300



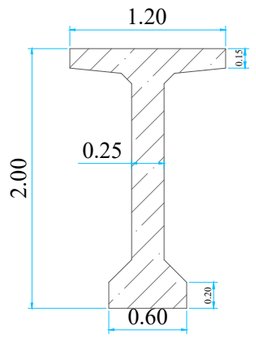
ENTRETOISE
ECH 1:20



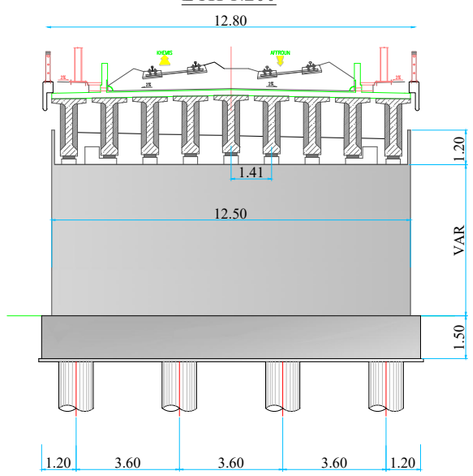
SECTION D'ABOUT
ECH 1:20



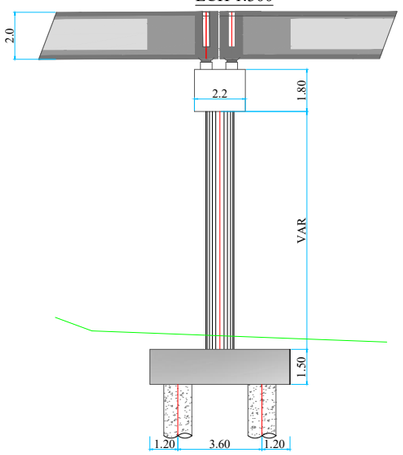
SECTION MEDIANE
ECH 1:20



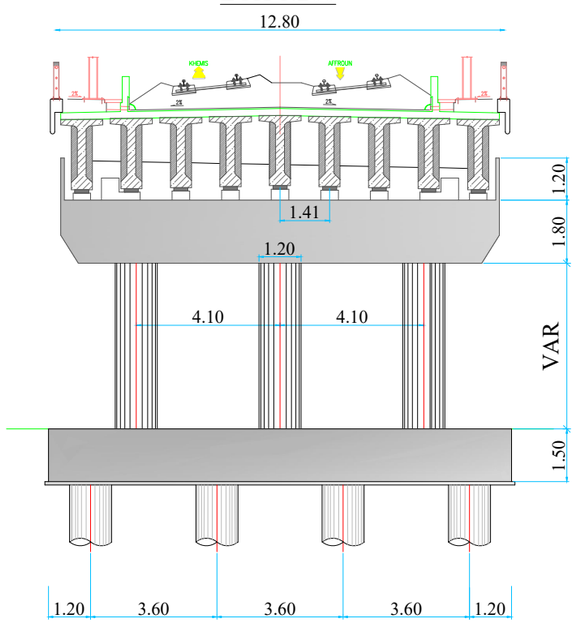
COUPE TRANSVERSAL SUR CULEE
ECH 1:200



COUPE LONGITUDINALE SUR PILE
ECH 1:300

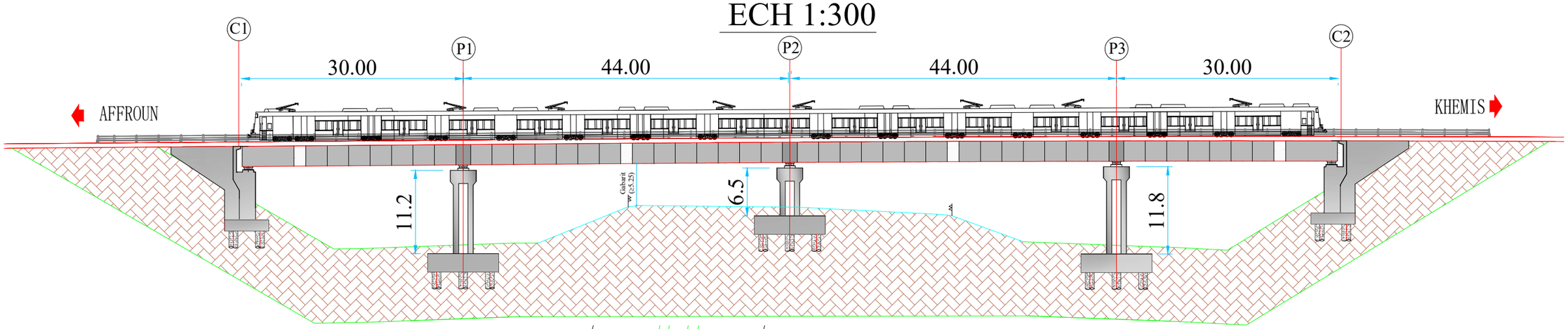


COUPE TRANSVERSAL SUR PILE
ECH 1:200

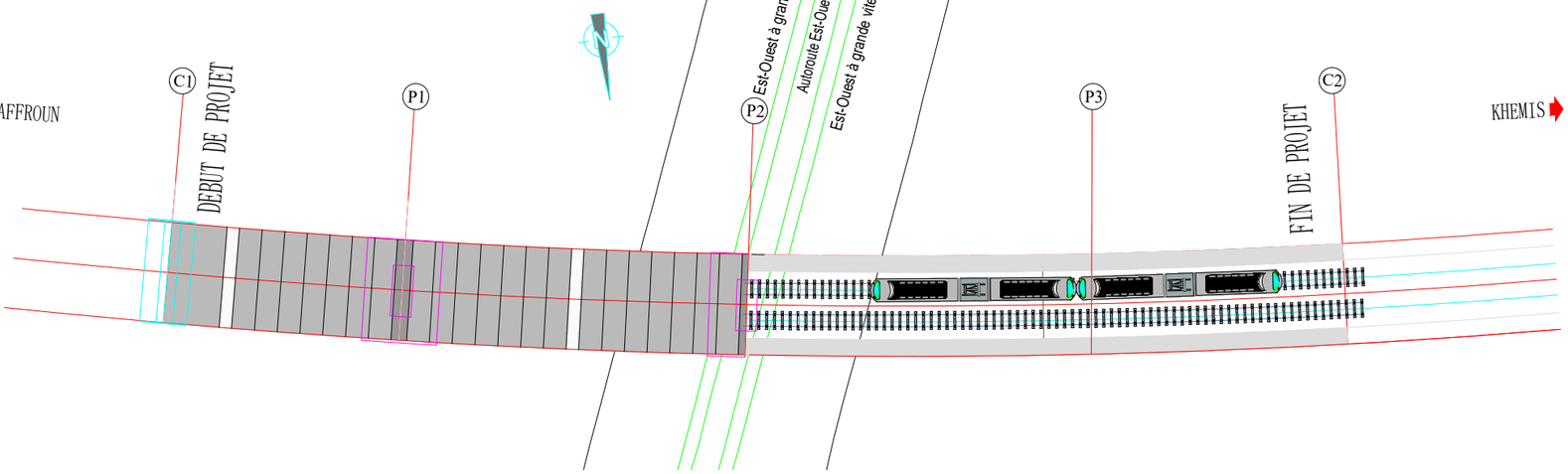


ENSTP	**PROJET DE FIN D'ETUDE**	**Réalisé par**	**CHAPITRE II**	**VARIANTE**	**Planche N°** / **Année universitaire**
	CONCEPTION ET ETUDE D'UN PONT RAIL DU PK 110+601.551 AU PK 110+751.916 ENTRE LES GARES FERROVIAIRES D'EL AFFEROUN-KHEMIS MILIANA	AIT CHABANE ISLAM KHELIFA ABDELKADER	CONCEPTION ET PRÉ-DIMENSIONNEMENT	VARIANTE 02 : PONT À POUTRES PRÉCONTRAINTES DE TYPE VIPP	1/1 / 2024 / 2025

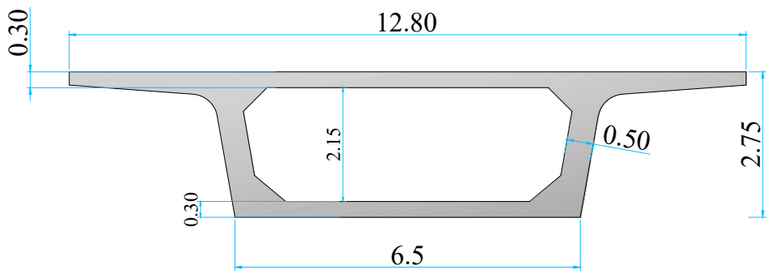
COUPE LONGITUDINALE
ECH 1:300



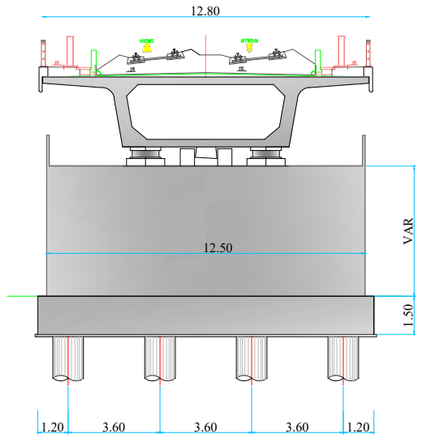
TRACE EN PLAN
ECH 1:300



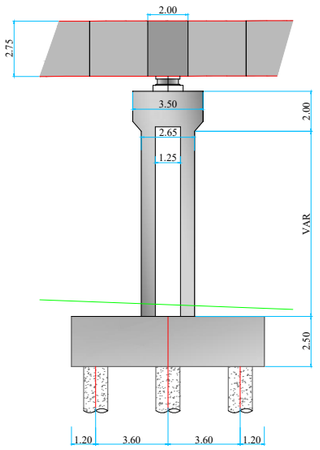
COUPE TRANSVERSALE SUR SECTION
ECH 1:30



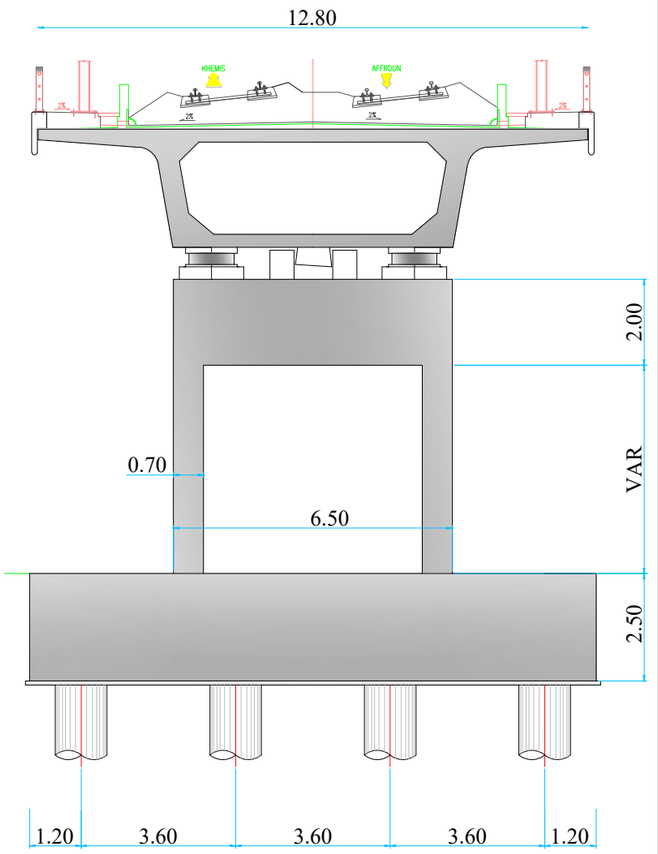
COUPE TRANSVERSAL SUR CULEE
ECH 1:200



COUPE LONGITUDINALE SUR PILE
ECH 1:300



COUPE TRANSVERSAL SUR PILE
ECH 1:200



ENSTP	**PROJET DE FIN D'ETUDE**	**Réalisé par**	**CHAPITRE II**	**VARIANTE**	**Planche N°**	**Année universitaire**
	CONCEPTION ET ETUDE D'UN PONT RAIL DU PK 110+601.551 AU PK 110+751.916 ENTRE LES GARES FERROVIAIRES D'EL AFFEROUN-KHEMIS MILIANA	AIT CHABANE ISLAM KHELIFA ABDELKADER	CONCEPTION ET PRÉ-DIMENSIONNEMENT	VARIANTE 03 : PONT VOUSSOIRS EN BETON PRECONTRAINT CONSTRUIT PAR ENCORBELLEMENTS SUCCESSIFS	**1/1**	**2024 / 2025**

CHAPITRE III : MATERIAUX ET HYPOTHESES DE CALCUL

III.1. INTRODUCTION

En génie civil, la durabilité et la stabilité d'un ouvrage reposent en grande partie sur le choix judicieux des matériaux. Cette décision, qui intervient très en amont du processus de conception, conditionne à la fois les dimensions de la structure et sa capacité à répondre efficacement aux sollicitations mécaniques.

Avant toute modélisation, il est donc crucial d'analyser les propriétés mécaniques et physiques des matériaux envisagés. Cette étape permet d'assurer que l'ouvrage pourra résister aux contraintes auxquelles il sera soumis tout au long de sa durée de vie.

Parmi les matériaux couramment utilisés, on retrouve :

- Le béton, matériau de base pour les structures massives
- L'acier de précontrainte (actif), utilisé pour améliorer les performances mécaniques
- L'acier d'armature (passif), destiné à renforcer la résistance à la traction

Les ponts ferroviaires, en particulier, sont soumis à des surcharges répétées et parfois brutales, dues au passage fréquent des trains. Ces sollicitations dynamiques accentuent les effets de fatigue et peuvent révéler une certaine fragilité des matériaux si ceux-ci ne sont pas rigoureusement sélectionnés. Ainsi, la prise en compte de ces phénomènes devient indispensable lors de l'étude de conception.

III.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL

- **BAEL 91 révisé 99** : règles techniques pour la conception et le calcul des ouvrages en béton armé.
- **RPOA 2008** : règlement applicable pour l'évaluation des actions sismiques
- **EUROCODE 1 – PARTIE 1-1** : CONCERNE LE POIDS PROPRE, LES CHARGES D'EXPLOITATION ET LES ACTIONS PERMANENTES SUR LES STRUCTURES.
- **Eurocode 1 – Partie 2** : actions sur les ponts dues au trafic, utilisé pour le calcul des surcharges ferroviaires.

III.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX UTILISES

III.3.1. Béton

Le béton constitue un matériau de choix dans la construction de ponts, notamment pour les éléments porteurs tels que les tabliers et les piles. Lorsqu'il est combiné à des armatures métalliques, on parle de béton armé, une solution qui permet d'allier la résistance à la compression du béton à la capacité de traction de l'acier. Ce type de matériau permet de réaliser des ouvrages solides, durables, et adaptables à diverses configurations, qu'ils soient coulés en place ou préfabriqués.

Dans le cadre du projet étudié, un béton de classe **C30/37** est employé pour les pieux de fondation, avec un enrobage de 7 cm, ainsi que pour les éléments d'infrastructure, pour lesquels l'enrobage est de 5 cm. Le béton de propreté, servant de couche de base, est quant à lui de classe **C12/15**.

Concernant la superstructure, c'est un béton de classe **C40/50** qui est retenu, également avec un enrobage de 5 cm, afin de garantir une résistance optimale et une bonne durabilité face aux sollicitations mécaniques et environnementales.

III.3.1.1. Résistance à la compression :

La résistance à la compression correspondante à 28 jours est :

fc28=40 Mpa pour la superstructure

fc28=30 Mpa pour l'infrastructure

III.3.1.2. Résistance à la traction :

LE béton est principalement apprécié pour sa forte résistance à la compression, tandis que sa capacité à résister à la traction reste limitée et est souvent écartée lors de la conception des structures en béton. En effet, la résistance en traction du béton ne représente généralement que 10 à 15 % de sa résistance en compression. Toutefois, cette valeur n'est pas fixe : elle peut fluctuer en fonction de plusieurs paramètres, notamment la composition du mélange, le temps de maturation du matériau, ainsi que son taux d'humidité.

La résistance à traction du béton est déterminée à l'aide de la formule suivante :

$$\mathbf{ftj = 0.\ 6 + 0.\ 06 \times fcj}$$

- **Pour le béton de l'infrastructure (C30/37) :**

ft28 = 0.6 + 0.06 × fc28 = 0.6 + 0.06 × 30 = 2.4 MPa

- **Pour le béton de la superstructure (C40/50) :**

ft28 = 0.6 + 0.06 × fc28 = 0.6 + 0.06 × 40 = 3 MPa

On représente les données et les résultats obtenu(e)s dans le tableau ci-dessous :

Tableau III – 1 : Tableau récapitulatif des caractéristiques mécaniques du béton utilisé

	Type de ciment	Dosage en ciment (Kg/m3)	Ft28 (MPa)	Fc28 (MPa)
Infrastructure	CPA 42.5	350	2.4	30
Superstructure	CPA 42.5	450	3	40

III.3.1.3. Module de déformation instantanée

Il est calculé selon la formule suivante :

$$E_{ij} = 11000\sqrt[3]{F_{c_{28}}}$$

- **Pour le béton de l'infrastructure (C30/37) :**

Eij = 11000 × $\sqrt[3]{30}$ = **34179.5 MPA**

- **Pour le béton de la superstructure (C40/50) :**

Eij = 11000 × $\sqrt[3]{40}$ = **37619. 5MPa**

III.3.1.4. Module de déformation différé :

Pour les charges de longues durées, on considère le module de déformation différé 'EVij', il est donné par la formule suivante :

$$E_{v_{ij}} = 3700\sqrt[3]{F_{c_{28}}}$$

- **Pour le béton de la superstructure (C40/50) :**

EVij = 3700 × $\sqrt[3]{40}$ = **12653. 82MPa**

- **Pour le béton de l'infrastructure (C30/37) :**

EVij = 3700 × $\sqrt[3]{30}$ = **11496. 76MPa**

III.3.1.4 Contraintes admissibles à l'ELU

$$F_{b_U} = 0,85\frac{fc28}{\gamma_b \cdot \theta}$$

Le coefficient θ :

0.85 Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est inférieure à 1h

0.9 Lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h

1 lorsque cette durée est supérieure à 24h

Le coefficient γ_b :

1.15 pour les situations accidentelles

1.5 pour les situations durables ou transitoires

III.3.1.5. Contraintes admissibles à l ELS

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

$$\sigma_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}$$

Tableau III-1 Contraintes admissibles

Etat	Contraintes limites		Superstructure	Infrastructure
ELU	F_{b_U} (MPA)	1.5	22.66	17
		1.15	29.56	22.17
ELS	σ_{bc} (MPA)		24	18

III.3.2. Les aciers d'armatures du béton

Les armatures passives utilisées dans notre ouvrage sont des aciers courants à haute adhérence, de classes **FeE500** et **FeE400**. Ces aciers sont caractérisés par une limite d'élasticité élevée, ce qui leur permet de résister efficacement aux efforts de traction dans le béton armé.

FeE500 : pour les sollicitations tangentes et sismiques

FeE400 : pour la flexion transversale et pour la diffusion de la précontrainte

Ces armatures sont conformes aux normes en vigueur et offrent une bonne compatibilité avec le béton, grâce à leur surface nervurée qui assure une excellente adhérence mécanique. Leur utilisation garantit une meilleure sécurité structurale et une durabilité accrue des ouvrages.

[SNTF article 7.2.4.2.7.4]

III.3.2.1. Module d'élasticité

Le module d'élasticité des aciers est pris égale à **Es=2×10^3 MPa**

III.3.2.2. Contraintes limites de traction a l ELU

$$\overline{\sigma} = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

γ_s **= 1** pour les situations accidentelles

γ_s **= 1.5** pour les situations durables

III.3.2.3. Contraintes limites de traction a l ELS

Tableau I-2 Contraintes de traction a l ELS

σ_{s_t}			
Fissuration	Peu nuisible	Préjudiciable	Très préjudiciable
Limite règlementaire	F_e	Min ($\frac{2}{3} f_e$; $110\sqrt{n.f_{t_j}}$)	Min ($0.5.f_e$; $90\sqrt{n.f_{t_j}}$)

Pour les barres de haute adhérence on prend le coefficient de fissuration n = 1.6

III.3.3. Les câbles de la précontrainte

Pour cet ouvrage, le système adopté pour la précontrainte est le système de Freyssinet,

On utilisera les armatures Y1860 S7 - 15.2

Tableau I-3 Caractéristique du câble de la précontrainte

Désignation de l'acier	Désignation symbolique	Y1860S7
	Désignation numérique	1.1366
Diamètre	15.2 mm	
Resistance a la traction F_{Prj}	1860 (Mpa)	
Limite d'élasticité $F_{\rho_{e_j}}$	1600 (Mpa)	
Aire de la section transversale	139 mm^2	
Masse linéique	1.086 kg /m	
Valeur caractéristique de la force maximale	259	

CHAPITRE IV : EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

IV.1. INTRODUCTION

IV.2. EVALUATION DES ACTIONS

Les actions appliquées à un pont sont à deux types :

- Actions hors Traffic
- Actions dues au Traffic

IV.2.1. Evaluation des actions hors Traffic

IV.2.1.1. Charges permanentes

Les charges permanentes comprennent toutes les charges a faible variation tels que :

- Poids propre du tablier
- Poids des équipements de pont (CCP)

On calcule le poids propre du tablier d'une longueur égale à 37m.

Tableau IV-1 Poids propre du tablier

Section	Densité (KN/m^3)	Surface (m^2)	Poids linéaire (KN/ml)	Longueur (M)	Nombre de poutres	Poids propre du tablier
About	25	1.3	32.5	2	9	585
Intermédiaire	25	1.02	25.5	4	9	918
Mi-travée	25	0.77	19.25	31	9	5370.75
Hourdis	25	2.56	64	37		2368
Entretoise	25	0.45	11.25	0.813	8	73.17
$\sum = 9314.92$						

On calcule le poids des équipements de pont (CCP) d'une longueur égale à 37m.

- **Etanchéité**

Le poids volumique de la couche d'étanchéité est de 22 kN/m3 avec une épaisseur de e= 0.04m et une largeur de 8.4m.

- **Ballastage**

L'épaisseur à prendre est de 65 cm, son poids volumique est de 20kN/m3 et la largeur L=8.4m.

Remarque :

Il convient de spécifier l'épaisseur nominale du ballast sur les ponts rails et de tenir compte d'un écart de ±30% par rapport à celle-ci pour déterminer les valeurs caractéristiques inférieure et supérieure.

- **Trottoir**

Dans les infrastructures ferroviaires, les trottoirs sont utilisés pour abriter les câbles électriques et pour fixer les garde-corps. Chaque trottoir est équipé d'une corniche à son extrémité.

Le poids volumique du trottoir est de 25 kN/m3 avec une épaisseur de e=0.26m et une largeur de L=1.65m.

- **Catenaire**

La caténaire est un dispositif servant à suspendre les fils électriques qui alimentent les locomotives. Les caténaires ont un poids de 2.4 kn/ml.

- **Traverse**

Les traverses utilisées sont en béton bi-blocs, d'une longueur de 2,24 à 2,50 m et d'un poids de 245 kg à 300 kg ; les traverses sont posées à raison de 1666 unités au kilomètre.

Avant de calculer le poids, on détermine le nombre de traverse. On a :

1000 m → 1666 unités.

Donc :

149 m→ N traverses.

N= 249 traverses

Le nombre de traverse est de 249, chacune d'entre elle pèse environ 280 kg, donc le poids linéaire se déduit comme suit :

$$\mathbf{P}= \frac{2.8 \,.249}{148.5} = \mathbf{4.8\ Kn/m}$$

Tableau IV-2Poids des équipements de pont (CCP)

Elément	Densité (KN/m^3)	Poids linéaire (KN/ml)	Poids CCP (KN)
Rail UIC 60		1.2 × 2	88.8
Travers mono bloc		4.8 × 2	355.2
Garde-corps		1 × 2	74
Corniche	25	25 × 0.212×2	392.2
Catenaire		2.4×2	177.6
Ballast	20	0.65 × 20 × 8.4	5252.52
Etanchéité	22	22×0.04×8.4	281.2
Trottoir	25	25×0.26×1.65×2	793.65
Mur garde ballast	25	25×0.75×0.2×2	277.5
∑ = 7692.67			

Alors :

Le poids total d'une seule travée

G= 17007.59 kn

G= 1700.759 t

IV.2.1.2. Charges thermiques

a. Variation uniforme Δt

À Khemis Miliana, les étés sont généralement chauds, avec des températures moyennes oscillant entre 22°C et 35°C, tandis que les hivers sont plus frais, se situant entre 5°C et 15°C. À El Affroun, on observe des tendances similaires, avec des étés un peu plus chauds, variant entre 23°C et 36°C, et des hivers légèrement plus doux, avec des températures entre 6°C et 16°C. Ces variations saisonnières témoignent du climat méditerranéen de la région, avec des étés secs et chauds et des hivers relativement doux et humides.

b. Gradient thermique $\Delta\theta$

Selon le tableau 3.2 du RCPR, l'ouvrage concerné est classé en tant que type 3, c'est-à-dire qu'il possède un tablier en béton. Pour ce genre de structure, une variation thermique unilatérale de courte durée — qu'elle soit due à un réchauffement ou à un refroidissement — entraîne un gradient de température admissible de ±7°C en phase d'exploitation, et de ±12°C durant la phase de construction.

c. Simultanéité de la composante uniforme et du gradient thermique :

D'après la norme NF EN 1991-1-5, lorsque la composante uniforme et le gradient thermique sont considérés simultanément, il est conseillé d'appliquer la formule suivante :

$$\omega_m \Delta\theta + \Delta t$$

$$\Delta\theta + w_n \Delta t$$

Avec :

$\boldsymbol{w_n} = 0.35$

$\boldsymbol{w_m} = 0.75$

On obtient 8 combinaisons :

$$0.35dt^+ + d\theta^+$$

$$dt^+ + 0.75\, d\theta^+$$

$$0.35\, dt^+ + d\theta^-$$

$$dt^+ + 0.75\, d\theta^-$$

$$0.35\, dt^- + d\theta^+$$

$$dt^- + 0.75\, d\theta^+$$

$$0.35\, dT^- + d\theta^-$$

$$dT^- + 0.75\, d\theta^-$$

IV.2.1.3. Actions due au vent

L'application des charges dues au vent sur le tablier et sur les trains est définie par la NF EN 1991-1-4 et par le document des "Critères complémentaires à la note A462-CCO-101-00-216-205-60012-C3".

La force du vent transversale au tablier peut être obtenue à l'aide de l'expression suivante :

$$\mathbf{Fw} = \frac{1}{2}\rho v_b^2 \cdot A_{r_{ef}}$$

Où

ρ = 1.25 kg/m3 (masse volumique de l'air) ;

Vb = 25 m/s (vitesse de référence du vent pour une hauteur de 10 m et la catégorie

De terrain II) ;

C = 5.3 (avec surcharge ferroviaire)

C = 3.6 (sans surcharge ferroviaire)

Aref,x = 3.0 (aire de référence dans la direction transversale sans surcharge ferroviaire)

Aref,x = 7.0 (aire de référence dans la direction transversale avec surcharge ferroviaire)

La vitesse base du vent :

$$v_b = \mathbf{Cdir} \times \mathbf{Cseason} \times \mathbf{Vb,0}$$

Où :

Cdir = 1.0 (coefficient de direction)

Cseason = 1.0 (coefficient référent à la saison)

Vb,0 = 25 m/s (valeur fondamentale de la vitesse base du vent).

Ainsi :

Fw,x =½ x 1.25 x 252 x 5.3 x 7.0 / 1000 = **14.5 kN/m**

Fwk,x = ½ x 1.25 x 252 x 3.6 x 3.0 / 1000 = **4.2 kN/m**

Dans la direction longitudinale :

Fw,y = 0.25 Fw,x.

Fw,y = 0.25 x 14.5 = **3.6 kN/m**

Fwk,y = 0.25 x 4.2 = **1.1 kN/m**

Et dans la direction verticale $C_{f,z}$ = ±0.9 et l'aire de référence vaut $A_{r_{e_F}}$ = 12.8 m2 /m.

Ainsi :

Fw,z = ½ x 1.25 x 252 x 2.4 x 0.9 x 12.8 = **±10.8 kN/m**

L'action verticale du vent est appliquée avec une excentricité de b/4.

$M_{F,wz}$ = 10.8 x 12.8 / 4 = **±34.6 KNm/m**

L'action du vent est également appliquée sur les piles.

IV.2.1.4. Action sismique

La prise en compte de l'action sismique est conforme aux « Règles Parasismiques Applicables au Domaine des Ouvrages d'Art - RPOA 2008 », considérant les paramètres Associés aux ouvrages du groupe 1 – Ponts stratégiques.

L'action sismique est définie par un spectre de réponse horizontal valable pour les deux composantes horizontales du mouvement et un spectre de réponse vertical valable pour la composante verticale du mouvement.

Pour la définition des spectres, on a considéré les paramètres suivants :

- Zone sismique : IIa
- Groupe : Groupe A
- Coefficient d'accélération de zone : A = 0.25
- Classification des sites : Catégorie S2
- Taux d'amortissement : ξ = 5 (béton armé)
- Facteur de correction de l'amortissement : η = 1.00

La figure suivante illustre les spectres de réponse de référence utilisés :

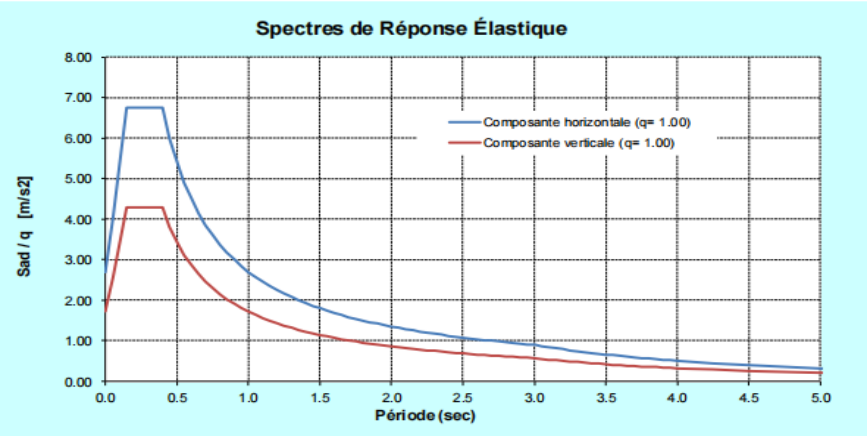


Figure IV-1 : Spectres de réponse de référence – composantes horizontale et verticale

Pour le calcul des masses, on a pris en compte les valeurs moyennes des charges permanentes et 30% des charges d'exploitation ferroviaires.

La combinaison des effets des différents composants du mouvement d'ensemble est effectuée conformément à l'article 4.3.2.5 du RPOA.

Il faut souligner que, selon l'article 6.2 du RPOA, les efforts dus aux actions de freinage sur l'ouvrage ne sont pas à prendre en compte lors des vérifications sous actions sismiques.

IV.2.2. Evaluation des actions dues au Traffic

IV.2.2.1. Présentation du Traffic ferroviaire

Le trafic ferroviaire comprend toutes les opérations liées au déplacement des trains, en tenant compte de facteurs tels que les charges, l'espacement des essieux et la vitesse de circulation. Afin de calculer les charges maximales appliquées sur l'ouvrage, quatre types de modèles de charges sont établis :

- Modèle **"Train à vide"** : évalue l'effet des trains circulant sans charge.
- Modèle **SW/2** : conçu pour les charges lourdes.
- Schéma **71** : représente le trafic normal sur les lignes principales.
- Modèle **SW/0** : destiné aux ponts continus, mais qui ne s'applique pas dans notre cas.

IV.2.2.2. Charges ferroviaires

a. Schéma des charges SW/0 et SW/2

Les modèles de charges SW sont utilisés pour évaluer l'impact statique du trafic ferroviaire sur les infrastructures. Le modèle SW/0 représente l'effet des charges d'un trafic ferroviaire standard, avec des charges uniformément réparties sur les rails, et est utilisé pour les infrastructures soumises à un trafic normal. Le modèle SW/2, en revanche, est destiné aux trafics plus lourds, comme ceux des trains de fret ou de passagers très lourds, et prend en compte des charges plus importantes que le modèle SW/0.

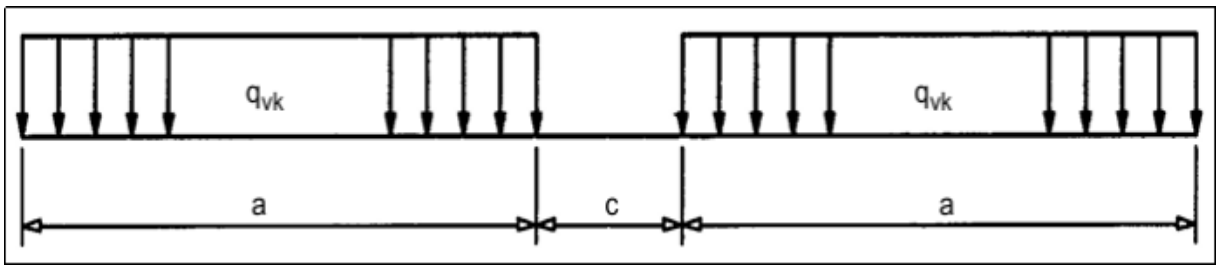


Figure IV-2 Modèle de charges SW/0 et SW/2.

Tableau IV-3 Valeurs caractéristiques des charges verticales pour les modelés de charges SW/0 et SW/2

Modèle de charge	q_{v_k} (KN/ml)	A (m)	C (m)
SW/0	133	15.0	5.3
SW/2	150	25.0	7.0

b. Schéma de charge UIC71

Le modèle de charges 71 représente l'effet statique des charges verticales dues au trafic ferroviaire normal :

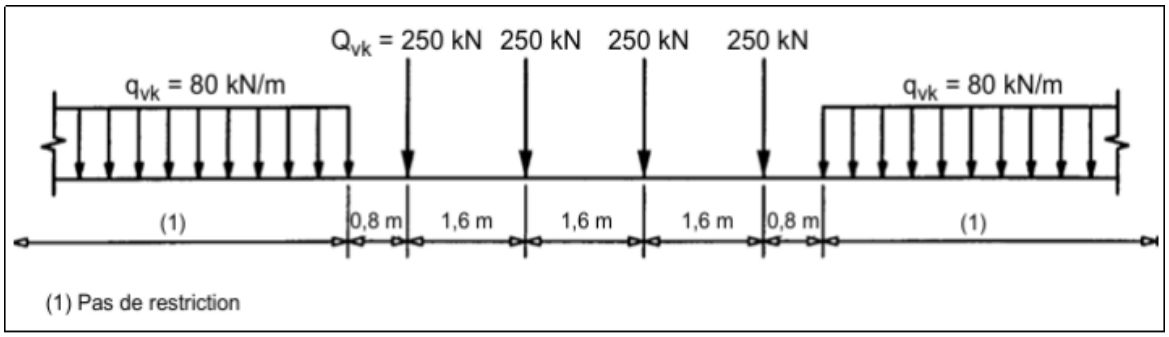


Figure IV-3 MODELE DE CHARGES 71 ET VALEURS CARACTERISTIQUES POUR LES CHARGES VERTICALES

Les valeurs de base des modèles de charge 71 et SW/0 doivent être ajustées à l'aide d'un coefficient α\alphaα lorsque le trafic ferroviaire est plus léger ou plus important que le trafic standard. Une fois ces modèles multipliés par ce coefficient, on parle alors de charges verticales classifiées.

Le coefficient **α** est sélectionné parmi les valeurs suivantes : 0,75 – 0,83 – 0,91 – 1,00 – 1,10 – 1,21 – 1,33 – 1,46, en fonction de l'intensité réelle du trafic sur la ligne concernée.

Dans notre ouvrage on prend **α = 1.1**

c. Modèle de charges **Train à vide **

Pour certaines vérifications, un schéma de charges particulier est utilisé 'Train à vide'. Il

Consiste en une charge linéaire verticale uniforme, ayant une valeur de 10KN/ml et appliqué

Sur toute la longueur de l'ouvrage.

