République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغال العموميـة

فرنســيس جانســون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson

Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Routes et Ouvrages

Thème

Etude d'un viaduc du PK 68+234 au PK 68+795 avec l'étude spécifique de l'interaction rail-structure sur le tronçon « BOUCHEGOUF - SOUK AHRAS »

Présenté par :

- **BOUGUELIA Hani Omar**
- **SOUAI Mohamed El Amine**

Encadré par :

- **M. GUERFI Moussa**
- **M. CHAMI Saïd**

Promotion 2024 / 2025

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba

إهـــداء

الحمد لله حمدًا يليق بجلاله، الذي علّمني ما لم أكن أعلم، وأمدّني بالصبر، وأحاطني بلطفه في كل مراحل هذا المشوار. له وحده الشكر أولًا وآخرًا، ظاهرًا وباطنًا، على هذا التوفيق والتمام.

إلى من كانت دعواتها الزاد، وصبرها السند، وحنانها المأوى ...إلى أمي الحبيبة، نبض قلبي،وأجمل نعم الله عليّ ...لكِ الفضل الأول، وكل الامتنان، وكل هذا الإنجاز، يُهدى لرضاكِ.

وإلى أبي العزيز، منارة القيم، وصورة التضحية الحقيقية ...بك تعلّمت المعنى الحقيقي للثبات والعزيمة. شكرًا لك من القلب على ما غرست فيّ من صبر، ودفعتني به نحو القمة.

وإلى أختي الصغرى، زهرتنا الجميلة، وبراءتك التي كانت تسرّي عني في الأوقات الصعبة ...ضحكتك كانت سعادتي وقلبك الطفولي كان ملاذي ...شكرًا لك على الحب النقي الذي لا يُشبه شيئًا.

وإلى أختي الوسطى، روحك المرحة كانت نسمة طيبة في أيامي، وحضورك الدائم كان دعمًا لا يُقدّر بثمن .كنتِ دائمًا قريبة من القلب، تشاركينني الحلم والقلق، فلكِ مني أصدق الشكر، وأجمل التقدير.

وإلى روحَي جدي وجدتي، رحمكما الله وأسكنكما فسيح جناته ...لا تغيبان عن ذاكرتي لحظة، فما أنا عليه اليوم هو امتداد لدعائكما، ولغرسكما الطيب فينا .أهديكما هذا الإنجاز، بكل ما فيه من فخر وامتنان، راجيًا من الله أن يجعلني سببًا في رفعة درجتكما.

وإلى صديقي المقرّب محمد حغبوب، شكراً لوفائك، لوقوفك بجانبي، ولكل لحظة صادقة جمعتنا ...صداقتك مكسب لا يُقدّر بثمن.

وإلى زملائي في المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية :هاني بوقلية، أحمد سراج الدين زلاقي، وأحمد عبد الباسط وإلى كل من رافقني ولم يسعفني المقام لذكر اسمه، شكرًا لكم على الصحبة الطيبة، والمواقف التي جمعتنا، والذكريات التي ستظل عالقة في وجداني مهما طالت السنين .لكم مني خالص الامتنان والتقدير.

وشكر خاص مكلّل بالاحترام والتقدير لمؤطّري هذا العمل : السيد قرفي موسى و السيد شامي سعيد، شكرًا من القلب على ما منحتماني من وقتكم الثمين، وعلمكم القيّم، وثقتكم الغالية.

سواعي محمد الأمين

Dédicaces

Je rends d'abord grâce à Dieu, le Tout-Puissant et Miséricordieux, qui m'a accordé la santé, la force et la persévérance nécessaires pour mener à bien ce travail.

Je dédie ce mémoire à mes parents bien-aimés, BOUGUELIA Boualem et MAGRAMANE Hakima, que Dieu les protège. Leur amour, leurs sacrifices et leur soutien inconditionnel sont les fondations de tout ce que j'ai pu accomplir. Ils sont ma source de courage, ma plus grande motivation, et je leur en serai éternellement reconnaissant.

Je le dédie aussi à mes sœurs, Imene et Sarah, toutes deux ingénieures, qui ont toujours cru en moi, m'ont soutenu, guidé, et accompagné dans chaque étape de mon parcours. Leur plus grand bonheur est de me voir réussir, et ce travail leur revient autant qu'à moi.

Ma profonde gratitude va également à M. MATI Tarek, ingénieur des travaux publics et époux de ma sœur, qui a su me transmettre dès mon arrivée à l'ENSTP les bases du monde professionnel. Merci aussi à M. MATI Lyazid, mon maître de stage, pour son accompagnement et tout ce qu'il m'a appris sur le terrain.

Je pense aussi à toute ma famille, paternelle et maternelle, avec une pensée spéciale pour ma grand-mère maternelle, que Dieu la préserve, et pour ma grand-mère paternelle, que Dieu lui accorde le paradis.

Ce travail est dédié à tous mes amis, de l'école comme d'ailleurs, pour les moments partagés et le soutien constant. Une mention spéciale à mon binôme SOUAI Mohamed Amine, un partenaire de travail exceptionnel, ainsi qu'à mes amis proches : DJABOUB Mohammed, BENAHMED Abdelbasset et son binôme BECHIRI Mounsif, TEBBAKH Djaber, ZELLAGUI Siradj, YESBA Mohammed, OUBOUCHOU Amine, HADROUG Mohamed Redha, DJAAFER CHRIFF Bilel, KAZOUIT Amine, SOUMEUR Islem, SALEH Fethi, MEKOUI Zakaria, MOUAZ Hamza, MOUAZ Hichem, BELLETRACH Rayan, TOUIL Reda et tous ceux avec qui j'ai partagé des souvenirs inoubliables. À tous ceux que je n'ai pas pu citer ici, vous êtes également dans mon cœur.

BOUGUELIA Hani Omar

Remerciements

Nous tenant tout d'abord à remercier Dieu, le Tout-Puissant et Miséricordieux, qui nous a donné la santé, le courage et la volonté nécessaires pour entreprendre et achever ce mémoire.

C’est avec une profonde reconnaissance et une considération particulière que nous remercions chaleureusement notre cher encadreur **Mr. GUERFI Moussa** pour la patience, la disponibilité et ses grands efforts au long de cette période.

Nous tenons à exprimer notre sincère reconnaissance et notre profonde gratitude à **Mr. CHAMI Saïd**, notre co-encadreur, pour son accompagnement constant, sa disponibilité et son engagement tout au long de ce travail. Son soutien précieux et ses conseils avisés ont été d’une grande aide, et ce, sans jamais ménager ses efforts.

Je souhaite adresser mes remerciements les plus sincères au corps professoral et administratif, membres de jury de l’école pour la richesse et la qualité de leur formation et leurs examens.

ملخص

تركّز هذه المذكرة على دراسة جسر سكك حديدية مزدوج المسار، يقع بين النقطة الكيلومترية 68+234.50 و النقطة 68+795.40 بولاية سوق أهراس، والذي يُسهّل الربط المنجمي بين بوشقوف وسوق أهراس.

يتكونهذا الجسر من 15 جزءًا متساويًا بطول 37 مترًا، باستخدام عوارض خرسانية مسبقة الإجهاد بطريقة الشد اللاحق ومسبقة الصب، مرتكزة على 14 دعامة بارتفاعات متفاوتة وركيزتين نهائيتين، تناولت المذكرة البنية الفوقية والبنية التحتية وشملت حساب الإجهاد المسبق، التحليل الزلزالي، وتصميم مختلف العناصر للتحليل الإنشائي بطريقة العناصر المحددة الإنشائية وفقًا للمتطلبات التنظيمية، باستخدام برنامج MIDAS CIVIL ويُستكمل هذا العمل بدراسة خاصة تتعلق بتفاعل قضبان السكة مع هيكل الجسر.

الكلمات المفتاحية :الإجهادات المسبقة بالشد اللاحق، تفاعل السكة/المنشأ، جسر منحني، التحليل الزلزالي، البنية الفوقية البنية التحتية، دراسة، جسر سكك حديدية.

Abstract

This thesis focuses on the study of a double-track railway viaduct located between kilometer points PK68+234.50 and PK68+795.40 in the Wilaya of Souk Ahras, which facilitates the mining connection between Bouchegouf and Souk Ahras.

The viaduct is composed of 15 isostatic spans of 37 meters, made of precast post-tensioned prestressed concrete beams, supported by 14 piers of varying heights and two abutments. The thesis examines both the superstructure and the substructure, covering the prestress calculation, seismic analysis, and modeling of various structural elements in accordance with regulatory requirements, using MIDAS Civil software based on the finite element method. This work is also complemented by a specific study of the interaction between the railway tracks and the bridge structure.

Keywords: post-tensioned prestressing, track/structure interaction, curved bridge, seismic analysis, superstructure, substructure, study, railway bridge.

Résumé

Ce mémoire porte sur l'étude d'un viaduc ferroviaire à double voie, situé entre les points kilométriques PK68+234.50 et PK68+795.40 dans la wilaya de Souk Ahras, facilitant la liaison minière entre Bouchegouf et Souk Ahras.

Ce viaduc est composé de 15 travées isostatiques de 37m, réalisées en poutres préfabriquées en béton précontraint par post-tension, reposant sur 14 piles de hauteurs variables et deux culées. Le mémoire traite à la fois la superstructure et l'infrastructure, incluant le calcul de la précontrainte, l'analyse sismique, ainsi que la modélisation des différents éléments structurels, conformément aux exigences réglementaires, en utilisant le logiciel MIDAS Civil selon la méthode des éléments finis. Ce travail est également complété par une étude spécifique portant sur l'interaction entre les rails de la voie et la structure du pont.