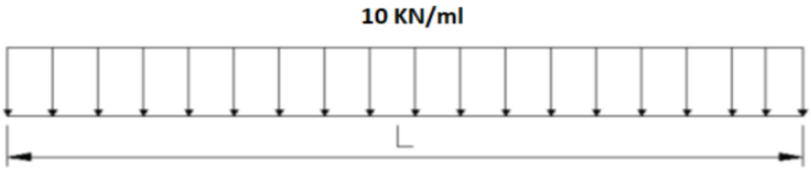


Figure IV-4 Le modèle de charge train à vide

IV.2.2.3. Forces horizontales

- **Actions dues à l'accélération et au freinage**

Les efforts de traction et de freinage s'exercent dans l'axe longitudinal de la voie ferrée et sont supposés répartis de manière uniforme sur la zone concernée. Leur orientation doit respecter le sens de circulation prévu pour chaque voie, et leur répartition s'effectue sur toute la longueur d'influence définie pour l'analyse.

a. Force d'accélération

Les valeurs caractéristiques des forces d'accélération pour les modèles de charge 71, SW/0 et SW/2 sont égales à :

$\boldsymbol{Q_{la_k}}$ = 33 KN/ml * $L_{a,b}$ ≤ 1000 KN

Avec :

$\boldsymbol{L_{a,b}}$ = 36m

- **Pour le modèle de charge SW/2**

$\boldsymbol{Q_{la_k}}$ (SW/2) = Min (33 KN/ml * 36, 1000 KN) = Min (1221, 1000) = **1000 KN**

$\boldsymbol{Q_{la_k}}$ (SW/2) = $\frac{1000}{36}$ = **28.57 KN/ml**

- **Pour le modèle de charge UIC 71**

$\boldsymbol{Q_{la_k}}$ (LM71) = Min (33 KN/ml * 36, 1000 KN) = Min (1221, 1000) = **1000 KN**

$\boldsymbol{Q_{la_k}}$ (LM71) = $\frac{1000}{36}$ = **28.57 KN/ml**

$\boldsymbol{Q_{la_k}}$ (LM71) = 1.1 × 28.57 = **34.43 KN/ml**

b. Force de freinage

Les valeurs caractéristiques des forces de freinage pour les modèles de charge 71 et SW/0 sont égales à :

$\boldsymbol{Q_{lbk}} = 20\frac{KN}{ml}$ * $L_{a,b}$ ≤ 6000KN

Avec :

$L_{a,b}$ = 36m

Pour le modèle de charge SW/2 on prend :

$\boldsymbol{Q_{lbk}}$ **= 35 KN/ml** * $L_{a,b}$

- **Pour le modèle de charge SW/2**

$\boldsymbol{Q_{lbk}}$ (SW/2) = 35 KN/ml * 36 = **1295 KN**

$\boldsymbol{Q_{lbk}}$ (SW/2) = Min (1295, 6000) = **1295 KN**

$\boldsymbol{Q_{lbk}}$ (SW/2) = $\frac{1295}{36}$ = **35 KN/ml**

- **Pour le modèle de charge UIC 71**

$\boldsymbol{Q_{l_{bk}}}$ (LM71) = Min (20×36, 6000) = Min (740, 6000) = **740 KN**

$\boldsymbol{Q_{l_{bk}}}$ (LM71) = $\frac{740}{36}$ = **20 KN/ml**

$\boldsymbol{Q_{l_{bk}}}$ (LM71) = 1.1 × 20 = **22 KN**

- **Effort de lacet**

L'effort de lacet est une force horizontale concentrée, appliquée au niveau supérieur des rails et orientée perpendiculairement à l'axe de la voie. Cette action intervient dans l'analyse des voies, qu'elles soient en alignement droit ou en courbe. Elle traduit les sollicitations latérales exercées par le passage des trains et doit être prise en compte dans les deux configurations géométriques afin d'évaluer correctement les effets transversaux sur la structure.

La valeur caractéristique de l'effort de lacet doit être prise égale à $\boldsymbol{Q_{s_k}}$ **= 100 KN**

Il convient de multiplier cette valeur par le coefficient : **α = 1.11**

Déraillement

a. Déraillement sur ou sous les ponts

Les ouvrages ferroviaires doivent être dimensionnés de manière à limiter les conséquences d'un éventuel déraillement. Il est essentiel, en particulier, d'éviter tout risque de basculement ou de ruine globale de la structure.

b. Déraillement sur les ponts

Deux cas sont à considérer pour le dimensionnement :

- **Cas 1 :** déraillement d'une locomotive ou de wagons lourds, les véhicules restant dans l'emprise de la voie sans chuter du tablier, mais en se retrouvant en équilibre instable près d'un bord du pont.

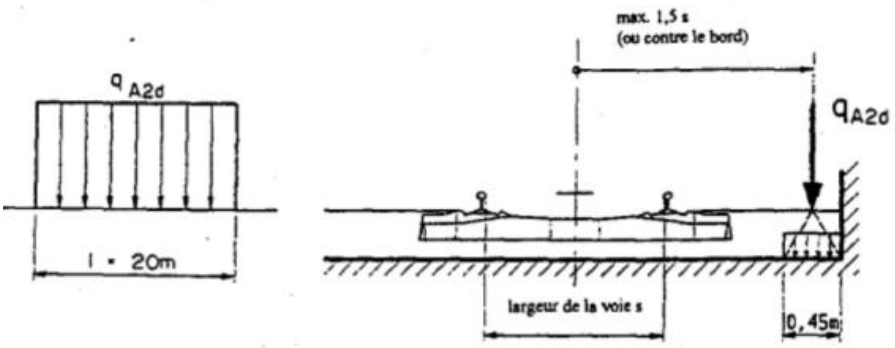


Figure IV-5 Figuration du premier cas

- **Cas 2 :** Les véhicules déraillés restent en équilibre sur le bord du tablier, exerçant des charges sur la partie périphérique de la superstructure, à l'exception des éléments non porteurs comme les cheminements piétons.

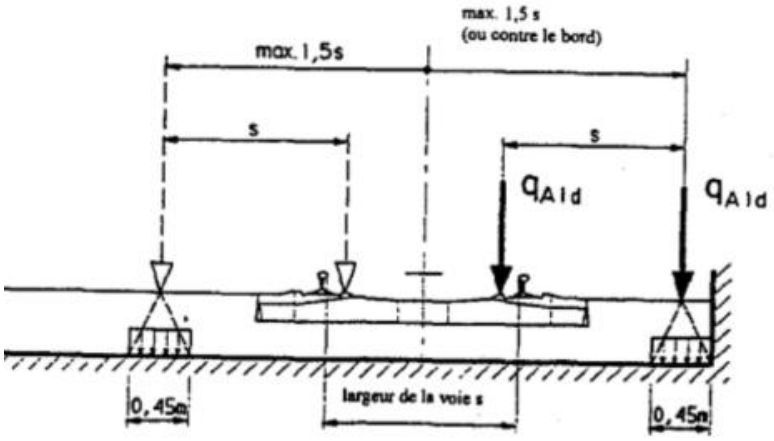


Figure IV-6 Figuration du deuxième cas

- **Rupture d'équipement caténaire**

Lorsqu'une caténaire se rompt, la force exercée sur la structure doit être considérée comme une action statique orientée dans la direction de la portion de caténaire restée intacte. Cette action, de nature accidentelle, doit être prise en compte dans les calculs avec une valeur de 20 kN.

Il est admis que le nombre de caténaires susceptibles de se rompre simultanément dépend du nombre de voies :

- **1 voie** : une seule caténaire et son fil de contact peuvent rompre,
- **2 à 6 voies** : deux caténaires et leurs fils de contact,
- **Plus de 6 voies** : jusqu'à trois caténaires et leurs fils de contact.

- **Les forces centrifuges**

Lorsque la voie ferrée présente une courbure sur tout ou partie du tablier du pont, il est nécessaire de prendre en considération à la fois la force centrifuge générée par le mouvement des trains et le dévers de la voie. La valeur caractéristique de la force centrifuge doit être calculée à l'aide de la formule suivante :

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

Avec :
Q_{tk}, q_{tk} sont les valeurs caractéristiques des forces centrifuges [kN, kN/m]
Q_{vk}, q_{vk} sont les valeurs caractéristiques des charges verticales.
f : est le coefficient de réduction
v : est la vitesse maximale [m/s]
g : est l9accélération de la pesanteur (9,81m/s²)
r : rayon de courbure en [m]

$$f = 1 - \frac{V-120}{1000}\left(\frac{814}{V}.1.75\right)\left(1 - \sqrt{\frac{2.88}{L_F}}\right) = 1\text{Si} : V \leq 120\ km/h$$

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

IV.2.2.5 Effet dynamique

Les sollicitations et déformations statiques d'un pont sous l'effet du trafic ferroviaire peuvent être modifiées, à la hausse ou à la baisse, par différents phénomènes dynamiques. La vitesse des trains génère une mise en charge rapide, provoquant un effet d'impact amplifié par l'inertie propre de la structure, non prise en compte dans les calculs statiques classiques. Par ailleurs, les irrégularités des voies ou des roues entraînent des variations des charges par essieu, influençant la réponse globale de l'ouvrage. Enfin, le passage régulier de charges espacées, comme une succession d'essieux, peut exciter la structure et, si la fréquence d'excitation correspond ou est proche de la fréquence propre du tablier, induire un phénomène de résonance. Ce phénomène peut alors engendrer des vibrations cumulées pouvant devenir excessives.

- **Les facteurs suivants influent le plus sur le comportement dynamique**

Plusieurs facteurs influencent la réponse dynamique d'un pont ferroviaire sous l'effet du trafic :

- La vitesse de circulation des trains sur l'ouvrage,
- L'amortissement propre de la structure,
- La fréquence naturelle de l'ouvrage (ou sa flèche sous charges permanentes),
- La régularité de l'espacement des éléments porteurs tels que les traverses, entretoises ou pièces de pont,
- L'intervalle entre les essieux des véhicules,
- Les irrégularités verticales de la voie,

- **Domaine d'application**

Le coefficient dynamique φ permet de prendre en compte l'amplification des effets dynamiques et des vibrations induites dans la structure. Toutefois, il ne considère pas les phénomènes de résonance. Ce coefficient n'est applicable que pour des vitesses inférieures à 220 km/h, et uniquement si la flèche sous charges permanentes reste comprise dans les limites définies par la figure suivante.

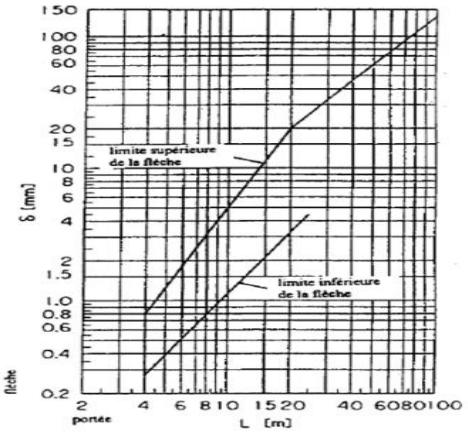


Figure IV-7 : Limite de la flèche sous poids permanent

Tableau IV-4 Limite supérieure et inférieure de la flèche

Limite supérieure de la flèche δ_s	4m ≤ L ≤ 20m	$\delta_s = 0{,}049L^2$ (mm)
	20m ≤ L ≤ 100m	$\delta_s = 0.564\ L^{1{,}184}$ (mm)
Limite inférieure de la flèche δ_i	4m ≤ L ≤ 25m	$\delta_s = 0.035\ L^{1{,}5}$ (mm)
	L > 25m	Pas de limitation inférieure

- **Coefficient dynamique**

Le coefficient dynamique φ, utilisé pour majorer les effets des charges statiques dans les modèles de charge UIC71, SW/0 et SW/2.

En pratique, la valeur de ce coefficient est choisie en fonction de l'état d'entretien de la voie. Ainsi, selon la qualité de la maintenance, on applique φ2 ou φ3, conformément aux critères définis.

1. Pour une voie soigneusement entretenue

$$\boldsymbol{\phi_2} = \frac{1.44}{\sqrt{L_\phi - 0{,}2}} + 0{,}82$$

Avec $1 < \boldsymbol{\phi_2} < 1.67$

2. Pour une voie normalement entretenue

$$\boldsymbol{\phi_3} = \frac{2.16}{\sqrt{L_\phi - 0{,}2}} + 0.73$$

Avec $1 < \boldsymbol{\phi_3} < 2$

L_ϕ : la longueur caractéristique en mètre

Pour notre cas :

L_ϕ = 37m

Les valeurs obtenues sont :

$\boldsymbol{\phi_2}$ **= 1.057,** $\boldsymbol{\phi_3}$ **= 1.08**

Avant d'entreprendre l'étude des effets dynamiques sur notre ouvrage, il est essentiel de déterminer au préalable s'il convient de réaliser une analyse statique ou une analyse dynamique. Cette décision s'appuie sur l'organigramme présenté dans la figure suivante :

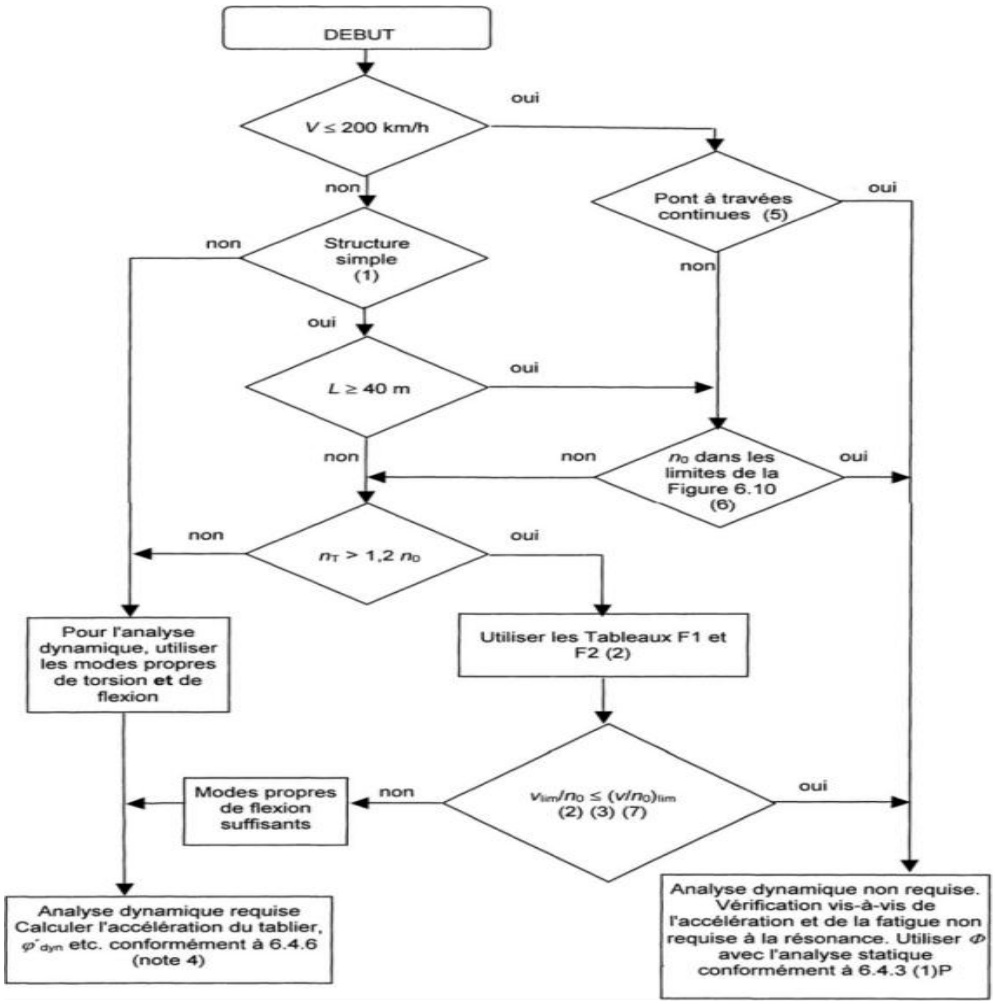


Figure IV-8 :Organigramme vérificateur de la nécessité d'une analyse dynamique

IV.3. COMBINAISONS DES ACTIONS

Les combinaisons d'actions, aussi appelées combinaisons de charges ou d'efforts, représentent des ensembles spécifiques regroupant divers types de sollicitations appliquées simultanément à une structure. Elles sont essentielles lors de la conception d'ouvrages afin de s'assurer que ceux-ci sont dimensionnés de manière appropriée pour résister aux différentes sollicitations auxquelles ils pourraient être exposés tout au long de leur durée de vie.

Ces combinaisons peuvent inclure plusieurs catégories de charges, telles que :

- **Charges permanentes :** le poids propre de la structure, celui des matériaux utilisés dans la construction, ainsi que celui des équipements fixes ou installés durablement.
- **Charges d'exploitation (ou variables) :** sollicitations issues du trafic, du passage de véhicules, d'équipements mobiles, ou encore de la présence humaine.
- **Actions climatiques :** efforts dus au vent, à la neige, aux précipitations ou encore aux variations de température.
- **Actions accidentelles :** événements exceptionnels tels que les séismes, les incendies, les explosions ou les chocs.

- **Effets thermiques :** dilatations ou contractions dues aux changements de température.

La définition de ces combinaisons dépend des normes de calcul en vigueur et des règlements de construction applicables au type d'ouvrage concerné. Elles sont conçues de manière à assurer la sécurité et la fiabilité de la structure face aux diverses conditions qu'elle pourrait rencontrer durant sa vie utile.

Selon la norme UIC 776-1, la concomitance des différents systèmes de sollicitation — notamment les charges verticales, les efforts horizontaux, les effets dynamiques et les actions accidentelles — est prise en compte à travers des groupes de charges spécifiés dans un tableau. Chaque groupe constitue une action caractéristique qui doit être analysée séparément lorsqu'elle est combinée à d'autres sollicitations que celles liées au trafic. Le tableau ci-dessous présente ces groupes de manière détaillée :

Nombre de voies sur l'ouvrage			Groupes de charges			Forces verticales			Forces horizontales			Remarques
			Référence EN 1991-2			6.3.2/6.3.3	6.3.3	6.3.4	6.5.3	6.5.1	6.5.2	
1	2	≥ 3	Nombre de voies chargées	Groupe de charge (8)	Voie chargée	LM 71 (1) SW/0 (1), (2) HSLM (6), (7)	SW/2 (1), (3)	Train à vide	Accélération, freinage (1)	Force centrifuge (1)	Effort de lacet (1)	
			1	gr 11	T_1	1			1 (5)	0,5 (5)	0,5 (5)	Max. vertical 1 et max. longitudinal
			1	gr 12	T_1	1			0,5 (5)	1 (5)	1 (5)	Max. vertical 2 et max. transversal
			1	gr 13	T_1	1 (4)			1	0,5 (5)	0,5 (5)	Max. longitudinal
			1	gr 14	T_1	1 (4)			0,5 (5)	1	1	Max. latéral
			1	gr 15	T_1			1		1 (5)	1 (5)	Stabilité latérale avec train à vide
			1	gr 16	T_1		1		1 (5)	0,5 (5)	0,5 (5)	SW/2 et max. longitudinal
			1	gr 17	T_1		1		0,5 (5)	1 (5)	1 (5)	SW/2 et max. transversal
			2	gr 21	T_1 T_2	1 1			1 (5) 1 (5)	0,5 (5) 0,5 (5)	0,5 (5) 0,5 (5)	Max. vertical 1 et max. longitudinal
			2	gr 22	T_1 T_2	1 1			0,5 (5) 0,5 (5)	1 (5) 1 (5)	1 (5) 1 (5)	Max. vertical 2 et max. transversal
			2	gr 23	T_1 T_2	1 (4) 1 (4)			1 1	0,5 (5) 0,5 (5)	0,5 (5) 0,5 (5)	Max. longitudinal
			2	gr 24	T_1 T_2	1 (4) 1 (4)			0,5 (5) 0,5 (5)	1 1	1 1	Max. latéral
			2	gr 26	T_1 T_2	 1	1		1 (5) 1 (5)	0,5 (5) 0,5 (5)	0,5 (5) 0,5 (5)	SW/2 et max. longitudinal
			2	gr 27	T_1 T_2	 1	1		0,5 (5) 0,5 (5)	1 (5) 1 (5)	1 (5) 1 (5)	SW/2 et max. transversal
			≥ 3	gr 31	T_i	0.75			0.75 (5)	0.75 (5)	0.75 (5)	Cas de charge supplémentaire

(1) Tous les coefficients appropriés (α, Φ, f, ...) doivent être pris en compte.

(2) SW/0 ne doit être pris en compte que pour les ponts à travées continues.

(3) SW/2 ne doit être pris en compte que si cela est stipulé pour la ligne considérée.

(4) Le coefficient peut être réduit à 0,5 si l'effet est favorable ; il ne peut être égal à zéro.

(5) Dans les cas favorables, ces valeurs non dominantes peuvent être prises égales à zéro.

(6) HSLM et trains réels lorsque les paragraphes 6.4.4 et 6.4.6.1.1 l'imposent.

(7) Si le paragraphe 6.4.4 impose une analyse dynamique ; voir également 6.4.6.5(3) et 6.4.6.1.2.

(8) Voir également Tableau A2.3 de l'EN 1990.

Action composante dominante selon le cas

À considérer lors du calcul d'une structure supportant une voie (groupes de charges 11-17)

À considérer lors du calcul d'une structure supportant deux voies (groupes de charges 11-27, sauf 15). Chacune des deux voies doit être considérée comme T_1 (voie 1) ou T_2 (voie 2)

À considérer lors du calcul d'une structure supportant trois voies ou plus ; (Groupes de charge 11 à 31, sauf 15). Chaque voie doit être considérée tour à tour comme T_1, n'importe quelle autre tour à tour comme T_2, toutes les autres étant considérées comme non chargées. En outre, le groupe de charges 31 doit être considéré comme un cas de charge supplémentaire dans lequel toutes les longueurs défavorables de la voie T_i sont chargées.

Figure IV-9 : Les groupes de charges des combinaisons d'actions

IV.3.1. Combinaisons de charge

Le calcul des ponts ferroviaires doit généralement être effectué en utilisant la méthode des coefficients partiels. Lors de l'application de cette méthode, il est essentiel de s'assurer qu'aucun des états limites pertinents n'est dépassé dans toutes les situations de calcul, conformément aux normes et règlements nationaux et internationaux applicables. Ces états-limites prennent en compte diverses situations, notamment :

- **État limite de service (ELS) :**

L'état limite de service (ELS) correspond aux conditions à partir desquelles la performance de la structure devient insuffisante. C'est le seuil au-delà duquel la structure ne répond plus aux exigences de service. Les ELS sont répartis en trois catégories : rares, fréquents et quasi-permanents, selon leur fréquence d'occurrence.

- **État limite ultime (ELU) :**

Il correspond au seuil au-delà duquel la structure ne peut plus assurer sa sécurité globale. Il se divise en deux types : l'état limite de résistance et l'état limite de perte d'équilibre statique.

Selon la NF EN 1990 mars 2003, les combinaisons des actions sont calculées suivant les formules suivantes :

A. État limite ultime (ELU) :

$$\sum_{j\geq 1} \gamma_{G,j}\, G_{k,j} + \gamma_{Q,1}\, Q_{k,1} + \sum_{i\geq 1} \gamma_{Q,i}\, \Psi_{0,i}\, Q_{k,i}$$

B. Etat limite de service (ELS) :

- **Combinaison caractéristique :**

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i\geq 1} \Psi_{0,i}\, Q_{k,i}$$

- **Combinaison fréquente :**

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} + \Psi_{1,1}\, Q_{k,1} + \sum_{i\geq 1} \Psi_{2,i}\, Q_{k,i}$$

- **Combinaison quasi-permanente :**

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} + \sum_{i\geq 1} \Psi_{2,i}\, Q_{k,i}$$

C. Situation de projets accidentels :

$$\sum_{j\geq 1} \gamma_{G,j}\, G_{k,j} + A_d + (\Psi_{1,1}\ ou\ \Psi_{2,1})\, Q_{k,1} + \sum_{i\geq 1} \Psi_{2,i}\, Q_{k,i}$$

Ou :

$\boldsymbol{G_{k,j}}$: Valeur caractéristique de l'action permanente j

$\boldsymbol{Q_{k,1}}$: Valeur caractéristique de l'action i variable dominante

$\boldsymbol{Q_{k,i}}$: Valeur caractéristique de l'action i variable d'accompagnement

$\boldsymbol{A_d}$: Valeur de calcul d'une action sismique

$\boldsymbol{y_{G,j}}$: Coefficient partiel pour l'action permanente j

$\boldsymbol{y_{Q,1}}$: Coefficient partiel pour actions variables, tenant aussi compte d'incertitude du modèle et de variation dimensionnelle

$\boldsymbol{\psi_{0,i}}$: Coefficient définissant la valeur de combinaison d'une action variable i

$\boldsymbol{\psi_{1,i}}$: Coefficient définissant la valeur fréquente d'une action variable i

$\boldsymbol{\psi_{2,i}}$: Coefficient définissant la valeur quasi-permanente d'une action variable i

CHAPITRE V : ETUDE LONGITUDINALE

V.1. INTRODUCTION

Le calcul sera effectué numériquement à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis 2025, en tenant compte des différentes combinaisons de charges et des actions appliquées sur le tablier. L'objectif de cette section est de calculer les moments et les efforts tranchants afin de déterminer les câbles de précontrainte et de définir le ferraillage des poutres et de la dalle du tablier.

V.2. MODELISATION

Pour l'élaboration du modèle, plusieurs simplifications ont été apportées, notamment au niveau du tracé en plan. Étant donné que le rayon de courbure R = 1100 m , un tracé rectiligne a été retenu pour simplifier l'étude.

Par ailleurs, la structure a été modélisée sous la forme d'une travée unique isostatique en béton précontraint. Les poutres ont été assimilées à des éléments de type « poutre », reposant d'un côté sur un appui simple et de l'autre sur un appui double. La dalle, quant à elle, a été modélisée comme un élément de type « panneau ».

V.3. ETAPES DE MODELISATION

1ère étape : Définition des :

- Caractéristiques des matériaux.

- Unités et systèmes métriques utilisés.

- Normes et règlements.

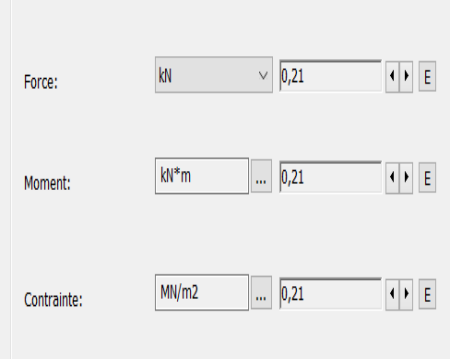


Figure V-1 Unités

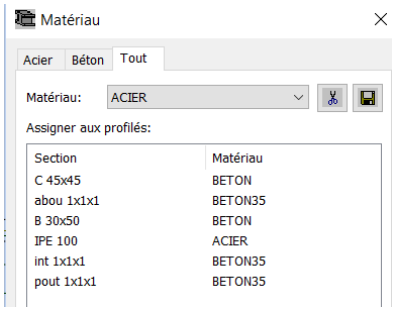


Figure V-2 Caractéristiques des matériaux

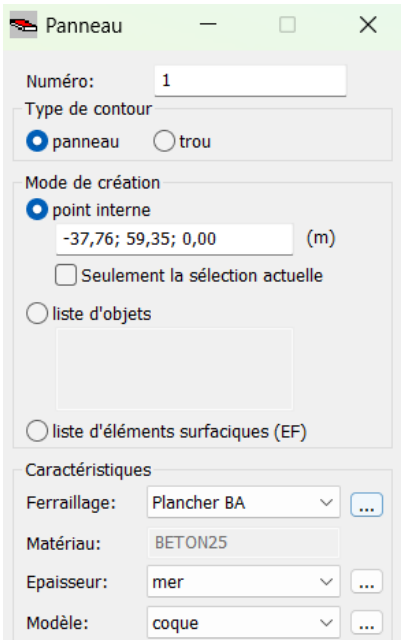


Figure V-3 Modèle de modélisation pour la dalle (coque)

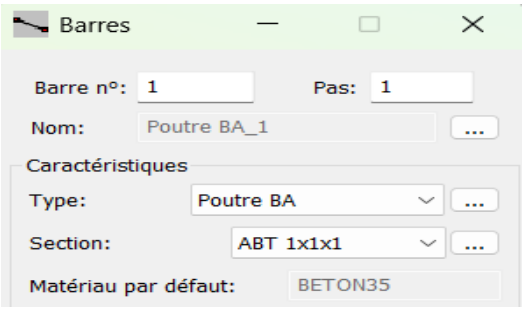


Figure V-4 Modèle de modélisation pour la poutre (barre)

2ème étape : Définition de la structure :

- Définition de la grille du système d'axe.
- Définition des poutres.
- Définition de l'hourdis général.
- Définition des conditions d'appuis.



Figure V-5 : Définir les lignes de construction

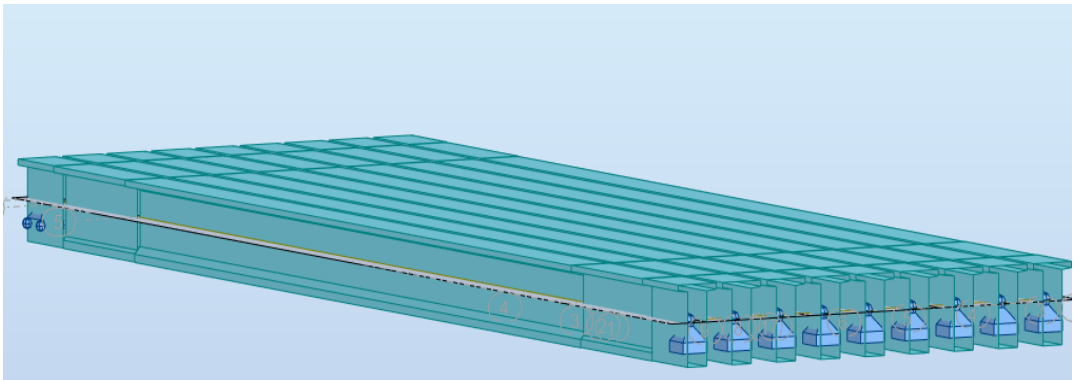


Figure V-6 : Définition des poutres et des appuis

3ème étape : Introduction des charges et surcharges

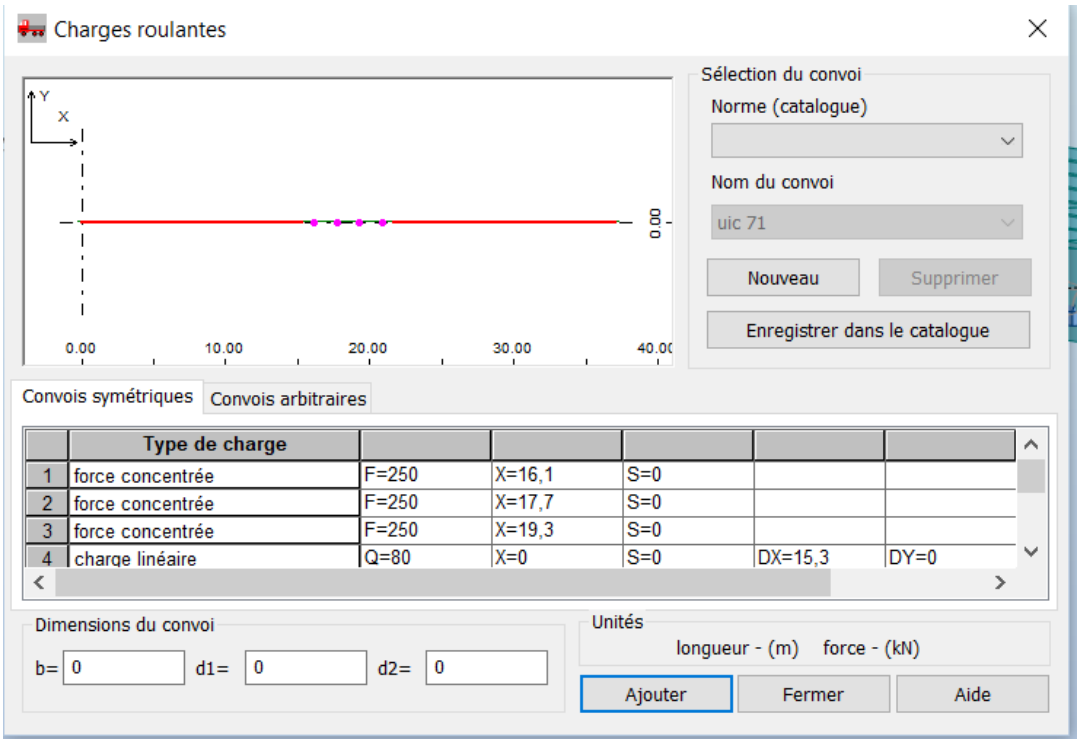


Figure V-7 : Introduction du système de charge UIC 71

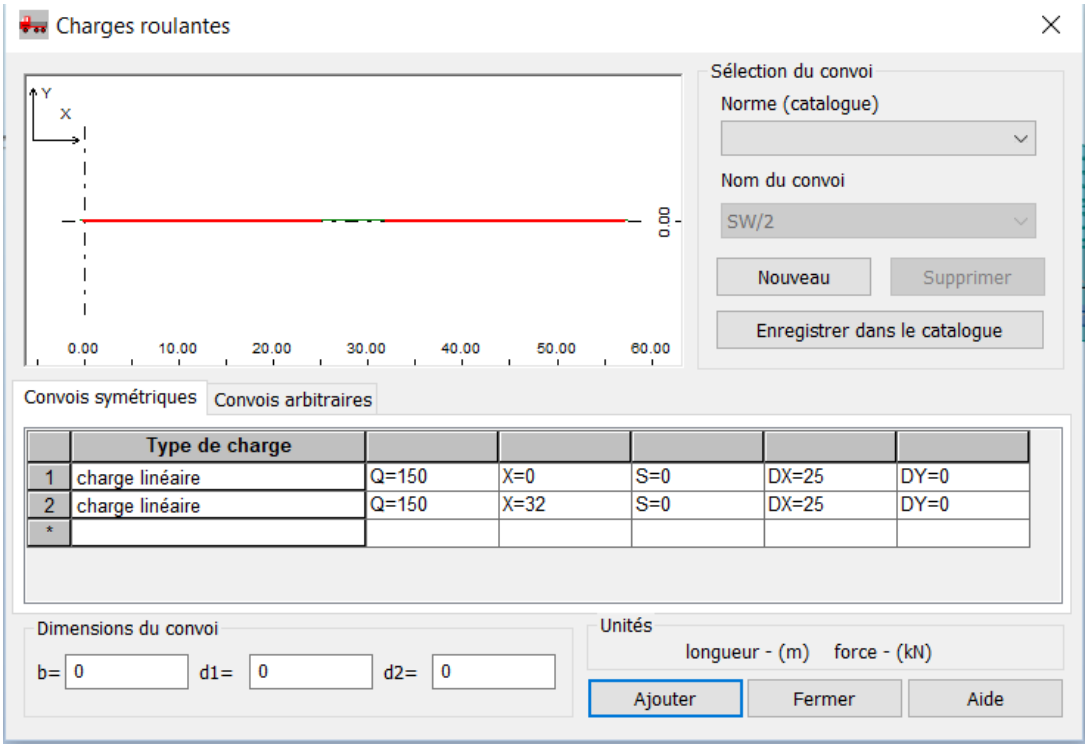


Figure V-8 : Introduction du système de charge SW/2

4ème étape : Définition des combinaisons de calcul et des coefficients de pondération.

5ème étape : Lancement de calculs.

6ème étape : Affichage des résultats.

Calcul des efforts

V.3.1. Calcul du moment fléchissant

V.3.1.1. Moment fléchissant dû au poids propre du tablier :

Le moment au milieu de la poutre dû au poids propre est Mpp = 4328.68 kN.m.

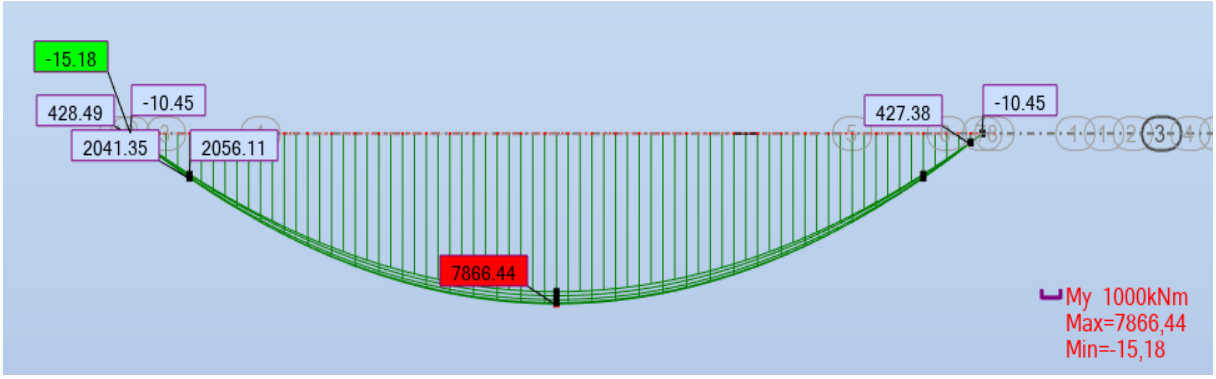


Figure V-9 : Moment fléchissant dû au poids propre

V.3.1.2. Moment dû à la surcharge d'exploitation :

- **Passage du système UIC71 sur une voie :**

Le moment dû au passage du système UIC71 est M71 = 3090.73 kN.m.