Mots-clés : précontrainte par post-tension, interaction voie/structure, pont courbe, analyse sismique, superstructure, infrastructure, étude, pont ferroviaire.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE 1

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

I.1. INTRODUCTION 2
I.2. PRESENTATION DU PROJET 2
I.2.1. Situation du projet 2
I.2.2. Objectifs de projet 2
I.2.3. Données fonctionnelles 3
I.2.3.1. Tracé en plan 3
I.2.3.2. Profil en long 3
I.2.3.3. Profil en travers 4
I.2.4. Données naturelles 4
I.2.4.1. Topographie 4
I.2.4.2. Hydraulique 5
I.2.4.3. Géotechnique 5
I.2.4.4. Sismicité du site 7
I.3. PRESENTATION DE L'OUVRAGE 8
I.3.1. Présentation de l'ouvrage 8
I.3.2. Superstructure 8
I.3.3. Infrastructure 8
I.3.4. Fondations 8
I.4. CONCLUSION 8

CHAPITRE II : HYPOTHESES DE CALCUL

II.1. INTRODUCTION 10
II.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL 10
II.3. Caractéristiques des matériaux 10
II.3.1. Le béton 10
II.3.1.1. Caractéristiques du béton. 10
II.3.1.2. Résistance à la compression 11
II.3.1.3. Résistance à la traction 11
II.3.1.4. Déformation instantanée de béton 11
II.3.1.5. Module de déformation différée 11
II.3.1.6. Déformation transversale de béton 12
II.3.1.7. Contraintes de calcul à l'état limite ultime 12
II.3.1.8. Contraintes de calcul à l'état limite de service 13
II.3.1.9. Classe de vérification 13
II.3.2. Les aciers 14

II.3.2.1. Aciers passifs 14
II.3.2.2. Armatures actives 15
II.4. CONCLUSION 15
CHAPITRE III : EVALUATION DES CHARGES ET DES EFFORTS
III.1. INTRODUCTION 16
III.2. Evaluation des CHARGE HORS TRAFFIC 16
III.2.1. Charges permanentes 16
III.2.2. Charges thermiques 17
III.2.3. Action due au vent 17
III.3. Evaluation des CHARGE DUES AU TRAFFIC 17
III.3.1. Présentation du trafic ferroviaire 17
III.3.2. Charges ferroviaires 17
III.3.2.1. Modèle de charges 71 17
III.3.2.1. Schéma des charges SW/0 et SW/2 18
III.3.2.2. Modèle de charges "Train à vide" 18
III.3.3. Les actions due à la traction et au freinage 19
III.3.3.1. Force de traction 19
III.3.3.2. Force de freinage 19
III.3.4. Effort de lacet 20
III.3.5. Forces centrifuges 20
III.3.6. Action accidentelle 21
III.3.6.1. Déraillement 21
III.3.1. Effet dynamique 22
III.3.1.1. Coefficient dynamique ϕ : 24
III.4. Combinaisons et groupes de charges 26
III.4.1. Groupes de charges (Valeurs caractéristiques de l'action à composants multiples) 26
III.4.1. Les combinaisons de charges 27
III.4.1.1. Etat limite ultime 28
III.4.1.2. Etat limite de service 28
III.5. EVALUATION DES EFFOrTS 28
III.5.1. LOGICIEL DE CALCUL 29
III.5.2. Modélisation 29
III.5.3. Définition des charges et surcharges 30
III.5.4. Résultats 30
III.6. conclusion 32
CHAPITRE IV : ÉTUDE DE LA PRÉCONTRAINTE
IV.1. introduction 33
IV.2. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE 33

IV.2.1. Tension à l'origine 33
IV.2.2. Calcul du nombre de câbles de la précontrainte 33
IV.2.3. Vérification de la borne supérieure 35
IV.2.4. Détermination du nombre de câbles à l'about 36
IV.2.5. Vérification des contraintes normales 37
IV.2.5.1. Vérification des contraintes au 7éme jour 37
IV.2.5.2. Vérification des contraintes au 28éme jour 37
IV.2.5.3. Vérification des contraintes après coulage dalle 38
IV.2.5.4. Vérification des contraintes à vide 39
IV.2.5.5. Vérification des contraintes en service 39
IV.3. Tracé des câbles de précontrainte 40
IV.3.1. Disposition des câbles à l'about 40
IV.3.2. Tracé des câbles en élévation 41
IV.3.1. Tracé des câbles en plan 42
IV.4. CALCUL DES PERTES 42
IV.4.1. Pertes de tension Instantanées 42
IV.4.1.1. Pertes par frottement 43
IV.4.1.2. Pertes dues au recul d'ancrage 44
IV.4.1.3. Perte dues au raccourcissement instantané de du béton : 45
IV.4.1. Pertes de tension différées 50
IV.4.1.1. Retrait du béton 50
IV.4.1.2. Pertes par relaxation des câbles 52
IV.4.1.3. Pertes par fluage 53
IV.5. Calcul justificatif des poutres 56
IV.5.1. Sections de Vérification 56
IV.5.2. Justification de la poutre à l'ELS 58
IV.5.2.1. Vis avis des contraintes normales 58
IV.5.2.2. Vis avis des contraintes tangentielles 63
IV.5.3. Ferraillage passif longitudinal 64
IV.5.3.1. Armatures longitudinales de peau 64
IV.5.3.2. Armatures longitudinales dans les zones tendues 65
IV.5.4. Vérification à la rupture 65
IV.5.4.1. Vis à vis de contraintes normales 65
IV.5.4.2. Vis-à-vis des contraintes tangentielles 70
IV.5.4.3. Etude de la zone d'application de forces concentrées (zone d'about) 72
IV.6. Conclusion 74

CHAPITRE V : ETUDE DU TABLIER

V.1. INTRODUCTION 76
V.2. FLECHE ET CONTRE FLECHE 76
V.2.1. Flèche due au Poids Propre 76

V.2.2. Contre-flèche de précontrainte 76
V.2.3. Flèche due à la Construction 77
V.2.4. Flèche maximale à l'ELS 77
V.2.5. Flèche Totale 77
V.3. Calcul des rotations 78
V.3.1. Rotation due au poids propre 78
V.3.2. Rotation due aux surcharges d'exploitation 78
V.3.3. Rotation due à la précontrainte 78
V.3.4. Rotation totale 79
V.3.4.1. Rotation en service à vide 79
V.3.4.2. Rotation en service à charge 79
V.4. Calcul des déplacements 79
V.4.1. Déplacement de la rotation d'appui 79
V.4.2. . Déplacement du au retrait 79
V.4.3. Déplacement du au fluage du béton 80
V.4.4. Déplacement dû à la variation de température 80
V.4.4.1. Pour les actions de courte durée 80
V.4.4.2. Pour les actions de courte durée 80
V.4.5. Déplacement maximal total 80
V.5. ETUDE DE L'ENTRETOISE 81
V.5.1. Principe de ferraillage 81
V.5.2. Evaluation des efforts 81
V.5.3. Ferraillage de l'Entretoise 82
V.6. ETUDE DE L'HOURDIS 83
V.6.1. Evaluation des efforts 83
V.6.2. Ferraillage de la dalle 84
V.7. CONCLUSION 84

CHAPITRE VI : ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DE PONT

VI.1. INTRODUCTION 85
VI.2. APPAREIL D'APPUI 85
VI.2.1. Choix de type d'appareil d'appui 85
VI.2.2. Evaluation des efforts verticaux appliqués sur les appareils d'appuis 86
VI.2.3. Dimensionnement des appareils d'appui 86
VI.2.3.1. Dimensionnement en plan des appareils d'appui 86
VI.2.3.2. Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui 86
VI.2.3.3. Dimensionnement des frettes 86
VI.2.4. Calcul exacte des déplacements horizontaux 87
VI.2.4.1. Evaluation des raideurs statiques et dynamiques des appuis 87
VI.2.4.2. Evaluation des déplacements horizontaux 89
VI.2.5. Vérifications du dimensionnement selon la norme NF EN 1337-3 89

VI.2.5.1. Stabilité au flambement 89
VI.2.5.2. Traction dans les frettes 90
VI.2.5.3. Condition de non-glissement 90
VI.2.5.4. Limitation de distorsion 91
VI.2.5.5. Stabilité en rotation 94
VI.3. ETUDE SISMIQUE 95
VI.3.1. Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique 95
VI.3.2. Méthode de calcul 95
VI.3.3. Spectre de réponse 95
VI.3.3.1. Spectre de réponse de la composante horizontale 96
VI.3.3.2. Spectre de réponse de la composante verticale 97
VI.3.4. Modes significatifs 97
VI.3.5. Combinaison des réponses modale 98
VI.3.6. Combinaison des composantes de l'action sismiques 99
VI.3.7. Vérifications des appareils d'appui selon RPOA 2008 99
VI.3.7.1. Résistance à la compression 99
VI.3.7.2. Stabilité au flambement 99
VI.3.7.3. Limitation de la distorsion 100
VI.3.7.4. Condition de non-glissement 101
VI.4. DES D'APPUIS 102
VI.4.1. Dimensionnement des dés d'appuis 102
VI.4.1.1. Ferraillage des dés d'appuis 102
VI.4.2. Le joint garde ballast 104
VI.5. Evacuation des eaux 105
VI.6. PLOT PARASISMIQUE 105
conclusion 105

CHAPITRE VII : ETUDE D'INFRASTUCTURE

VII.1. introduction 106
VII.2. ETUDE DE LA PILE 106
VII.2.1. Ferraillage des éléments de la pile 107
VII.2.2. Distribution des aciers sur le périphérique de la section 108
VII.2.3. Armatures transversales 108
VII.2.4. Vérifications pour la pile n°07 109
VII.2.4.1. Vérification de la condition de non-fragilité 109
VII.2.4.2. Vérification des bielles 110
VII.2.4.3. Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis l'ELUSF 110
VII.2.5. Etude de Fondation 110
VII.2.5.1. Etude de la semelle sous la pile 110
VII.2.5.2. Chargement 111
VII.2.5.3. Modèle 112

VII.2.5.4. Modélisation du comportement transversal et axiale des pieux – Ressorts horizontaux et verticaux 113
VII.2.5.5. Résultats 114
VII.2.6. Ferraillage des pieux 115
VII.2.6.1. Ferraillage longitudinale 115
VII.2.6.2. Vérification d'armature minimal 115
VII.2.6.3. Ferraillage transversal 116
VII.2.7. Ferraillage de la semelle 116
VII.2.7.1. Résultats de calcul 117
VII.3. ETUDE DE LA CULEE 119
VII.3.1. Introduction 119
VII.3.2. Caractéristique géométrique de la culée 119
VII.3.3. Modèle 119
VII.3.4. Actions de Calcul 120
VII.3.5. Action du tablier 120
VII.3.6. Actions permanentes 120
VII.3.6.1. Poids propre des structures en béton armé 120
VII.3.6.2. Poids et poussée des terres 121
VII.3.6.3. Poids et poussée des voies sur la culée 121
VII.3.7. Action variable 123
VII.3.8. Actions sismiques 126
VII.3.8.1. Efforts d'inertie sismiques de la structure 126
VII.3.8.2. Effort d'inertie du remblai 126
VII.3.8.3. Poussée dynamique globale 127
VII.3.9. Modélisation des charges 128
VII.3.10. Pieux 128
VII.3.10.1. Efforts dans les pieux 128
VII.3.10.2. Ferraillage longitudinale 129
VII.3.11. Ferraillage de la semelle 130
VII.3.11.1. Résultats de calcul 130
VII.3.12. Ferraillage des éléments de la culée 131
VII.3.12.1. Ferraillage de mur frontal 131
VII.3.12.2. Ferraillage de mur garde grève 132
VII.3.12.3. Ferraillage de mur en retour 133
conclusion 135

CHAPITRE VIII : INTERACTION RAIL-STRUCTURE

VIII.1. Introduction 136
VIII.2. Étude du phénomène 137
VIII.2.1. Principes de fonctionnement des longs rails soudés continus sur plate-forme courante 137

VIII.2.2. Paramètres du phénomène : 137
VIII.2.2.1. Paramètres ouvrage d'art 137
VIII.2.2.2. Paramètres de la voie 139
VIII.2.3. Comportement de la voie 139
VIII.2.4. Comportement du pont 141
VIII.2.4.1. Schéma fonctionnel de l'ouvrage 141
VIII.2.5. Actions à considérer dans l'analyse d'interaction 141
VIII.2.5.1. Efforts dus aux variations de température 141
VIII.2.5.2. Les modèles de charges verticales 142
VIII.2.5.3. Efforts dus au freinage/démarrage 143
VIII.2.5.4. Efforts dus à la flexion du tablier 143
VIII.2.6. Combinaisons des effets de cas de charge 143
VIII.2.7. Exigences de conception 144
VIII.2.7.1. Déplacements relatifs et absolus 145
VIII.2.7.2. Rotations d'extrémité du tablier 146
VIII.2.8. Les appareils de dilatation 146
VIII.3. Analyse et modélisation du phénomène 147
VIII.3.1. Méthode des graphes 147
VIII.3.2. Méthode numérique 147
VIII.3.3. Modèle type 147
VIII.3.3.1. Les voies 148
VIII.3.3.2. Le tablier 148
VIII.3.3.3. La plateforme 148
VIII.3.3.4. Les appareils d'appuis 148
VIII.3.3.5. La liaison voie/ouvrage 148
VIII.4. Analyse du modèle numérique 149
VIII.4.1. Analyse simplifiée séparée 149
VIII.4.2. Analyse complète 149
VIII.5. Application de l'analyse IRS sur l'ouvrage 150
VIII.5.1. Caractéristiques de l'ouvrage 150
VIII.5.1.1. Caractéristiques de la voie 150
VIII.5.1.2. Caractéristiques de la structure : 150
VIII.5.2. Discrétisation du système voie-ouvrage 151
VIII.5.3. CHOIX DE LA POSITION DES CHARGES FEROFIARES 152
VIII.5.4. Analyse des composant du modèle 152
VIII.5.4.1. Liaisons ballast 155
VIII.5.5. Dans le cas de tabliers avec longs rails soudés continus 157
VIII.6. Interprétation des résultats 166
Conclusion 166
CONCLUSION GENERALE

conclusion generale 167

BIBLIOGRAPHIE

ANNEXE A : RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES

ANNEXE B : RESULTATS DE CALCUL AUTOMATIQUE

ANNEXE C : FERRAILLAGE

ANNEXE D : LES MODES PROPRES

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

Tableau I.1 : Les caractéristiques du sol prises en considération..... 5
Tableau I.2 : valeur du l'effort de pointe limite. 6
Tableau I.3 : Effort de frottement latérale limite ($\boldsymbol{Qs}$). 6
Tableau I.4 : Les combinaisons aux états limites. 6

CHAPITRE II : HYPOTHESES DE CALCUL

Tableau II.1 : Caractéristiques du béton. 10
Tableau II.2 : Contraintes dans le béton à l'ELU. 12
Tableau II.3 : Contraintes dans le béton à l'ELS. 13
Tableau II.4 : Les propriétés mécaniques du béton. 13
Tableau II.5 : Contrainte de l'acier à l'ELU. 14
Tableau II.6 : Contraintes de l'acier à l'ELS. 15
Tableau II.7 : Caractéristiques géométriques et mécaniques du système de précontrainte. 15

CHAPITRE III : EVALUATION DES CHARGES ET DES EFFORTS

Tableau III.1 : Estimation du poids dû aux CCP. 16
Tableau III.2 : Poids propre du tablier 16
Tableau III.3 : Poids total permanant du tablier 17
Tableau III.4 : Valeurs caractéristiques des charges verticales pour le modèle SW/2 18
Tableau III.5 : Limites de la flèche sous poids permanent 23
Tableau III.6 : Définition des charges et surcharges 30
Tableau III.7 : Tableau récapitulatif des résultats. 32

CHAPITRE IV : ÉTUDE DE LA PRÉCONTRAINTE

Tableau IV.1 : Données géométriques et mécaniques et résultats de logiciel. 34
Tableau IV.2 : Position des câbles. 40
Tableau IV.3 : Récapitulatif de calcul de l'angle de relevage. 41
Tableau IV.4 : Résultats de calcul de α, f, R, β 42
Tableau IV.5 : Les coordonnées des câbles C1 et C2 en plan dans une demi poutre. 42
Tableau IV.6 : Valeurs des pertes dues au frottement 43
Tableau IV.7 : Valeurs moyennes des pertes par frottement selon les familles de câbles. 43
Tableau IV.8 : Valeurs des pertes par recule d'ancrage. 44
Tableau IV.9 : Les sections nettes considérées de Poutre seule. 45
Tableau IV.10 : Les sections nettes considérées de Poutre + dalle 46
Tableau IV.11 : Les positions des câbles par rapport la fibre inferieur et l'excentricité moyenne des familles et caractéristiques géométriques des sections étudiées poutre seule. 46
Tableau IV.12 : Les positions des câbles par rapport la fibre inferieur et l'excentricité moyenne des familles et caractéristiques géométriques des sections étudiées poutre +dalle 47

Tableau IV.13 : Valeurs de pertes après l'effet de la 1ère famille sur elle-même..... 48
Tableau IV.14 : Valeurs de perte après l'effet de la dalle sur la 1ère famille..... 48
Tableau IV.15 : Valeurs de perte après l'effet de la 2ème famille sur la 1ère famille..... 49
Tableau IV.16 : Valeurs de perte après l'effet des compléments sur la 1ère famille..... 49
Tableau IV.17 : : valeurs de perte après l'effet des compléments sur la 2ème famille..... 49
Tableau IV.18 : Les résultats de pertes par raccourcissement récapitulés..... 50
Tableau IV.19 : Récapitulatif des pertes instantanées (MPa). 50
Tableau IV.20 : Surfaces et périmètres des sections poutre seule considérées..... 51
Tableau IV.21 : : Surfaces et périmètres des sections poutre + dalle considérée. 51
Tableau IV.22 : Valeurs de pertes par retrait du béton pour la 1 ère famille : t_0 = 7 jours..... 51
Tableau IV.23 : Valeurs de pertes par retrait du béton pour la 1 ère famille : t_0 = 28 jours.... 51
Tableau IV.24 : Valeurs de pertes par retrait du béton pour la 2ème famille : t_0 = 28 jours.. 52
Tableau IV.25 : Valeur de perte par relaxation dans la 1 ère famille. 52
Tableau IV.26 : Valeur de perte par relaxation dans la 2ème famille..... 52
Tableau IV.27 : Contrainte maximale du câble moyen $\boldsymbol{\sigma M}$ pour la 1 ère famille. 53
Tableau IV.28 : Contrainte finale du câble moyen $\boldsymbol{\sigma b}$ pour la 1ère famille..... 54
Tableau IV.29 : Contrainte finale du câble moyen $\boldsymbol{\sigma M}$ Pour la 2ème famille..... 54
Tableau IV.30 : Contrainte finale du câble moyen $\boldsymbol{\sigma b}$ pour la 2 ème famille 54
Tableau IV.31 : Pertes dues au fluage du béton..... 54
Tableau IV.32 : Pertes différées totales. 55
Tableau IV.33 : Pertes totales de précontrainte 55
Tableau IV.34 : Caractéristiques nettes des sections de vérification poutre seule..... 57
Tableau IV.35 : Caractéristiques nettes des sections de vérification poutre + dalle..... 57
Tableau IV.36 : Valeur des contraintes admissibles pour chaque phase. 60
Tableau IV.37 : La valeur de P_i dans l'about et l'extrados à chaque phase..... 61
Tableau IV.38 : Les valeurs de pertes différées dans les phases 3, 4 et 5..... 61
Tableau IV.39 : L'excentricité moyennes des câbles de chaque famille à X=L/2..... 61
Tableau IV.40 : Vérification des contraintes normales supérieures $\boldsymbol{\sigma sup}$ à l'ELS..... 62
Tableau IV.41 : Vérification des contraintes normales inferieures $\boldsymbol{\sigma inf}$ à l'ELS. 62
Tableau IV.42 : les données et les caractéristiques utilisées dans les calculs de vérifications 63
Tableau IV.43 : Les α_i en degré de chaque câble d'about..... 64
Tableau IV.44 : Vérification des contraintes tangentielles. 64
Tableau IV.45 : la valeur de la contrainte normale appliquée par les câbles..... 67
Tableau IV.46 : Effort tranchant ultime réduit..... 71
Tableau IV.47 : La valeur de $\boldsymbol{\tau u\, red}$. 71
Tableau IV.48 : la valeur de $\boldsymbol{\tau u}$ 71

CHAPITRE V : ETUDE DU TABLIER

Tableau V.1 : Les valeurs des flèches calculées. 77
Tableau V.2 : les valeurs des rotations calculées..... 79
Tableau V.3 : Les résultats de calcul de déplacement. 80

Tableau V.4 : Résultats de calcul de ferraillage de l'entretoise. 82
Tableau V.5 : Moments max de l'hourdis à l'ELU et à l'ELS. 84
Tableau V.6 : Résultats de calcul de ferraillage de la dalle 84

CHAPITRE VI : ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DE PONT

Tableau VI.1 : Evaluation des réactions R(KN) pour un seul appareil d'appui d'une poutre. . 86
Tableau VI.2 : Dimensionnement en plan des appareils d'appui. 87
Tableau VI.3 : Evaluation des raideurs longitudinales statiques et dynamiques des appuis. .. 88
Tableau VI.4 : Evaluation exacte des déplacements horizontaux. 89
Tableau VI.5 : Vérification de la stabilité au flambement des appareils d'appui. 90
Tableau VI.6 : Vérification de la traction dans les frettes métalliques. 90
Tableau VI.7 : Vérification de la condition de non glissement. 91
Tableau VI.8 : Vérification de la déformation des appareils d'appui. 93
Tableau VI.9 : Vérification de la stabilité en rotation des appareils d'appui. 94
Tableau VI.10 : Modes propres. 98
Tableau VI.11 : Vérification de la résistance à la compression selon RPOA 2008. 99
Tableau VI.12 : Vérification de la stabilité au flambement selon RPOA 2008. 100
Tableau VI.13 : Vérification en tenant compte la composante verticale de séisme. 100
Tableau VI.14 : Vérification de la distorsion selon RPOA 2008. 101
Tableau VI.15 : Vérification de non glissement selon RPOA 2008. 101
Tableau VI.16 : Dimensionnement des dès d'appui. 102
Tableau VI.17 : FERRAILLAGE des dès d'appuis. 103
Tableau VI.18 : Détermination du souffle. 104

CHAPITRE VII : ETUDE D'INFRASTUCTURE

Tableau VII.1 : Evaluation des réactions et moments à la base de la pile la plus sollicitée. . 106
Tableau VII.2 : Ferraillage longitudinal de la pile 07. 108
Tableau VII.3: distribution de la section d'acier total sur le périphérique de la pile en section creuse. 108
Tableau VII.4 : Distribution de la section d'armature transversale en section creuse 109
Tableau VII.5 : Vérification de la condition de non-fragilité 109
Tableau VII.6 Vérification du flambement pour la pile la plus élancée. 110
Tableau VII.7 : Surcharge sur modèle, cas ELA. 111
Tableau VII.8 : Surcharge sur modèle, cas ELU 112
Tableau VII.9 : Surcharge sur modèle, cas ELS 112
Tableau VII.10 : Pieux, Efforts de dimensionnement du ferraillage longitudinale ELS 114
Tableau VII.11 : Pieux, Efforts de dimensionnement du ferraillage longitudinale ELU 114
Tableau VII.12 : Pieux, Efforts de dimensionnement du ferraillage longitudinale. ELA 114
Tableau VII.13 : efforts agissants sur la semelle. 116
Tableau VII.14 : Evaluation de la section d'acier dans les deux sens x-x. y-y. 117
Tableau VII.15 : Cas de charges. 120