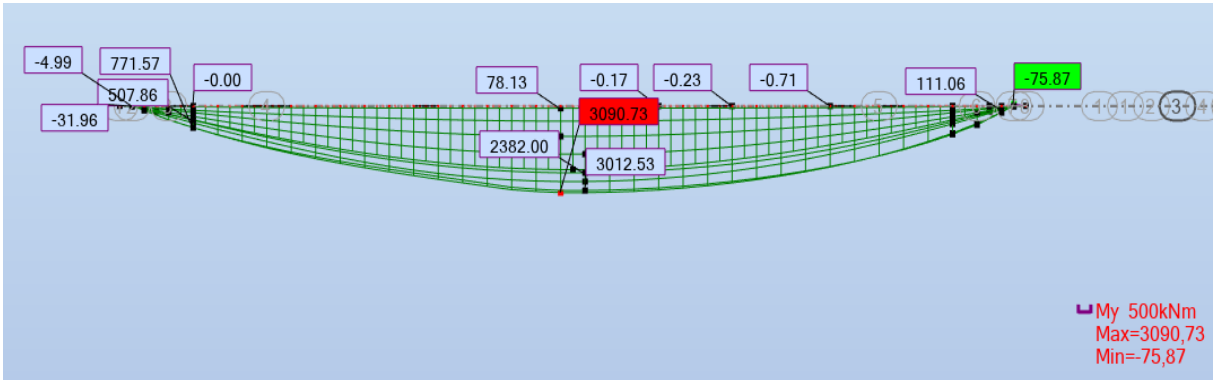


Figure V-10 Diagramme du moment pour la position défavorable du LM71 sur une voie

- **Passage du systéme SW/2 :**

Le moment dû au passage du système SW/2 est M =3920.83 kN.m.

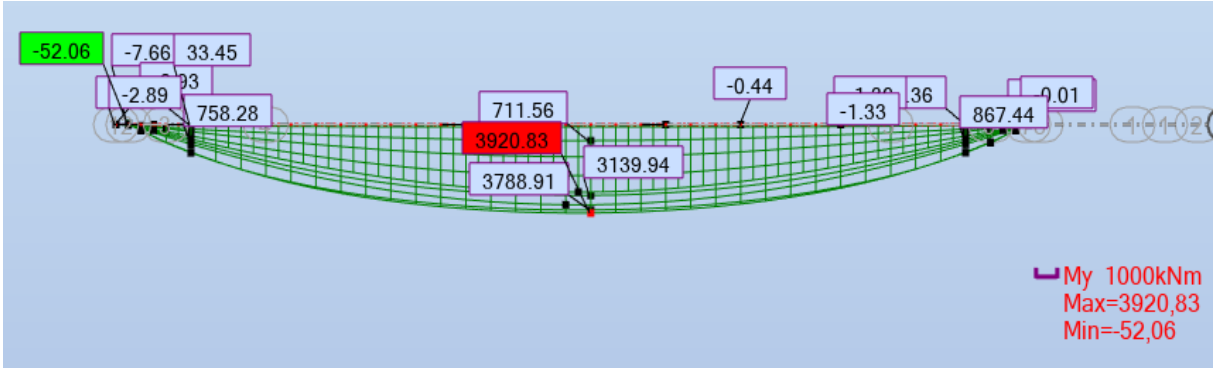


Figure V-11: Diagramme du moment pour la position défavorable de SW/2

V.3.2. Les combinaisons de charges

A L'ELU :

Deux voix chargées :

1, 35. Gmax + 1, 35 $\gamma ballast$ Gballast+ 1, 45.φ.α(UIC71(1) + SW/2)

1, 35. Gmax + 1, 35 $\gamma ballast$ Gballast+ 1, 45.φ.α (SW/2)

1, 35. Gmax + 1, 35 $\gamma ballast$ Gballast+ 1, 45.φ.α(UIC71(1) + UIC72 (2))

1, 35. Gmax + 1, 35 $\gamma ballast$ Gballast+ 1, 45.φ.α(UIC71)

A L'ELS :

Deux voix chargées :

Gmax + $\gamma ballast$ Gballast + φ.α (UIC71 + SW/2)

Gmax + $\gamma ballast$ Gballast + φ.α (UIC71)

Gmax + $\gamma ballast$ Gballast + φ.α (SW/2)

Gmax + $\gamma ballast$ Gballast + φ.α(UIC71 (1) +UIC71 (2))

Avec :

γballast = 1, 33

φ = 1, 08

α = 1, 1

V.3.3. Les combinaisons de charges les plus défavorables :

Etat limite ultime de résistance (ELU) :

Deux voies chargées :

$$1,35.\ Gmax + 1,35\ \gamma ballast\ Gballast + 1,45.\varphi.\alpha\ (UIC71(1) + SW/2)$$

Etat limite de service (ELS) :

Deux voies chargées :

$$Gmax + \gamma ballast\ Gballast + \varphi.\alpha\ (SW/2+UIC71)$$

Tableau V-1 : Efforts dus aux Combinaisons des charges les plus défavorables

	M (Kn.m)	T (Kn)
ELU	19558.05	1940.72
ELS	14958.23	1583.86

V.3.4. Diagrammes des moments les plus défavorables :

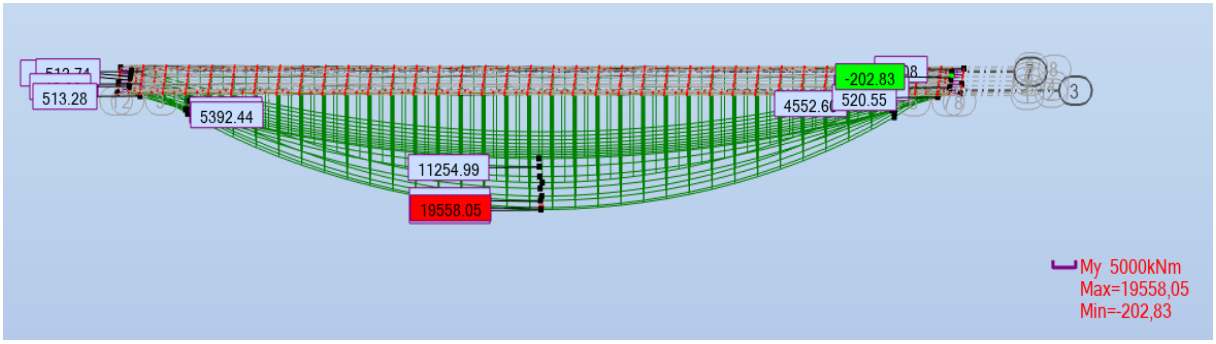


Figure V-12: Moment maximale à L'ELU

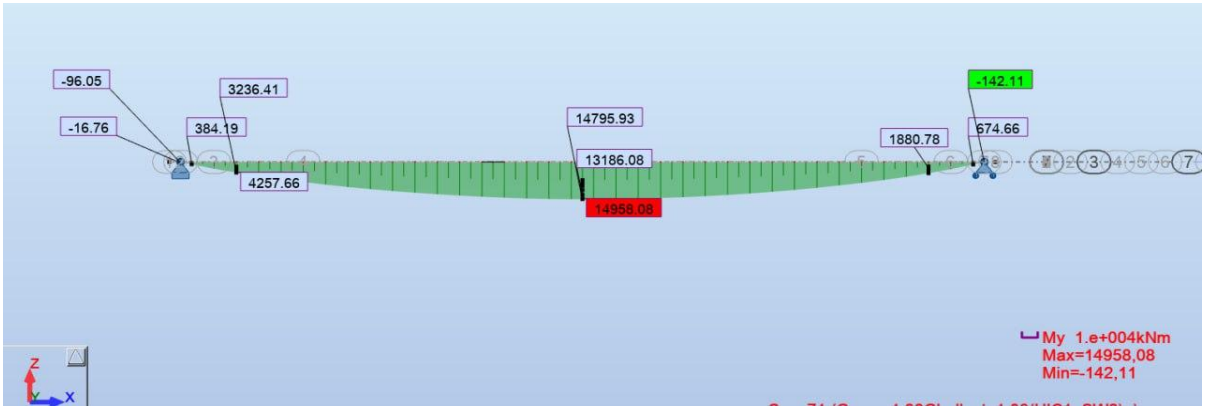


Figure V-13: Moment maximale à L'ELS

V.3.5. Diagrammes des efforts tranchants

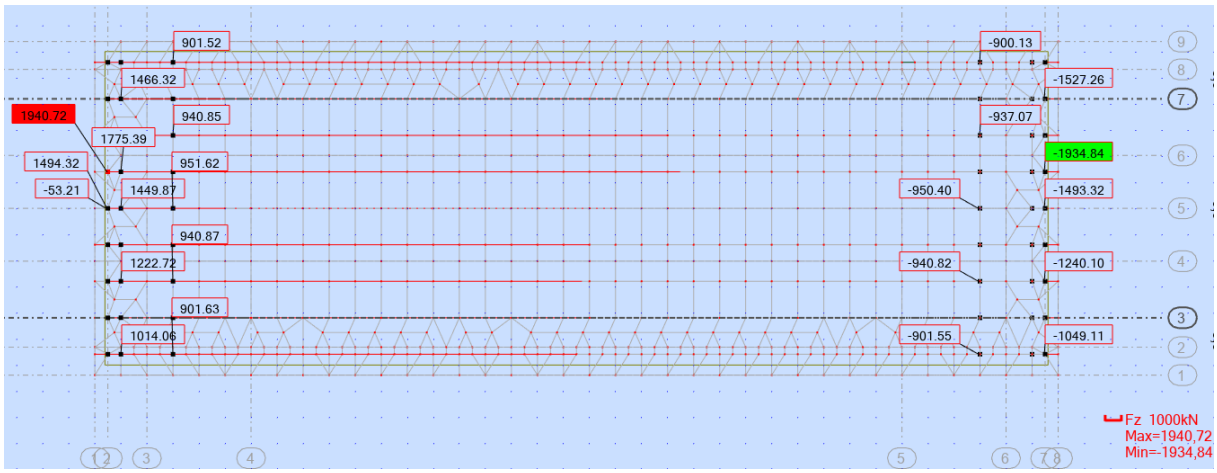


Figure V-14: Effort tranchant max à L'ELU

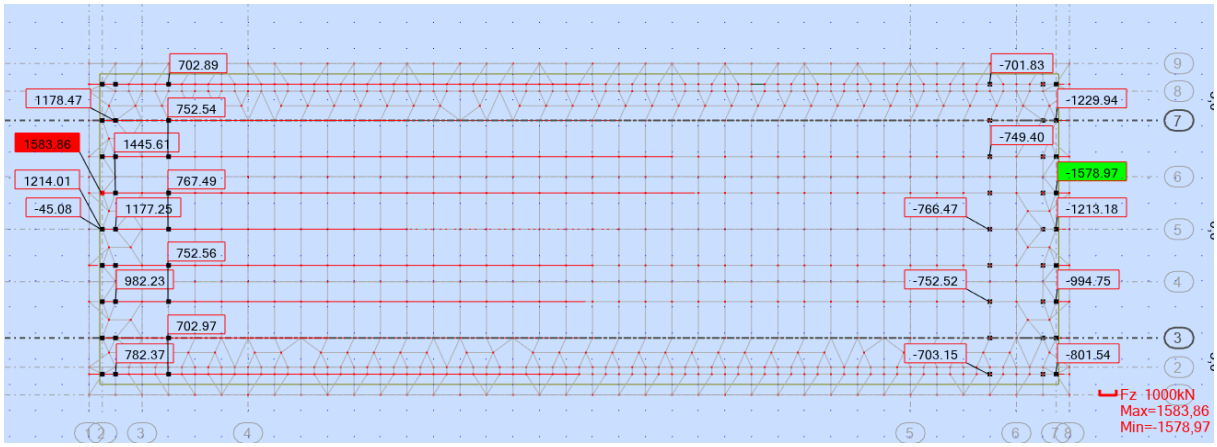


Figure V-15: Effort tranchant max à L'ELS

V.3 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté en détail les différentes actions agissant sur le tablier ainsi que les combinaisons de charges retenues aux États Limites Ultime (ELU) et de Service (ELS), nécessaires pour le dimensionnement des sollicitations. Ces éléments constituent la base de la modélisation, permettant d'analyser et de prédire le comportement structurel du tablier face aux charges et contraintes identifiées.

À l'aide d'un logiciel de calcul, nous avons obtenu les enveloppes des moments fléchissant et des efforts tranchants correspondant aux diverses combinaisons de charges. Ces résultats nous ont permis d'identifier les situations les plus défavorables, à partir desquelles nous pouvons désormais engager le calcul de la précontrainte.

CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

VI.1. INTRODUCTION

La précontrainte est une méthode de construction qui consiste à introduire une tension interne dans une structure avant qu'elle ne soit soumise à des charges extérieures. Une fois la structure mise en place, cette tension est relâchée, comprimant ainsi le matériau, ce qui améliore sa capacité à résister aux sollicitations.

Cette technique offre plusieurs avantages : une meilleure résistance aux efforts appliqués, une diminution du risque de fissuration, ainsi qu'une durabilité renforcée. Elle est couramment utilisée dans la réalisation de ponts, de bâtiments et d'autres ouvrages soumis à des charges élevées. Toutefois, sa conception et sa mise en œuvre requièrent une expertise technique approfondie afin d'en garantir la sécurité et l'efficacité.

VI.2. HISTOIRE DE LA PRECONTRAINTE

L'histoire de la précontrainte débute à la fin du XIXe siècle, lorsque les ingénieurs ont commencé à rechercher des solutions pour améliorer la résistance et la durabilité des structures en béton armé. C'est toutefois au début du XXe siècle que cette technique a véritablement pris son essor, grâce aux contributions de plusieurs ingénieurs innovants.

En 1896, l'ingénieur français François Hennebique conçoit un système de construction en béton armé intégrant des barres d'acier pour renforcer le béton. Bien qu'avant-gardiste pour son époque, cette méthode présentait encore des limitations, notamment en matière de résistance aux charges importantes et aux grandes portées.

Les fondations de la précontrainte moderne se posent dans les années 1920 et 1930, avec les recherches de l'ingénieur Eugène Freyssinet. Ce dernier expérimente une nouvelle approche : il insère des câbles en acier tendus dans le béton avant sa prise. Une fois le béton durci, la libération de la tension exercée sur les câbles provoque une compression du matériau, augmentant considérablement sa capacité portante.

Les travaux de Freyssinet ont marqué un tournant décisif dans l'histoire de la construction, ouvrant la voie à une utilisation étendue de la précontrainte, notamment dans les ouvrages d'art comme les ponts, mais aussi dans les bâtiments et infrastructures de grande envergure.

Avec le temps, cette technique s'est continuellement améliorée. De nouveaux matériaux ont été introduits, les procédés de mise en œuvre se sont perfectionnés, et les ingénieurs ont développé des méthodes de calcul de plus en plus précises pour évaluer les efforts de précontrainte nécessaires. Les systèmes d'ancrage et de tension ont également connu d'importantes évolutions.

Aujourd'hui, la précontrainte est un élément clé dans la conception des grandes structures contemporaines. Des ponts monumentaux aux gratte-ciel audacieux, elle permet de concevoir des ouvrages plus fins, plus légers et plus résistants, repoussant sans cesse les limites de l'ingénierie moderne.

VI.3. PRINCIPE DE LA PRECONTRAINTE

Prenons l'exemple d'une corde tendue entre deux appuis : plus on exerce une force pour la tendre, plus elle devient rigide et résistante. La précontrainte repose sur une logique similaire, mais appliquée au béton. Il s'agit d'une technique de génie civil qui consiste à introduire une compression interne dans une structure avant même qu'elle ne soit soumise à des charges réelles. En d'autres termes, on prépare la structure à supporter des efforts futurs en l'armant de manière anticipée. Cette compression est obtenue en tendant des câbles en acier à l'intérieur du béton à l'aide d'un équipement spécialisé. Une fois les câbles mis en tension, celle-ci est transférée au béton, qui se retrouve alors comprimé. Ce phénomène améliore considérablement sa capacité à résister aux charges, en particulier à celles qui provoquent des efforts de traction effort que le béton, seul, supporte mal. Le terme précontraint traduit bien cette idée : on "prend les devants" en soumettant la structure à des contraintes internes bénéfiques avant qu'elle ne soit exposée à des charges extérieures. Résultat : une meilleure solidité, une durabilité accrue, et un contrôle plus efficace des déformations et fissures.

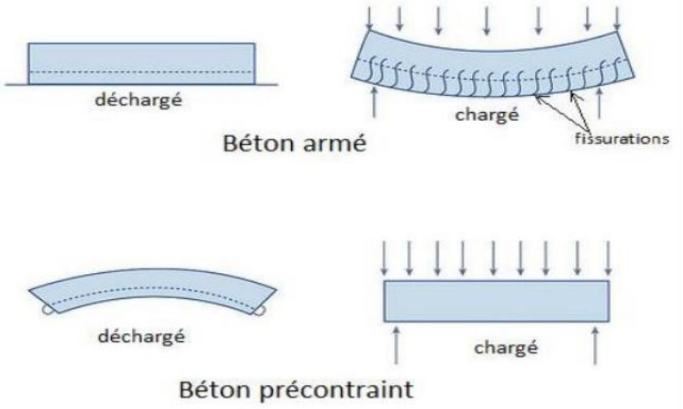


Figure VI-1 : Comparaison entre le béton armé et le béton précontraint

La précontrainte consiste à appliquer, de manière anticipée, une force de traction à l'aide d'éléments comme des câbles, des barres en acier ou encore des tendons en matériaux composites. Ces composants sont solidement ancrés dans la structure et mis sous tension avant que celle-ci ne commence à supporter des charges extérieures. Une fois la structure achevée, la tension est progressivement relâchée, ce qui génère une compression dans le matériau.

Cette compression préventive apporte de nombreux bénéfices. Elle permet notamment d'augmenter la capacité portante de la structure, en limitant les déformations sous l'effet des charges. Par ailleurs, elle améliore la longévité de l'ouvrage en réduisant les risques de fissures et les déformations irréversibles dues aux sollicitations répétées.

Grâce à cette méthode, les structures en béton gagnent en rigidité, ce qui permet également de tirer pleinement parti des aciers à très haute résistance. Ces aciers, dont la limite d'élasticité est jusqu'à trois ou quatre fois supérieure à celle des armatures standards, peuvent être produits à un coût raisonnable. Toutefois, leur usage dans du béton armé traditionnel serait limité, car les déformations aux états limites de service seraient trop importantes. La précontrainte permet justement d'en exploiter tout le potentiel sans compromettre la performance de la structure.

VI.4. MODES DE REALISATION DE LA PRECONTRAINTE :

Lors de la conception et de la réalisation d'une structure en béton précontraint, il est important de comprendre que la précontrainte ne se résume ni à une simple méthode de construction ni à un simple calcul, ni même à l'emploi exclusif de câbles et de dispositifs d'ancrage. Elle représente en réalité une technique de pré chargement ciblé, adaptée à chaque structure, qui permet de lui faire face efficacement aux charges d'exploitation tout au long de sa durée de vie, tout en limitant les interventions d'entretien.

Il existe deux principales méthodes pour appliquer la précontrainte : la pré-tension et la post-tension.

- **La pré-tension** consiste à mettre les armatures en tension avant le coulage du béton. Une fois le béton durci autour des câbles tendus, on relâche la tension, ce qui transfère la force au béton.
- **La post-tension**, quant à elle, est réalisée après que le béton a pris. Les gaines contenant les câbles sont intégrées à la structure, puis les câbles sont tendus une fois le béton durci, et finalement ancrés.

VI.4.1. Précontrainte par pré-tension :

Dans ce procédé, les tendons en acier sont tendus avant le coulage du béton. Ils sont d'abord ancrés à une extrémité, puis mis en tension à l'autre avant que le béton ne soit mis en place autour d'eux. Une fois le béton durci, il adhère aux tendons, et lorsque ceux-ci sont relâchés, une force de compression est transmise au béton. Cette compression initiale confère au béton une résistance accrue avant l'application de toute charge extérieure.

Les éléments précontraints par pré-tension sont généralement fabriqués en usine, ce qui garantit un meilleur contrôle de la qualité. Ils sont ensuite transportés sur le chantier. Ce procédé permet la réalisation de poutres pouvant atteindre jusqu'à 25 mètres de longueur.

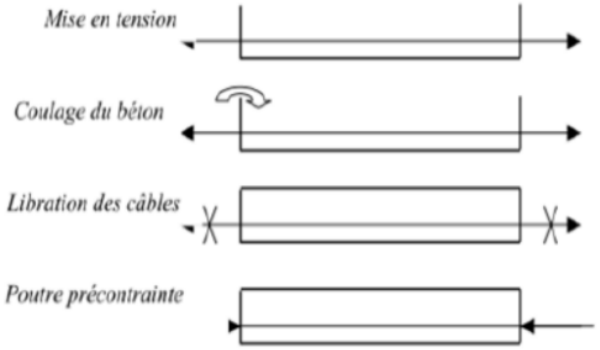


Figure VI-2 : Précontrainte par pré-tension

VI.4.2. Précontrainte par post-tension:

La précontrainte par post-tension consiste à mettre en tension les armatures (câbles ou torons) après le coulage du béton, une fois que celui-ci a atteint une résistance mécanique suffisante. Une fois le béton durci, les câbles de précontrainte sont introduits dans des gaines prévues à cet effet, puis ancrés à la structure à l'aide de dispositifs spécifiques. À l'aide de vérins hydrauliques, ces câbles sont tendus puis bloqués au niveau des ancrages, transférant ainsi la force de précontrainte au béton. Ce procédé permet de transformer la structure en béton précontraint.

La post-tension est généralement réalisée sur chantier, ce qui offre une plus grande flexibilité en matière de conception et de mise en œuvre, notamment pour la réalisation de travées pouvant atteindre jusqu'à 50 mètres de portée.

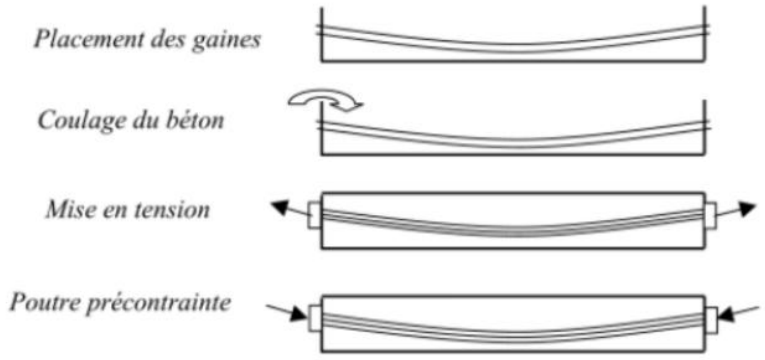


Figure VI-3 : Précontrainte par post-tension

Le contrôle de la tension peut s'effectuer soit à l'aide d'un manomètre, soit de façon plus précise en mesurant directement l'allongement des câbles. Lors de ce calcul, il est indispensable de prendre en compte les différentes pertes de tension susceptibles de survenir.

Après la mise en tension des armatures, les gaines sont injectées avec un coulis de ciment destiné à combler intégralement l'espace entre les câbles et les gaines. Cette opération d'injection est cruciale, car elle assure la protection des armatures contre la corrosion et conditionne leur durabilité. Il est donc essentiel de garantir une qualité d'injection optimale.

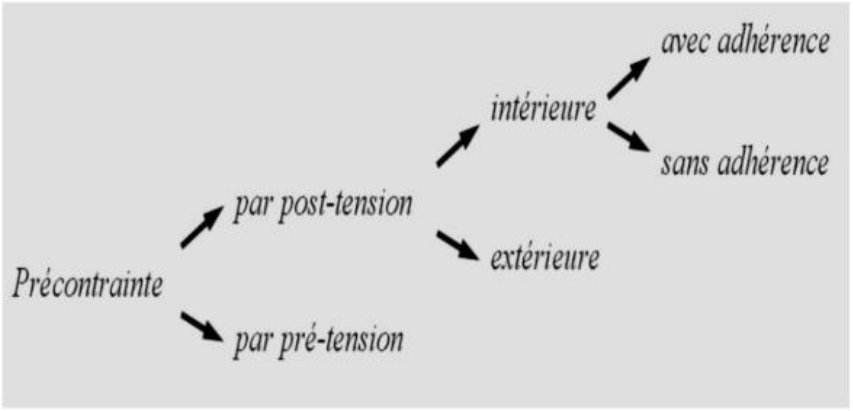


Figure VI-4 : Types de précontrainte

On distingue également deux types de précontrainte par post-tension, en fonction de la position des câbles par rapport à la section en béton :

- **La précontrainte intérieure**
- **La précontrainte extérieure**

Par ailleurs, la précontrainte intérieure peut être réalisée avec adhérence (les câbles sont scellés au béton par injection de coulis) ou sans adhérence (les câbles restent libres dans leurs gaines).

VI.5. DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE :

VI.5.1. Tension a l'origine

Il s'agit de la tension avec laquelle le béton est sorti après sa mise en tension à l'origine. Elle permet d'évaluer la variation des efforts de précontrainte le long des armatures et dans le temps, calculée comme suit :

▪ **Toron :** T15.7S classe Y1860 S7 - 15.7.

▪ **Câbles de précontrainte de type FREYSSINET** : 15T15S.

▪ **Contrainte limite de rupture garantie** : fprg = 1770MPa

▪ **Contrainte limite d'élasticité garantie** : fpeg = 1593MPa

▪ **Section utile d'un câble 15T15S** : Ap = 2250 × 10−6 m2

▪ **Diamètre de la gaine** : φgaine = 80× 10−3 m

On a :

$$\mathbf{Po} = \min [(0.\ 8 \times fprg \times Ap)\ ;\ (0.\ 9 \times fpeg \times Ap)]$$

$$\mathbf{Po} = \min [(0.8 \times 1770 \times 2250)\ ;\ (0.9 \times 1593 \times 2250)]$$

$$\mathbf{P0 = 3.19\ MN}$$

La contrainte maximale :

$$\boldsymbol{\sigma_0 = \frac{P_0}{Ap}}$$

$$\boldsymbol{\sigma_0 = \frac{3190 \times 10^3}{2250 \times 10^{-6}} = 1416\ Mpa}$$

VI.5.2. Calcul du nombre de câble la précontrainte :

Les moments max et min obtenus à l'état limite de service (ELS) sont les suivants :

Mmax = 14.95 MNm

Mmin = 7.87 MNm

ΔM = 7.08 MNm

On calcule les valeurs de PI et PII correspondant respectivement à la section sous-critique et sur-critique ; la valeur la plus grande est la précontrainte minimale qui doit être introduite dans la section.

On a :

$$P_I = \frac{\Delta M + \frac{I}{v'}\overline{\sigma_{bt1}} + \frac{I}{v}\overline{\sigma_{bt2}}}{\rho \times h} \qquad P_{MIN} = \sup(P_I, P_{II}) \qquad P_{II} = \frac{M_M + \frac{I}{v'}\overline{\sigma_{bt2}}}{v' + \rho \times v - d'}$$

Sachant que les ponts rails doivent être vérifiés en classe I, conformément aux prescriptions du Livret 2.01 de la SNCF article 2b.1, dans les conditions définies par le BPEL :

Pour la classe I : - En situation d'exploitation, aucune contrainte de traction n'est admise sur l'ensemble de la section. (σbt1= σbt2= 0), En cas d'exécution, les contraintes de traction sont partout bornées à 0.7ftj.

Ce tableau représente les caractéristiques des poutres :

Tableau VI-1 : Caractéristiques des poutres

	About		**Médiane**	
	Poutre seul	**Poutre+ dalle**	**Poutre seul**	**Poutre+ dalle**
B (m^2)	1,30	1,58	0.771	1,0539
υ' (m)	1,07	1,25	1.09	1,3607
υ (m)	0,93	0,95	0.91	0,8393
I_G (m^4)	0,48	0,72	0.376	0,5875
i^2 (m^2)	0,37	0,46	0,49	0,56
ρ	0,37	0,39	0,49	0,49

Avec :

$$\rho = \frac{I}{B \cdot v \cdot v'}$$

On obtient :

- **Pour la section sous-critique :**

$P_I = \frac{\Delta M}{\rho h} = \frac{7.08}{2.2*0.5} = 2.84$ Mn

- **Pour la section sur critique :**

$P_{II} = \frac{Mm_{ax}}{\rho v + v' - d'} = 8.81$ Mn

Alors :

- **Pmin =** 8.81 Mn. La section est sur critique

Les pertes sont estimées à : **30% de P0**

Le nombre de câbles de précontrainte à prévoir est déterminé selon la formule suivante :

$$\mathbf{n \geq \frac{Pmin}{(1-0.3)*Po} \geq \frac{8.81}{(1-0.3)*3.19} \geq 3.94}$$

Donc on prend

n = 4 câbles

Nous choisissons 4 câbles de 15T15S.

VI.5.3. Détermination du nombre de câbles à l'about :

Les câbles d'about doivent être tirés à 100% de P0 avant le coulage de la dalle sur place. Les pertes instantanées sont estimées à 12% de P0.

Nous prenons en compte les caractéristiques nettes de la section médiane (poutre seule) . Pour déterminer le nombre de câbles à l'about, il est nécessaire de vérifier les deux inégalités énoncées dans l'expression suivante

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = \dfrac{P}{B_n} + \dfrac{v}{I_n}\left(Pe_0 + Mg\right) \geq -1{,}5\, f_{tj} = \overline{\sigma}_{bt} \\ \sigma_{inf} = \dfrac{P}{B_n} - \dfrac{v'}{I_n}\left(Pe_0 + Mg\right) \leq 0{,}6\, f_{cj} = \overline{\sigma}_{bc} \end{cases}$$

On a :

E0 = - (V'-d') = -0.85m

Mg= 4.51 (Moment de la poutre seule)

Ce tableau représente les caractéristiques du béton :

Tableau VI-2 : Caractéristiques du béton

Caractéristiques du béton		
FC sup =	40	MPa
Fcinf =	30	MPa
Ft28 =	3	MPa
σ_{bc} =	24	MPa
σ_{bt} =	-4,5	MPa

On obtient :

$$P \leq 19.06$$

$$P \leq 9.71$$

On prend :

Pmin = 9.71

Alors :

$$\mathbf{N \leq \frac{Pmin}{Po}}$$

$$\mathbf{N \leq \frac{9.71}{3.19} \leq 3.04}$$

Nous aurons 3 câbles de 15T15S à la section d'about.

VI.5.4. Vérification des contraintes

VI.5.4.1. Les différentes phases des contraintes :

- **Les contraintes au 7ième jour :**

On tire les 3 câbles de la section médiane à 50% de P0 et on estime les pertes à la mise en tension à 10%. On considère les caractéristiques géométriques de la poutre en section médiane (poutre seule).

P = 3*0.5*0.9*3.19 = 4.30 Mn

Première phase :

Après 7 jours :

Tableau VI-3 : Contraintes au 7ieme jour

f_{c7} =	26,49	MPa
f_{t7} =	2,19	MPa
$\overline{\sigma_{bt2}}$	-1,53	MPa
$\overline{\sigma_{bt1}}$	-3,28	MPa
$\overline{\sigma_{bc}}$	15,89	MPa
ΔP =	10	%
n cable	3	

- **Les contraintes après 28 jours :**

On tire les 3 câbles de la section médiane à 100% de P0 et on estime les pertes à la mise en tension à 10%. On considère les caractéristiques géométriques de la poutre en section médiane (poutre seule)

P= 3*0.90*3.19 = 8.60 Mn

Deuxième phase :

Après 28 jours :

Tableau VI-4 : Contraintes au 28ieme jour

f_{c28} =	40,00	MPa
f_{t28} =	3,00	MPa
$\overline{\sigma_{bt2}}$	-2,1	MPa
$\overline{\sigma_{bt1}}$	-4,50	MPa
$\overline{\sigma_{bc}}$	24,00	MPa
ΔP =	10	%
n cable	3	

- **Les contraintes après le coulage de la dalle :**

Dans cette phase, la structure portante est posée (poutres + dalle + entretoises). Le 4eme câble est mis en tension à 100% également en considérant des pertes de 15%.

On considère les caractéristiques géométriques de la poutre en section médiane (poutre +dalle)

P= 4*0.85*3.18= 10.84 Mn

Mg= 7.5 Mn.m (Moment de la poutre dalle)

Troisième phase :

Tableau VI-5 : Contraintes après le coulage de la dalle

f_{c28} =	40,00	MPa
f_{t28} =	3,00	MPa
$\overline{\sigma_{bt2}}$	-2,1	MPa
$\overline{\sigma_{bt1}}$	-4,50	MPa
$\overline{\sigma_{bc}}$	24,00	MPa
ΔP =	15	%
n câble	4	

- **Les contraintes après la mise en service :**

Les mêmes conditions comme la phase précédente sauf que l'ouvrage est en exploitation, on considère ainsi le moment max à l'ELS. Les pertes considérées sont égales à 30%.

On considère les caractéristiques géométriques de la poutre en section médiane (poutre +dalle) on a :

P=4*0.70*3.19= 8.92 Mn

Mmax= 14. 95Mn.m

Quatrième phase :

Tableau VI-6 : Contraintes après la mise en service

f_{c28} =	40,00	MPa
f_{t28} =	3,00	MPa
$\overline{\sigma_{bt2}}$	-3,00	MPa
$\overline{\sigma_{bt1}}$	-4,50	MPa
$\overline{\sigma_{bc}}$	24,00	MPa
ΔP =	30	%
N cable	4	

En utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{B} + (P \times e_0 - M) \times \frac{v'}{I} \qquad \sigma_{sup} = \frac{P}{B} - (P \times e_0 - M) \times \frac{v}{I}$$

E0 = - (V'-d')

D'=0.1h

Et sachant que :

Tableau VI-7 : Caractéristiques de la poutre dans les différentes phases

	Ig (m^4)	**B (m^2)**	**v (m)**	**v' (m)**
Phase 1	0,38	0,7714	0,9	1,1
Phase 2	0,38	0,7714	0,9	1,1
Phase 3	0,5875	1,0539	0,8393	1,3607
Phase 4	0,5875	1,0539	0,8393	1,3607

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI-8 Vérification des contraintes

Phase	e_0 (m)	M (MN.m)	P (MN)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	Obs
Phase 1	0,88	4,51	4,30	7,44	3,35	Vérifié
Phase 2	0,88	4,51	8,60	3,96	19,78	Vérifié
Phase 3	1,14	7,5	10,83	3,34	21,53	Vérifié
Phase 4	1,14	14,95	8,92	15,28	-2,59	Vérifié

On constate que toutes les contraintes normales sont vérifiées, la mise en tension des câbles se fera donc comme selon les phases mentionnées ci-dessus.

VI.6. TRACE DES CABLES DE LA PRECONTRAINTE

Les câbles de précontrainte doivent être disposés de manière que les efforts qu'ils engendrent restent toujours inférieurs aux limites admissibles. Au niveau de la mi- travée, là où le moment fléchissant est le plus important, les armatures de précontrainte doivent être pleinement mobilisées. Leur positionnement sera donc étudié avec soin afin de maximiser l'excentricité entre le centre de la travée et les appuis, garantissant ainsi une efficacité optimale du système de précontrainte.

VI.6.1. Disposition des câbles à l'about

Les câbles sont disposés de manière que la résultante des forces de précontrainte passe par le centre de gravité de la section d'about. Autrement dit, le centre de poussée de la précontrainte doit coïncider avec le centre de gravité de la section, afin d'éviter la création d'un moment parasite à l'appui.
Pour la configuration des câbles dans cette zone, on s'appuie sur les recommandations du document SETRA, qui fixe les règles à respecter pour garantir une mise en œuvre conforme et sécurisée.