Tableau VII.16 : Caractéristique du sol. 121
Tableau VII.17 : Poids et poussées des terres. 121
Tableau VII.18 : résultante des poussées, point d'application et moment à la base de la semelle 121
Tableau VII.19 : Caractéristiques du Ballast. 121
Tableau VII.20 : Poids et poussée du ballast. 122
Tableau VII.21 : Caractéristique de la voie. 122
Tableau VII.22 : Poids et poussées des rails, traverses et attaches. 123
Tableau VII.23 : Caractéristique de la charge UIC 71. 123
Tableau VII.24 : Poids et poussées de la charge mobile LM71. 123
Tableau VII.25 : Caractéristique de la charge SW2 124
Tableau VII.26 : Poids et poussées de la charge mobile SW2. 124
Tableau VII.27 ; Valeur traction et freinage pour SW2 et LM71. 124
Tableau VII.28 : Poids et poussées de la charge acc SW2. 124
Tableau VII.29 : Poids et poussées de la charge fr SW2. 125
Tableau VII.30 : Poids et poussées de la charge acc LM71. 125
Tableau VII.31 : Poids et poussées de la charge fr LM71 125
Tableau VII.32 : Caractéristiques sismiques. 126
Tableau VII.33 : Efforts d'inertie sismiques de la structure. 126
Tableau VII.34 : Poussée dynamique globale. 127
Tableau VII.35 : Les efforts max et min dans les pieux a l'ELU, ELS et ELA. 129
Tableau VII.36 : Distribution du moment Mxx_els pour l'élément plaque de la semelle. 130
Tableau VII.37 : Evaluation de la section d'acier dans les deux sens x-x, y-y. 130
Tableau VII.38 : Evaluation des efforts agissant sur le mur frontal. 131
Tableau VII.39 : Evaluation de la section d'acier dans les deux sens x-x, y-y. 132
Tableau VII.40 : Evaluation des efforts agissant sur le mur garde grève. 132
Tableau VII.41 : Evaluation de la section d'acier dans les deux sens x-x, y-y. 133
Tableau VII.42 : Evaluation des efforts agissant sur le mur en retour. 133
Tableau VII.43 : Evaluation de la section d'acier dans les deux sens x-x. y-y 134

CHAPITRE VIII : INTERACTION RAIL-STRUCTURE

Tableau VIII.1 : Caractéristiques des deux rails UIC60 150
Tableau VIII.2 : Caractéristiques matériaux. 150
Tableau VIII.3 : Caractéristiques de la section du tablier. 151

ANNEXE A : RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES

Tableau A.1 : Classification des sols.
Tableau A.2 : Valeurs du coefficient de portance K_P.
Tableau A.3 : Détermination des abaques.
Tableau A.4 : Le calcul des rigidités du sol

ANNEXE B : RESULTATS DE CALCUL AUTOMATIQUE

Tableau B.1 : Action de tablier à l'ELS.
Tableau B.2 : Action de tablier à l'ELU.
Tableau B.3 : Action de tablier à l'ELA.

ANNEXE D : LES MODES PROPRES

Tableau D.1 : Modes propres.

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

Figure I.1 : Situation du projet sur une image satellite. 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 : Levé topographique. 4
Figure I.6 : Carte de zonage sismique en Algérie. 7

CHAPITRE II : HYPOTHESES DE CALCUL

Figure II.1 : Diagramme contrainte-déformation à l'ELU 12
Figure II.2 : Diagramme contrainte-déformation de calcul de l'acier à l'ELU. 14

CHAPITRE III : EVALUATION DES CHARGES ET DES EFFORTS

Figure III.1 : Modèle de charges 71 et valeurs caractéristiques pour les charges verticales. .. 18
Figure III.2 : Modèles de charges SW/0 et SW/2. 18
Figure III.3 : Situation de projet I 21
Figure III.4 : Situation de projet II. 21
Figure III.5 : Limites de la fréquence propre n_0 [Hz] du pont en fonction de L [m] [EN-1991-2]. 22
Figure III.6 : Limites de la flèche sous poids permanent [Livret201-fev1995]. 23
Figure III.7 : Organigramme vérificateur de la nécessité d'une analyse dynamique [UIC 776-1]. 25
Figure III.8 : Les cas de charges mobiles [Midas Civil] 26
Figure III.9 : Evaluation des groupes de charges pour le trafic ferroviaire (valeurs caractéristiques des actions à composants multiples) [Tableau 4, UIC 776-1]. 27
Figure III.10 : Midas Civil 2022. 29
Figure III.11 : Modèle de calcul. 29
Figure III.12 : Effort tranchant maximal à l'ELS. 30
Figure III.13 : Moment maximal à l'ELS. 31
Figure III.14 : Moment minimal à l'ELS. 31
Figure III.15 : Effort tranchant maximal à l'ELU. 31

CHAPITRE IV : ÉTUDE DE LA PRÉCONTRAINTE

Figure IV.1 : Disposition constructive des câbles de précontrainte. 40
Figure IV.2 : Trajectoire des câbles en élévation dans une demi poutre. 42
Figure IV.3 : Trajectoire des câbles en plan dans une demi poutre. 42
Figure IV.4 : Section de vérification poutre seule. 56
Figure IV.5 : Section de vérification poutre + dalle. 56
Figure IV.6 : Diagramme des contraintes dans la section médiane. 65

Figure IV.7 : : Diagrammes des déformations limites (ELU). 66
Figure IV.8 : Courbe d'interaction effort normal-moment fléchissant. 66
Figure IV.9 : Equation d'équilibre. 68
Figure IV.10 : Zone de concentration des contraintes. 72
Figure IV.11 : Zone de régularisation des ancrages. 72
Figure IV.12 : Plan de Ferraillage de la poutre. 75

CHAPITRE V : ETUDE DU TABLIER

Figure V.1 : Flèche du tablier sous G. 76
Figure V.2 : Contre flèche max du tablier due à la mise en tension à 100 % des câbles. 76
Figure V.3 : Flèche max de la poutre à l'ELS. 77
Figure V.4 : Positions des vérins. 81
Figure V.5 : Moment max de l'entretoise à l'ELU (Midas civil). 81
Figure V.6 : : Moment max de l'entretoise à l'ELS. 82
Figure V.7 : Effort tranchant max de l'entretoise à l'ELU. 82
Figure V.8 : Ferraillage de l'entretoise. 82
Figure V.9 : Moment max de la dalle à l'ELU. 83
Figure V.10 : Moment max de la dalle à l'ELS. 83
Figure V.11 : Effort tranchant max de la dalle à l'ELU. 83
Figure V.12 : Figure VI.11 : Ferraillage de la dalle. 84

CHAPITRE VI : ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DE PONT

Figure VI.1 : Définition géométrique d'un appareil d'appui. 85
Figure VI.2 : Dimensions de l'appareil d'appui. 87
Figure VI.3 : Distorsion de l'appareil d'appui sous un effort normal. 92
Figure VI.4 : Distorsion de l'appareil d'appui sous un effort horizontal 92
Figure VI.5 : Distorsion de l'appareil d'appui sous un moment d'axe horizontal. 93
Figure VI.6 : Modèle de calcul multimodal. 95
Figure VI.7 : Spectre de réponse élastique Sae (T) - composante horizontale. [MIDAS]. 96
Figure VI.8 : Spectre de réponse élastique Sae (T) - composante verticale [MIDAS]. 97
Figure VI.9 : ferraillage des dès d'appuis 103
Figure VI.10 : Décomposition des souffles. 104
Figure VI.11 : Joint garde ballast. 104
Figure VI.12 : Evacuation des eaux 105

CHAPITRE VII : ETUDE D'INFRASTUCTURE

Figure VII.1 : Abaques de WALTHER pour $\boldsymbol{\eta = 0}$ **et** $\boldsymbol{\eta = \infty}$. 107
Figure VII.2 : Schéma illustratif du ferraillage de la pile (coupe transversale vue en plan).. 109
Figure VII.3 : Les dimensions de la semelle 111
Figure VII.4 : Modèle les pieux [Midas Civil]. 112
Figure VII.5 : Modèle la semelle [Midas Civil]. 112

Figure VII.6 : Lois d'interaction vis-à-vis des sollicitations de courte durée et de longue durée. 113
Figure VII.7 : La loi de mobilisation du frottement latéral $\boldsymbol{\tau}$ et la loi de mobilisation de l'effort en pointe q. 113
Figure VII.8 : Abaque de Walther pour h/D=0.05. 115
Figure VII.9 : Schéma illustratif du ferraillage du pieu sous pile. 116
Figure VII.10 : Distribution du moment Mxx-ELU pour l'élément plaque de la semelle. 117
Figure VII.11 : Schéma illustratif du ferraillage de la semelle sous pile. 118
Figure VII.12 : Modèle culée [Midas Civil]. 119
Figure VII.13 : Example de la diffusion de charge locale de LM71 sur la culée [MIDAS CIVIL]. 128
Figure VII.14 : La diffusion des charges locales du ballaste sur la culée [MIDAS CIVIL].. 128
Figure VII.15 : Efforts agissants sur la semelle. 130
Figure VII.16 : Mur frontal [MIDAS CIVIL]. 131
Figure VII.17 : Mur garde grève [MIDAS CIVIL]. 132
Figure VII.18 : Mur en retour [MIDAS CIVIL]. 133
Figure VII.19 : Schéma illustratif du ferraillage de la culée, semelle et pieux (coupe longitudinale). 134
Figure VII.20 : Schéma illustratif du ferraillage de la culée (coupe A-A)..... 135

CHAPITRE VIII : INTERACTION RAIL-STRUCTURE

Figure VIII.1 : Fish Plate Joint. 136
Figure VIII.2 : Rails soudées. 137
Figure VIII.3 : – Longueur dilatable d'un tablier isostatique 138
Figure VIII.4 : Facteurs intervenant pour déterminer la raideur K des appuis. 138
Figure VIII.5 : Section transversale d'un rail UIC60. 139
Figure VIII.6 : Résistance de la voie en fonction du déplacement longitudinal. 140
Figure VIII.7 : modèle bilinéaire du comportement de la voie 140
Figure VIII.8 : Schéma fonctionnel simple d'un tablier isostatique (voie sans app de dilatation). 141
Figure VIII.9 : Principe de fonctionnement d'un long rail soudé sous les effets thermiques. 142
Figure VIII.10 : Rotation d'appui sous charge ferroviaire verticale. 143
Figure VIII.11 : Analyse linéaire et analyse non-linéaire 144
Figure VIII.12 : Déplacements relatifs et absolus. 146
Figure VIII.13 : Rotation des extrémités. 146
Figure VIII.14 : Schéma structure pour la détermination des effets d'interaction voie – pont. 147
Figure VIII.15 : Modèle type du système voie - tablier - appareil d'appui..... 148
Figure VIII.16 : Modèle 2D de l'interaction voie - ouvrage d'art 149
Figure VIII.17 : Vue en 3D du model globale [MIDAS]. 151
Figure VIII.18 : Coupe transversale du tablier. 152

Figure VIII.19 : schéma illustrant la répartition des charges au deuxième position..... 152
Figure VIII.20 : Nœuds qui représentent la plateforme sont totalement encastrés [MIDAS]. 153
Figure VIII.21 : Nœuds de la plateforme [MIDAS] 154
Figure VIII.22 : Rigide Link entre nœuds sous tablier et le tablier [MIDAS]..... 154
Figure VIII.23 : Liaisons rigides pour représenter la hauteur du tablier [MIDAS]. 154
Figure VIII.24 : Modélisation des liaisons élastique des appareille d'appui (mobile - fixe) [MIDAS]. 155
Figure VIII.25 : Les détails de la modélisation de l'élastique Link [MIDAS]. 155
Figure VIII.26 : Liaisons aux extrémités des voies [MIDAS]. 156
Figure VIII.27 : Elastic link [MIDAS]..... 156
Figure VIII.28 : Multi-elastic link [MIDAS] 156
Figure VIII.29 : Lois de comportement Mlfc-1 pour liaisons non-chargée (les extrémités des voies). 156
Figure VIII.30 : Liaisons aux passages entre la plateforme et le tablier [MIDAS] 157
Figure VIII.31 :Multi-elastic link [MIDAS] 157
Figure VIII.32 : Elastic link [MIDAS]..... 157
Figure VIII.33 : Contrainte axiale maximale de compression dans le rail due au ΔT_R^+..... 158
Figure VIII.34 : Contrainte axiale maximale de traction dans le rail due au ΔT_R^-. 158
Figure VIII.35 : Contrainte axial maximal dans le rail due au Freinage /démarrage..... 159
Figure VIII.36 : Contrainte axiale maximale dans le rail due aux charges verticales..... 159
Figure VIII.37 : Contrainte axiale maximale dans le rail due au Freinage /démarrage. 160
Figure VIII.38 : Contrainte axiale maximale dans le rail due aux charges verticales..... 160
Figure VIII.39 : Contrainte axiale maximale dans le rail due au Freinage /démarrage. 161
Figure VIII.40 : Contrainte axiale maximale dans le rail due à charge verticale..... 162
Figure VIII.41 : Déplacement absolu du tablier du a la charge freinage/démarrage [MIDAS]. 162
Figure VIII.42 : Déplacements dans les voies et dans le tablier dus à la charge de freinage/démarrage. 163
Figure VIII.43 : Déplacements des extrémités du tablier et de la culé 163
Figure VIII.44 : Déplacements des extrémités du tablier. 164
Figure VIII.45 : Déplacement absolu du tablier du a la charge freinage/démarrage. 164
Figure VIII.46 : Déplacements dans les voies et dans le tablier dus à la charge de freinage/démarrage 165
Figure VIII.47 : Déplacements des extrémités du tablier. 165

ANNEXE B : RESULTATS DE CALCUL AUTOMATIQUE

Figure B.1 : Moment fléchissant longitudinal maximum sous G+CCP a ELU (KN.m)
Figure B.2 : Effort tranchant maximum longitudinal sous SOUS G+CCP a ELU (KN).
Figure B.3 : Moment fléchissant longitudinal maximum sous G+GRP11 a ELS (KN.m)
Figure B.4 : Effort tranchant maximum longitudinal sous SOUS G+ GRP11 a ELS (KN).

Figure B.5 : Moment fléchissant longitudinal maximum sous G+GRP21 a ELU (KN.m).
Figure B.6 : Effort tranchant maximum longitudinal sous SOUS G+ GRP21 a ELU (KN).
Figure B.7 : Les repères locaux de la semelle culée [MIDAS]
Figure B.8 : Les repères locaux du mur en retour [MIDAS]
Figure B.9 : Les repères locaux du mur garde grève [MIDAS]
Figure B.10 : Les repères locaux du mur frontal [MIDAS]

LISTE DES ABREVIATIONS

BAEL : Béton armé aux Etats limites.

SETRA : service d'étude technique des routes et autoroutes

G : charge permanente.

PP : poids propre.

CCP : compléments charge permanente.

ELA : Etat Limite Accidentelle.

ELS : Etat Limite de Service.

ELU : Etat Limite Ultime.

Es : Module d'Elasticité de l'acier.

fc28 : Résistance caractéristique de béton à la Compression à 28 jours.

fe : Limite d'Elasticité de l'acier.

ft28 : Résistance caractéristique de béton à la Traction à 28 jours.

HA : Haute Adhérence.

PK : Point Kilométrique.

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

Sae : Spectre de réponse Elastique en Accélération.

St : Espacement des armatures Transversales.

σ_{bc} : Contrainte de Compression admissible de Béton.

σ_{bt} : Contrainte de Traction admissible de Béton.

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

σ_{s} : Contrainte limite de l'acier.

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

ΔT : Variation uniforme de la température.

$\Delta\theta$: Gradient thermique.

Ap : section d'armature de précontrainte.

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

La création d'un réseau de transport performant, en particulier ferroviaire, sur l'ensemble du territoire algérien constitue une priorité stratégique pour accompagner le développement économique et territorial du pays. Ce réseau vise à faciliter les échanges, à relier efficacement les différentes régions, et à exploiter les richesses naturelles, notamment minières.

Dans ce cadre, l'État a engagé un vaste programme de modernisation et d'extension du réseau ferroviaire, comprenant plus de 9 600 km de voies nouvelles, avec une attention particulière portée à la ligne minière Est. Cette dernière revêt une importance capitale car elle assure le lien entre les zones minières du sud-est algérien et le port d'Annaba. Elle s'étend sur environ 422 kilomètres, traverse plusieurs wilayas, et constitue un axe vital pour l'exportation des ressources minières.

Cependant, les caractéristiques géographiques et topographiques de cette région imposent la réalisation de grandes infrastructures, notamment des ponts ferroviaires, capables de franchir les reliefs accidentés tout en garantissant la sécurité, la durabilité et la performance. Le projet étudié dans ce mémoire s'inscrit dans cette dynamique et concerne l'étude d'un viaduc ferroviaire à double voie, situé entre Bouchegouf et Souk Ahras, au PK68+234.50 à PK68+795.40, conçu pour répondre à ces défis techniques et environnementaux.

Pour ce travail, nous procéderons comme suit :

Chapitre	Contenu
Chapitre I	PRÉSENTATION DU PROJET
Chapitre II	HYPOTHESES DE CALCUL
Chapitre III	EVALUATION DES CHARGES ET DES EFFORTS
Chapitre IV	ETUDE DE LA PRECONTRAINTE
Chapitre V	ETUDE DE TABLIER
Chapitre VI	ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DU PONT
Chapitre VII	ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE
Chapitre VIII	INTERACTION RAIL-STRUCTURE

CHAPITRE I :
PRESENTATION DU PROJET

I.1. INTRODUCTION

Pour assurer un franchissement efficace et un service optimal, la conception d'un pont ferroviaire doit concilier les exigences fonctionnelles liées à la configuration des voies ferrées et les contraintes environnementales du site, tout en intégrant les spécifications du maître d'ouvrage.

I.2. PRESENTATION DU PROJET

I.2.1. Situation du projet

Le viaduc ferroviaire V2 fait partie du projet de la ligne minière Est, destinée à relier Annaba aux mines de Djebel Onk, au sud de Tébessa, sur un tracé de 422 km. Implanté sur le tronçon Bouchegouf – Souk Ahras. Il s'étend du point kilométrique PK 68+234,50 jusqu'au PK 68+795,40.



Figure I.1 : Situation du projet sur une image satellite.

I.2.2. Objectifs de projet

L'objectif principal de ce projet de fin d'études est de réaliser un pont conçu pour franchir un obstacle naturel (oued). Toutefois, il s'inscrit également dans la dynamique de développement de la ligne minière Est et vise à :

- Assurer la connexion entre Annaba et les mines de Djebel Onk : Renforcer l'acheminement des ressources minières en reliant ces deux points stratégiques.
- Optimiser la logistique : Améliorer l'efficacité du transport des matériaux extraits tout en réduisant les coûts opérationnels.
- Créer un pôle socio-économique dynamique : Développer un environnement favorable aux investissements et à la croissance économique grâce à cette infrastructure clé.

I.2.3. Données fonctionnelles

Les données fonctionnelles regroupent l'ensemble des caractéristiques nécessaires pour garantir le franchissement de l'ouvrage.

I.2.3.1. Tracé en plan

Le viaduc V2, d'une longueur totale de 560.89 mètres, suit un tracé comprenant :

- Une courbe de rayon 600m entre PK68+235.000 et PK68+590.455
- Une clothoïde de paramètre A= 290m entre PK68+590.455 et PK68+730.455
- Une droite entre PK68+730.455 et PK68+794.900

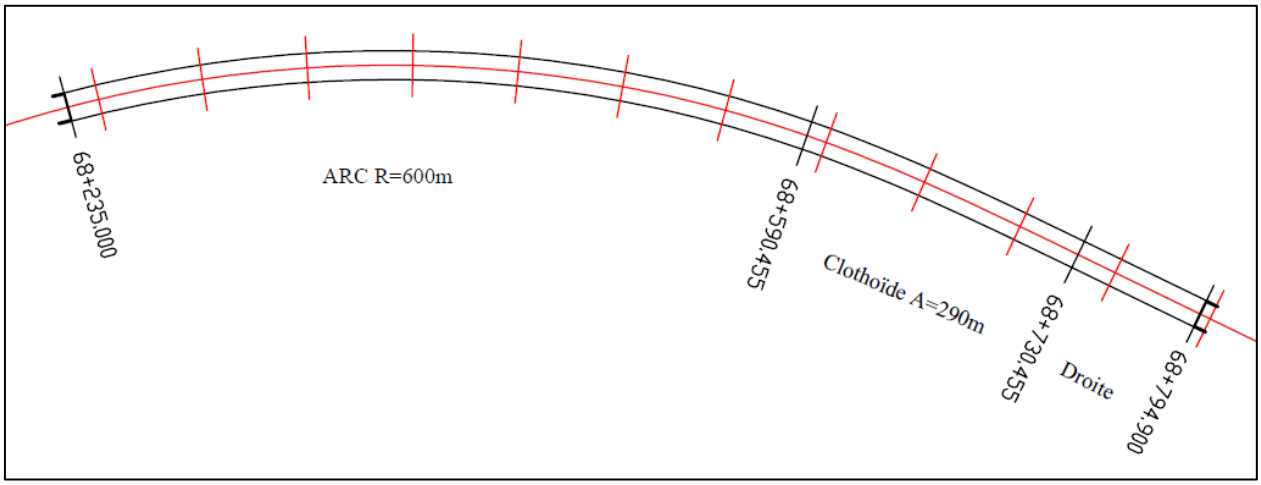


Figure I.2 : Tracé en plan.