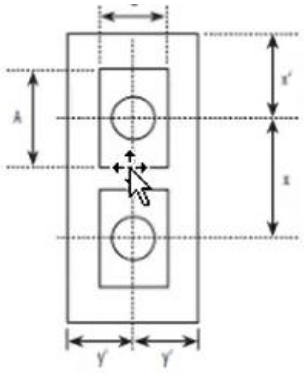


Figure VI-5: Disposition des plaques d'ancrages

Pour la disposition des cadres d'ancrages il faut satisfaire les conditions suivantes :

Les dimensions x et y doivent satisfaire les conditions suivantes :

$x \geq A + 30$ (mm)
$y \geq B + 30$ (mm)
$x \cdot y \geq a \cdot b$
$x \geq 0{,}85\ a$
$y \geq 0{,}85\ b$
$x' \geq 0{,}5\ x$ + enrobage de béton — 10 (mm)
$y' \geq 0{,}5\ y$ + enrobage de béton — 10 (mm)

Figure VI-6: Conditions de la disposition des cadres d'ancrages

Ce tableau suivant représente les dimensions (a, b) des cadres d'ancrages

Tableau VI-9: Dimensions des cadres d'ancrages

Distances a et b

	a = b (mm)		
	$f_{cm,j}$ (MPa)		
Unités	24	44	60
9C15	380	300	280
12C15	430	320	300
13C15	450	340	310
19C15	530	400	380
22C15	590	430	410
25C15	630	460	440

Par interpolation et en respectant les conditions ci-dessus on opte :

A= 0.27m

B= 0.22m

X= 0.35m

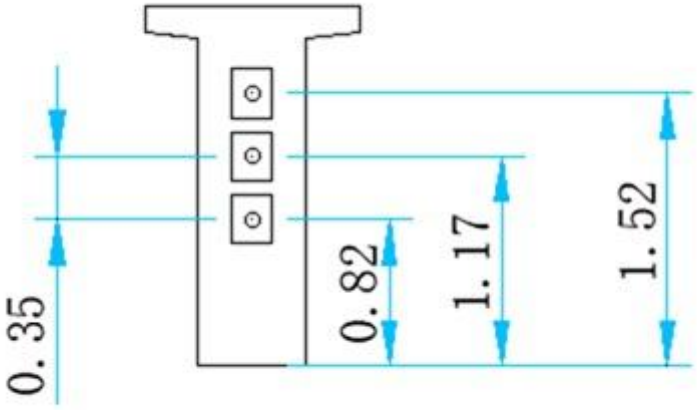


Figure VI-7 : Disposition des câbles de précontraintes dans la section d'about

Pour la disposition des câbles de la précontrainte dans la section médiane il faut respecter les conditions suivantes :

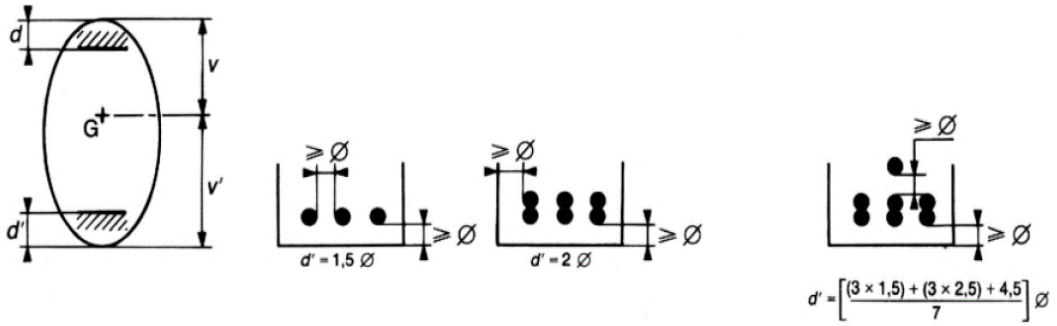


Figure VI-8: Conditions de la disposition des câbles de la précontrainte

Pour :

$$\boldsymbol{\varphi = 0.08m}$$

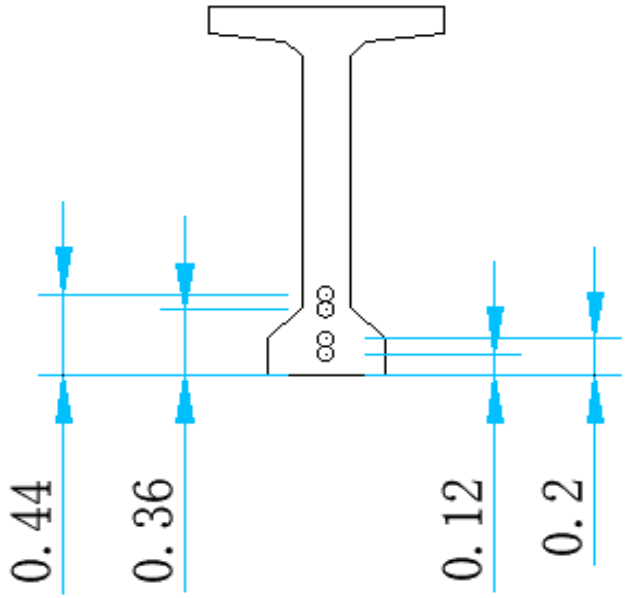


Figure VI-9: Disposition des câbles de précontraintes dans la section médiane

VI.6.2. Angles de relevage

Les contraintes de cisaillement sont généralement élevées à proximité des appuis. Pour y faire face, les câbles de précontrainte sont relevés de manière à générer des efforts verticaux qui contribuent à réduire l'effort tranchant dans ces zones critiques. L'objectif est donc de choisir un tracé qui atténue au mieux l'intensité de ces sollicitations. L'angle de relevage du câble, noté α, est déterminé à l'aide de la formule suivante :

$$\text{Arcsin}\left(\frac{V_M - \bar{V}}{P}\right) \leq \alpha \leq \text{Arcsin}\left(\frac{V_m + \bar{V}}{P}\right)$$

Avec :

- Vmax : Effort tranchant max à l'appui sous G+SW/2+UIC71.
- Vmin : Effort tranchant min à l'appui sous le poids propre de la poutre seule.
- $\bar{V}$: Effort tranchant limite que peut supporter la section d'about.

$$\bar{V} = \bar{\tau} \times b_n \times 0.8h$$

- $\bar{\tau}$: Contrainte tangentielle limite à ELS.

$$\bar{\tau} = \left[0{,}4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \sigma_x)\right]^{\frac{1}{2}} \qquad \sigma_x = \frac{P}{B_n}$$

On a aussi :

$$B_n = B_{(p+d)} - n\left(\pi \times \frac{\Phi^2}{4}\right)$$

$$b_n = b_n - (n \times K \times \Phi)$$

- **m** = 1 : nombre de gaines par lit.
- **k** = 0. 5 : pour post tension avec injection de colis de ciment.
- **Φ** = 80mm : diamètre de la gaine.

On obtient les résultats suivants :

P = 0.7*4*3.19 = 8.92 Mn

B= 1.58 m2

B0 = 0.6m

Le tableau ci-dessous représente les calculs obtenus :

Tableau VI-10: Calcul de l'effort tranchant limite

bn =	**0,52**	**m**
Bn =	1,56	m2
P =	8,92	MN
σ_x	5,71	MPa
$\bar{T}$	3,23	MPa
$\bar{V}$	2,96	MPa

On aura :

$$\text{Arcsin}\left(\frac{1.9-2.96}{8.92}\right) \leq \alpha \leq \text{Arcsin}\left(\frac{0.815+2.96}{8.92}\right)$$

$$-6.82° \leq \alpha \leq 25.03°$$

La valeur optimale théorique du l'angle de relevage est donnée comme suit :

$$\alpha_{opt} = \arcsin\left(\frac{V_{max} + V_{min}}{2P}\right)$$

On adopte pour les 3 câbles de la première famille respectivement les angles suivants :

A_{C1} = 4.16 A_{C2} = 5.78 A_{C3} = 6.49

On adopte pour le câble de la deuxième famille l'angle :

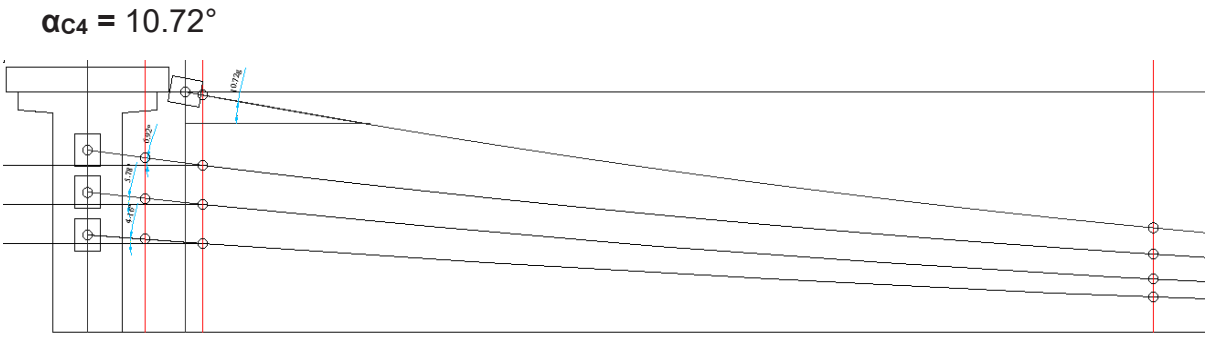


Figure VI-10 : Tracé des câbles (coupe longitudinale))

Tableau VI-11: résultats des positions des câbles.

N° CABLE	L (M)	A_{REL} (°)	YI (M)			F (M)	R (M)	B(L) RAD
			X=0	1	18.5			
C1	35	4.16	0.81	0.74	0.12	0.62	248.07	0.071
C2	35	5.78	1.16	1.06	0.2	0.86	178.31	0.098
C3	35	6.49	1.51	1.40	0.36	1.04	147.77	0.118
C4	35	10.72	0.44	2.00	0.44	1.56	98.16	0.178

VI.7. CALCUL DES PERTES

De façon générale, on désigne sous le nom de perte de précontrainte toute différence entre la force exercée par le vérin lors de sa mise en tension, et la force (inférieure) qui s'exerce en un point donné d'une armature à une époque donnée. Le calcul des valeurs initiales et finales de la force précontrainte exige donc une évaluation précise des pertes de précontrainte. Pour cette évaluation, les pertes doivent être rangées en deux catégories :

❖ Les pertes instantanées

- Pertes dues au frottement.
- Pertes dues au recul d'ancrage.
- Pertes dues au raccourcissement instantané du béton.

❖ Les pertes différées

- Pertes dues au retrait du béton.
- Pertes dues au fluage.
- Pertes dues à la relaxation des aciers.

VI.7.1. Pertes instantanées

VI.7.1.1. Pertes dues au frottement du câble sur la gaine

Selon BPEL, les pertes dues au frottement de câble sur la gaine sont définies par les la loi suivante :

$$\sigma_{\varphi}(x) = \sigma_{p0} \times (1 - e^{[-(f \times \beta + \varphi \times x)]})$$

Tant que représente le coefficient de frottement du câble dans les courbes, tel que : =0.18. Et est la perte relative de tension par mètre, telle que =0.002-1 Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI-12: Valeurs des pertes dues aux frottements.

N° CABLE	X=L/2 (M)	B (RAD)	FB+ ΦX	ΔΣΦ (MPA)	ΔΣΦ MOY (MPA)	ΔΣΦ MOY (%)
C1	18.5	0.071	0.050	68.65	79.68	5.63%
C2	18.5	0.098	0.055	75.33		
C3	18.5	0.118	0.058	80.22		
C4	18.5	0.178	0.069	94.53		

VI.7.1.2. Pertes dues au recul d'ancrage

Cette perte de tension résulte du glissement de l'armature par rapport à son ancrage, du tassement ou de la déformation de l'ancrage. Son influence diminue à partir de l'ancrage jusqu'à s'annuler à une distance « d » à partir de laquelle la tension demeure inchangée.

En assimilant les branches d'exponentielle à des droites, la perte par recule d'ancrage peut être évaluée à partir de l'aire d'un triangle.

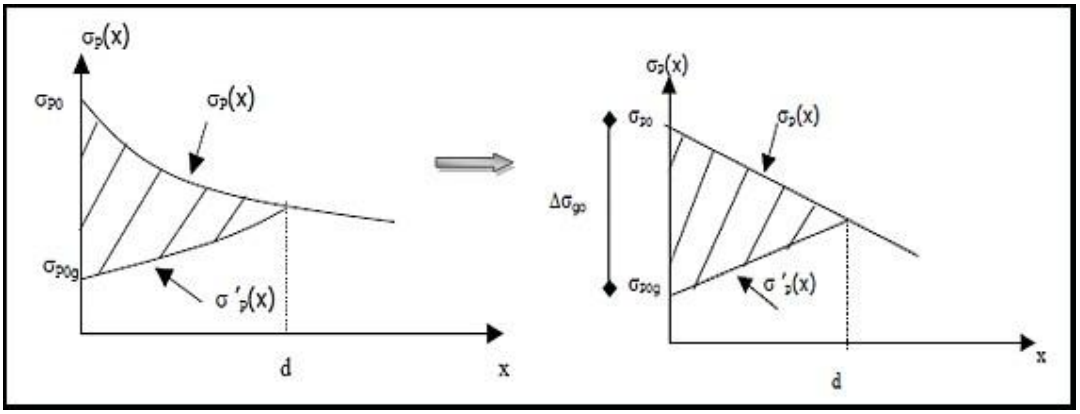


Figure VI-11: Pertes par recul d'ancrage

La tension sous vérin vaut σ0 et après blocage des clavettes et glissement à l'ancrage σ2; le glissement à l'ancrage se répercute jusqu'à l'abscisse « d » de tension σ3.

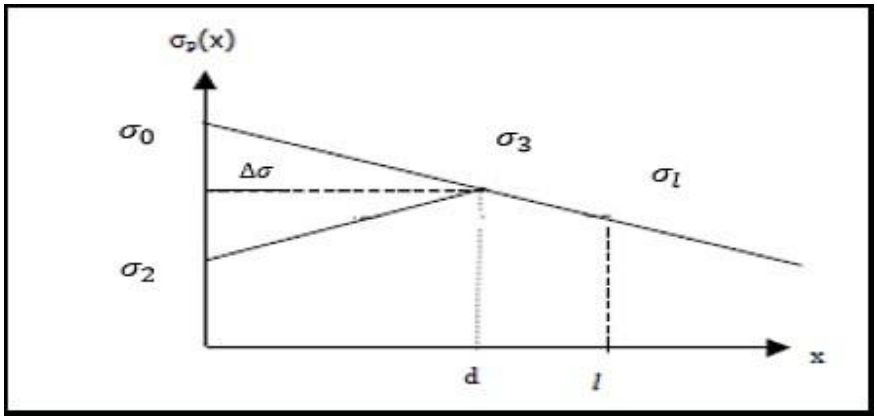


Figure VI-12: Principe de la Pertes par recul d'ancrage.

Les pertes par recul d'ancrage sont définies par la loi suivante :

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

Avec K et d définie comme suit :

$$k = f \times \frac{\beta}{\ell} + \varphi \qquad \text{et} \qquad d = \sqrt{\frac{E_p g}{\sigma_{p0} k}}$$

Les valeurs sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau VI-13Valeurs des pertes dues au recul à l'ancrage

N° CABLE	L (M)	K (M^{-1})	D (M)	$\Delta\Sigma_{P(L/2)}$	$\Delta\Sigma_{P(0)}$
C1	18.5	0.0027	17.31	**0**	**131.70 (MPA)**
C2	18.5	0.0030	16.51	**0**	**138.13 (MPA)**
C3	18.5	0.0032	15.98	**0**	**142.67 (MPA)**
C4	18.5	0.0037	14.68	**0**	**155.29 (MPA)**

VI.7.1.3. Pertes dues au raccourcissement instantané du béton

Lorsqu'une poutre présente plusieurs câbles à la mise en tension, ces câbles sont tirés l'un après l'autre. A chaque mise en tension d'un câble, il en résulte un raccourcissement du béton qui entraîne une perte de tension dans les câbles tendus et ancrés précédemment. Ces pertes sont exprimées comme suit :

$$\sigma_e = \frac{1}{2}\frac{E_P}{E_{ij}}\sigma_{bi}$$

Avec :

σ_{bi}: contrainte parabole du béton,

$$\sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_G} - \frac{M_p \times e}{I_G}$$

P : Effort de précontrainte, P = n x AP (σp0 – ΔσφMoy) ;

Ap : Section du câble de précontrainte s ;

EP : Module d'élasticité de l'acier ;

Eij : Module de déformation longitudinale instantanée du béton ;

e : Excentricité moyenne des câbles ;

Mp : Moment du au poids propre de la poutre ;

IG : Moment d'inertie de section médiane seule.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI-14 : valeurs des pertes par deformation instantanee du beton

M_G =	4.51	MN
E_{IJ} =	37619.47	MPA
E =	0.86	M
B =	0.77	M^2
I_G =	0.38	M^4

σ_{bi}	29.08	MPa
σ_e	73.45	MPa
σ_e	5%	%

Avec : nombre de cable = 4

VI.7.2. Pertes différées

VI.7.2.1. Pertes dues au retrait de béton

Les pertes finales due au retrait du béton sont données par :

$$\Delta\sigma_r \approx E_p \times \xi_r$$

Tel que

ε_r est le retrait total du béton, ça valeur est de : $\xi_r = 2 \times 10^{-4}$

Ep=190 000 MPa

$$\Delta\sigma r = 3\%$$

Pertes dues au fluage du béton

Les pertes dues au fluage sont définies par l'équation suivante :

$$\Delta\sigma_{fl} = 2{,}5\ \sigma_b(x) \times \frac{E_p}{E_{ij}}$$

$$\sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_G} - \frac{M_p \times e}{I_G}$$

$$P = n \times P0 \times (1 - \Delta pi)$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI-15:pertes dues au fluage du beton

Mp =	**7.87 MN.m**
Inette =	0.5875 m
B =	1.0539 m^2
v' =	1.361 m
e0 =	1.13 m
Eij =	37619.47 MPa
Ep =	190 000 MPa
P=	9.56MN

σ_b	**14.8 Mpa**
$\Delta\sigma_{fl}$	**186.88 MPa**
$\Delta\sigma$fl	**13%**

VI.7.2.2. Pertes dues à la relaxation des aciers

L'évaluation de la relaxation finale d'une armature tendue à sa tension initiale est donnée par la relation suivante :

$$\Delta\sigma_\rho = \frac{6}{100} \times \rho_{1000} \left(\frac{\sigma_i}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \times \sigma_i$$

Avec : $\mu_0 = 0.43$ pour les aciers utilisés

$\rho_{1000} = 2.5\%$

Tableau VI-16 : pertes dues à la relaxation des aciers

$\Delta\sigma_{relax}$	53.70 MPa
$\Delta\sigma_{relax}$	0.0379%

VI.8. ANALYSE DES RESULTATS

Les pertes instantanées sont définies par :

$$\Delta\sigma p(L/2)=\Delta\sigma f+\Delta\sigma recul+\Delta\sigma raccourcissment$$

Et les pertes différées sont représentées par :

$$\Delta\sigma d = \Delta\sigma retrait + \Delta\sigma fluage + 5/6 \times \Delta\sigma relaxation$$

Tableau VI-17 : pertes totales

	MPA	%
$\Delta\Sigma_{INST}$	153.13	10.81
$\Delta\Sigma_{DIFF}$	269.63	19.04
$\Delta\Sigma\infty =$	422.75	29.86

Le pourcentage maximal des pertes est de 29.86% qui est inférieur à la valeur des pertes citée au début de ce chapitre. Donc l'estimation des pertes à 30% est vérifiée après les calculs, ainsi que le nombre de câbles pris est suffisant.

VI.8.1. Verification des contraintes

Pour garantir la sécurité de la structure, on doit vérifier les contraintes appliquées sur cette dernière pendant les deux phases de construction et en service, d'où les contraintes normales et de cisaillement doivent respectées les limites décrites dans les règlements.

Les contraintes limites de calcul sont regroupées dans la figure et le tableau au-dessous :

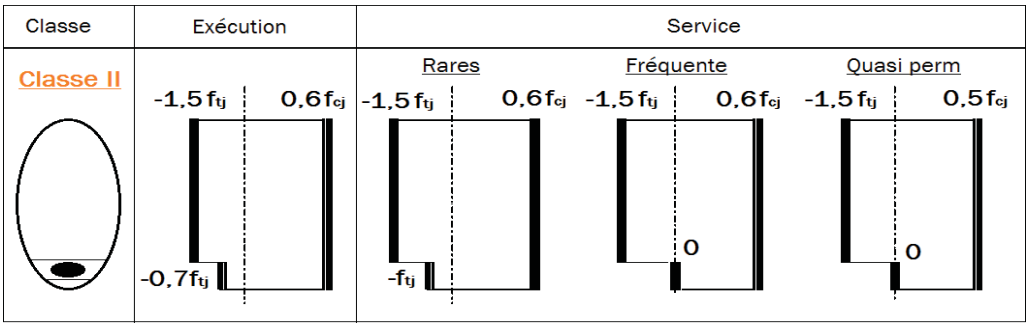


Figure VI-13 : Limitation des contraintes des sections en B.P

Tableau VI-18 : résultats de limitation des contraintes

	ΣBCJ	**15.89**	**MPA**	**EXÉ / Q.R / Q.F**
J = 7 JRS	Σ_{BT1} (SUP)	-3.28	MPA	EXÉCUTION
	Σ_{BT2} (INF)	-1.53	MPA	
	Σ_{BT1} (SUP)	-3.28	MPA	Q.RARES
	Σ_{BT2} (INF)	-2.19	MPA	

	σbcj	**24**	**MPa**	**Exé / Q.R / Q.F**
j ≥ 28 jrs	σbt1 (sup)	-4.5	MPa	Exécution
	σbt2 (inf)	-2.1	MPa	
	σbt1 (sup)	-4.5	MPa	Q.Rares
	σ_{bt2} (inf)	-3	MPa	

VI.8.2. Caractéristiques nettes des sections

En considérant les trois sections « L/4, 3L/8 et L/2 » pour vérifier les contraintes normales et la section pour x=0 pour vérifier les contraintes tangentielles.

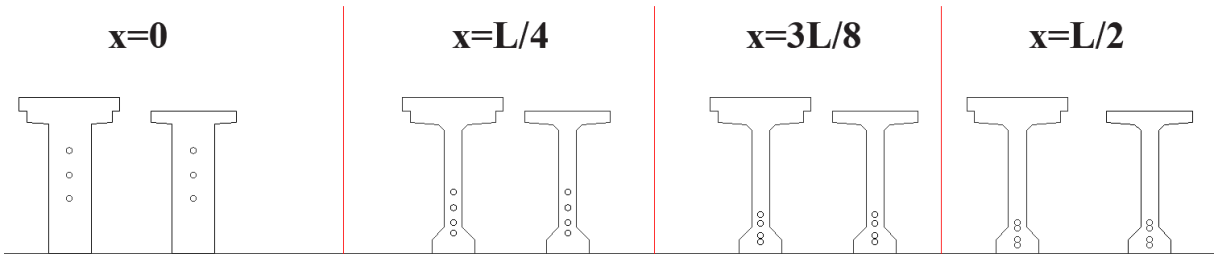


Figure VI-14 Les sections de vérification

Les caractéristiques des sections sont résumées dans le tableau V.7

Tableau VI-19 : Caractéristiques nettes des sections

	x=0		x=L/4		x=3L/8		x=L/2	
	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle
H (m)	2.00	2.20	2.00	2.20	2.00	2.20	2.00	2.20
$B_{nette}(m^2)$	1.28	1.56	0.751	1.034	0.751	1.034	0.751	1.034
v_n (m)	0.931	0.945	0.896	0.824	0.890	0.820	0.888	0.818
v'_n (m)	1.069	1.255	1.104	1.376	1.110	1.380	1.112	1.382
I_{nG} (m^4)	0.476	0.723	0.369	0.574	0.364	0.566	0.362	0.563
ρ (%)	37.37	39.04	49.68	48.96	49.07	48.37	48.82	48.16

VI.8.3. Justifications de la poutre à L'ELS

La précontrainte enfin est, sauf prescription contraire du marché, représentée, pour les justifications aux ELS, par deux valeurs caractéristiques P1 et P2 avec :

$$P1 = 1{,}02\ P0 - 0{,}8\ \Delta P$$

$$P2 = 0{,}98\ P0 - 1{,}2\ \Delta P\ ;\ P0 = 3{,}19\ MN$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI-20 : Caractéristiques de chaque phase de vérification

	N CABLES	% MT	ΔP	P1	P2	$D_{X=0.5}$	$D_{X=L/4}$	$D_{X=3L/8}$	$D_{X=L/2}$
PHASE 1	3	50	5.41	4.67	4.37	0.83	0.56	0.35	0.28
PHASE 2	3	100	10.81	8.92	8.13	0.83	0.56	0.35	0.28
PHASE 3	4	100	20.33	10.93	9.38	0.83	0.56	0.35	0.28
PHASE 4	4	100	29.86	9.96	7.92	0.83	0.56	0.35	0.28

$\sigma(y) = P\,Bn + Pe0 + M\,In\,y$

Avec : P : Effort de précontrainte.

Bn : Surface nette de la section considérée.

In : Inertie nette de la section considérée.

e0 : Excentricité du câble de précontraint moyen.

M : Moment extérieur.

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

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VI-21 Vérification des contraintes normales Phases 1 et 2

		PHASE 1				PHASE 2			
		X=0	**X=L/4**	**X=3L/8**	**X=L/2**	**X=0**	**X=L/4**	**X=3L/8**	**X=L/2**
E (M)		0.24	0.54	0.76	0.83	0.24	0.54	0.76	0.83
MELS		0.00	3.45	4.21	4.51	0	3.45	4.21	4.51
P1 (MN)		4.67	4.67	4.67	4.67	8.92	8.92	8.92	8.92
P2 (MN)		4.37	4.37	4.37	4.37	8.13	8.13	8.13	8.13
ΣP (MPA)	**ΣSUP**	0.00	8.38	10.29	11.06	0.00	8.38	10.29	11.06
	ΣINF	0.00	-10.32	-10.09	-13.85	0.00	-10.32	-12.84	-11.07
ΣP1 (MPA)	**ΣSUP**	1.49	0.08	-2.46	-3.31	2.84	0.15	-4.70	-6.33
	ΣINF	6.13	13.78	17.03	18.15	11.71	26.34	32.56	34.69
ΣP2 (MPA)	**ΣSUP**	1.39	0.07	-2.30	-3.10	2.59	0.14	-4.28	-5.76
	ΣINF	5.74	12.91	15.96	17.00	10.67	23.99	29.66	31.59
ΣMAX (MPA)	**ΣSUP**	**1.49**	**8.46**	**7.84**	**7.75**	**2.84**	**8.53**	**5.60**	**4.74**
	ΣINF	**6.13**	**3.46**	**6.94**	**4.29**	**11.71**	**16.02**	**19.72**	**23.61**
ΣMIN (MPA)	**ΣSUP**	**1.39**	**8.45**	**7.99**	**7.96**	**2.59**	**8.51**	**6.02**	**5.30**
	ΣINF	**5.74**	**2.59**	**5.87**	**3.15**	**10.67**	**13.67**	**16.82**	**20.52**

Tableau VI-22 : Vérification des contraintes normales Phases 3 et 4

		PHASE 3				PHASE 4			
		X=0	X=L/4	X=3L/8	X=L/2	X=0	X=L/4	X=3L/8	X=L/2
E (M)		0.42	0.81	1.03	1.10	0.42	0.81	1.03	1.10
MELS		0.00	5.20	7.00	7.5	0	10.50	13.10	14.95
P1 (MN)		10.93	10.93	10.93	10.93	9.96	9.96	9.96	9.96
P2 (MN)		9.38	9.38	9.38	9.38	7.92	7.92	7.92	7.92
ΣP (MPA)	ΣSUP	0.00	7.46	10.14	10.90	0.00	13.64	16.08	17.44
	ΣINF	0.00	-12.47	-17.07	-18.41	0.00	-22.77	-27.06	-29.46
ΣP1 (MPA)	ΣSUP	0.96	-2.19	-5.74	-6.93	0.88	-2.00	-5.23	-6.31
	ΣINF	15.01	31.87	38.00	40.12	13.68	29.04	34.63	36.56
ΣP2 (MPA)	ΣSUP	0.83	0.83	-0.59	-5.95	2.69	1.54	-1.09	-5.02
	ΣINF	12.89	27.36	32.63	34.44	10.89	23.11	27.56	29.10
ΣMAX (MPA)	ΣSUP	**0.96**	**5.27**	**4.40**	**3.97**	**0.88**	**11.64**	**10.85**	**11.12**
	ΣINF	**15.01**	**19.41**	**20.94**	**21.71**	**13.68**	**6.27**	**7.56**	**7.10**
ΣMIN (MPA)	ΣSUP	**0.83**	**8.29**	**9.56**	**4.95**	**2.69**	**15.18**	**14.99**	**12.41**
	ΣINF	**12.89**	**14.90**	**15.56**	**16.03**	**10.89**	**0.34**	**0.50**	**-0.35**

On remarque que les contraintes maximales et minimales sont dans les limitations des contraintes.

VI.8.4. Justification des contraintes tangentielles :

Le but de cette justification est de vérifier que les effets d'un effort tranchant cumulé aux effets du moment fléchissant et de l'effort normal ne compromettent pas la sécurité de l'ouvrage, la vérification des contraintes tangentielle sera calculer pour la phase 4, qui présente un effort tranchant maximale, on doit vérifier pour cela les inégalités suivantes :

$$\tau^2 \leq 0{,}4 \cdot f_{tj}\left[f_{tj} + \sigma_x\right] = \overline{\tau_1}^2$$

$$\tau^2 \leq 2 \cdot \frac{f_{tj}}{f_{cj}}\left[0{,}6 \cdot f_{cj} - \sigma_x\right] \times \left[f_{tj} + \sigma_x\right] = \overline{\tau_2}^2$$

$$\text{Si } \sigma_x < 0{,}4 \cdot f_{cj} \text{ on a } \overline{\tau_1} < \overline{\tau_2}, \text{donc on vérifier juste que } \tau < \overline{\tau_1}$$

τ : Contrainte tangentielle ;

σ_x : Contrainte normale longitudinale au centre de gravité.

Détermination de la contrainte normale « σx » :

$$\sigma_x = \frac{P}{B_n}, \text{avec} : P = \sum_{i=1}^{4} P_i \cos \alpha_i$$

P : Effort de précontrainte.

Bn : Surface nette de la section considérée.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.21 : Effort de précontrainte

.

α1 =	4.16
α2 =	5.78
α3 =	6.49
α4 =	10.72

		PCOS A	PSIN A
P1	2.23	2.23	0.16
P2	2.23	2.22	0.22
P3	2.23	2.22	0.25
P4	2.23	2.20	0.42
	SOMME	**8.87**	**1.05**

Détermination de la contrainte tangentielle :

$$\tau = \frac{V_{red} \cdot S_n(y)}{I_n \cdot b_n}, \text{ Avec : } V_{red} = V_{ser} - \sum P_i \sin \alpha_i$$

Avec :

Vred : Effort tranchant réduit ;

Sn : Moment statique nette par rapport à l'axe horizontal passant par le C.D.G de la section situé

Au-dessus de l'axe neutre, (pour la 4ème phase on prend le moment statique on prend celle de la poutre + hourdis

bn : Largeur nette de la section ;

In : Moment d'inertie nette de la section.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI-23 : calcul des contraintes tangentielles

Vser	∑Psinα	Vred	Sn	In	bn	σ_x
1.90	**1.05**	0.85	**1.38**	**0.72**	**0.52**	5.68

τ1=3,23 MPa.

On constate que τ = 3,1 MPa ≤ τ1=3,23 MPa.

Donc Les contraintes tangentielles et normales sont vérifiées à ELS.

Armatures des zones tendues

Dans les parties de la section où le béton est tendu, il est nécessaire de disposer une section d'armatures minimale As déterminé par l'équation suivante (art. 6.1.32 4.1 des Règles BPEL.

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

Tableau VI-24 : calcul des armatures des zones tendues

B_t =	0.033	m²
σ_{Bt} =	0.35	MPa
N_{Bt} =	0.0058	MN

As = 1.32 cm2

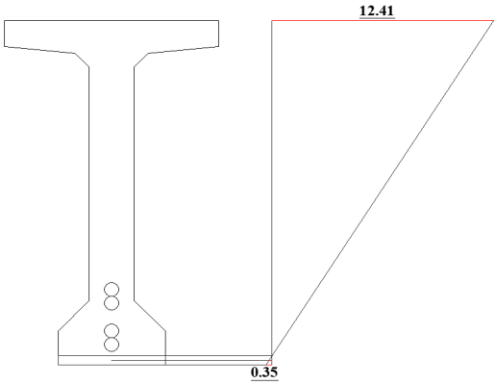


Figure VI-15 : Diagramme des contraintes à mi travée

VI.8.4.1. Justifications de la poutre a L'ELU

Les justifications des éléments d'une poutre vis-à-vis de l'état-limite ultime comportent la vérification, d'une part, de la résistance des armatures transversale et, d'autre part, celle des bielles comprimées.

La première étape consiste à déterminer l'angle βu que froment les billes de béton avec la fibre moyenne de la poutre, cet angle est donné par :

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

σ_x , σ_y : représentent les contraintes normales au niveau de G ; $\sigma_x = P/B_n$

τ_u : Contrainte tangentielle ultime, $\tau_u = \frac{V_{u\,red} \cdot S_n(y)}{I_n \cdot b_n}$

Tableau VI-25 : Détermination l'angle βu

VULT =	2.53	MPA	B_N =	1.56	M²
VRED =	1.48	MPA	σ_x =	5.68	MPA
SN =	1.38	M³	τ_u =	5.41	MPA
IN =	0.72	M⁴	β_u =	**31.18**	°
BN =	0.52	M			

On prend : βu = 30

La deuxième étape consiste à déterminer la section des armatures transversale At, donnée par :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_n \times S_t \times \gamma} \geq \left[\tau_u - \frac{f_{ij}}{3}\right] \times tg\ \beta_u$$

Avec :

- At : Section totale des sections d'un cours d'armatures passives transversales.
- st : Espacement de deux cours de ces armatures, mesuré suivant la fibre moyenne de
- la poutre.
- f_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- γs = 1,15 : pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales.
- bn : Largeur nette de la section d'appui.
- $\frac{A_t}{S_t} \geq 10.46\ cm$

Nous retiendrons donc 2HA 14 +2HA 10 avec un espacement de 12,5 cm.

VI.8.4.2. Justifications du béton

La justification concernant le béton consiste à vérifier que la contrainte de compression des bielles de béton demeure inférieure la contrainte ultime du béton. Cette vérification se traduit par le fait que la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u \leq \frac{f_{c28}}{6}$$

Tableau VI-26 : justification de beton

T_U =	5.41	MPA
f_{C28} =	40.00	MPA

τu = 5.41 MPa

$fc28$ = 40.00 MPa

$$\tau u < \frac{fc28}{6}$$

5.41 < 6.67 Ce qui est vérifié

VI.9. CONCLUSION :

L'étude de la précontrainte, nous a permis de vérifier que le câblage choisit satisfait les conditions exigées sur les contraintes normales et tangentielles en zone courante. Les poutres sont ensuite surmontées par un hourdis qui permet l'emplacement des équipements sur le tablier. Ces derniers seront traités dans le chapitre suivant.

CHAPITRE VII : ETUDE DE TABLIER

VII.1. INTRODUCTION

L'étude du tablier d'un pont va bien au-delà de simples calculs : elle consiste à comprendre en profondeur les efforts qui s'exercent sur cette structure essentielle, les contraintes qu'elle doit supporter, ainsi que les exigences de solidité et de durabilité auxquelles elle doit répondre. Cela implique de maîtriser les principes fondamentaux de l'ingénierie des structures, tout en respectant les normes de construction et les réglementations en vigueur.

Dans cette démarche, nous nous pencherons sur les différents composants en béton armé du tablier, comme l'hourdis général et les entretoises, en analysant leur armature dans les deux directions longitudinale et transversale selon les prescriptions du BAEL. Nous présenterons les méthodes d'analyse employées, en soulignant les choix de conception qui garantissent à la fois la performance technique et la mise en œuvre du ferraillage.

VII.2. L'HOURDIS GENERAL

L'hourdis se compose d'une dalle en béton armé, coulée sur place, d'une épaisseur de 20 cm et d'une largeur de 12,80 m suivant l'axe du pont. Cette dalle supporte l'ensemble de la superstructure : couche d'étanchéité, ballast, traverses, rails, caténaires, ainsi que tous les équipements indispensables à l'exploitation sûre et complète de l'ouvrage.

Pour assurer la fiabilité et la durabilité de cette dalle, il est essentiel d'analyser les efforts qui s'y exercent dans les deux directions — transversale et longitudinale. Cette analyse permet de déterminer les efforts internes (moments fléchissant, qui serviront de base au dimensionnement précis du ferraillage, garantissant ainsi la robustesse de la structure face aux sollicitations qu'elle devra supporter au fil du temps.

VII.2.1. Determination des moments fléchissant :

VII.2.1.1. Charges permanentes

Bilan des charges qui s'appliquent sur la dalle en béton armé de section 1 x 0.2 :

- Poids propre des rails : **2,40 kN/ml**
- Poids propre des garde-corps : **2,00 kN/ml**
- Poids propre des caténaires : **4,80 kN/ml**
- Poids propre des traverses : **9,60 kN/ml**
- Poids propre de la couche d'étanchéité : **7.4 kN/ml**
- Poids propre du ballast : **109.2 kN/ml**
- Poids propre total de l'hourdis : **64 kN/ml**
- Mur garde ballast : **7.5 kN/ml**

VII.2.1.2. Charges d'exploitation

Les surcharges d'exploitation correspondent aux efforts engendrés par le passage des essieux des différents convois ferroviaires. Leur prise en compte se fait conformément aux recommandations de la norme UIC 776, afin de garantir la sécurité et la performance de l'ouvrage sous l'effet du trafic réel.

VII.2.1.3. Diagrammes des moments fléchissant résultants :

La dalle est analysée en flexion simple, à la fois dans les directions transversale et longitudinale. Grâce au logiciel Autodesk Robot Structural Analysis 2025, il est possible de visualiser la répartition des charges à l'aide de l'outil de cartographie des panneaux, ce qui permet d'identifier précisément les moments fléchissant dans la direction yy.

Pour concevoir le ferraillage de la dalle de manière fiable, on identifie ensuite les combinaisons de charges les plus défavorables, aussi bien à l'État Limite Ultime (ELU) qu'à l'État Limite de Service (ELS). Ces moments critiques servent de base au dimensionnement des armatures, garantissant ainsi sécurité et durabilité de l'ouvrage.

- **À l'état limite ultime** :

1.35 G +1.8 Gballast+ 1.2 × 1.10 × 1.08 SW/2 + 1.45 × 1.10 × 1.08 UIC71

- **À l'état limite de service :**

G + 1.33 Gballast +1 × 1.10 × 1.08 SW/2 + 1 ×1.10 × 1.08 UIC71

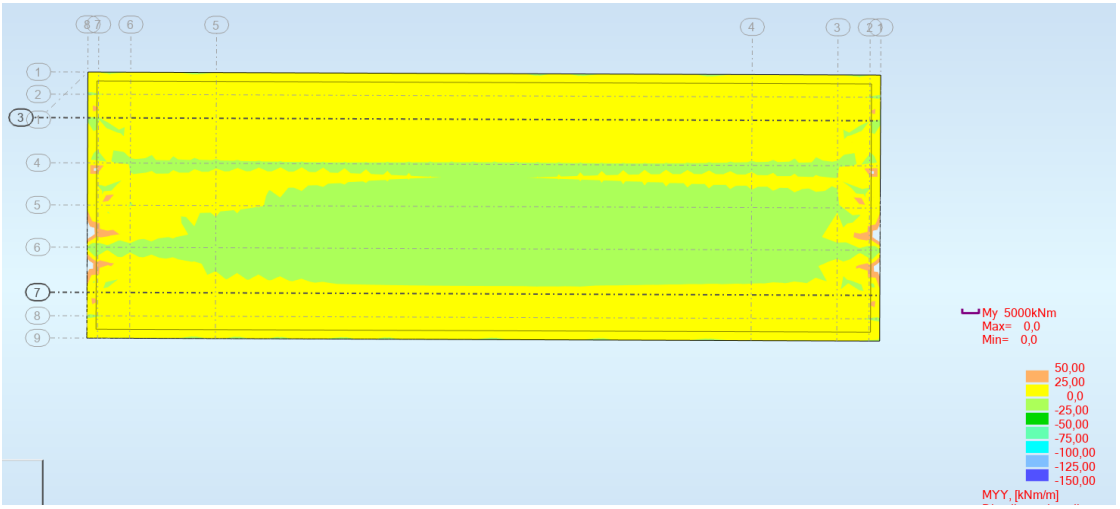


Figure VII-1 : Diagramme du moment fléchissant Myy extrême à l'ELU

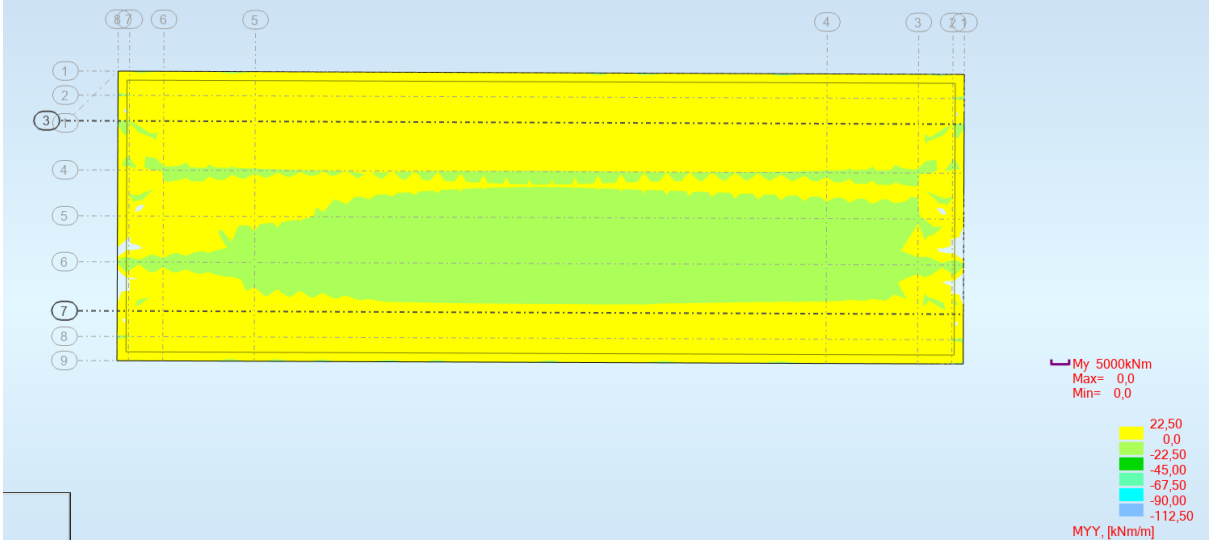


Figure VII-2 : Diagramme du moment fléchissant Myy extrême à l'ELS

On récapitule les valeurs des moments fléchissant transversaux 'Myy' obtenus des diagrammes ci-avant dans le tableau suivant :

Tableau VII-1: Moments a l'ELU et l'ELS

Moments fléchissant		**A L'ELU**	**A L'ELS**
Myy (KNm)	Sur appui	50	22.50
	A mi-travée	-81	-64

Ces valeurs des moments seront saisies dans le logiciel 'EXPERT' afin de procéder au calcul du dimensionnement du ferraillage de la dalle.

VII.2.2. Etude de la flexion

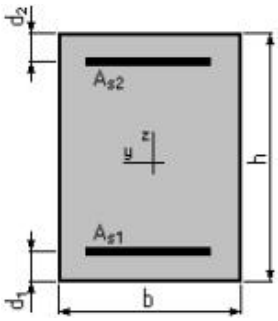
VII.2.2.1. Calcul de ferraillage transversale :

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 40,0 (MPa) Acier : fe = 500,0 (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2.Section :



- b = 100,0 (cm)
- h = 20,0 (cm)
- d1 = 5,0 (cm)
- d2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués :

	Mmax (kN*m)	Mmin (kN*m)
• Etat Limite Ultime (fondamental)	81,00	-50,00
• Etat Limite de Service	64,50	-22,50
• Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

- **Section théorique** As1 = 22.06 (cm2), **Section théorique** As2 = 9,2 (cm2)
- **Section minimum** As min = 3,0 (cm2)
- Théorique ρ = 3,15 (%)

- Minimum ρ min = 0,20 (%)

Analyse par Cas :

Cas ELU

- Mmax = 81 (kN*m)
- Mmin = -50,00 (kN*m)

- Coefficient de sécurité : 1,23 Pivot : B
- Position de l'axe neutre : y = 8,1 (cm)
- Bras de levier : Z = 11,8 (cm)
- Déformation du béton : ε_b= 3,50 (‰)
- Déformation de l'acier : ε_s = 8,64 (‰)
- Contrainte de l'acier tendue : σ_s= 434,8 (MPa)

Cas ELS

- Mmax = 112,50 (kN*m)
- Mmin = -22,50 (kN*m)
- Coefficient de sécurité : 1,00
- Position de l'axe neutre : y = 8,3 (cm)
- Bras de levier : Z = 12,2 (cm)
- Contrainte maxi du béton : σ_b = 6,8 (MPa)
- Contrainte limite : 0,6 fcj = 24,0 (MPa)
- Contrainte de l'acier tendue : σ_s = 204,3 (MPa)
- Contrainte limite de l'acier : σ_s lim = 241,0 (MPa)

Ainsi : On opte pour :

8HA20 pour la nappe inférieure avec un espacement de 10cm

8HA12 pour la nappe supérieure avec un espacement de 10cm

VII.2.2.2. Ferraillage longitudinale

Les armatures de construction égale à 1/3 de la section As des armatures transversales.

- **Nappe inferieure :**

As= 7.35 cm2 . On opte pour 8HA12 avec un espacement de 13cm

- **Nappe supérieure :**

As= 3.42 cm2 . On opte pour 8HA10 avec un espacement de 13cm

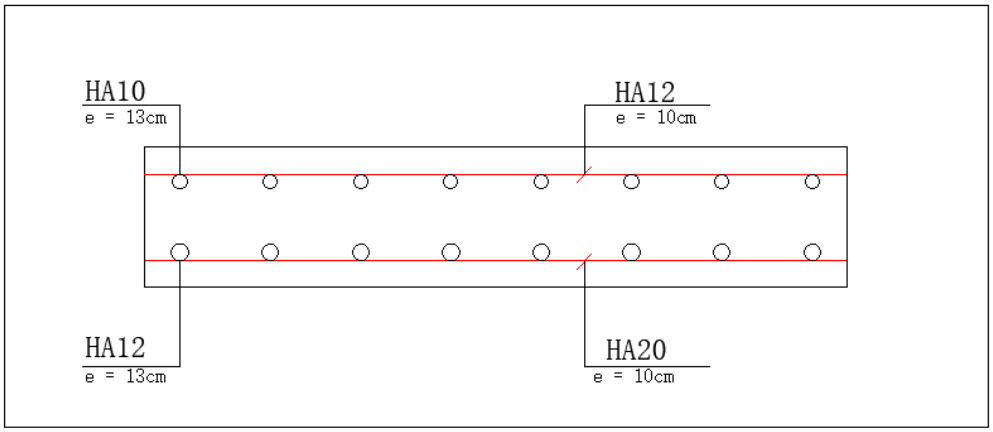


Figure VII-3: Ferraillage de la dalle

VII.2.2.3. Vérification vis-à-vis le poinçonnement :

Le poinçonnement est un phénomène qui survient lorsque la dalle est soumise à une charge concentrée en un point précis. Cette concentration de charge génère un effort tranchant important dans une zone réduite, ce qui peut fragiliser la dalle et, dans certains cas, conduire à sa rupture.

Concrètement, la charge appliquée est transmise du béton vers les armatures puis vers les appuis. Si cette charge dépasse la capacité de résistance locale du béton, cela peut entraîner une déformation excessive, l'apparition de fissures, voire — dans des situations extrêmes — une rupture brutale par poinçonnement.

Pour prévenir ce type de défaillance, il est essentiel de vérifier la condition de résistance au poinçonnement conformément aux prescriptions du BAEL (Béton Armé aux États Limites), afin d'assurer la sécurité et la durabilité de l'ouvrage.

La condition ci-dessous doit étre verifié :

$$Qu \leq 0.045 \times Uc \times h \times \frac{Fc28}{\gamma_b}$$

Avec :

Qu : La charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime (en KN).

Uc: Le périmètre du rectangle d'impact au niveau du feuillet moyen de la dalle (en m).

h = 0.2m : L'épaisseur total de la dalle (en m).

fc28 = 40MPa : La résistance du béton à la compression à 28 jours (en MPa).

γb = 1.5

On a :

Qu = 1.45*125*1.08*1.1 = **215.325KN**

On calcule le périmètre d'impact :

Uc = (2.675+0.675) *2 = 6.7m2

D'autre part :

$0.045*Uc*h*\frac{Fc28}{\gamma_b} = 0.045*6.7*0.2*\frac{40}{1.5} = 1.608$ MN

Donc :

Qu=0.2153MN < 1.608MN

La condition est vérifiée

VII.2.3. Etude des entretoises

VII.2.3.1. Introduction

Les entretoises sont des poutres transversales coulées sur appuis, qui jouent un rôle essentiel et multifonctionnel dans la structure d'un pont. Elles assurent une répartition équilibrée des charges entre les différents éléments porteurs, notamment les poutres, ce qui permet d'éviter des concentrations excessives de contraintes sur certaines zones.

Au-delà de leur fonction de répartition, les entretoises contribuent fortement à la rigidité globale de l'ouvrage, tant dans le plan vertical qu'horizontal. Elles participent ainsi activement à la stabilité de la structure face aux diverses sollicitations extérieures.

Par ailleurs, les entretoises sont des éléments clés lors des opérations de vérinage du tablier. Elles facilitent le remplacement et la maintenance des appareils d'appui tout en assurant la continuité fonctionnelle de l'ouvrage durant ces interventions.

L'étude des entretoises repose sur deux volets principaux :

- L'analyse en flexion longitudinale,
- La vérification des efforts tranchants.

VII.2.3.2. Schématisation statique de l'entretoise d about

Le remplacement des appareils d'appui s'effectuera à vide, c'est-à-dire sans charge d'exploitation sur le tablier. Dans ce contexte, les vérins devront soulever uniquement la charge permanente du tablier, transmise aux entretoises par l'intermédiaire des poutres.

Le nombre de vérins à utiliser dépend avant tout de la charge totale à soulever. Toutefois, pour réduire les moments fléchissant agissant sur les entretoises, il est recommandé d'augmenter autant que possible le nombre de points de soulèvement. Plus les points de levage sont nombreux, plus la répartition de la charge est équilibrée, ce qui permet de limiter les sollicitations localisées et de préserver l'intégrité de la structure pendant l'opération.

On adopte le schéma statique donnée par la figure suivante :

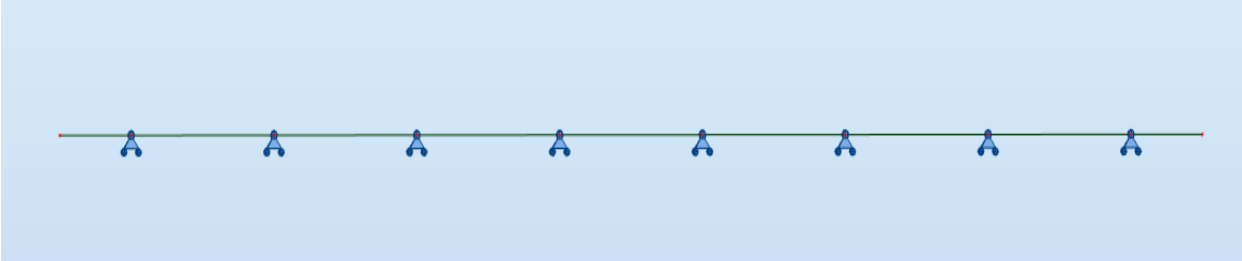


Figure VII-4: Disposition des vérins de levage.

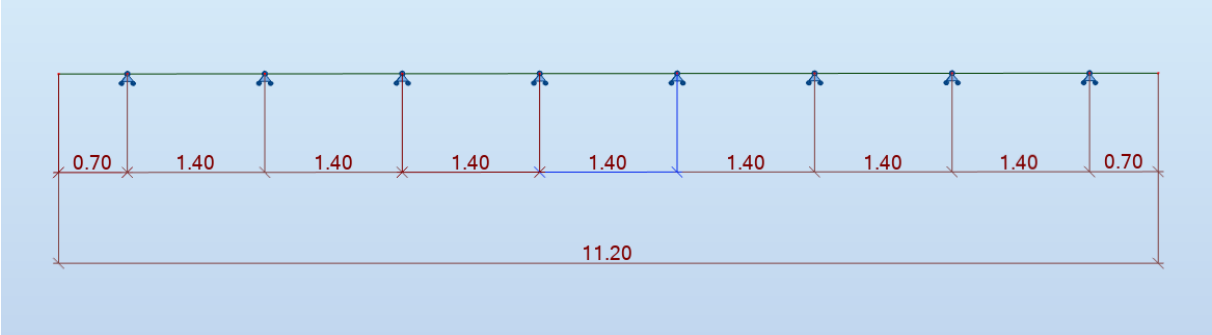


Figure VII-5: Cotations et distances entre les vérins

Psuperstructure : Pt – Pentretoise = 1700.76 – 73.17 = 1693.442 t

Ppoutre = $\frac{Psuper}{2*Npoutres} = \frac{1693.442}{2*9} = 94.08$ t

Gentretoise = $\frac{Pent}{2*11.2} = \frac{73.17}{2*11.2} = 3.266$ t



Figure VII-6: Modélisation du poids de la superstructure.

VII.2.3.3. Calcul des sollicitations

La figure ci-dessous représente les réactions calculées :

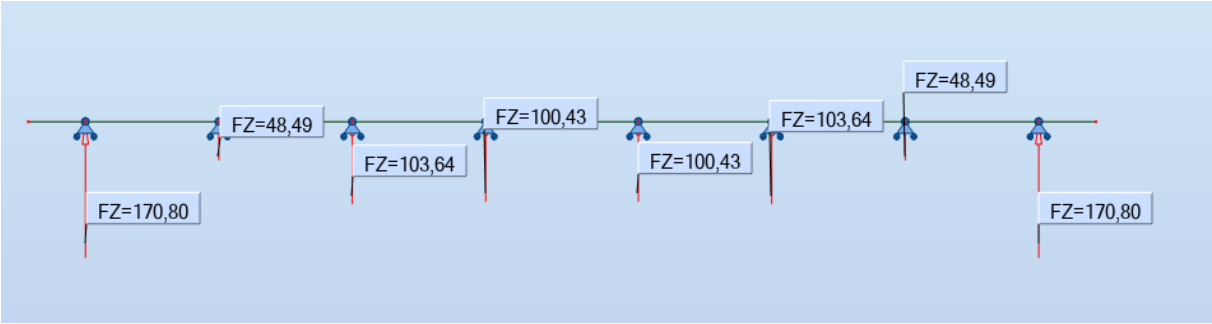


Figure VII-7: Calcul des réactions.

Après la détermination des réactions, on obtient les diagrammes des efforts donnés par les figures suivantes :

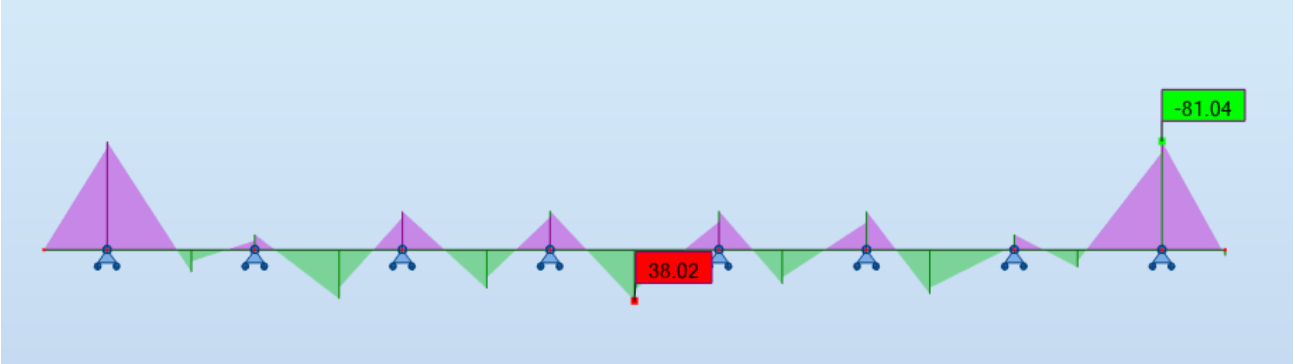


Figure VII-8: Diagramme du moment à l'ELU

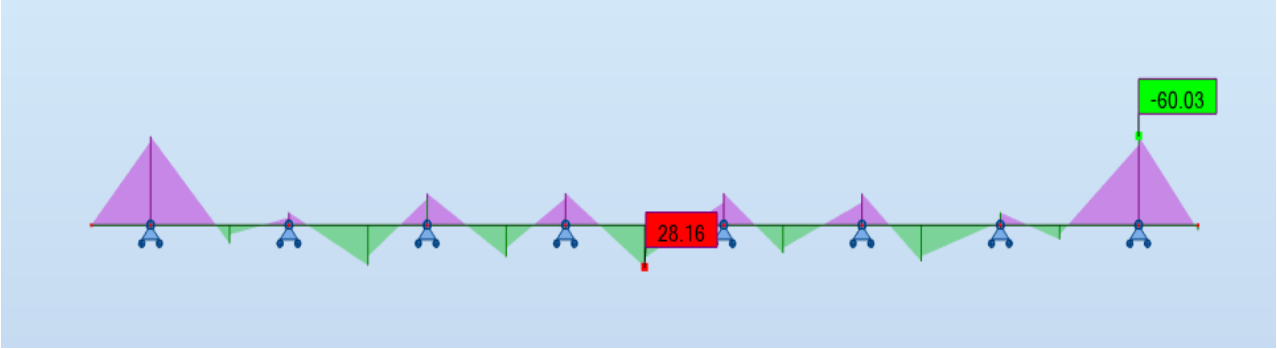


Figure VII-9: Diagramme du moment à l'ELS

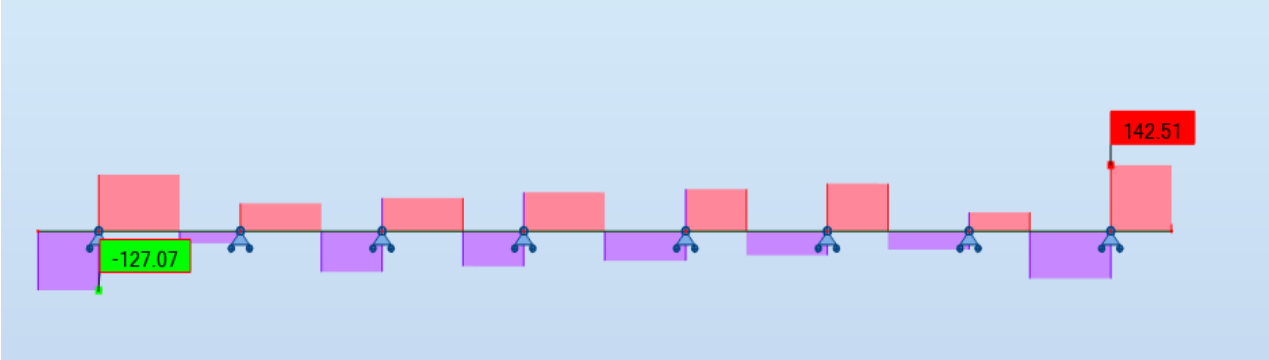


Figure VII-10: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

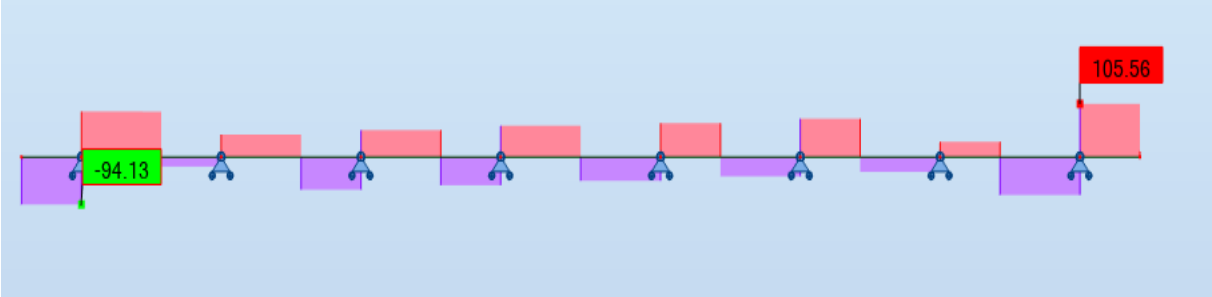


Figure VII-3: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS

VII.2.3.4. Ferraillage longitudinale

- **Sur appui :**

A L'ELU : Mu=-81.04 t.m

A L'ELS: Mser= -60.03 t.m

- **A mi-travée**

A L'ELU : Mu= 38.02

A L'ELS: Mser= 28.16 t.m

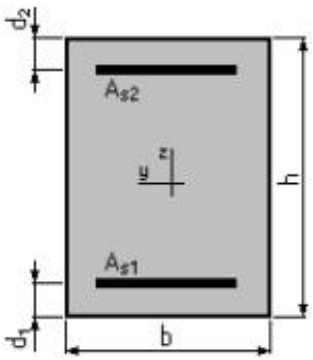
En utilisant le logiciel Robot expert pour calculer le ferraillage de l'entretoise :

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 40,0 (MPa) Acier : fe = 500,0 (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section :



- b = 60,0 (cm)
- h = 150,0 (cm)
- d1 = 5,0 (cm)
- d2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués :

	Mmax (kN*m)	**Mmin** (kN*m)
• **E**tat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0	0
• **E**tat **L**imite de **S**ervice	28.16	-60.03
• **E**tat **L**imite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

- Sections d'Acier :
- Section théorique As1 = 10.3 (cm2) Section théorique As2 = 10.3 (cm2)
- Section minimum As min = 10.3 (cm2)
- Théorique ρ = 0,24 (%)
- Minimum ρ min = 0,12 (%)

Analyse par Cas :

- Cas ELS **Mmax** = 28.16 (kN*m) **Mmin** = -60.03 (kN*m)
- Coefficient de sécurité : 2,87
- Position de l'axe neutre : y = 23,2 (cm)
- Bras de levier : Z = 137,3 (cm)
- Contrainte maxi du béton : σb = 0,5 (MPa)
- Contrainte limite : 0,6 fcj = 24,0 (MPa)

- **Contrainte de l'acier :**

➢ tendue: $\sigma s = 6,8$ (MPa)

➢ comprimée : $\sigma s' = 6,8$ (MPa)

- Contrainte limite de l'acier : $\sigma s\ lim = 241,0$ (MPa)

On adopte le ferraillage de l'entretoise suivant :

4HA20 pour la nappe inférieure avec un espacement de 15cm

4HA20 pour la nappe supérieure avec un espacement de 15cm

VII.2.3.5. Ferraillage transversale

Sachant que le cas de fissuration est préjudiciable, on a :

$$\tau u \leq \overline{\overline{\tau u}}$$

On note :

La formule suivante : $\tau u = \frac{Vu}{d*b_0} = \frac{1.43}{0.9*1.5*0.6} = 1.77$ MPa

De plus :

On note : $\overline{\overline{\tau u}}$ = min (0. 15 $fc28/\gamma b$; 4MPa) = min (0.15*$\frac{\mathbf{40}}{\mathbf{1.15}}$, 4) =min (5.22, 4)

Ainsi : $\tau u = 1.77 \leq \overline{\overline{\tau u}} = 4$ …. Condition vérifiée

On constate que les armatures droites sont suffisantes :

$$\frac{\boldsymbol{A_t}}{\boldsymbol{b_0 S_t}} = \frac{\boldsymbol{\gamma_S \times (\tau_u - 0.3 f_{tj} k)}}{\boldsymbol{0.9 f_e}}$$

Selon le BAEL, l'espacement St est déterminé par la condition suivante :

$$St \leq \min (0.\ 9d\ ;\ 40cm)$$

On trouve que :

$$St \leq \min (135cm;\ 40cm)$$

$$St \leq 40cm$$

On prend:

$$St = 15cm$$

Alors:

$$At = \frac{(0.6*0.15*1.15*1.77)}{0.9*500} = 4.071cm2$$

- **Pourcentage minimal:**

Il est requis un seuil minimal en pourcentage pour la section d'acier par unité de longueur, défini comme suit :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0.4b_0}{f_e}$$

$$\frac{A_t}{s_t} = \frac{4.071}{15} = 0.2714\text{cm} \geq 0.4\frac{b0}{fe} = 0.4 * \frac{0.6}{500} = 4.8\text{*}10\text{-}4\text{cm}$$

Donc :

On prend **At = 4.071cm2** soit des cadres HA14 avec un espacement de 15cm.

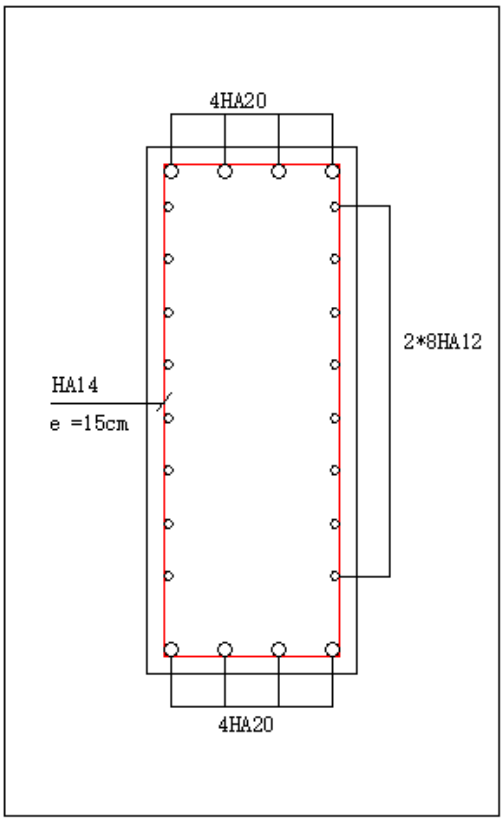


Figure VII-4: Ferraillage de l'entretoise.

CHAPITRE VIII : ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DE PONT

VIII.1. INTRODUCTION

Les équipements, qui regroupent une large gamme de dispositifs aux caractéristiques diverses tant par leur nature que par leur conception et leur fonctionnement, jouent un rôle essentiel dans la pérennité et la fiabilité d'un ouvrage. Ils participent activement non seulement à assurer le bon fonctionnement de la structure, mais aussi à garantir la sécurité et le confort des usagers, qui en sont les premiers bénéficiaires.

Dans cette optique, nous allons porter une attention particulière aux équipements indispensables à l'ouvrage, en mettant l'accent sur les appareils d'appui et les joints de chaussée. Leur comportement sera analysé dans des situations critiques, telles que les états limites ultimes ou encore les sollicitations exceptionnelles liées à des événements sismiques. Cette démarche vise à préserver l'intégrité de l'ouvrage tout en plaçant l'humain — qu'il soit usager ou intervenant — au cœur des préoccupations de sécurité et de résilience.

VIII.2. APPAREIL D'APPUI

Les appareils d'appui sont des éléments essentiels de la structure, assurant la liaison entre le tablier et les appuis. Leur rôle dépasse la simple fonction mécanique : ils permettent de transmettre les efforts verticaux et horizontaux tout en offrant la souplesse nécessaire pour absorber les déformations et mouvements de l'ouvrage, dus notamment aux variations de température, aux charges mobiles ou aux phénomènes sismiques.

Cette flexibilité contribue non seulement à réduire les contraintes internes, mais aussi à prolonger la durée de vie de la structure dans le temps. En garantissant la stabilité de l'ouvrage, les appareils d'appui participent ainsi à la sécurité des usagers et à leur confort, en limitant les vibrations et en assurant une circulation fluide et fiable. C'est donc une dimension à la fois technique et humaine qui se joue ici : préserver la solidité de l'infrastructure tout en protégeant ceux qui l'empruntent chaque jour.

VIII.2.1. Choix de type d'appareil d'appui

Selon le guide technique « Appareils d'appui en élastomère fretté », publié par le SETRA, les appareils d'appui en élastomère fretté (AAEF), aux côtés des appareils d'appui à pot (AAP), constituent environ 90 % des dispositifs d'appui utilisés dans les ouvrages d'art, notamment les ponts. Ce chiffre témoigne de leur fiabilité et de leur efficacité éprouvée sur le terrain.

Dans le cadre de l'ouvrage étudié, le choix s'oriente naturellement vers les appareils d'appui en élastomère fretté, pour plusieurs raisons à la fois techniques et pratiques :

- Ils sont simples à mettre en œuvre, faciles à régler et à contrôler, ce qui facilite le travail des équipes sur le chantier.
- Leur conception permet de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis, contribuant ainsi à un comportement plus équilibré de la structure.
- Ils ne nécessitent aucun entretien particulier, ce qui représente un avantage important en termes de gestion à long terme.

- Enfin, leur coût reste modéré, ce qui permet de maîtriser le budget sans compromettre la sécurité ou la qualité de l'ouvrage.

Ce choix technique répond ainsi à un double objectif : assurer la performance structurelle de l'ouvrage tout en tenant compte des réalités humaines et économiques du projet. Il s'agit de construire durablement, avec efficacité, mais aussi avec intelligence et responsabilité.

VIII.2.2. Dimensionnement des appareils d'appuis:

Les appareils d'appui de type B se distinguent par une composition soigneusement étudiée, alliant performance technique et durabilité. Ils sont constitués de **« n+1 »** frettes métalliques intercalées avec **« n »** feuillets d'élastomère de même épaisseur, assurant ainsi une répartition homogène des efforts et une flexibilité contrôlée.

Pour garantir leur résistance dans le temps et leur bon comportement en service, ces appareils sont enrobés sur leur périphérie d'une couche d'élastomère d'au moins 4 mm, tandis que les faces supérieures et inférieures sont protégées par une épaisseur nominale de 2,5 mm.

VIII.2.2.1. Aire de l'appareil d'appui :

Les dimensions en plan de l'appareil d'appui sont déterminées en vérifiant la condition de non-cheminement et non écrasement sur la contrainte normale sous la réaction maximale à l'ELU.

$$\sigma_m = \frac{R_{max}}{a \times b} \leq \sigma_{adm} = 20\ MPa$$

- **Rmax** : Représente **la** réaction d'appui maximale à l'État Limite Ultime **(ELU)**, d'une valeur de **2.53 MN**
- **σm** : Désigne la contrainte de compression exercée sous l'effet de cette réaction maximale.
- **a** : Côté parallèle à l'axe longitudinal de l'ouvrage.
- **b** : Côté perpendiculaire à l'axe longitudinal de l'ouvrage.