I.2.3.2. Profil en long

Le viaduc V2 présente une pente longitudinale de 0,77 %, avec une hauteur maximale atteignant 27,54m au-dessus du point le plus bas de l'oued qu'il franchit.

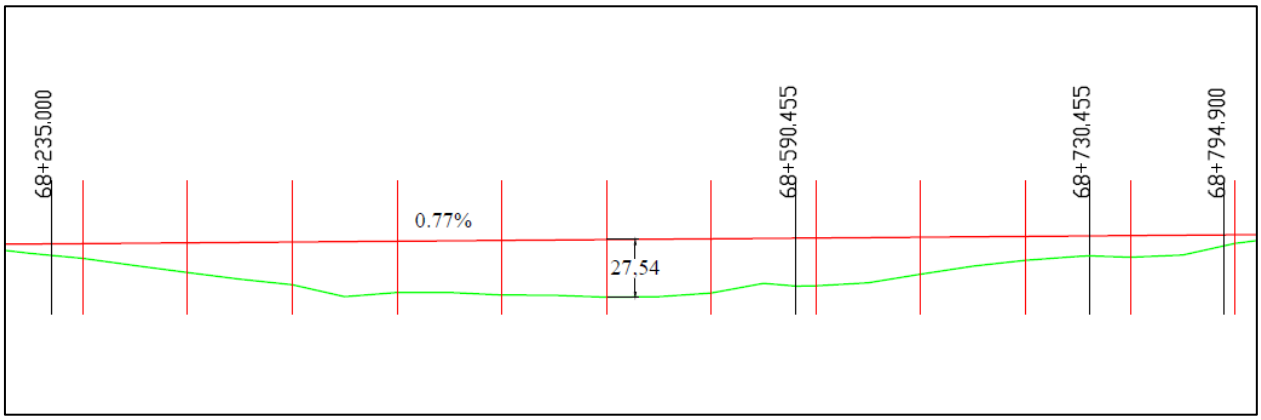


Figure I.3 : Profil en long.

I.2.3.3. Profil en travers

Il présente les caractéristiques suivantes :

- La largeur totale : 13.7 m
- Nombre des voies : 2
- Écartement des rails : 1.51 m
- Entraxe des deux voies : 5 m
- Pente transversale : 0.5%

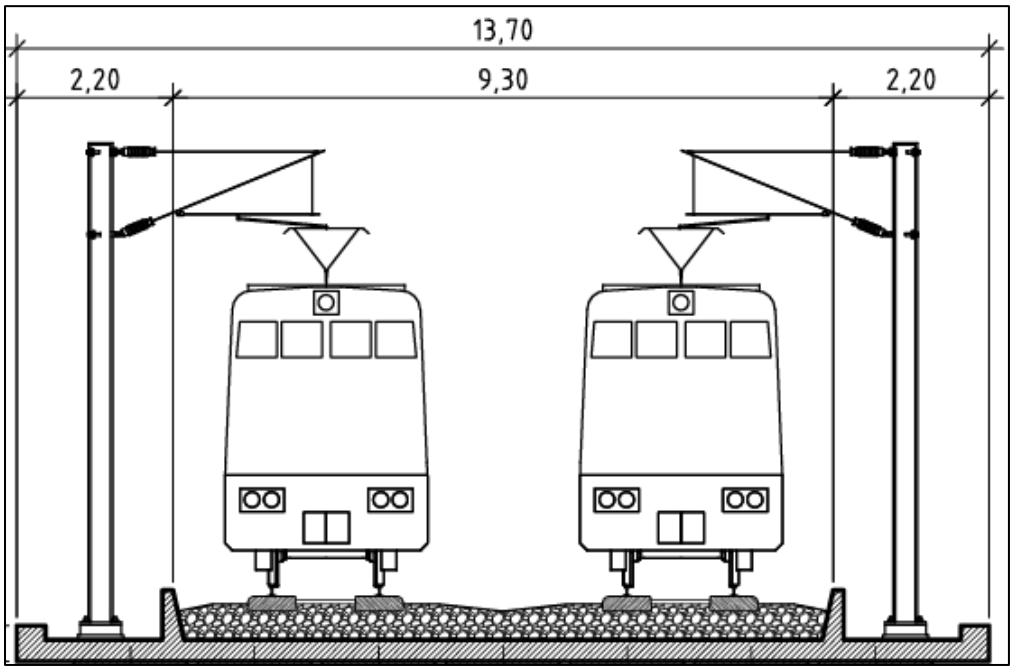


Figure I.4 : Profil en travers.

I.2.4. Données naturelles

I.2.4.1. Topographie

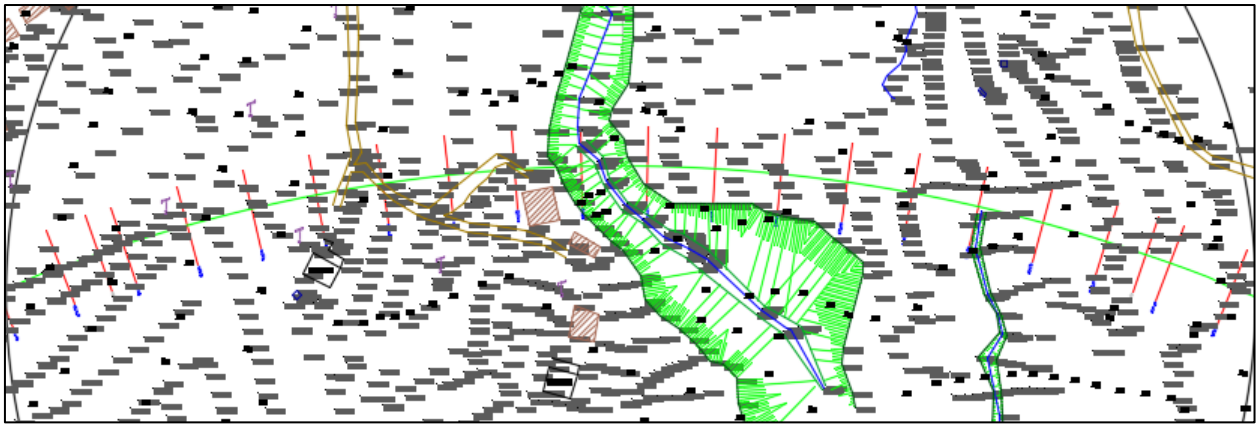
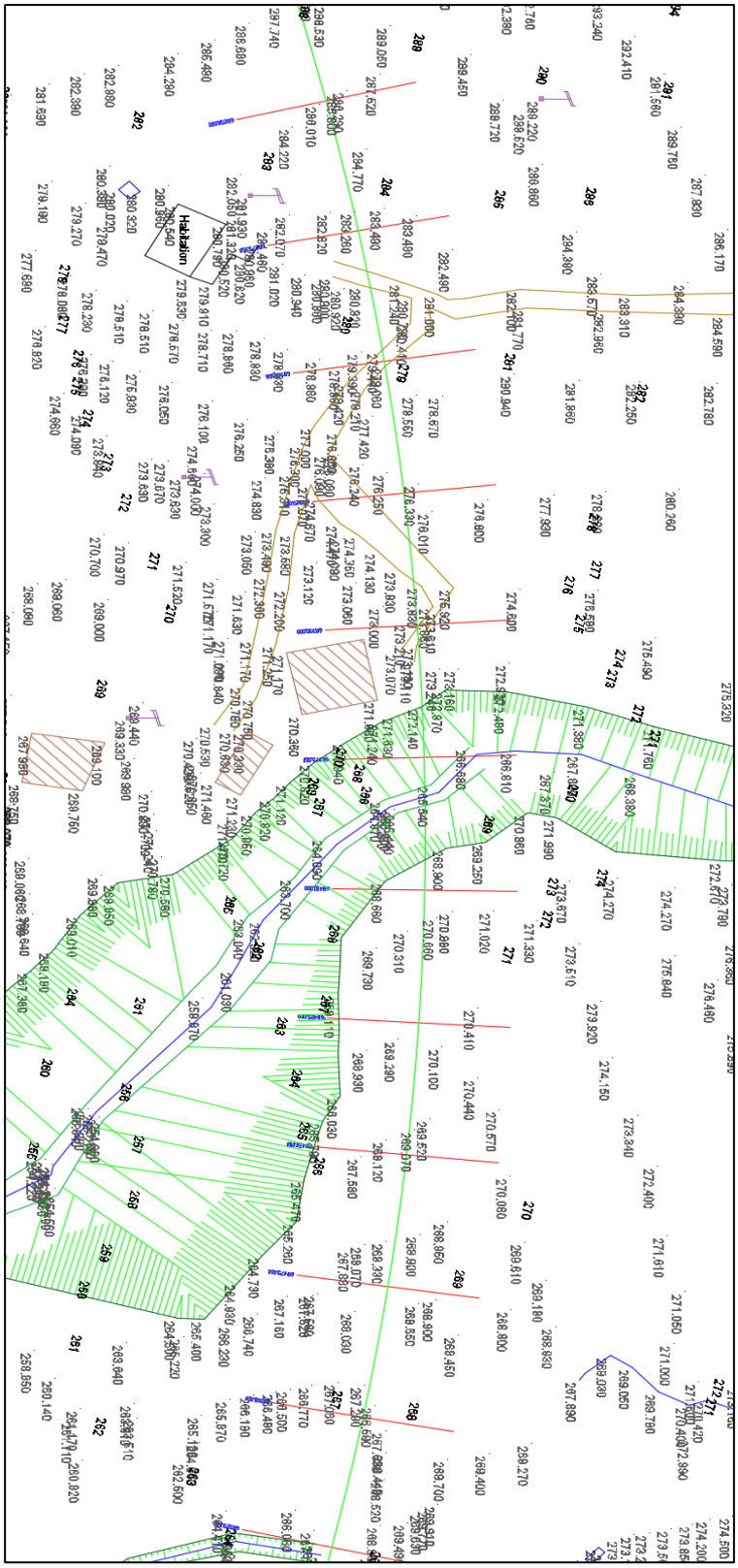


Figure I.5 : Levé topographique.



FigureI.5-bis : Levé topographique.

D'après le levé topographique, on trouve que le projet est implanté dans une zone où passe un oued comme indiqué dans la **Figure I.5** ci-avant.