Donc :

On a : a*b ≥ 1265 cm2

A partir de l'annexe 3 et du tableau de dimensions en zones sismiques et en plans courantes on prendra : **a=350mm** et **b=550mm**

VIII.2.2.2. Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui :

En respectant la condition de non-flambement : $\frac{b}{10} \leq T \leq \frac{b}{5}$ (b le plus grand coté)

Donc : 55mm ≤ T ≤ 110m

VIII.2.2.3. Dimensionnement des frettes

On vérifie la contrainte de traction dans les frettes :

$ts > \frac{a}{B} \cdot \frac{\sigma m}{\sigma e}$

$ts > 2mm$

Avec :

B (Coefficient de forme) = $\frac{a \times b}{2 \times G \times (a+b)}$ $\sigma_m = \frac{Nmax}{a \times b}$

$\sigma e = 235\ kg/mm2$

Et pour : G=0.9 (Module de calcul du Caoutchou)

On obtient :

σ_m = 13.34 MPa, β = 11.88

Donc :

On prend **Ts= 3mm**

Les dimensions de l'appareil d'appui sont présentées dans le tableau ci-dessous :

Dimensions	Valeurs
a	350
b	550
ts	3
ti	11
e	5
n	4
T	55
Tb	70

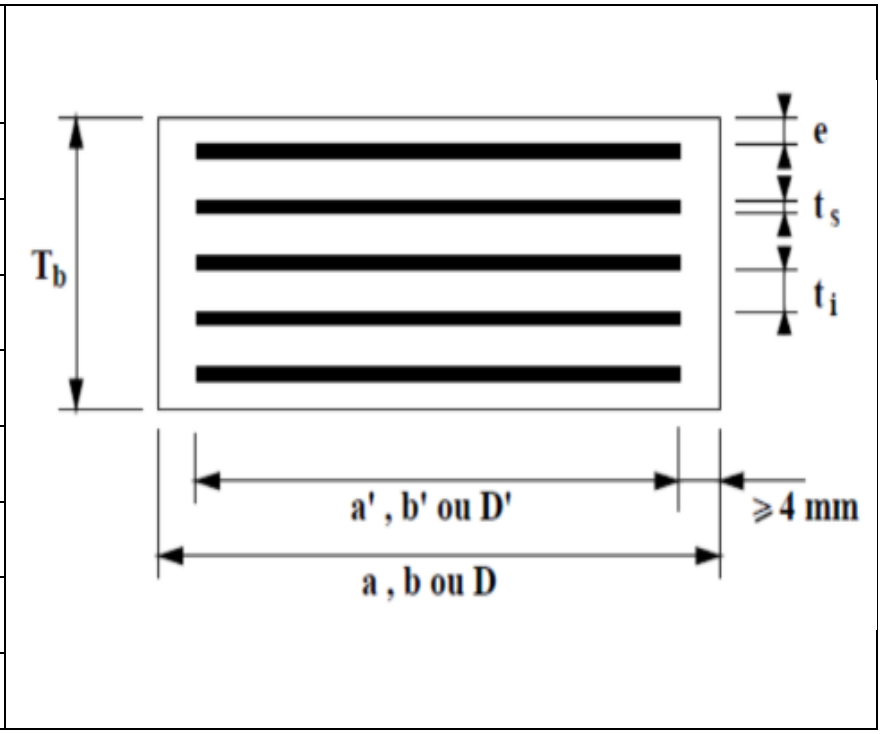


Figure VIII-1: Dimensions de l'appareil d'appui.

- **n** : Nombre de feuillets élémentaires d'élastomère.
- **ti** : Épaisseur nominale d'un feuillet élémentaire d'élastomère.
- **ts** : Épaisseur d'une frette métallique élémentaire.
- **T** : Épaisseur totale de l'élastomère**,** résultant de la superposition des feuillets.

- **Tb** : Épaisseur totale de l'appareil, incluant l'ensemble des couches d'élastomère, des frettes et des enrobages.
- **e** : Épaisseur de l'enrobage extérieur**.**
- **Enrobage des chants** : fixé à 4 mm**,** afin de garantir la protection latérale du dispositif contre les agressions extérieures.

VIII.3. EVALUATION DE LA RAIDEUR TOTALE K

Les raideurs des différents appuis sont calculées comme suite :

$$K_{A-app} = \frac{G \times a \times b}{T}, \quad K_{pile} = n_f \times \frac{3 \times E \times I}{h^3}, \quad K_{Appui} = \frac{1}{\frac{1}{K_{A-app}} + \frac{1}{K_{pile}}}$$

- G : module de cisaillement d'élastomère en cas dynamique (G = 1.2 MPa).
- nf: nombre des fûts composants la pile (nf = 3).
- a, b, T : sont respectivement les dimensions en plan et l'épaisseur d'élastomère.
- E : module de déformation instantané de béton, fc28 = 30 MPa → E = 34 180 MPa

En ce qui concerne la culée, elle est considérée comme infiniment rigide donc sa rigidité totale est celle de ses appareils d'appui.

Tableau VIII-1 : Raideurs longitudinales des appuis.

Appui	H(m)	I (m4)	Kpile (MN/m)	KA-app	nA-app	Kappui (MN/m)
C1/C2	/	/	INFINI	4.62	9	41.58
P1	10.3	0.1	28.64	4.62	18	21.3
P2	5.5	0.1	188.11	4.62	18	57.67
P3	10.8	0.1	24.84	4.62	18	19.13

Donc **:** Klong = ∑ Kappui = 181.26 (MN/m)

Tableau VIII-2: Raideurs transversales des appuis.

Appui	H(m)	I (m4)	Kpile (MN/m)	KA-app	nA-app	Kappui (MN/m)
C1/C2	/	/	INFINI	4.62	9	41.58
P1	10.3	38.33	3596.83	4.62	18	81.28
P2	5.5	38.33	23623.49	4.62	18	82.87

P3	10.8	38.33	3120.05	4.62	18	81

Donc ; Ktrans=∑ Kappui=286.73 (MN/m)

VIII.4. ETUDE SISMIQUE

La vérification des ouvrages face aux actions sismiques constitue une étape cruciale pour assurer leur sécurité et leur résilience. Elle vise à garantir que, même en cas de séisme, le risque de défaillance reste suffisamment faible pour protéger à la fois la structure et, surtout, les personnes qui l'empruntent. Il s'agit non seulement de préserver le patrimoine technique, mais aussi de répondre à une responsabilité humaine et sociétale : celle de construire pour protéger.

Selon les recommandations du RPOA 2008 (Règlement Parasismique applicable aux Ouvrages d'Art), les caractéristiques sismiques propres à notre ouvrage sont les suivantes :

- Le pont est classé en groupe 1**,** ce qui signifie qu'il s'agit d'un ouvrage important**,** nécessitant une attention particulière dans sa conception.
- Le sol sur lequel il repose est de catégorie S2, soit un site ferme**,** ce qui influence favorablement le comportement en cas de sollicitation sismique.
- L'ouvrage est implanté en zone sismique **IIa**, caractérisée par une moyenne sismicité**.**
- Le coefficient d'accélération de zone applicable est **A = 0.25**, conformément au tableau 3.1 du RPOA.
- Le taux d'amortissement du matériau des appuis (béton armé) est estimé à **ξ = 5 %,** valeur couramment utilisée dans les analyses dynamiques.
- Enfin, le module de cisaillement dynamique de l'élastomère utilisé dans les appareils d'appui est **G = 1,2 MPa**, ce qui reflète sa capacité à dissiper l'énergie vibratoire.

En pratique, l'analyse dynamique du comportement du pont face aux séismes est réalisée à l'aide de la méthode spectrale monomodale, axée sur le mode fondamental de vibration, ou bien par la méthode du spectre de réponse, plus adaptée aux structures complexes.

Au-delà des chiffres et des normes, cette démarche traduit une volonté de concevoir des infrastructures robustes et pérennes, capables de résister à l'imprévu. Elle place l'humain au cœur des préoccupations en anticipant les risques pour offrir un environnement sécurisé aux générations présentes et futures.

VIII.4.1. Méthode monomodale

La méthode monomodale est applicable lorsque le comportement dynamique de l'ouvrage peut être fidèlement représenté par un modèle à un seul degré de liberté. Dans ce cadre, seule la forme modale fondamentale est prise en compte, en supposant que l'ensemble de la masse vibrante y est concentré. Cette simplification permet une analyse efficace, à condition que les hypothèses sous-jacentes soient respectées.

Cependant, avant d'adopter cette approche pour notre ouvrage, il est indispensable de vérifier que les conditions d'applicabilité sont bien réunies. Cette étape de validation n'est pas qu'un simple exercice technique : elle reflète notre engagement à garantir la fiabilité des résultats et, au-delà, la sécurité des usagers. Il s'agit de faire preuve de rigueur et de

responsabilité dans le choix des méthodes, afin que chaque décision prise dans la conception de l'ouvrage soit guidée par la recherche de performance, de justesse et de protection humaine.

❖ **Masse Modale :**

Pour que l'approche monomodale soit considérée comme valide**,** la masse modale c'est-à-dire la masse totale mise en mouvement par le mode fondamental doit représenter au moins 70 % de la masse totale de la structure. Cette dernière inclut non seulement le tablier, mais aussi les éléments en élévation tels que les fûts et les chevêtres des appuis**.**

En pratique, cette condition peut être traduite par une règle simple : la masse des piles (Mp) doit rester inférieure à 43 % de la masse du tablier (Mt)**,** soit **Mp < 0,43 Mt**. Cette vérification permet de s'assurer que la dynamique de l'ouvrage est bien dominée par le tablier, et que le mode fondamental capte l'essentiel de la réponse sismique.

- Mt = G * Nombre de travées = 17007.1*4 = 68028.4 KN
- Mpiles= M fut +M chevêtre = 751.72*9+ 1267.2*3 = 10567.08KN

On a:

0.43*Mt = 0.43*Mt = 29252.212KN > Mp= 10567.08 KN.. **(Condition vérifié)**

❖ **Courbure de Pont:**

Angle balayé en plan par la tangente à l'axe (3.5 gr) est inférieur à 30 gr **(condition vérifiée).**

VIII.4.1.1. Evaluation de l'effort sismique longitudinal

Dans la direction longitudinale des ponts à tracé sensiblement rectiligne, la déformation horizontale du tablier reste très faible par rapport aux déplacements subis par les têtes de piles sous l'effet des secousses sismiques. Autrement dit, c'est principalement la souplesse des appuis verticaux qui conditionne la réponse dynamique de l'ouvrage.

On applique au tablier une force horizontale statique équivalente F donnée par :

$$\mathbf{F = M \times Sae(T, \xi)}$$

Où :

M : la masse de système qui égale à la masse totale de tablier seul car il repose sur des appareils d'appui en élastomère frettée : M = 1700.7 t

Sa (T) : accélération spectrale de spectre de calcul correspondant à la période fondamentale.

$$\text{Sae}(T,\xi)_{(m/s^2)} = \begin{cases} AgS\left(1+\frac{T}{T_1}(2.5\eta-1)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta AgS & T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta AgS\left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 \le T \le 3.0s \\ 2.5\eta AgS\left(\frac{3T_2}{T^2}\right) & T \ge 3.0s \end{cases} \quad (3.1)$$

g : accélération de la pesanteur (=9,81m/s²)
T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site
S : coefficient de site
A : est donnée dans le tableau 3.1
η : facteur de correction de l'amortissement ($\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$)
ξ : taux d'amortissement défini en 4.2.4

Pour :

- A=0.25
- S=1.1
- T1=0.15 et T2=0.4
- T=2π × $\sqrt{\frac{M}{k}}$ = 0.61s

❖ **Force sismique longitudinale** :

On a : T2=0.4s < T=0.64s < 3.00s

Donc Sae(T, ξ) = 2.5.η.Ag.S.($\frac{T2}{T}$) = 4.34 m/s2

FL = M × Sae(T, ξ) = 7539.07 KN

❖ **Le déplacement de tablier par rapport au sol :**

$$d = \frac{T^2}{4 \times \pi^2} \times Sa$$

Donc : d=0.042m

❖ **La force repartie sur chaque appui :**

La force F est repartie sur chaque appui (i) au prorata des raideurs :

$$Fi = \frac{Ki}{K} \times F$$

Tableau VIII-3: Répartition des efforts longitudinaux sur chaque appui

Piles	Kappui (MN/m)	KT (MN/m)	F (KN)	Fappui (KN)
C1	41.58	181.26	7539.1	1729.4
P1	21.3	181.26	7539.1	886.1
P2	57.67	181.26	7539.1	2398,5
P3	19.13	181.26	7539.1	795.6
C2	41.58	181.26	7539.1	1729.4

VIII.4.1.2. Evaluation de l'effort sismique transversale

En fonction des caractéristiques spécifiques du pont, la méthode monomodale peut être mise en œuvre en adoptant deux approches de modélisation distinctes :

- Le modèle à tablier rigide, dans lequel le tablier est supposé indéformable en flexion latérale.
- Le modèle à tablier flexible, qui prend en compte la déformabilité du tablier dans l'analyse dynamique.

Dans le cas présent, le pont est équipé d'appareils d'appui en élastomère fretté**,** qui assurent la liaison mécanique entre le tablier et l'infrastructure (piles et culées). Ce type de liaison permet d'absorber certains déplacements tout en transmettant les efforts, ce qui justifie le recours au modèle à tablier rigide dans notre analyse.

Dans cette configuration, la force sismique transversale appliquée au tablier est déterminée selon une formule spécifique, qui traduit la réponse du pont face aux sollicitations horizontales.

Cette démarche n'est pas seulement un exercice d'ingénierie : elle participe **à** assurer la fiabilité de l'ouvrage en cas de séisme**,** en veillant à ce que la structure réagisse de manière prévisible et contrôlée. C'est aussi, en filigrane, une manière de répondre à une exigence éthique : concevoir des ponts sûrs, durables et protecteurs pour les personnes qui les utilisent au quotidien.

La force appliquée au tablier dans la direction transversale du pont est définie par la formule suivante :

$$FT = MT \times Sae(T, \xi)$$

❖ **Force sismique transversale :**

Tableau VIII-4 : Répartition des efforts transversaux sur chaque appui.

Appui	K (MN/m)	M (Kg)	T (s)	Sa (m/s²)	Fi (KN)
P1	70,59	1.856.784,80	0.95	2,84	5274.68
P2	71,78	1.843.220,00	0.94	2,88	5306.46
P3	70,55	1.858.197,80	0.95	2,83	5267.6
C1/C2	36,00	1.827.677,00	1,32	2.05	3742.95

VIII.4.1.3. Evaluation de l'effort sismique verticale

L'action sismique est calculée par travée avec la formule suivante :

$$Ri = a.b.\mu.L$$

Avec :

L : Longueur de la travée

μ = Masse linéique du tablier = 45971,8 kg/m

A, B sont des paramètres tirés de la figure ci-dessous :

Zone sismique	IA			IB			II			III		
Importance	B	C	D	B	C	D	B	C	D	B	C	D
Site S0	1,75	2,63	3,50	2,63	3,50	4,38	4,38	5,25	6,13	6,13	7,00	7,88
Site S1	1,75	2,63	3,50	2,63	3,50	4,38	4,38	5,25	6,13	6,13	7,00	7,88
Site S2	1,58	2,36	3,15	2,36	3,15	3,94	3,94	4,73	5,51	5,51	6,30	7,09
Site S3	1,40	2,10	2,80	2,10	2,80	3,50	3,50	4,20	4,90	4,90	5,60	6,30

Tableau 4-6 : Paramètre a

Le paramètre b quantifie la réaction d'appui pour un ouvrage " normalisé " : travée centrale, masse linéique et spectre unitaires (L=1, μ=1, R(T)=1 pour toute période T). Les valeurs obtenues sont présentées au Tableau 4-7 pour différents types d'ouvrages (Figure 4-10).

1 travée	2 travées			3 travées			4 travées			
b = 0,41	Ψ	R_1	R_2	R_3	Ψ	R_1	R_2	Ψ	R_1	R_2	R_3
	0,5	0,22	0,57	0,33	0,5	0,22	0,45	0,5	0,19	0,38	0,71
	0,6	0,24	0,49	0,31	0,6	0,24	0,48	0,6	0,25	0,42	0,62
	0,7	0,29	0,52	0,28	0,7	0,26	0,58	0,7	0,29	0,57	0,54
	0,8	0,33	0,63	0,25	0,8	0,26	0,69	0,8	0,27	0,70	0,64
	0,9	0,34	0,78	0,25	0,9	0,24	0,75	0,9	0,22	0,69	0,82
	1,0	0,31	0,89	0,31	1,0	0,25	0,75	1,0	0,24	0,64	0,90

Tableau 4-7 : Paramètre b

Figure VIII-2: Paramètres a,b

Dans le cas de notre ouvrage :

Le coefficient a : 4.38

Les coefficients b :

B= 0.24 pour les culées

B= 0.64 pour les piles P1 et P3

B= 0.9 pour la pile P2

En remplacent dans l'équation :

R culée = 1788.046 KN

R (P1 et P3) = 4768.123 KN

R (P2) = 6705.172 KN

VIII.4.1.4. Combinaisons des composantes de l'action sismique

Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble sont combinés de la manière ci-dessous d'après l'eq 4.15 du RPOA.

$$E = \begin{Bmatrix} E_1 = E_x \pm 0,3E_y \pm 0,3E_z \\ E_2 = E_y \pm 0,3E_x \pm 0,3E_z \\ E_3 = E_z \pm 0,3E_x \pm 0,3E_y \end{Bmatrix}$$

Les résultats des combinaisons sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VIII-5: Combinaisons des efforts.

Appui	EX(KN)	EY(KN)	EZ(KN)	E1(KN)	E2(KN)	E3(KN)
C1	1729.0743	3742.95	1788,046	3388.73	4798.19	3429.76
P1	886.07	5274.68	4768,123	3898.91	6970.94	6616.35
P2	2398.5	5306.46	6705,172	6001.99	8037.56	9016.66
P3	795.63	5267.6	4768,123	3806.35	6936.73	6587.09
C2	1729.43	3742.95	1788,046	3388.73	4798.19	3429.76

VIII.5. VERIFICATION DES APPAREILS D'APPUIS :

VIII.5.1. Résistance à la compression

On vérifie que :

$$\sigma_m \leq 20MPa$$

Avec :

$$\sigma_m = \frac{N}{a.b}$$

En remplaçant :

σ_m = 13.14 MPa < 20 MPa … **(Condition vérifié)**

VIII.5.2. Sécurité au flambement

On doit vérifier que :

$$\gamma_s . Pu \leq Pc$$

Avec :

γ_s = Coefficient de sécurité

Pu : La valeur maximale des charges verticales à l'ELU

Pc : la charge critique du flambement

B : l'aire nominale de l'appui

D : la somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur de caoutchouc

H : la hauteur totale de l'appareil d'appui

On calcule Pc :

$$\text{Pc} = 4 . G . B . S^2 . \frac{d}{h}$$

Avec :

$$S = \frac{a . b}{2 . t . (a + b)}$$

S = 10.69, d = 0.013m, h = 0.06m, B = 0.19 m2

Alors:

Pc = 15.85 MN

γ_s Pu = 3*2.53 MN = 7.59 MN

γ_s Pu = 7.59 MN < Pc= 15.85 MN **... (Condition vérifié)**

VIII.5.3. Limitation de la Distortion

On doit vérifier :

$$\boldsymbol{\delta = \tan\gamma < \delta c}$$

Avec :

$$\boldsymbol{\delta c} = \begin{cases} 0.7 + 4(\delta 0 - 0.7)(0.25 - P) & \text{si } \mathbf{P \leq 0.25} \\ 1.4(1 - 2P) & \text{si } \mathbf{P > 0.25} \end{cases}$$

P = $\frac{Pu}{Pc}$

δ0 = $\frac{C}{Tb}$ **,** borné par **(0.7 < δ0< 2)**

c : le plus petit côté pour un appui rectangulaire **(c = 300mm)**

δ : la distorsion de l'appareil d'appui

d : déplacement horizontal

- **Application numérique :**

Tb= 60mm

P = 0.159 ≤ 0.25

δ0 = 5. On prend **δ0 = 2**

Alors : **δc = 1.1732**

On a :

d = dseisme + dr+f + 0.4 dt + 0.2 dfreinage = 0.042+0.01+0.4*0.0064+0.2*0.02

d =0.0585m

On calcule :

δ = d/Tb = $\frac{0.0585}{55*10-3}$ **= 1.06**

On déduit : **δ = 1.06 ≤ δc = 1.1732.. (Condition vérifié)**

VIII.5.4. Condition de Non-glissement :

On vérifie l'inégalité suivante : H < f × N

Avec :

H : effort horizontal.

N : effort de compression vertical.

f : est le coefficient de frottement, f = 0.1 + 0.6/σm

- **Application numérique :**

Cas de pile :

N = RG + Rseisme maxpile +0.2 × Rsurcharge maxpile = 0.517 + 0.498 + 0.2 × 0.196

N = 1.054MN

σm = $\frac{N}{a*b}$ = $\frac{1.054}{0.35*0.55}$ = 5.475 MPa→ f = 0.21

H = Hs pile + 0.4 HT + Hr+f +0.2* Hfreinage max =0.33+0.4*0.01+0.016+0.2*0.032

H= 0.37MN

Donc H = 0.37 > f × N = 0.22 **(condition non vérifie)**

Cas de la culée :

N = RG + Rseisme max culee + 0.2 × Rsurcharge max culee = 0.517 + 0.376 + 0.2 × 0.198

N = 0.9326 MN

$\sigma m = \frac{N}{a*b} = \frac{0.9326}{0.35*0.55} = 4.85$ Mpa→ f = 0.22

H = Hs culee + 0.4 HT + Hr+f +0.2* Hfreinage max =0.372+0.4*0.01+0.016+0.2*0.032

H= 0.3984 MN

Donc H = 0.4 > f × N = 0.2 **(condition non vérifiée)**

Le néoprène doit être équipé d'un système anti-cheminement car la condition de glissement n'est pas vérifiée.

VIII.6. DES D'APPUIS :

Le dé d'appui est un élément en béton armé, placé sous l'appareil d'appui, sur lequel cette dernière repose directement. Il joue un rôle essentiel dans la structure du pont en distribuant les charges localisées issues du tablier vers la pile ou la culée, afin d'éviter des concentrations de contraintes susceptibles de provoquer des fissures ou des dégradations prématurées.

Au-delà de sa fonction de répartition des efforts, le dé d'appui contribue également à assurer un bon positionnement et un fonctionnement stable de l'appareil d'appui, participant ainsi à la transmission fluide des forces entre le tablier et l'infrastructure.

Conçu avec soin, il garantit la durabilité de l'ouvrage, en limitant les pathologies structurelles, et participe à la sécurité des usagers. Chaque détail de sa conception et de sa mise en œuvre reflète l'engagement de l'ingénierie à construire des ponts solides, fiables, et pensés pour servir durablement l'humain dans ses déplacements quotidiens.

VIII.6.1. Dimensionnement des dés d'appuis

❖ **Dimension en plan**

Les bossages jouent un rôle important dans l'adaptation de la géométrie de l'ouvrage. Leur hauteur a pour objectif de compenser la dénivellation entre l'intrados du tablier (la face inférieure) et la face supérieure des appuis, afin d'assurer un appui stable, uniforme et conforme aux exigences de pose.

Dans le cas de notre ouvrage, qui présente des pentes à la fois longitudinales et transversales (en raison du dévers), la hauteur des bossages sera nécessairement variable pour s'adapter aux différences de niveau. Toutefois, une valeur minimale de 10 cm est retenue pour garantir une assise suffisante, quelle que soit la position sur la structure.

Par ailleurs, afin de protéger efficacement l'appareil d'appui et de garantir sa stabilité, les bossages doivent présenter un débord par rapport à l'appareil d'au moins 5 cm. Mais, étant donné que la hauteur minimale des bossages est fixée à 10 cm, il est plus cohérent et plus sûr de porter également ce débord à 10 cm.

Ce soin apporté aux détails, souvent considérés comme secondaires, participe pleinement à la pérennité de l'ouvrage. Il reflète aussi une vision responsable de l'ingénierie : anticiper les contraintes, adapter les solutions, et garantir, jusque dans les plus petits éléments, la sécurité, la fiabilité et le confort des usagers. Car derrière chaque pont bien conçu, il y a une volonté de servir l'humain avec rigueur et bienveillance.

D'après le guide SETRA (Piles et palées 73) :

A = a + 150 = 450 mm

B = b + 150 = 650 mm

La hauteur de dé d'appui présente une hauteur minimum de :

$$\mathbf{H \geq \frac{2*a*b}{2*(a+b)} \geq 266mm}$$

VIII.6.2. Ferraillage du dé d'appui:

Les bossages d'appui sont des pièces soumises à la compression, les différentes sections d'armateurs sont évaluées selon le guide SETRA (P.P.73).

- **Armatures horizontales**

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, l'ensemble des armatures horizontales placées sous le chinage devra un effort égal à 12.5% de la même descend de charge.

$$Ah = \frac{(0.125*N)}{\sigma_s} = \frac{0.125*2.53}{434.78} = 7.27 \text{ cm2, on prend: 4HA16 = 8.04 cm2}$$

- **Armatures de chainage**

Ces armatures de chainage sont généralement disposées en une seule nappe, La section calculée doit reprendre un effort N = 25% Nmax :

$$Ac = \frac{(0.25*N)}{\sigma_s} = \frac{0.25*2.53}{434.78} = 1.45 \text{ cm2 , on prend : 2HA10 = 1.57 cm2}$$

- **Frette inferieure**

Une frette inferieure d'éclatement, disposé à une profondeur entre h/3 et h, à partir de la face supérieure de l'appui.

$$Ah = \frac{(0.1*N)}{\sigma_s} = \frac{0.1*2.53}{434.78} = 5.82 \text{ cm2, on prend: 3HA16 = 6.03 cm2}$$

- **Frette supérieure**

Elle est placée la plus près possible de la face supérieure de l'appui, il s'agit d'armatures croisées. Ces armatures sont capables de reprendre 4% de N.

$$Ah = = \frac{(0.04*N)}{\sigma_s} = \frac{0.04*2.53}{434.78} = 2.33 \text{ cm2, on prend 2HA14 = 3.08 cm2}$$

VIII.7. JOINT DE CHAUSSEE

Un joint de chaussée est un dispositif essentiel qui permet d'assurer une circulation fluide et sécurisée à l'endroit où le tablier d'un pont ou d'un ouvrage subit une interruption. Il joue un rôle clé en autorisant les mouvements naturels de dilatation et de contraction de la structure, dus aux variations de température, aux charges de trafic, et aux propriétés spécifiques des matériaux utilisés. Ainsi, il prévient les déformations brusques de la chaussée. Le choix du type de joint à installer dépend de plusieurs facteurs, notamment l'amplitude des mouvements à absorber (appelée capacité de souffle) et le niveau de trafic que l'ouvrage doit supporter.

VIII.7.1. Calcul du souffle

Le souffle d'un joint est le déplacement relatif maximal prévisible des deux éléments en regard, mesuré entre leurs deux positions extrêmes. On ne s'intéresse qu'à la composante longitudinale de ce déplacement. Selon RPOA 2008, le dimensionnement est fait selon la combinaison suivante :

$$\mathbf{W = WD + 0.4\ WT + \frac{WS}{3}}$$

Le souffle total correspond à la somme des différents mouvements que le joint doit permettre. Il comprend :

- **Ws : Souffle sismique** Ws=**0,044 m**
- **WD : Souffle des déformations différées (retrait + fluage)**
  WD=εr+f×lo=5,5×10−4×18.5=**0,01m**
- **WT : Souffle thermique**
  WT=α×l0×Δt=9,9×10−6×18.5×35=**0,0064 m**

Alors :

$$W = 0.01+0.4*0.0064+\frac{0.044}{3} = \mathbf{0.027m}$$

VIII.7.2. Type de joint

Pour un souffle de 0,027 m (27 mm), la solution la plus appropriée est l'utilisation d'un joint d'expansion de type T proposé par Freyssinet. Conçu pour absorber des déplacements longitudinaux allant jusqu'à 40 mm, ce joint est parfaitement adapté aux petits mouvements comme celui observé ici. Robuste et facile à installer, le joint T présente l'avantage d'exiger peu ou pas d'entretien, ce qui en fait une solution durable et économique pour les structures ferroviaires. Sa conception simple permet une intégration efficace tout en assurant une protection contre l'intrusion de matériaux indésirables, comme le ballast. Ce type de joint est donc recommandé pour garantir la continuité de la voie tout en maintenant la performance structurelle du tablier.



Figure VIII-3: Joint sismique type T.

CHAPITRE IX :
ETUDE INFRASTRUCTURE

IX.1. INTRODUCTION

L'étude de l'infrastructure d'un ouvrage constitue une phase essentielle du projet, car elle conditionne directement la stabilité et la pérennité de l'ensemble de la construction. Elle a pour mission fondamentale d'assurer la transmission des charges permanentes et variables de l'ouvrage vers le sol, par l'intermédiaire des fondations. Cette étape ne peut être dissociée du reste du projet tant elle est au cœur de l'équilibre de la structure.

Dans ce chapitre, nous présenterons les différentes étapes du dimensionnement des piles et des culées du pont ferroviaire étudié. Ces éléments assurent le transfert des efforts générés par le trafic ferroviaire, les effets de freinage, ainsi que les sollicitations liées aux conditions climatiques et aux mouvements du terrain. Leur conception doit répondre à des exigences précises de sécurité, de durabilité et de performance structurelle.

IX.2. ETUDE DE LA PILE

La pile constitue un appui intermédiaire essentiel dans la structure d'un pont, jouant un rôle de relais entre le tablier et le sol. Sa fonction principale est d'assurer la transmission des efforts, qu'ils soient permanents ou variables, jusqu'aux fondations. Elle doit garantir cette transmission de manière stable et durable, quelles que soient les conditions d'exploitation ou les sollicitations extérieures.

Une pile se compose généralement de trois éléments principaux :

- Le chevêtre, qui répartit les charges venant du tablier,
- Le fût (ou corps de pile), qui transmet ces charges vers la base,
- La semelle, qui assure la liaison avec les fondations profondes, souvent constituées de pieux.

Soumise à une diversité de contraintes, la pile doit résister à :

- Des efforts verticaux tels que son propre poids, le poids du tablier et les surcharges d'exploitation (trafic ferroviaire, équipements, etc.),
- Des efforts horizontaux engendrés par le freinage des trains, les effets thermiques (dilatation), les phénomènes différés du béton (retrait, fluage), ainsi que les sollicitations sismiques.

Au-delà de sa fonction structurelle, la pile participe à la fiabilité globale de l'ouvrage. Conçue avec précision, elle contribue à la sécurité des usagers et à la durabilité du pont, garantissant un fonctionnement optimal du réseau ferroviaire, jour après jour.

IX.2.1. Evaluation des Efforts Agissant sur la Pile

La pile est soumise à des sollicitations provenant des charges permanentes et d'exploitation, traduites par des efforts verticaux, horizontaux et des moments. Elle est modélisée comme une console encastrée à sa base afin de représenter son comportement structurel. L'étude portera sur, la plus haute de l'ouvrage, car elle constitue le cas le plus défavorable. Son analyse vise à garantir la sécurité, la stabilité et la durabilité du pont ferroviaire.

Pour :

- **/XV/o(x/o)** : Bras de levier de la force verticale appliquée en un point (o), selon la direction x.
- **/XH/O/a(y/a,o)** : Bras de levier de la force horizontale appliquée au point O, avec des composantes selon l'axe y, ou en un point donné (a, o).

Tableau IX-1: Evaluation des efforts statiques de la pile la plus sollicité.

Désig	N (KN)	H(KN)	/X_V/o(x/o)	/X_H/O/a(y/a,o)	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
Fûts	916,09	/	0,00	5,40	0,00	/
Chevêtre	1220,63	/	0,00	11,70	0,00	/
GTablier	9314,92	/	0,00	12,60	0,00	/
Hf+r	/	288,75	/	12,60	/	3638,25
HT°	/	184,80	/	12,60	/	2328,48
Somme	11451.63	473.55	/	12.60	0.00	5035.34
UIC71+SW/2	7563.76	/	0	/	0	/

IX.2.2. Combinaisons des efforts

Les combinaisons prises en considération sont définies dans le chapitre V, le tableau ci-dessous résume les sollicitations maximales à l'ELU, à l'ELS.

Tableau IX-2: Combinaison des efforts.

Cas	Combinaisons	N (KN)	H (KN)	M (KN.m)
ELS	G +1.19 (UIC71+SW/2)	20452.044	2470.23	10345.86
ELU	1.35G+1.6(UIC71+SW/2)	27561.71	3340.5	14147.45

IX.2.3. Vérification du flambement des futs

La condition de flambement à vérifier est donnée par la formule suivante :

$$\lambda = \frac{Lc}{i} < 70$$

Lc : représente la longueur de flambement

I : Rayon de giration de la barre autour de l'axe de flambement.

Ce qui nous donne : $\lambda = 0.7x10.8/0.29 = 26.06$

Donc on constate qu'il n'y a pas un risque de flambement.

IX.2.4. Ferraillage des éléments de la pile

IX.2.4.1. Ferraillage des futs

Les fûts sont des éléments qui sont encastrés à la base dans la semelle, ils travaillent à la flexion composée. Ils sont sollicités essentiellement aux : charges permanentes, poids propres de la superstructure et les efforts sismiques.

Les colonnes présentent les dimensions suivantes :

- Diamètre des colonnes : D=1.20 m
- Hauteur : H = 10,80 m
- Entraxe : E = 3.6 m

La pile se compose de trois futs donc les résultats calcules ci-dessus doivent être répartie sur le nombre de futs. Avec Nfuts= 3. Les résultats utilisés dans le ferraillage sont :

A L'ELU

- Mmax : 4715. 81Kn.m/ml
- Nmax : 9187.24 KN
- Tmax : 1113.5 KN

A L'ELS

- Mmax : 2448. 62Kn.m/ml
- Nmax : 6817.35 KN
- Tmax : 823.41 KN

En utilisant le logiciel **ROBOT EXPERT** pour le calcul de la section d'acier pour une section de béton (D=1.2m), on aura comme résultat :

Pour le ferraillage longitudinal

- Section nécessaire d'armature longitudinale : 187.5 cm²
- Barres choisies : T32 → section unitaire = 8,04 cm²
- Nombre total de barres : 24 barres

Disposition des barres

- Espacement entre barres : 14 cm

Pour le ferraillage transversal

- Barres utilisées : HA16

Disposition selon zones sismiques (RPOA)

- Zone courante (zone non critique) : Espacement = 25 cm
- Zone critique : Espacement réduit = 12,5 cm

L'illustre ci-dessous représente la disposition des armatures :

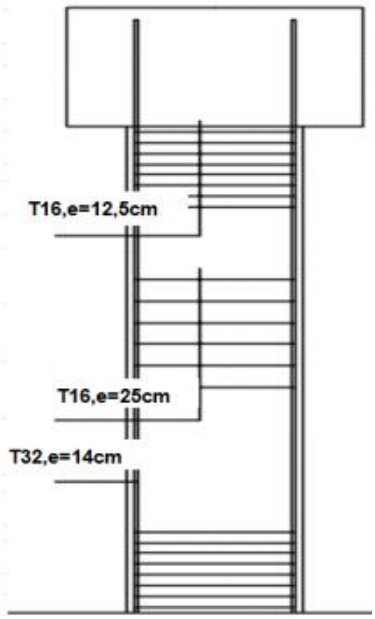


Figure IX-1 : Disposition des armatures dans le fut.

IX.2.4.2. Ferraillage du chevêtre

Le chevêtre est généralement sollicité par deux sollicitations, une flexion longitudinale et une torsion.

- **Dimensionnement a la flexion**

La modélisation du chevêtre est faite à l'aide du logiciel ROBOT. Les résultats de la modélisation obtenue à l'ELS et à l'ELU sont présentés sur la figure ci-dessous :

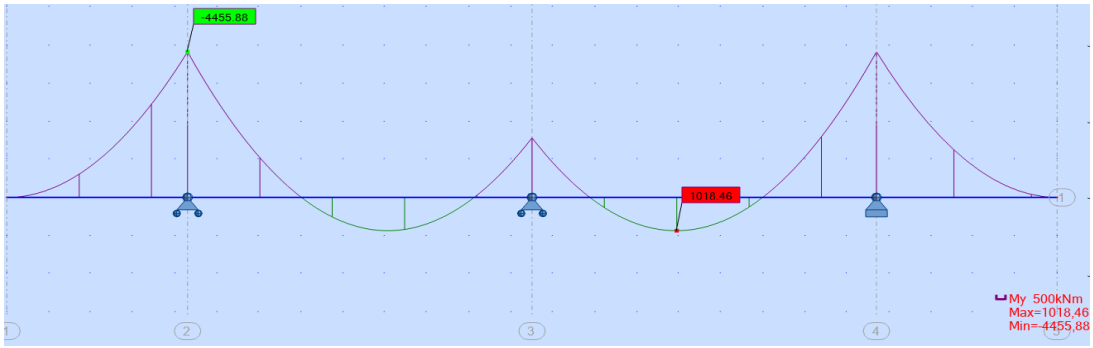


Figure IX-2: Les moments max a l'ELU.

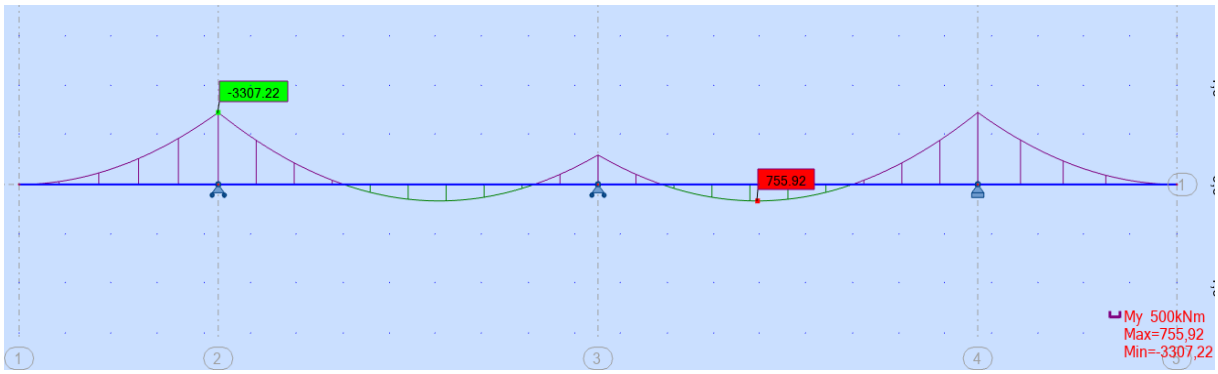


Figure IX-3: Les moments max a l'ELS.

❖ **Ferraillage du chevêtre**

Pour :

H=1.8m

B= 2.2m

L= 12.5m

Tableau IX-3: Ferraillage du chevêtre.

Sollicitations	Mmax-ELS (Kn.m)	Mmax-ELU(Kn.m)	As cm^2	Armatures	e (cm)
Sur appui	3370.22	4455.88	97.1	19HA25	12
Mi-travée	755.92	1018.46	38.5	19HA16	12

- **Dimensionnement a la torsion**

Le dimensionnement à la torsion du chevêtre est l'étude et la vérification de la capacité du chevêtre (élément horizontal en tête de pile qui supporte le tablier) à résister aux efforts de torsion transmis par la structure, en particulier dans les cas où la répartition des charges ou les conditions d'appui créent un moment de torsion autour de l'axe longitudinal du chevêtre. On considère une section rectangulaire ayant la hauteur de chevêtre et dont la largeur est limitée par :

$$\begin{cases} \ell_t = \ell_c & \text{si } \ell_c \leq \varnothing + h_c \\ \ell_t = \varnothing + h_c & \text{si } \ell_c > \varnothing + h_c \end{cases}$$

Avec :

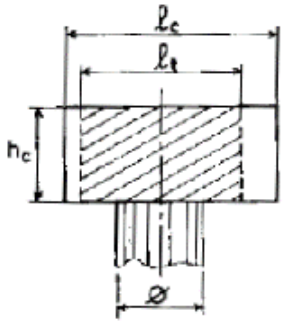


Figure IX-4: Dimensions du chevêtre a la torsion.

La contrainte tangentielle est donnée par :

$$\tau_b = \frac{C}{2 \times \Omega \times b_n}$$

Avec :

bn : l'épaisseur de la paroi de la section creuse équivalente, bn = Hc/6

C : moment de torsion maximale par ml, C = Pg × e = Max (C1, C2)

Ω : l'aire de la torsion, Ω = (Hc- bn) × (Lt- bn)

La section de ferraillage est donnée par la formule suivante :

$$A_s = \frac{1}{\bar{\bar{\sigma}}_a} \times \frac{C \times P}{2\Omega}$$

C1 : moment de torsion en phase de construction.

C2 : moment de torsion en service.

P : périmètre de chevêtre.

$\bar{\bar{\sigma}}a$: contrainte admissible de l'acier, $\bar{\bar{\sigma}}a$ = 2/3 Fe.

❖ **Application numérique**

Lc = 2.17 m, Ø = 1.2 m, Hc = 1.8 m

On a Lc ≤ Ø + Hc

Donc Lt = 2.17m

C1 = Pg*e= 268.51*0.59=158.42 KN.m/ml

C2 = Pg*e= 137.78*0.59=81.29 KN.m/ml

Avec: P= Réaction maximale, e= distance entre l'axe du chevêtre et l'axe de l'appareil d'appui

bn = 0.3 m, Ω = 2.81 m2

P = 7.34 m, $\bar{\bar{\sigma}}a$ = 333.33 MPa

As = 6.22 cm2 on opte pour 5 HA 14 avec um espacement de 20 cm.

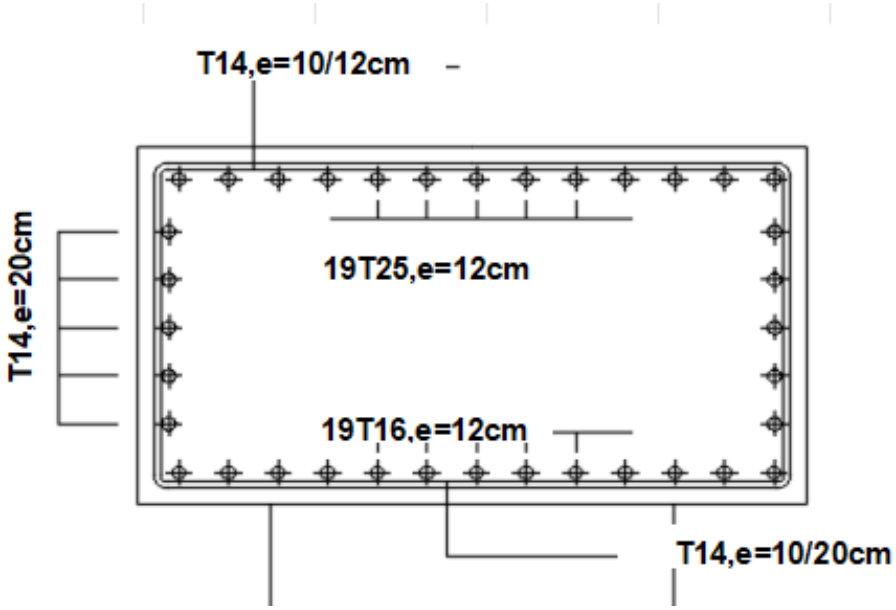


Figure IX-5: Disposition des armatures du chevêtre.

IX.2.5. Etude de fondation de la pile

D'après le rapport géotechnique fournit par le laboratoire, le mode de fondation préconisé pour les appuis de notre ouvrage est de type profond : pieux de 25m de longueur et de 1.2m de diamètre.

IX.2.5.1. Dimensions de la semelle

La semelle a le rôle de transmettre les différentes charges au sol par l'intermédiaire des pieux.

Tableau IX-4: Dimensions de la semelle de la pile.

/	**Pile**
Largeur (m)	6
Hauteur (m)	1.6
Entraxe entre 2 pieux (m)	3.6

IX.2.5.2. Evaluations des efforts agissants sur la semelle

Le Tableau Ci-Dessous représente les Efforts Agissants sur la semelle :

Tableau IX-5: Efforts agissants sur la semelle

Désig	N (KN)	H (KN)	/FV/o (x/o)	/FH/O/a (y/a,o)	MFV/o	MFH/o
Semelle	2970,00	/	0,00	0,75	0,00	/
Fûts	916,09	/	0,00	6,90	0,00	/
Chevetre	1220,63	/	0,00	13,20	0,00	/
G Tablier	9314,92	/	0,00	14,10	0,00	/
Hf+r	/	288,75	/	14,10	/	4071,38
HT°	/	184,80	/	14,10	/	2605,68
Somme	14421,63	399,63	/	/	0,00	5634,78

Tableau IX-6: Combinaisons des efforts.

Cas	Combinaisons	N (KN)	H (KN)	M (KN.m)
ELS	G +1.19 (UIC71+SW/2)	23422.5	2470.23	10945.3
ELU	1.35G+1.6(UIC71+SW/2)	31527	3340.5	14981.64

IX.2.5.3. Effort revenant à chaque pieux

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

N : effort normal.

Myi : moment maximal.

n : nombre des pieux = 8

yi : distance entre l'axe de symétrie de la semelle et l'axe de symétrie de pieux considéré.

yi =1.8 m.

Tableau IX-7: Effort revenant à chaque pieu.

Etat	Rmin	Rmax
ELU	2900	4981.27
ELS	2167.72	3687.9

IX.2.5.4. Ferraillage de la semelle

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

$$\begin{cases} \alpha \geq 45° \\ h \geq \dfrac{L}{2} - \dfrac{b}{4} \end{cases}$$

Avec :

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

b : diamètre de fut , b = 1.2m.

h : hauteur utile de la semelle, h = H - 0.1 = 1.5m

On a :

$$tg\alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} = 45°$$

$$H=1.5 \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} = 1.5$$

- **Armatures transversales inférieures**

$$A_S = \frac{N_{max}}{\overline{\sigma_a}} \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h}$$

Avec :

Nmax-els = 3.69MN

σ_a^- = 2/3 fe = 333.33 MPa

As = 110 cm2

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux telle que sa largeur L est égale a : h + Øpieux = 1.5+1.2 = 2.7m.

Donc 110/2.7 = 40.74 cm2/ml, soit 9HA25 avec un espacement de 20 cm.

❖ **Amateures transversales supérieures**

AS = 40.74/3 = 13.58 cm2/ml, soit 9HA16 avec un espacement de 12 cm.

❖ **Armatures longitudinales inferieures :**

AS = 40.74/2 = 20.37 cm2/ml, soit 6HA20 avec un espacement de 17.5 cm.

❖ **Armatures longitudinales supérieures :**

AS = 40.74/4 = 10.19 cm2/ml, soit 6HA16 avec un espacement de 17.5cm.

❖ **Armatures latérales**

AS = 40.74/10 = 4.074 cm2/ml, soit 5HA14 avec un espacement de 20cm.

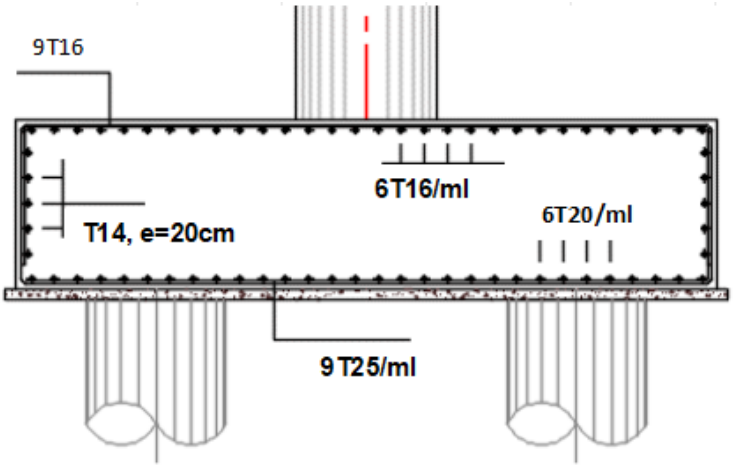


Figure IX-6: Ferraillage de la semelle.

IX.2.6. Etude des futs

IX.2.6.1. Actions sur les pieux

En utilisant la méthode warner on calcul :

$$\overline{M} = -\frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\overline{P}}{\lambda}$$

Avec :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{bC_u}{4EI}}$$

b : diamètre de pieux ; b = 1.2m.

Cu : module de réaction du sol ; Cu = 30 MN/m3

I : moment d'inertie de pieux ; I = 0.102 m4

L= longueur du pieux

On trouve λ = 0.225 ; pour L=15m on a : λ×L = 5.64

A partir de tableau de Warner on définit les deux paramètres XΘp et XΘm.

Tableau IX-8 : Tableau de warner

λ×L	**1**	**1.5**	**2**	**3**	**4**	**6**
Xθp	4.03	1.96	1.35	1.16	1.26	1.45
Xθm	6.76	2.55	1.62	1.48	1.54	1.65

Par interpolation, on trouve XΘp = 1.42 et XΘm= 1.64

On calcule le moment fléchissant :

ELU : $\overline{P}$ =Hmax/Npieux=3340.5/8= 417.56 KN ; $\overline{M}$ = 1609.8 KN.m

ELS: $\overline{P}$ = 2470.23/8=308.78 KN; $\overline{M}$ = 1190.42 KN.m

Avec : $\overline{P}$: combinaisons des efforts horizontaux dans les trois états limites.

IX.2.6.2. Ferraillage des pieux

Le pieux est considéré comme une pièce soumise à la flexion composé.

- **Section d'acier :**

Avec Robot expert

A L ELU

M=1609.8 KN.m , N=2900KN

A L ELS

M= 1190.42 KN.m , N= 2167.72KN

As = 113.1cm2.

on prend : 24HA25 avec St = 14.5cm.

- **Armatures transversals**

On prend 1 cercle de HA14 avec un espacement de 15cm dans la zone citrique et 30cm dans la zone courante.

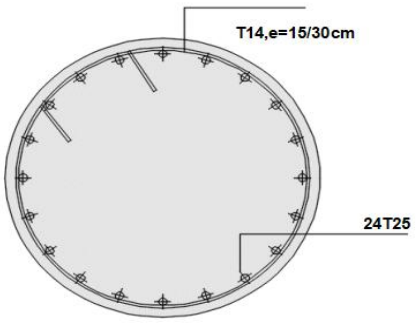


Figure IX-7: Ferraillage du pieu.

IX.3. ETUDE DE LA CULEE

La culée est l'un des éléments fondamentaux dans l'ensemble de la structure du pont. Elle sert comme appui extrême du tablier du pont mais son rôle principal est d'assurer le raccordement de l'ouvrage au terrain de façon à avoir une continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont.

IX.3.1. Conception de la culée

IX.3.1.1. Eléments constituants une culée remblayée

Pour notre cas la culée remblayée a les éléments principaux suivants :

- Mur garde grève (sépare le remblai de l'ouvrage).
- Sommier d'appui (sur lequel repose l'about du tablier).
- Mur-cache (pour la protection des appareils d'appui).
- Mur de front (transmis les charges verticales et soutient le remblai).
- Mur en retour (porte les corniches et soutient le remblai).
- La semelle (supporte le poids propre et les charges venantes du tablier).

Choix du type de la culée

On distingue deux types de culées :

- Les culées remblayées.
- Les culées enterrées.

Le choix de la culée résulte d'une analyse globale de :

- La nature et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles du site.
- Les contraintes fonctionnelles de l'ouvrage.

Les culées du présent ouvrage sont de type remblayé.

IX.3.1.2. Le dimensionnement de la culée

Tableau IX-9: Les dimensions de la culée.

	H(m)	Long(m)	Ep(m)/L
Semelle	1.50	13.20	6.00
Mur F	7.41	12.50	1.40
DDT	0.00	0.00	0.00
Mur en R			0.60
MGG	2.50	12.50	0.30

IX.3.2. Evaluation des efforts agissants sur les culées

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

Le calcul de la poussée statique et les charges d'inertie, effectué avec les hypothèses classiques, conduit à : Ka = 0.33 ; γbéton = 25 kN/m3 ; γsol = 20 kN/m3 .

Tableau IX-10: Détermination des sollicitations en statique.

Désignation	N (KN)	H (KN)	$I_{FV(x/o)}$	$I_{FH(y/o)}$	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
Semelle	2970.00	/	0.00	0.75	0.00	/
Mur F	3241.88	/	0.20	5.20	648.38	/
Mur en R	715.29	/	4.18	8.02	2987.05	/
MGG	234.38	/	0.75	10.14	175.78	/
Poids des Terres	4677.75	/	1.95	6.26	9121.61	/
Poussée des terres	/	4187.38	/	-5.58	/	-23379.51
Poussée Semelle	/	960.50	/	-0.75	/	-720.37
Poids Sur 10kN/m²	235.04	/	1.95	/	458.33	/
Poussée Sur 10kN/m²	/	423.24	/	-5.68	/	-2401.90

Tableau IX-11 : Les actions transmises par le tablier.

Rg (Tablier)	4657.46	/	-0.20	/	-931.49	/
R(UIC71)	3141.19	/	-0.20	/	-628.24	/
R(SW2)	2525.63	/	-0.20	/	-505.13	/
Hf+r	/	144.38	/	-8.91	/	-1286.38
HT°	/	92.40	/	-8.91	/	-823.28
Frein SW2	/	1295.00	/	-8.91	/	11538.45.87
Frein UIC	/	740.00	/	-8.91	/	-6593.40

Le tableau ci-après résume les combinaisons des actions précédentes à l'ELS :

Tableau VII.8-Combinaisons des efforts

	N (KN)	H (KN)	M_H (KN.m)	M_V (KN.m)	ΔM (KN.m)
G	16496.75	5402.92	-18817.23	12001.32	-6815.91
G+1.19UIC71	20234.76	9140.94	-15079.22	15739.34	660.12
G+1.19SW/2	19502.25	8408.42	-15811.73	15006.82	-804.91
G+1.19(UIC71+SW/2)	23240.26	12146.44	-12073.72	18744.84	6671.12

Le tableau ci-après résume les combinaisons des actions précédentes à l'ELU :

Tableau IX-12 : Combinaisons des efforts.

	N (KN)	H (KN)	M_H (KN.m)	M_V (KN.m)	ΔM (KN.m)
1.35G	22829.60	7293.94	-25403.27	16201.79	-9201.48
1.35G+1.6UIC71	27855.50	12319.85	-20377.36	21227.69	850.33
1.35G+1.6SW/2	26870.61	11334.95	-21362.26	20242.80	-1119.46
1.35G+1.6(UIC71+SW/2)	31896.51	16360.85	-16336.35	25268.70	8932.35

IX.3.3. Mur frontal

Pour le ferraillage du mur frontal, on calcul les efforts appliqués sur ce dernier en considérant qu'il est encastré dans la semelle. Le détail de calcul est présenté dans le tableau suivant :

Tableau IX-13 : Sollicitations sur mur frontal.

Désig	N (KN)	H (KN)	$I_{FV(x/o)}$	$I_{FH(y/o)}$	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
Mur F	3241.875	/	0.00	3.70	0	/
MGG	234.375	/	0.55	8.64	128.90625	/
Poussée des terres	/	3194.4	/	-2.97	/	-9476.72
Poussée Sur 10kN/m²	/	333.3495	/	-4.45	/	-1483.405
Rg(Tablier)	4657.46	/	-0.20	/	-931.49	/
R(UIC71)	3141.19	/	-0.20	/	-628.24	/
R(SW2)	2525.63	/	-0.20	/	-505.13	/
Hf+r	/	144.38	/	-7.41	/	-1069.82
HT°	/	92.40	/	-7.41	/	-684.68
Frein sw2	/	1295.00	/	-7.41	/	-9595.95
Frein uic	/	740.00	/	-7.41	/	-5483.40

Le ferraillage du mur frontal est composé d'armature verticale et horizontale. Les armatures verticales sont déterminées en considérant le mur sollicité par une flexion composée selon les cas suivant :

- **Sollicitations les plus défavorables**

ELS : Mmax = 1511.95 kN/ml Ncors = 1190.18 kN.m/ml.

ELU : Mmax = 1554.23 kN/ml Ncors = 1649,20 kN.m/ml.

ELU : Tmax = 1095.92 kN/ml Ncors = 1201.72 kN/ml.

Le ferraillage vertical est effectué par ROBOT Expert en considérant une section rectangulaire (1×1.4) m en flexion composée, selon le cas de chargement le plus défavorable.

- **Section d'acier :**

Avec Robot expert AS = 34.3 cm² ; donc : on opte pour 11T25/ml / coté remblai, avec un espacement de 20 cm.

❖ **Armature de constructions :**

AS'= AS/3 = 11.43 cm2 ; donc : on opte pour 8T14/ml / coté tablier avec un espacement de 20 cm.

❖ **Armatures transversales :**

On opte pour 5T12/ml avec un espacement de 20 cm.

IX.3.4. Mur garde grève

Le mur garde grève est calculé en flexion simple sous l'effet des charges horizontales suivantes :

- Poussée des terres.
- Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève.
- Force de freinage dû à la charge d'exploitation.

❖ **Calcul des sollicitations :**

Le moment d'encastrement total dû aux forces horizontales appliquées sur le mur garde grève est la combinaison des sollicitations suivantes :

❖ **Moment des poussées des terres :**

$$\mathbf{MP} = \frac{P \times H}{3}\text{, avec : } P = \frac{1}{2} \times k_a \times \gamma \times H^2 \times L$$

Avec :

ka : coefficient de poussée des terres, ka = 0.33.

γ : poids volumique du remblai, γ = 20 KN/m3.

h : hauteur du mur garde grève, h = 2.5 m.

On fait le calcul par 1 ml.

Résultats : P = 23.20KN ; MP = 17.19 KN.m/ml

$$\mathbf{Mser = Mpt = 17.19\ KN.m/ml}$$

$$\mathbf{Mu = 1.35 \times Mser = 1.35 \times 17.19 = 23.20\ KN.m/ml}$$

❖ **Moment due à la force de freinage :**

On considère l'effet de freinage d'une seule roue d'une charge exceptionnelle du convoi, dont le moment d'encastrement est donné par l'expression suivante :

$$M_F = \frac{2\mu \times \mathrm{P} \times \mathrm{h}}{0.25 + 2\mathrm{h}}$$

ρ = coefficient de pondération

μ= 1.6 à ELU et 1.2 à ELS

P : charge d'une roue du convoi roulant, P = 125 kN.

h : Hauteur du mur. h = 2.5 m.

Résultats :

Mf-ELS = 142.86 kN.m

Mf-ELU = 190.48 kN.m

❖ **Poussée d'une charge locale située en arrière du mur :**

La norme relative à l'ouvrage d'art prescrive une surcharge à l'arrière d'une culée de pont rail de 3.6 $t/m2$ pour un essieu de 25t, il est réparti sur une largeur de 2.8 m avec une diffusion de 45° sur une épaisseur de 0.6 m de ballast.

$$Q = q \times Ka \times h = 36 \times 0.33 \times 2.5 = 29.7 \text{ KN kN/ml}$$

$$M = (Q \times h) / 2 = (29.7 \times 2.5) / 2 = 37.125 \text{ kN.m/ml}$$

❖ **Combinaisons d'actions :**

A l'elu : 1,35 MG + 1,45 MQ

Melu = 353.23 KN.m

A l'els : MG + MQ

Mels = 197.175 KN.m

❖ **Le ferraillage**

On utilise le ROBOT EXPERT en flexion simple en considérant une section rectangulaire de dimensions : 1 m × 0.3 m.

❖ **Section d'acier :**

AS = 44.1 cm2, donc : on opte pour 10T25/ml / coté remblai, avec un espacement de 20 cm.

❖ **Armature de constructions :**

A's = As/3 = 15.77 cm2, donc : on opte pour 8T16/ml / coté tablier avec un espacement de 20 cm.

❖ **Armatures transversales :**

At = As/4 = 11.83 cm2, donc : on opte pour 8T14/ml avec un espacement de 20 cm.

IX.3.5. Mur en retour

Evaluation des efforts : pour calculer les sollicitations on utilise un modèle 3D par le logiciel Robot Structural Analysis .

Le mur en retour est supposé encastrer sur ces deux côtés, il est sollicité par les charges suivantes :

- Poussée des terres.
- Poussée des surcharges de remblais.
- Poids de CCP.

- Poids propre du mur.

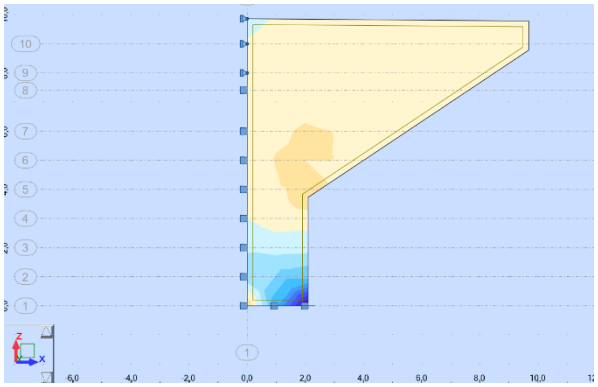


Figure IX-8 : les moments mur sur le mur en retour.

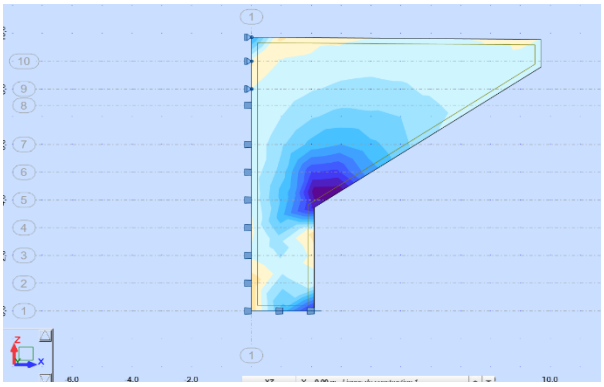


Figure IX-9: les moments mxx sur le mur en retour.

Le ferraillage du mur suivant les deux directions sur la zone intérieur (remblai) et extérieur est effectué par le logiciel ROBOT Expert en considérant une section rectangulaire (1×0.6) m. Sachant que :

A l'ELS :

MXX = 300. 56KN.m/ml

MYY = 360. 47KN.m/ml

IX.3.5.1. Le ferraillage horizontal

❖ **Section d'acier**

Avec Robot expert AS = 30.40 cm2 ; Donc : on opte pour 7HA25/ml / coté remblai, avec un espacement de 20 cm.

❖ **Armature de constructions**

AS'= AS/3 = 10.1 cm2 ; Donc : on opte pour 7HA14/ml / coté tablier avec un espacement de 20 cm.

IX.3.5.2. Le ferraillage vertical

❖ **Section d'acier**

Avec Robot expert AS = 35.80 cm2 ; Donc : on opte pour 8HA25/ml / coté remblai, avec un espacement de 20 cm.

❖ **Armature de constructions**

AS'= AS/3 = 11.9 cm2 ; Donc : on opte pour 8HA14/ml / coté tablier avec un espacement de 20 cm.

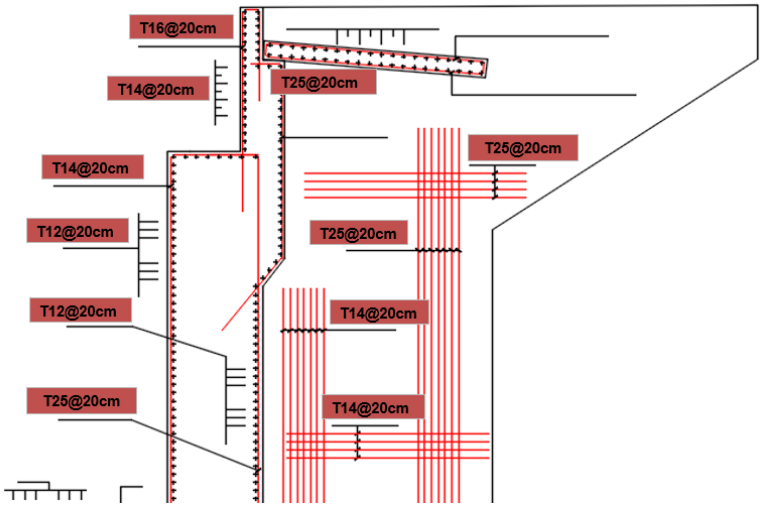


Figure IX-10 : ferraillage des éléments de la culée.

IX.4. CONCLUSION

L'étude de l'infrastructure abordée dans ce chapitre traite le dimensionnement, ainsi la stabilité de la pile et de la culée tout en vérifiant le ferraillage de ses éléments, qui lui permettrait d'avoir un fonctionnement adéquat, d'où l'ouvrage peut-être exploite en toute sécurité.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

La réalisation de ce projet de fin d'études, intitulé « Conception et étude d'un pont-rail franchissant l'autoroute Est-Ouest au PK 2+494.09 dans la wilaya de Ain Defla », constitue l'aboutissement de notre formation d'ingénieur à l'École Nationale Supérieure des Travaux Publics. Il nous a permis de consolider nos acquis théoriques et de les appliquer à un cas concret, en mobilisant nos connaissances en conception, dimensionnement, modélisation et calcul d'ouvrages d'art.

Le choix d'un pont à poutres en béton précontraint s'est imposé en raison de ses avantages techniques, notamment la capacité à franchir de grandes portées tout en assurant sécurité et durabilité face aux différentes sollicitations. À travers cette étude, nous avons pu suivre l'ensemble des étapes essentielles à la conception d'un pont-rail, de l'analyse des charges à la précontrainte, en passant par la modélisation numérique et l'étude de l'infrastructure.

Ce travail nous a également permis de nous approprier les outils informatiques de calcul, de mieux comprendre les exigences normatives en vigueur et de développer notre capacité à aborder les problématiques complexes du génie civil avec rigueur et méthode. Le recours à des références techniques, aux logiciels spécialisés et à l'échange avec des professionnels du métier a enrichi notre approche.

En somme, ce projet représente une synthèse complète des connaissances acquises durant notre parcours académique, tout en constituant une passerelle vers le monde professionnel. Nous espérons qu'il répond aux objectifs fixés et qu'il pourra être utile à d'autres étudiants ou professionnels intéressés par la conception de ce type d'ouvrage.

BIBLIOGRAPHIE

[1] RPOA, Règles Parasismiques Applicables au domaine des Ouvrages d'Art, Algérie 2008

[2] Document SETRA, Ponts mixtes acier – béton, Guide de conception durable, France, SETRA, 2010.

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

[4] Document SETRA, Guide de conception, ponts en béton précontrainte construits par encorbellements successifs, SETRA 2003

[5] La précontrainte FREYSSINET, le système de l'inventeur du béton précontrainte.

[6] CODE UIC, Charges à prendre en considération dans le calcul des ponts-rails / 5e Edition Août 2006.

[7] Document SNCF, Règles de conception et de calcul des ouvrages en béton, en métal ou mixtes, France, Livret 2.01. Février 1995.

[8] Béton précontraint, par Robert CHAUSSIN Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées Professeur de Béton précontraint à l'École Nationale des Ponts et Chaussées et au Centre des Hautes Études de la Construction Direction Technique des Ouvrages d'Art au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées

[9] BPEL, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites, BPEL 91 révisé 99, 1999.

[10] HENRY THONIER, Le Béton Précontraint aux Etats Limites, ENPC France, 1985 [15] Code UIC, directives pour l'utilisation des appareils d'appui en caoutchouc dans les ponts rails [16] Jean-Armand CALGARO, projet et construction des ponts, ENPC France, 2000.

[11] CONCEPTION ET ETUDE D'UN PONT RAIL DU PK 12+670AUPK 12+845 EL GOURZI –TOUGGOURT /BISKRA PRESENTE par : ARABAbdelbari et LEHMILSalim / promotion 2020 DMS.

[12] Conception des ponts : Anne BERNARD Gély, Jean-Armand CALGARO, presses de l'école nationale des ponts et chaussés.

[13] Document SETRA, Appareils d'appui en élastomère fretté, utilisation pour les ponts, viaducs et structures similaires, guide technique, Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), juillet 2007.

Logiciels utilisés : Auto-CAD 2022, ROBOT, Expert ROBOT 2010

ANNEXE A
RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES

Tableau A-1 : Synthèse des essais mécaniques (pressiométriques) in situ

Nature	Prof. (m)	Pl (MPa)			Em (MPa)		
		Min.	Max.	Moy.	Min.	Max.	Moy.
Argile Quaternaires	2/18	1.70	2.63	2.11	11.14	36.72	18.88
Encroutements carbonatés	6	1.01	1.99	1.61	7.21	19.30	15.33
Graves et sables	6/13	1.55	2.59	1.89	10.84	40.66	21.70
Conglomérats	50	1.60	3.12	2.23	11.38	51.26	20.29

Tableau A-2 : Facteurs partiels de sécurité pour les actions ou les effets des actions

Actions		Symbole	STR	Séisme
			Ensemble A1	
Permanente	Défavorable	γ_G	1,35	1,00
	Favorable		1,00	1,00
Variable	Défavorable	γ_Q	1,50 1,45/1.20*	0.50** 0.30*
	Favorable		0.00	0.00
Séisme	Défavorable	γ_E	-	1,00
	Favorable		-	1,00

** Pour les charges ferroviaires ; ** Pour la température*

Tableau A-3 : Facteurs partiels pour les paramètres de sol

Paramètres du sol	Symbole	STR	
		Ensemble M1	Séisme
Résistance au cisaillement	γ_φ	1,00	1,00
Cohésion drainée	$\gamma_{c'}$	1,00	1,00
Cohésion non drainée	γ_{cu}	1,00	1,00
Résistance non confiné	γ_{qu}	1,00	1,00
Poids volumique	γ_γ	1,00	1,00

Tableau A-4 : Facteurs partiels de résistance pour les pieux forées

Résistance	Symbole	STR	
		Ensemble R2	Séisme
Pointe	γ_b	1,10	1,00
Fût (compression)	γ_s	1,10	1,00
Total / Combiné (compression)	γ_t	1,10	1,00
Fût en traction	$\gamma_{s;t}$	1,15	1,00

Tableau A-5 : Coefficient caractérisant le sol α

Type de sol	Tourbe	Argiles		Limons		Sables		Sables et graviers		Type de roches	
	α	E_M/p_ℓ	α	E_M/p_ℓ	α	E_M/p_ℓ	α	E_M/p_ℓ	α		α
Surconsolidé ou très serré	.....	> 16	1	> 14	2/3	> 12	1/2	> 10	1/3	très peu fracturé	2/3
Normalement consolidé ou normalement serré	1	9 à 16	2/3	8 à 14	1/2	7 à 12	1/3	6 à 10	1/4	normal	1/2
Sous-consolidé, altéré et remanié ou lâche	.....	7 à 9	1/2	5 à 8	1/2	5 à 7	1/3			très fracturé très altéré	1/3 2/3

Tableau A-6 : définition des catégories conventionnelles des sols

Classe de sol			Pressiomètre p_ℓ (MPa)	Pénétromètre q_c (MPa)
Argiles. Limons	A	Argiles et limons mous	< 0,7	< 3,0
	B	Argiles et limons fermes	1,2 à 2,0	3,0 à 6,0
	C	Argiles très fermes à dures	> 2,5	> 6,0
Sables. Graves	A	Lâches	< 0,5	< 5
	B	Moyennement compacts	1,0 à 2,0	8,0 à 15,0
	C	Compacts	> 2,5	> 20,0
Craies	A	Molles	< 0,7	< 5
	B	Altérées	1,0 à 2,5	> 5,0
	C	Compactes	> 3,0	
Marnes. Marno-calcaires	A	Tendres	1,5 à 4,0	
	B	Compacts	> 4,5	
Roches (1)	A	Altérées	2,5 à 4,0	
	B	Fragmentées	> 4,5	

Tableau A-7 : Facteurs de portance kp

Nature des terrains		Éléments mis en œuvre sans refoulement du sol	Éléments mis en œuvre avec refoulement du sol
Argiles. Limons	A	1,1	1,4
	B	1,2	1,5
	C	1,3	1,6
Sables. Graves	A	1,0	4,2
	B	1,1	3,7
	C	1,2	3,2
Craies	A	1,1	1,6
	B	1,4	2,2
	C	1,8	2,6
Marnes. Marno-calcaires		1,8	2,6
Roches altérées (1)		1,1 à 1,8	1,8 à 3,2

(1) La valeur de k_p pour ces formations est prise égale à celle de la formation meuble du tableau à laquelle le matériau concerné s'apparente le plus. Le calcul proposé ici n'affranchit, en aucun cas, d'avoir recours aux méthodes spécifiques de la mécanique des roches.

Tableau A-8 : Choix des abaques pour la détermination du frottement latéral unitaire

Type de pieu	Nature du sol											
	Argiles. Limons			Sables. Graves			Craies			Marnes		Roches
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	
Foré simple	Q_1	Q_1, Q_2 (1)	Q_2, Q_3 (1)				Q_1	Q_3	Q_4, Q_5 (1)	Q_3	Q_4, Q_5 (1)	Q_6
Foré à la boue	Q_1	Q_1, Q_2 (1)		Q_1	Q_2, Q_1 (2)	Q_3, Q_2 (2)	Q_1	Q_3	Q_4, Q_5 (1)	Q_3	Q_4, Q_5 (1)	Q_6
Foré tubé (tube récupéré)	Q_1	Q_1, Q_2 (3)		Q_1	Q_2, Q_1 (2)	Q_3, Q_2 (2)	Q_1	Q_2	Q_3, Q_4 (3)	Q_3	Q_4	
Foré tubé (tube perdu)	Q_1			Q_1		Q_2	(4)			Q_2	Q_3	
Puits (5)	Q_1	Q_2	Q_3				Q_1	Q_2	Q_3	Q_4	Q_5	Q_5
Métal battu fermé	Q_1	Q_2		Q_2		Q_3	(4)			Q_3	Q_4	Q_4
Battu préfabriqué béton	Q_1	Q_2		Q_3			(4)			Q_3	Q_4	Q_4
Battu moulé	Q_1	Q_2		Q_2		Q_3	Q_1	Q_2	Q_3	Q_3	Q_4	
Battu enrobé	Q_1	Q_2		Q_3		Q_4	(4)			Q_3	Q_4	
Injecté basse pression	Q_1	Q_2		Q_3			Q_2	Q_3	Q_4	Q_5		
Injecté haute pression (6)		Q_4	Q_5	Q_5		Q_6		Q_5	Q_6	Q_6		Q_7 (7)

(1) Réalésage et rainurage en fin de forage.
(2) Pieux de grande longueur (supérieure à 30 m).
(3) Forage à sec, tube non louvoyé.
(4) Dans le cas des craies, le frottement latéral peut être très faible pour certains types de pieux. Il convient d'effectuer une étude spécifique dans chaque cas.
(5) Sans tubage ni virole foncés perdus (parois rugueuses).
(6) Injection sélective et répétitive à faible débit.
(7) Injection sélective et répétitive à faible débit et traitement préalable des massifs fissurés ou fracturés avec obturation des cavités.