I.2.4.2. Hydraulique

Le débit d'apport du bassin versant calculé dans l'étude hydrologique est : $Q_{100} = 600\ m^3/s$

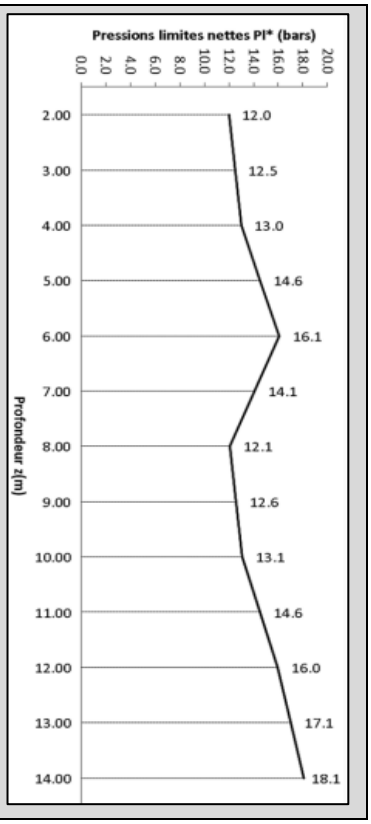
I.2.4.3. Géotechnique

L'évaluation de la capacité portante des fondations sera faite sur la base d'un pieu de 1,20 m de diamètre et de 11 m de longueur. Les caractéristiques du sol prises en considération sont celles montrées dans le sondage pressiométrique :

- **Pressions limites nettes**

Tableau I.1 : Les caractéristiques du sol prises en considération.

Z(m)	Pl (bars)	U (bars)	σ_v (bars)	Pl^* $(bars)$
1	0	0	0	0
2	12,2	0	0,4	12
3	12,8	0	0.6	12.5
4	13,4	0	0.8	13
5	15,05	0	1	14.6
6	16,7	0	1.2	16.1
7	14,8	0	1.4	14,1
8	12,9	0	1.6	12.1
9	13,5	0	1.8	12.6
10	14,1	0	2	13.1
11	15,65	0	2.2	14.6
12	17,2	0	2.4	16
13	18,35	0	2.6	17,1
14	19,5	0	2.8	18,1



- **Effort de pointe limite (Q_{PU})**

Le terme de pointe est donné par : $$Q_{pu} = q_p \times \frac{\pi \times D^2}{4}$$

Avec : $qp = Kp.\ Ple*$

Tel que :

K_p : facteur de portance

$Ple*$: Pression limite nette équivalente $= \frac{1}{b+3a}\int_{D-b}^{D+3a} P_l^* \, dz$

Avec :

a = max (B/2 ; 0,5m),

b = min(a; h), où h est la hauteur du pieu contenue dans la formation porteuse,

K_p = 1,8 (donné par le tableau I de l'annexe C3 du fascicule 62- titre V)

Tableau I.2 : valeur du l'effort de pointe limite.

Ple^*[MPa]	1,81
q_p [MN]	2,53
Q_{pu} [T]	**286**

- **Effort de frottement latérale limite (Qs)**

Tableau I.3 : Effort de frottement latérale limite (Qs).

Z(m)	Classe de sol	Abaque choisi	h_i (m)	q_{si} (MPa)
2 – 8	Argile limoneuse	Q2	6,0	0,08
8-11	Craie fracturé	Q3	3,0	0,12
			$\sum h_i \, q_{si}$ [MPa.m]	0,84
			Q_s [T]	**316**

Tableau I.4 : Les combinaisons aux états limites.

Combinaison	Portance pointe [T]	Portance frottement [T]	Portance totale [T]
ÉTATS LIMITES ULTIMES (ELU)			
Fondamentales	204	226	430
Accidentelles	238	263	502
ÉTATS LIMITES DE SERVICE (ELS)			
Quasi-permanentes	102	158	**260**
Rares	130	201	331

tel que :

1°/ État limites ultimes : $Qu = Qpu + Q$s

Combinaisons fondamentales $\frac{\text{Qu}}{1.4}$

Combinaisons accidentelles $\frac{\text{Qu}}{1.2}$

2°/ État limites de service : $Qc = 0{,}5Qpu + 0{,}7Q$s

Combinaisons quasi-permanentes $\frac{Qc}{1.4}$

Combinaisons rares $\frac{Qc}{1.10}$

I.2.4.4. Sismicité du site

La classification des zones sismiques en Algérie est généralement basée sur des études géologiques et sismologiques. Les zones sismiques sont classées en fonction de leur niveau de risque sismique croissant en 5 zones comme suit :

- Zone ‘0’ : Sismicité Négligeable.
- Zone ‘I’ : Sismicité Faible.
- Zone ‘II-a’ : Sismicité Moyenne.
- Zone ‘II-b’ : Sismicité Élevée.
- Zone ‘III’ : Sismicité Très élevée.

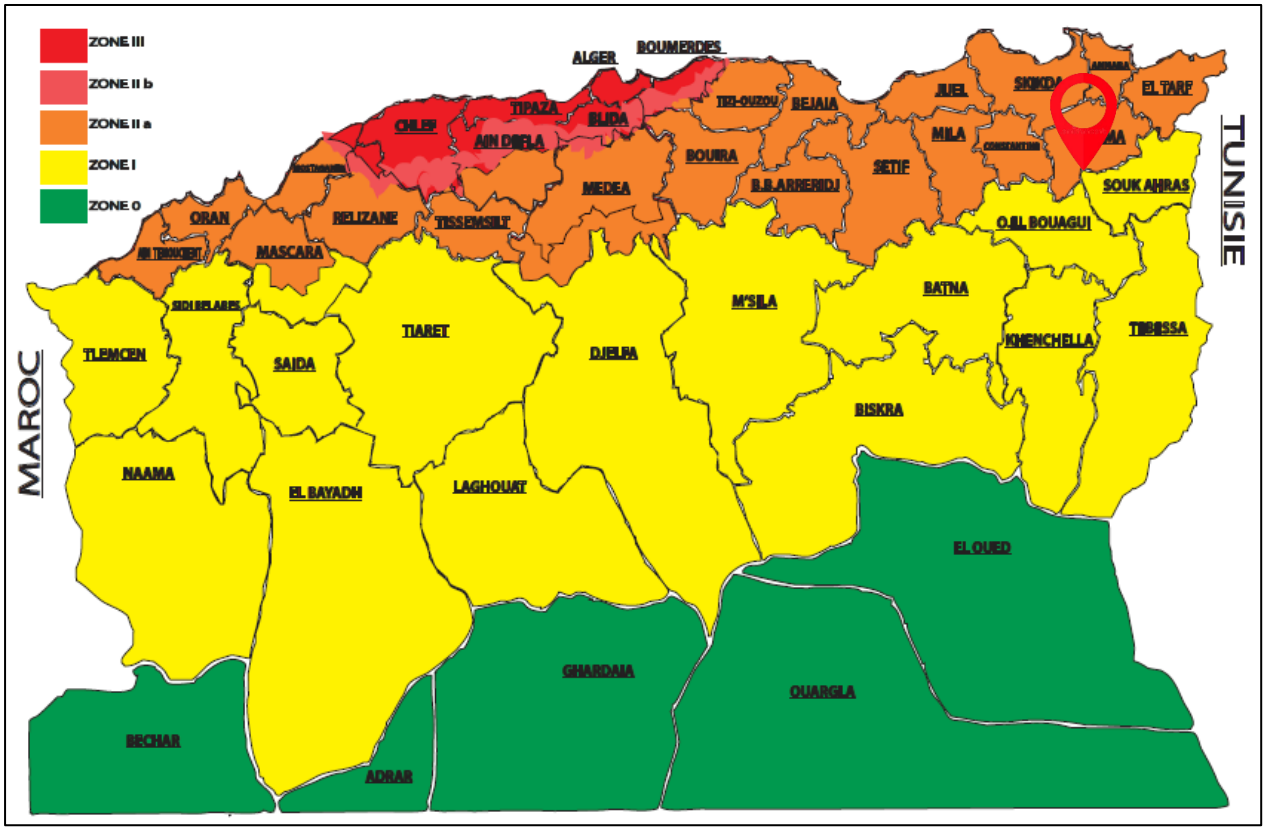


Figure I.6 : Carte de zonage sismique en Algérie.

Notre ouvrage se trouve dans la wilaya de GUELMA, cette dernière se situe dans **la zone ’IIa’** donc, la sismicité est jugée moyenne.

I.3. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.3.1. Présentation de l'ouvrage

Le viaduc V2 est un pont ferroviaire à poutres en béton précontraint par post-tension, conçu pour supporter des charges lourdes dans le cadre de la ligne minière Est reliant Annaba aux mines de Djebel Onk.

I.3.2. Superstructure

L'ouvrage est constitué de 15 travées de 37 m chacune, totalisant une longueur de 560.89 m. Chaque travée repose sur 7 poutres précontraintes, dont la section varie entre les extrémités et le milieu de travée. Le tablier, d'une largeur de 13,7 m, suit un tracé courbé dont un arc de rayon 600m. Les appareils d'appui sont en élastomère fretté, assurant une transmission efficace des charges.

I.3.3. Infrastructure

L'ouvrage repose sur 14 piles voiles évidées de trois cellules, avec des hauteurs variantes entre 6 m et 22m, ainsi que sur deux culées de 3 m.

I.3.4. Fondations

Les fondations sont réalisées sur pieux forés de 1,2 m de diamètre et 25 m de longueur :

- Culées : 8 pieux (répartis en deux lignes de 4).
- Piles P1 à P14 : 15 pieux par semelle (répartis en trois lignes de 5).

Cet ouvrage, par sa conception en béton précontraint et son système de fondations profondes, garantit à la fois résistance et durabilité pour répondre aux exigences du trafic ferroviaire minier.

I.4. CONCLUSION

La collecte des données concernant l'ouvrage, qu'elles soient naturelles ou fonctionnelles, ainsi que celles du site d'implantation, constitue une étape essentielle avant d'engager l'étude d'un pont. Cette présentation synthétique s'appuie en partie sur les documents fournis par le BET SETIRAIL.

CHAPITRE II :
HYPOTHESES DE CALCUL

II.1. INTRODUCTION

Ce chapitre vise à définir et à identifier l'ensemble des matériaux employés pour la construction de cet ouvrage d'art. Il présentera également leurs propriétés mécaniques, ainsi que les normes et les règles de calcul applicables.

II.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL

- **Règles B.A.E.L 91 modifiées 99 :** règles techniques de conception et de calcule des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limite**.**
- **Règles B.P.E.L 91 modifiées 99** : règles techniques de conception et de calcule des ouvrages et constructions en béton précontrainte, suivant la méthode des états limites.
- **Eurocode 1** : actions sur les ponts dues au trafic.
- **Eurocode 2 :** calcule des structures en béton : partie 2 : pont en béton.
- **RPOA 2008 :** règles parasismique applicables au domaine d'ouvrage d'art.
- **Fascicule 62 :** règles techniques de conception et de calcul des fondations de génie civil.
- **Fiche UIC 774-1 :** recommandations pour le dimensionnement des pont-rail en béton armé et précontrainte à la fatigue.
- **Fiche UIC 774-2 :** répartition**s** des charges d'essieu dans le cas des ponts rails ballastés.
- **Fiche UIC 776-1** : charges à prendre en considération dans le calcul des ponts rails.
- **SNCF** : **livret 2.01 :** conception et de calcule des ouvrages en béton, en métal, mixte.
- **Guide SETRA : (**service d'étude technique des routes et autoroutes).

II.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

Selon les normes BAEL 91 révisée 99 et BPEL 91 révisée 99, les caractéristiques des trois matériaux utilisés dans les structures en béton précontraint sont déterminées. Ces matériaux sont :

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

II.3.1. Le béton

II.3.1.1. Caractéristiques du béton.