Tableau A-9 : Classification des ponts

Groupe de pont	Importance
Groupe 1	Pont stratégique
Groupe 2	Pont important
Groupe 3	Pont d'importance moyenne

Tableau A-10 : Coefficient d'accélération de la zone sismique

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

ANNEXE B
RESULTATS DU CALCUL NUMERIQUE

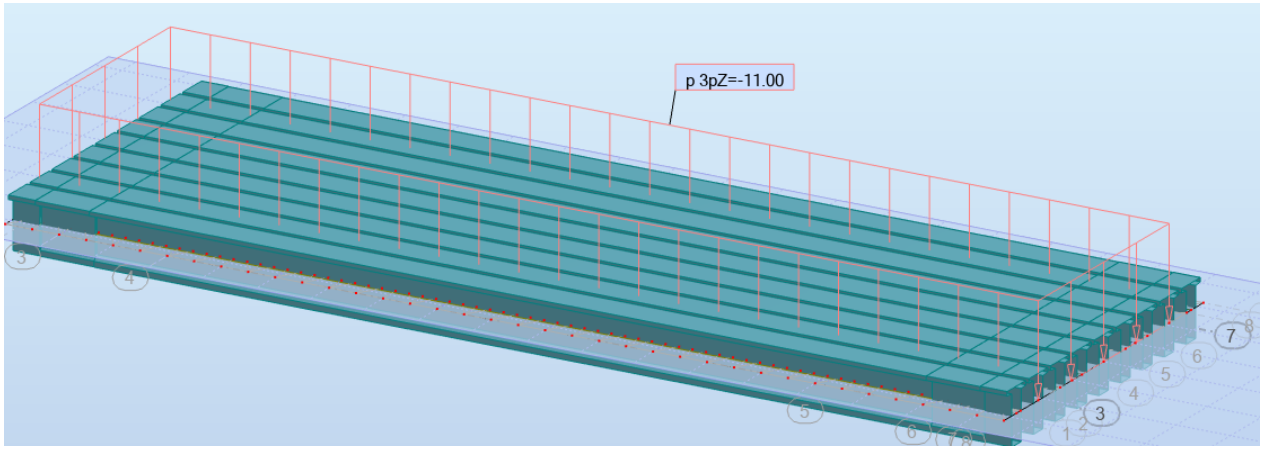


Figure B-1 : Poids du ballast

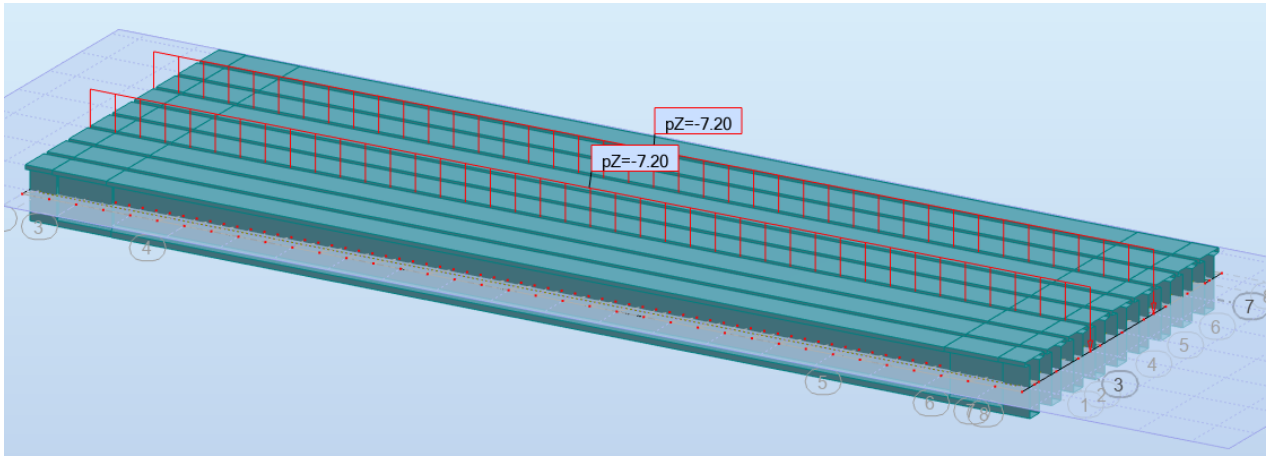


Figure B-2 : Poids des rails + traverses

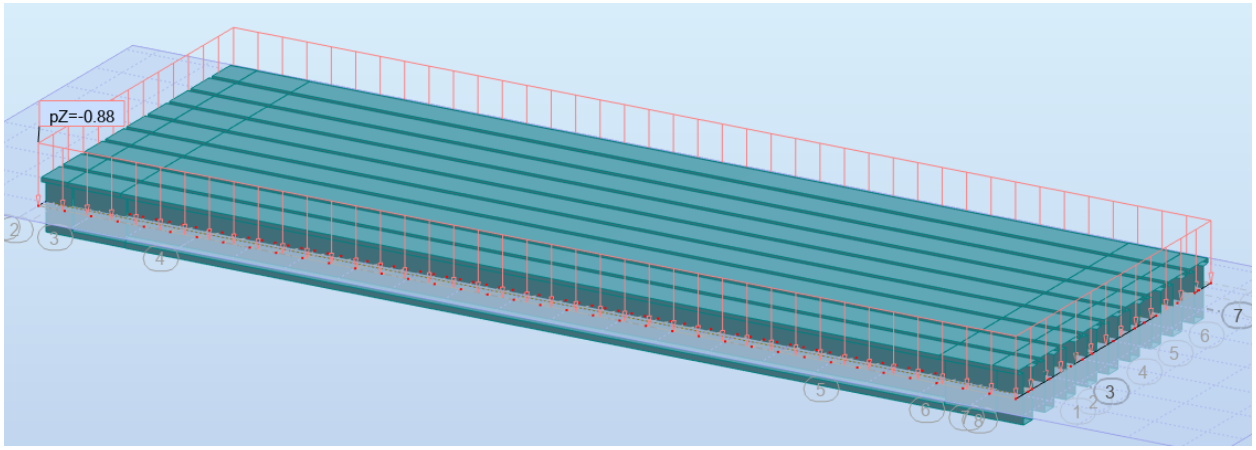


Figure B-3 : Poids d'étanchéité

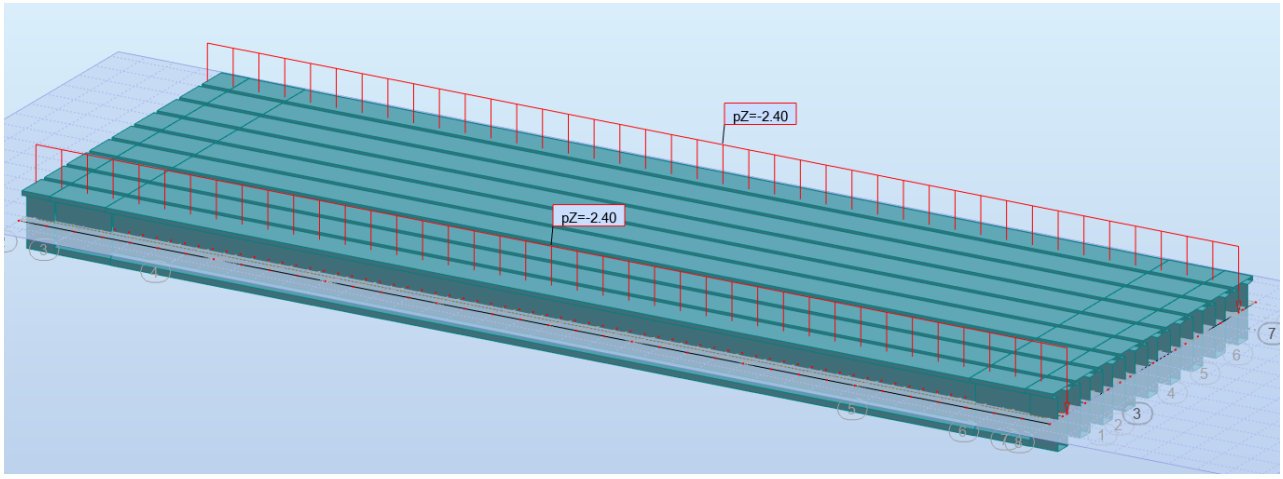


Figure B-4 : Poids des catenaires

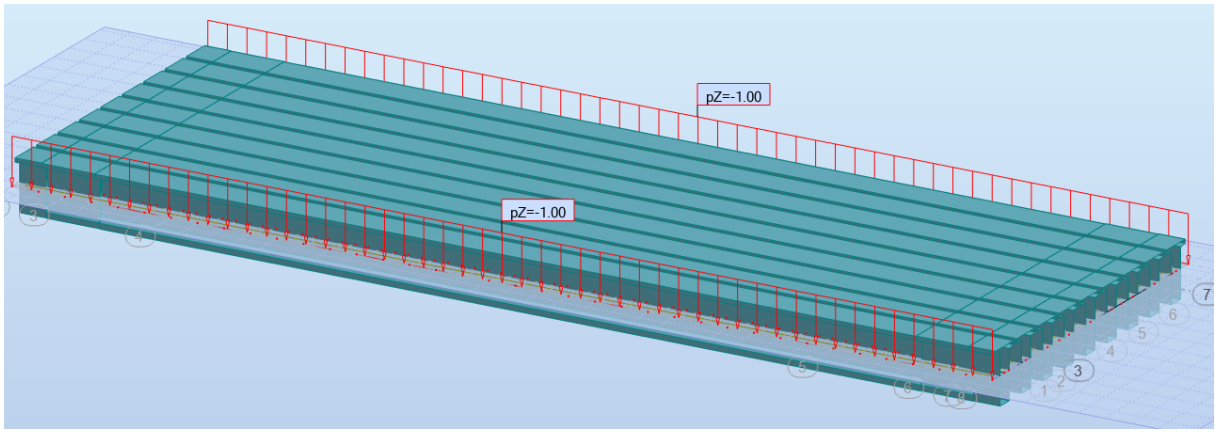


Figure B-5 : Poids du garde-corps

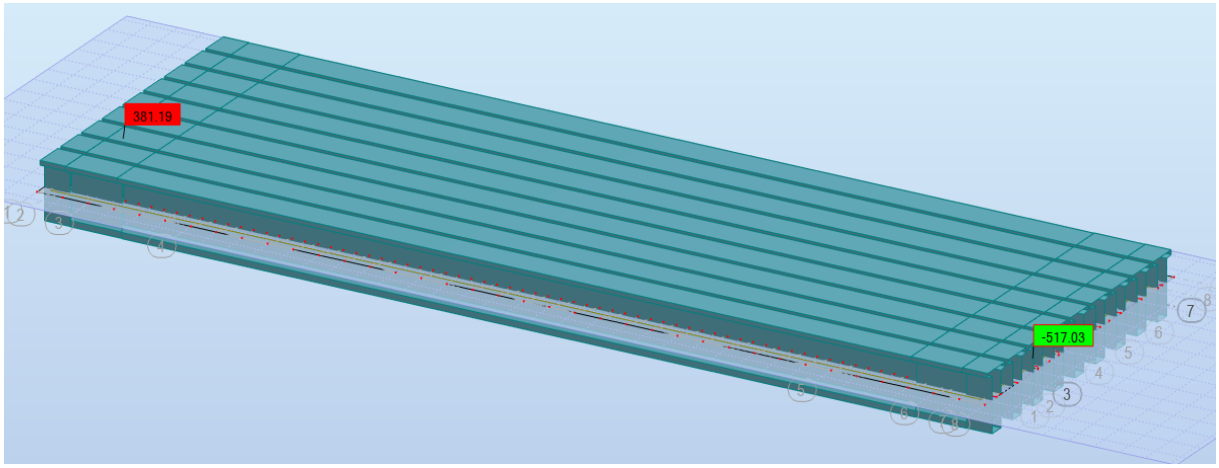


Figure B-6 : L'effort tranchant max de la charge UIC71

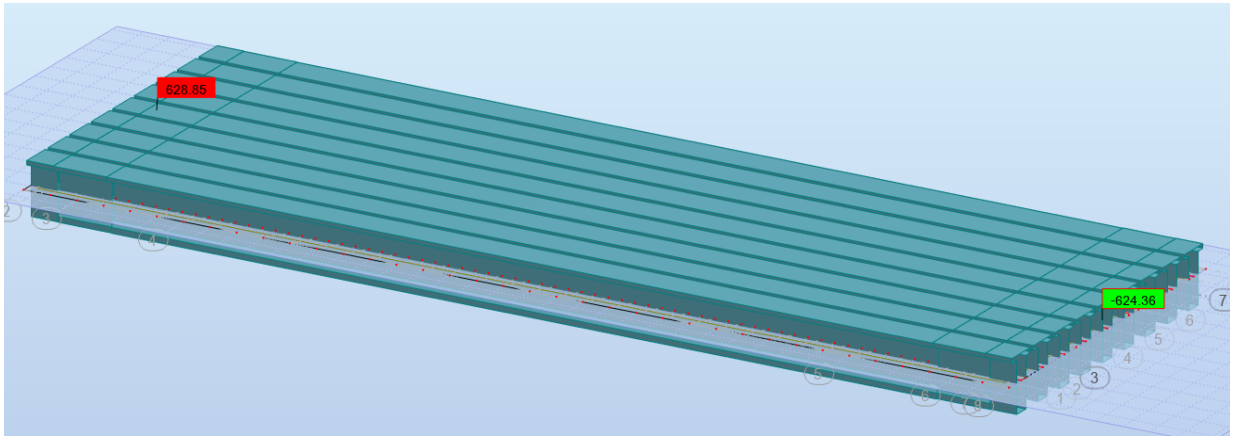


Figure B-7 : L'effort tranchant max de la charge SW/2

ANNEXE C
FERRAILLAGE

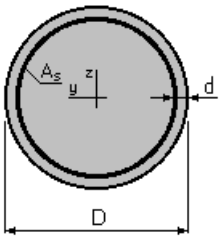
CALCUL DE SECTION DE FERRAILLAGE DU FUT

1. HYPOTHÈSES:

BÉTON: FC28 = 30,0 (MPA) **ACIER: FE = 500,0 (MPA)**

- FISSURATION PREJUDICIABLE
- PAS DE PRISE EN COMPTE DES DISPOSITIONS SISMIQUES
- CALCUL SUIVANT BAEL 91

2. SECTION:



D = 120,0 (CM)

D = 5,0 (CM)

3. EFFORTS APPLIQUES:

CAS N^{O}	TYPE	**N** (KN)	$\mathbf{M_Y}$ (KN*M)	$\mathbf{M_Z}$ (KN*M)
1.	ELU	9187,24	4715,81	0,00
2.	ELS	6817,35	2448,62	0,00

4. RESULTATS:

SECTIONS D'ACIER:

SECTION THEORIQUE	A_S = 187,5 (CM2)
SECTION MINIMUM	$A_{S\ MIN}$ = 22,6 (CM2)
SECTION MAXIMUM	$A_{S\ MAX}$ = 565,5 (CM2)
THEORIQUE	ρ = 3,31 (%)

MINIMUM ρ_{MIN} = 0,10 (%) MAXIMUM ρ_{MAX} = 5,00 (%)

ANALYSE PAR CAS:

CAS N^{O} 1: TYPE ELU N = 9187,24 (KN) M_Y = 4715,81 (KN*M) M_Z = 0,00 (KN*M)

COEFFICIENT DE SECURITE: 1,32 PIVOT: B

POSITION DE L'AXE NEUTRE: Y = 72,9 (CM)

BRAS DE LEVIER: Z = 76,1 (CM)

DEFORMATION DU BETON: ε_B = 3,50 (‰)

DEFORMATION DE L'ACIER: ε_S = 1,77 (‰)

CONTRAINTE DE L'ACIER:

TENDUE: σ_S =354,1 (MPA)

COMPRIMÉE: σ_S' = 434,8 (MPA)

CAS N^{O} 2: TYPE ELS N = 6817,35 (KN) M_Y = 2448,62 (KN*M) M_Z = 0,00 (KN*M)

COEFFICIENT DE SECURITE: 1,00

POSITION DE L'AXE NEUTRE: Y = 70,5 (CM)

BRAS DE LEVIER: Z = 81,0 (CM)

CONTRAINTE MAXI DU BETON: σ_B = 18,0 (MPA)

CONTRAINTE LIMITE: 0,6 FCJ = 18,0 (MPA)

CONTRAINTE DE L'ACIER:

TENDUE: σ_S = 150,3 (MPA)

COMPRIMEE: σ_S' = 230,7 (MPA)

CONTRAINTE LIMITE DE L'ACIER:

$\sigma_{S\ LIM}$ = 215,6 (MPA)

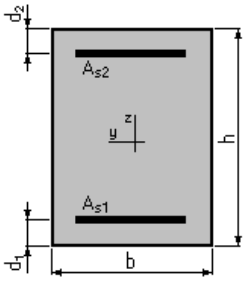
CALCUL DU FERRAILLAGE DE LA NAPPE INFERIEURE DU CHEVETRE

3. HYPOTHESES :

BETON : FC28 = 30,0 (MPA) **ACIER : FE = 500,0 (MPA)**

* FISSURATION PREJUDICIABLE
* PRISE EN COMPTE DES ARMATURES COMPRIMEES
* PAS DE PRISE EN COMPTE DES DISPOSITIONS SISMIQUES
* CALCUL SUIVANT BAEL 91

4. SECTION :



B = 220,0 (CM)
H = 180,0 (CM)
D_1 = 5,0 (CM)
D_2 = 5,0 (CM)

5. MOMENTS APPLIQUES :

	M_{MAX} (KN*M)	**M_{MIN}** (KN*M)
ETAT **L**IMITE **U**LTIME (FONDAMENTAL)	1018,46	0,00
ETAT **L**IMITE DE **S**ERVICE	755,92	0,00
ETAT **L**IMITE ULTIME (**A**CCIDENTEL)	0,00	0,00

6. RESULTATS :

SECTIONS D'ACIER :

SECTION THEORIQUE A_{S1} = 38,5 (CM2) SECTION THEORIQUE
A_{S2} = 0,0 (CM2)
SECTION MINIMUM $A_{S\,MIN}$ = 38,5 (CM2)
THEORIQUE ρ = 0,10 (%)
MINIMUM ρ_{MIN} = 0,10 (%)

ANALYSE PAR CAS :

CAS ELU M_{MAX} = 1018,46 (KN*M) M_{MIN} = 0,00 (KN*M)
COEFFICIENT DE SECURITE : 2,84 PIVOT : A
POSITION DE L'AXE NEUTRE : Y = 5,6 (CM)
BRAS DE LEVIER : Z = 172,8 (CM)
DEFORMATION DU BETON : ε_B = 0,33 (‰)
DEFORMATION DE L'ACIER : ε_S = 10,00 (‰)
CONTRAINTE DE L'ACIER :
TENDUE : σ_S = 434,8 (MPA)

CAS ELS M_{MAX} **= 755,92 (KN*M)** M_{MIN} **= 0,00 (KN*M)**

COEFFICIENT DE SECURITE : 1,82

POSITION DE L'AXE NEUTRE : Y = 27,8 (CM)

BRAS DE LEVIER : Z = 165,7 (CM)

CONTRAINTE MAXI DU BETON : σ_B = 0,6 (MPA)

CONTRAINTE LIMITE : 0,6 FCJ = 18,0 (MPA)

CONTRAINTE DE L'ACIER :

TENDUE : σ_S = 8,6 (MPA)

CONTRAINTE LIMITE DE L'ACIER :

$\sigma_{s\,lim}$ = 215,6 (MPa)

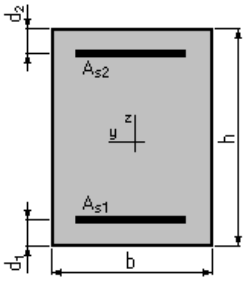
CALCUL DU FERRAILLAGE DE LA NAPPE SUPERIEURE DU CHEVETRE

1. HYPOTHESES:

BÉTON: FC28 = 30,0 (MPA) ACIER: FE = 500,0 (MPA)

* FISSURATION PREJUDICIABLE
* PRISE EN COMPTE DES ARMATURES COMPRIMEES
* PAS DE PRISE EN COMPTE DES DISPOSITIONS SISMIQUES
* CALCUL SUIVANT BAEL 91

2. SECTION:



B = 220,0 (CM)
H = 180,0 (CM)
D_1 = 5,0 (CM)
D_2 = 5,0 (CM)

3. MOMENTS APPLIQUES:

	M_{MAX} (KN*M)	**M_{MIN}** (KN*M)
ETAT **L**IMITE **U**LTIME (FONDAMENTAL)	4455,88	0,00
ETAT **L**IMITE DE **S**ERVICE	3370,22	0,00
ETAT **L**IMITE ULTIME (**A**CCIDENTEL)	0,00	0,00

4. RESULTATS:

SECTIONS D'ACIER:

SECTION THEORIQUE A_{S1} = 97,1 (CM2) SECTION THEORIQUE A_{S2} = 0,0 (CM2)
SECTION MINIMUM $A_{S\,MIN}$ = 38,5 (CM2)
THEORIQUE ρ = 0,25 (%)
MINIMUM ρ_{MIN} = 0,10 (%)

ANALYSE PAR CAS:

CAS ELU M_{MAX} = 4455,88 (KN*M) M_{MIN} = 0,00 (KN*M)
COEFFICIENT DE SECURITE: 1,60 PIVOT: A
POSITION DE L'AXE NEUTRE: Y = 14,1 (CM)
BRAS DE LEVIER: Z = 169,4 (CM)
DEFORMATION DU BETON: ε_B = 0,88 (‰)
DEFORMATION DE L'ACIER: ε_S = 10,00 (‰)
CONTRAINTE DE L'ACIER:
TENDUE: σ_S = 434,8 (MPA)

CAS ELS M_{MAX} **= 3370,22 (KN*M)** M_{MIN} **= 0,00 (KN*M)**

COEFFICIENT DE SECURITE: 1,00

POSITION DE L'AXE NEUTRE: Y = 42,0 (CM)

BRAS DE LEVIER: Z = 161,0 (CM)

CONTRAINTE MAXI DU BETON: σ_B = 4,5 (MPA)

CONTRAINTE LIMITE: 0,6 FCJ = 18,0 (MPA)

CONTRAINTE DE L'ACIER:

TENDUE: σ_S = 215,6 (MPA)

CONTRAINTE LIMITE DE L'ACIER:

$\sigma_{S\ LIM}$ = 215,6 (MPA)

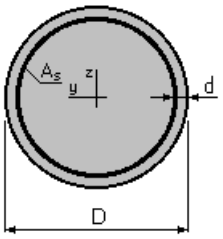
CALCUL DU FERRAILLAGE DES PIEUX

1. HYPOTHCSES:

BETON: FC28 = 30,0 (MPA) **ACIER: FE = 500,0 (MPA)**

* FISSURATION PREJUDICIABLE
* PRISE EN COMPTE DES DISPOSITIONS SISMIQUES
* CALCUL SUIVANT BAEL 91

2. SECTION:



D = 120,0 (CM)

D = 10,0 (cm)

3. EFFORTS APPLIQUES:

CAS N^{O}	TYPE	**N** (KN)	$\mathbf{M_Y}$ (KN*M)	$\mathbf{M_Z}$ (KN*M)
1.	ELU	2900,00	1609,80	0,00
2.	ELS	2167,72	1190,42	0,00

4. RESULTATS:

SECTIONS D'ACIER:

SECTION THEORIQUE	A_S = 113,1 (CM2)
SECTION MINIMUM	$A_{S\ MIN}$ = 113,1 (CM2)
SECTION MAXIMUM	$A_{S\ MAX}$ = 565,5 (CM2)
THEORIQUE	ρ = 1,00 (%)

MINIMUM ρ_{MIN} = 0,50 (%) MAXIMUM ρ_{MAX} = 5,00 (%)

ANALYSE PAR CAS:

CAS N^{O} 1: TYPE ELU N = 2900,00 (KN) M_Y = 1609,80 (KN*M) M_Z = 0,00 (KN*M)

COEFFICIENT DE SECURITE: 2,19 PIVOT: B

POSITION DE L'AXE NEUTRE: Y = 58,4 (CM)

BRAS DE LEVIER: Z = 82,5 (CM)

DEFORMATION DU BETON: ε_B = 3,50 (‰)

DEFORMATION DE L'ACIER: ε_S = 3,08 (‰)

CONTRAINTE DE L'ACIER:

TENDUE: σ_S =434,8 (MPA)

COMPRIMEE: σ_S' = 434,8 (MPA)

CAS N^{O} 2: TYPE ELS N = 2167,72 (KN) M_Y = 1190,42 (KN*M) M_Z = 0,00 (KN*M)

COEFFICIENT DE SECURITE: 1,55

POSITION DE L'AXE NEUTRE: Y = 57,3 (CM)

BRAS DE LEVIER: Z = 86,1 (CM)

CONTRAINTE MAXI DU BETON: σ_B = 10,1 (MPA)

CONTRAINTE LIMITE: 0,6 FCJ = 18,0 (MPA)

CONTRAINTE DE L'ACIER:

TENDUE: σ_S = 138,8 (MPA)

COMPRIMEE: σ_S' = 124,3 (MPA)

CONTRAINTE LIMITE DE L'ACIER:

$\sigma_{S\,LIM}$ = 215,6 (MPA)

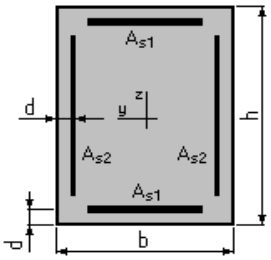
CALCUL DE SECTION DE FERRAILLAGE DU MUR FRONTAL

1. HYPOTHESES:

BETON: FC28 = 30,0 (MPA) **ACIER: FE = 500,0 (MPA)**

* FISSURATION PREJUDICIABLE
* PAS DE PRISE EN COMPTE DES DISPOSITIONS SISMIQUES
* CALCUL SUIVANT BAEL 91

2. SECTION:



B = 100,0 (CM)

H = 140,0 (CM)

D = 5,0 (CM)

3. EFFORTS APPLIQUES:

CAS N^{O}	TYPE	**N** (KN)	$\mathbf{M_Y}$ (KN*M)	$\mathbf{M_Z}$ (KN*M)
1.	ELU	1649,20	1554,23	0,00
2.	ELS	1190,18	1511,95	0,00

4. RESULTATS:

SECTIONS D'ACIER:

SECTION THEORIQUE A_{S1} = 34,3 (CM2) SECTION THEORIQUE

A_{S2} = 0,0 (CM2)

SECTION MINIMUM $A_{S\ MIN}$ = 28,0 (CM2)

SECTION MAXIMUM $A_{S\ MAX}$ = 700,0 (CM2)

THEORIQUE ρ = 0,49 (%)

MINIMUM ρ_{MIN} = 0,10 (%) MAXIMUM ρ_{MAX} = 5,00 (%)

ANALYSE PAR CAS:

CAS N^{O} 1: TYPE ELU N = 1649,20 (KN) M_Y = 1554,23 (KN*M) M_Z = 0,00 (KN*M)

COEFFICIENT DE SECURITE: 2,87 PIVOT: B

POSITION DE L'AXE NEUTRE: Y = 41,7 (CM)

BRAS DE LEVIER: Z = 118,3 (CM)

DEFORMATION DU BETON: ε_B = 3,50 (‰)

DEFORMATION DE L'ACIER: ε_S = 7,82 (‰)

CONTRAINTE DE L'ACIER:

TENDUE: σ_S =434,8 (MPA)

COMPRIMEE: σ_S' = 434,8 (MPA)

CAS N^{O} 2: TYPE ELS N = 1190,18 (KN) M_Y = 1511,95 (KN*M) M_Z = 0,00 (KN*M)

COEFFICIENT DE SECURITE: 1,00

POSITION DE L'AXE NEUTRE: Y = 45,6 (CM)

BRAS DE LEVIER: Z = 119,8 (CM)

CONTRAINTE MAXI DU BETON: σ_B = 6,9 (MPA)

CONTRAINTE LIMITE: 0,6 FCJ = 15,0 (MPA)

CONTRAINTE DE L'ACIER:

TENDUE: σ_S = 201,6 (MPA)

COMPRIMEE: σ_S' = 91,7 (MPA)

CONTRAINTE LIMITE DE L'ACIER:

$\sigma_{S\ LIM}$ = 201,6 (MPA)

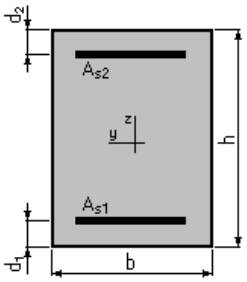
CALCUL DE SECTION DE FERAILLAGE DU MUR GARDE GREVE

1. HYPOTHESES:

BÉTON: FC28 = 30,0 (MPA) ACIER: FE = 500,0 (MPA)

* FISSURATION PREJUDICIABLE
* PRISE EN COMPTE DES ARMATURES COMPRIMEES
* PAS DE PRISE EN COMPTE DES DISPOSITIONS SISMIQUES
* CALCUL SUIVANT BAEL 91

2. SECTION:



B = 100,0 (CM)
H = 30,0 (CM)
D_1 = 5,0 (CM)
D_2 = 5,0 (CM)

3. MOMENTS APPLIQUES:

	M_{MAX} (KN*M)	M_{MIN} (KN*M)
ETAT **L**IMITE **U**LTIME (FONDAMENTAL)	353,23	0,00
ETAT **L**IMITE DE **S**ERVICE	197,18	0,00
ETAT **L**IMITE ULTIME (**A**CCIDENTEL)	0,00	0,00

4. RESULTATS:

SECTIONS D'ACIER:

SECTION THEORIQUE A_{S1} = 44,1 (CM2)
SECTION THEORIQUE A_{S2} = 0,0 (CM2)
SECTION MINIMUM $A_{S\,MIN}$ = 3,2 (CM2)
THEORIQUE ρ = 1,76 (%)
MINIMUM ρ_{MIN} = 0,13 (%)

ANALYSE PAR CAS:

CAS ELU M_{MAX} = 353,23 (KN*M) M_{MIN} = 0,00 (KN*M)
COEFFICIENT DE SECURITE: 1,05 PIVOT: B
POSITION DE L'AXE NEUTRE: Y = 14,1 (CM)
BRAS DE LEVIER: Z = 19,4 (CM)
DEFORMATION DU BETON: ε_B = 3,50 (‰)
DEFORMATION DE L'ACIER: ε_S = 2,71 (‰)
CONTRAINTE DE L'ACIER:
TENDUE: σ_S = 434,8 (MPA)

CAS ELS M_{MAX} **= 197,18 (KN*M)** M_{MIN} **= 0,00 (KN*M)**

COEFFICIENT DE SECURITE: 1,00

POSITION DE L'AXE NEUTRE: Y = 12,7 (CM)

BRAS DE LEVIER: Z = 20,8 (CM)

CONTRAINTE MAXI DU BETON: σ_B = 14,9 (MPA)

CONTRAINTE LIMITE: 0,6 FCJ = 18,0 (MPA)

CONTRAINTE DE L'ACIER:

TENDUE: σ_S = 215,6 (MPA)

CONTRAINTE LIMITE DE L'ACIER:

$\sigma_{S\ LIM}$ = 215,6 (MPA)

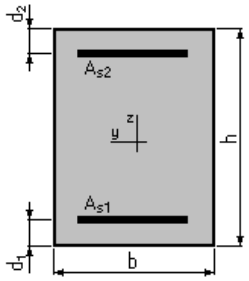
CALCUL DE SECTION DE FERRAILLAGE VERTICALE DU MUR EN RETOUR

1. HYPOTHESES:

BÉTON: FC28 = 30,0 (MPA) ACIER: FE = 500,0 (MPA)

* FISSURATION PREJUDICIABLE
* PRISE EN COMPTE DES ARMATURES COMPRIMEES
* PAS DE PRISE EN COMPTE DES DISPOSITIONS SISMIQUES
* CALCUL SUIVANT BAEL 91

2. SECTION:



B = 100,0 (CM)
H = 60,0 (CM)
D_1 = 5,0 (CM)
D_2 = 5,0 (CM)

3. MOMENTS APPLIQUES:

	M_{MAX} (KN*M)	**M_{MIN}** (KN*M)
ETAT **L**IMITE **U**LTIME (FONDAMENTAL)	0,00	0,00
ETAT **L**IMITE DE **S**ERVICE	300,56	0,00
ETAT **L**IMITE ULTIME (**A**CCIDENTEL)	0,00	0,00

4. RESULTATS:

SECTIONS D'ACIER:

SECTION THEORIQUE A_{S1} = 35,8 (CM2) SECTION THEORIQUE
A_{S2} = 0,0 (CM2)
SECTION MINIMUM $A_{S\,MIN}$ = 5,8 (CM2)
THEORIQUE ρ = 0,52 (%)
MINIMUM ρ_{MIN} = 0,11 (%)

ANALYSE PAR CAS:

CAS ELS M_{MAX} = 300,56 (KN*M) M_{MIN} = 0,00 (KN*M)
COEFFICIENT DE SECURITE: 1,00
POSITION DE L'AXE NEUTRE: Y = 17,8 (CM)
BRAS DE LEVIER: Z = 49,1 (CM)
CONTRAINTE MAXI DU BETON: σ_B = 6,9 (MPA)
CONTRAINTE LIMITE: 0,6 FCJ = 18,0 (MPA)
CONTRAINTE DE L'ACIER:
TENDUE: σ_S = 215,6 (MPA)
CONTRAINTE LIMITE DE L'ACIER:
$\sigma_{S\,LIM}$ = 215,6 (MPA)

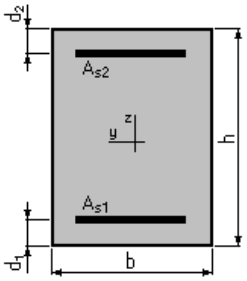
CALCUL DE SECTION DE FERRAILLAGE HORIZONTALE DU MUR EN RETOUR

1. HYPOTHESES:

BÉTON: FC28 = 30,0 (MPA) ACIER: FE = 500,0 (MPA)

* FISSURATION PREJUDICIABLE
* PRISE EN COMPTE DES ARMATURES COMPRIMEES
* PAS DE PRISE EN COMPTE DES DISPOSITIONS SISMIQUES
* CALCUL SUIVANT BAEL 91

2. SECTION:



B = 100,0 (CM)
H = 60,0 (CM)
D_1 = 5,0 (CM)
D_2 = 5,0 (CM)

3. MOMENTS APPLIQUES:

	M_{MAX} (KN*M)	M_{MIN} (KN*M)
ETAT **L**IMITE **U**LTIME (FONDAMENTAL)	0,00	0,00
ETAT **L**IMITE DE **S**ERVICE	300,56	0,00
ETAT **L**IMITE ULTIME (**A**CCIDENTEL)	0,00	0,00

4. RESULTATS:

SECTIONS D'ACIER:

SECTION THEORIQUE A_{S1} = 30,4 (CM2) SECTION THEORIQUE
A_{S2} = 0,0 (CM2)
SECTION MINIMUM $A_{S\,MIN}$ = 5,8 (CM2)
THEORIQUE ρ = 0,52 (%)
MINIMUM ρ_{MIN} = 0,11 (%)

ANALYSE PAR CAS:

CAS ELS M_{MAX} = 300,56 (KN*M) M_{MIN} = 0,00 (KN*M)
COEFFICIENT DE SECURITE: 1,00
POSITION DE L'AXE NEUTRE: Y = 17,8 (CM)
BRAS DE LEVIER: Z = 49,1 (CM)
CONTRAINTE MAXI DU BETON: σ_B = 6,9 (MPA)
CONTRAINTE LIMITE: 0,6 FCJ = 18,0 (MPA)
CONTRAINTE DE L'ACIER:
TENDUE: σ_S = 215,6 (MPA)
CONTRAINTE LIMITE DE L'ACIER:
$\sigma_{S\,LIM}$ = 215,6 (MPA)