Tableau II.1 : Caractéristiques du béton.

Partie d'ouvrage	Classe de résistance	Teneur minimal en ciment (kg/m³)
Poutres + Hourdis	C40/50	350
Infrastructures	C30/37	330
Autres élément non porteur	C25/30	300

II.3.1.2. Résistance à la compression

Dans la majorité des cas, un béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours, appelée "valeur caractéristique requise". Cette résistance est déterminée par des essais de compression simple réalisés sur des éprouvettes cylindriques.

- Pour la superstructure : f_{c28} = 40 MPa
- Pour l'infrastructure : f_{c28} = 30 MPa
- Pour un béton âgé de 'j'≤ 28 jours, on utilise les relations suivantes :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.67+0.83j} f_{c28} \qquad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} f_{c28} \qquad \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

II.3.1.3. Résistance à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton au bout de « j » jours, désignée par f_{tj}, est définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$$

Pour la superstructure : ft_{28} = 3 MPa

Pour l'infrastructure : ft_{28} = 2.4 MPa

II.3.1.4. Déformation instantanée de béton

Selon les règles du BPEL, le module de déformation instantanée du béton est défini par les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures et à l'âge de j jours.

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

Pour j = 28 jours :

- E_{ij} = 37 619.47 MPa ; pour la superstructure.
- E_{ij} = 34 179.56 MPa ; pour l'infrastructure.

II.3.1.5. Module de déformation différée

Les déformations du béton comprennent principalement le retrait et le fluage. Le module de déformation différée du béton, correspondant à des charges appliquées sur une durée prolongée (réglementairement supérieure à 24 heures), est évalué à l'âge de (j) jours de :

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

Pour j = 28 jours :

- E_{v28} = 12 653.82 MPa ; pour la superstructure.
- E_{v28} = 11 496.76 MPa ; pour l'infrastructure.

II.3.1.6. Déformation transversale de béton

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

E : module de Young.

$\boldsymbol{v}$: coefficient de Poisson.

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

II.3.1.7. Contraintes de calcul à l'état limite ultime

Le diagramme ci-dessous est universellement applicable. Il se compose d'un arc de parabole du second degré, prolongé à son sommet par un palier horizontal dont l'ordonnée a pour valeur de :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} \text{ (MPa)}$$

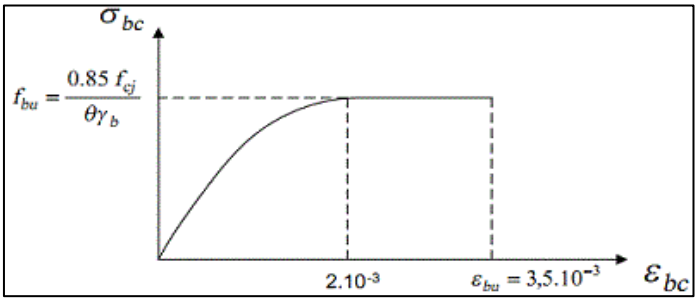


Figure II.1 : Diagramme contrainte-déformation à l'ELU

Le coefficient θ est fixé à :

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

Le coefficient γ_b est fixé à :

- γ_b= 1,5 situation transitoire.
- γ_b= 1,15 situation accidentelle.
- γ_b= 1,5 situation durable

Tableau II.2 : Contraintes dans le béton à l'ELU.

Etat	Contrainte limite		Superstructure	Infrastructure
ELU	f_{bu} (MPa)	γ_b = 1.5	22.67	17
		θ = 1		
		γ_b = 1.15	34.78	26.09
		θ = 0.85		

II.3.1.8. Contraintes de calcul à l'état limite de service

La contrainte de compression à l'ELS du béton est calculée par la formule suivante :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times fc_{28}$$

Tableau II.3 : Contraintes dans le béton à l'ELS.

Etat	Contrainte limite	Superstructure	Infrastructure
ELS	σ_{bc} **(MPa)**	24	18

Un récapitulatif sur les propriétés mécaniques du béton utilisé est donné dans le tableau ci-après :

Tableau II.4 : Les propriétés mécaniques du béton.

		Superstructure	Infrastructure
fc_{28} **(MPA)**		40	30
ft_{28} **(MPA)**		3	2.4
ELU f_{bu} **(MPa)**	**Durable**	22.67	17
	Accidentelle	34.78	26.09
ELS σ_{bc} **(MPa)**		24	18
Type de ciment		CPA 42.5	CPA 42.5
E_{ij} **(MPA)**		37 619.47	34 179.56
E_{vj} **(MPA)**		12 653.82	11 496.76

II.3.1.9. Classe de vérification

Aux états limites de service ; en situation d'exploitation ; les ponts-rails doivent être vérifiés en **classe I** [Livret 2.01]. Dans cette classe, aucune contrainte de traction n'est admise sur l'ensemble de la section.

II.3.2. Les aciers

Les aciers utilisés dans la construction du béton précontraint se divisent en deux catégories :

- **Aciers passifs** : Ils contribuent à la reprise des efforts tranchants et à la limitation des fissures.
- **Aciers actifs** : Ils sont spécifiquement employés pour assurer la précontrainte du béton.

II.3.2.1. Aciers passifs

Dans ce projet, nous adopterons une nuance d'acier de type FeE500 à Haute Adhérence (HA), présentant les caractéristiques mécaniques suivantes :

- Limite d'élasticité : f_e = 500 MPa
- Module de déformation élastique : $E = 2\times10^5$ MPa

- Contrainte de l'acier à l'ELU :

La contrainte limite à l'ELU de l'acier est donnée par : $f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_S}$

Avec :

- γ_s = 1.15 : Combinaison fondamentale.
- γ_s = 1 : Combinaison accidentelle.

Tableau II.5 : Contrainte de l'acier à l'ELU.

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

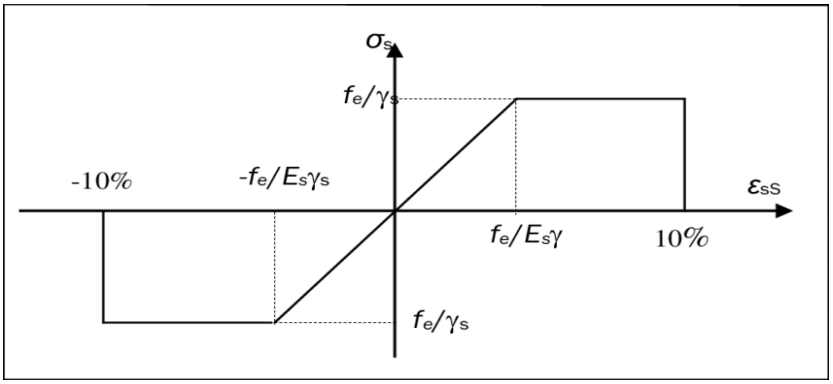


Figure II.2 : Diagramme contrainte-déformation de calcul de l'acier à l'ELU.

- Contrainte d'acier à l'ELS

Tableau II.6 : Contraintes de l'acier à l'ELS.

Fissurations	Contraint limite (MPA)	Superstructure	Infrastructure
Peu nuisible	Pas de limitation des contraintes, aucune vérification n'est requise		
Préjudiciable	$\sigma_s = max\left\{0.5f_e\ ; 110\sqrt{1.6f_{tj}}\right\}$	250 MPa	250 MPa
Très préjudiciable	$\sigma_s = max\left\{0.4f_e\ ; 88\sqrt{1.6f_{tj}}\right\}$	200 MPa	200 MPa

II.3.2.2. Armatures actives

On présente toutes les caractéristiques géométriques et mécaniques des câbles de précontrainte utilisés dans le tableau suivant :

Tableau II.7 : Caractéristiques géométriques et mécaniques du système de précontrainte.

On utilise des torons	T15 super TBR	
Contrainte limite élastique	Fpeg =	1 640 MPa
Contrainte de rupture garantie	Fprg =	1 860 MPa
Module d'élasticité	E =	190 000MPa
Section 1T15s	S_{T15s} =	150 mm²
Section 15T15s	S_{15T15s} =	2 250 mm²
Contrainte maximale à l'origine	σ_0 =	1 488 MPa
Force maximale 1T15s	P_0 =	223.2 KN
Force maximale 15T15s	P_0 =	3 348.0 KN
Diamètre intérieur de la gaine	Φ_i =	100 mm
Diamètre extérieur de la gaine	Φ_e =	150 mm
Recul d'ancrage au relâchement du vérin (ancrage Freyssinet)	g =	6 mm
Coefficient de frottement par unité de déviation angulaire	f =	0.19 rad^{-1}
Coefficient de frottement (gaine - câble)	φ =	2 m^{-1}
Relaxation à 1000 heures	ρ_{1000} =	2.50 %
Coefficient (Armature TBR)	μ_0 =	0.43

II.4. CONCLUSION

Ce chapitre présente les hypothèses de base ainsi que la sélection des caractéristiques des matériaux, qui seront utilisées dans les calculs ultérieurs, en particulier pour l'évaluation des charges et surcharges abordée dans le chapitre suivant.

CHAPITRE III :
EVALUATION DES CHARGES ET DES EFFORTS

III.1. INTRODUCTION

Les ponts ferroviaires doivent supporter des charges dynamiques et statiques importantes liées à la circulation des trains et aux conditions environnementales. Une analyse détaillée de ces forces est essentielle pour assurer leur durabilité, leur sécurité et leur bon fonctionnement

Les charges appliquées à un pont sont de deux types : Charges hors traffic et charges dues au traffic. Ces charges doivent être bien estimées et introduites dans un bon modèle de calcul afin de déterminer avec précision les efforts internes et les déplacements.

III.2. EVALUATION DES CHARGE HORS TRAFFIC

III.2.1. Charges permanentes

Pour le calcul des charges permanentes, nous utilisons les valeurs des charges usuelles mentionnes dans le tableau au-dessous :

Tableau III.1 : Estimation du poids dû aux CCP.

Eléments	Densité [KN/m³]	Poids linéaire [KN/ml]	Poids ccp [KN] Tablier 37 m
Rail UIC 60		1.2 × 2	88.8
Traverse bi-bloc		4.2 × 2	310.8
Corniches	25	2.5 × 2	185
Muret ballast	25	3.9375 × 2	291.375
Caténaires		2.4	88.8
Gard corps		1 × 2	74
Ballast	15.5	15.5 × 0.5 × 9.17	2 629.5
Etanchéité	25	0.08 × 9 × 25	666
$\sum = 4\ 334.275$ KN			

Tableau III.2 : Poids propre du tablier

Section	Densité [KN/m³]	Surface [m²]	Poids linéaire [KN/ml]	Longueur [m]	Nombre	Poids propre [KN] Tablier 37 m
About	25	1.0688	26.72	19	7	3 553.76
Médiane	25	0.8545	21.3625	18	7	2 691.675
Hourdis	25	4.11	102.75	37	1	3 801.75
Entretoise	25	0.51	12.75	12.1	2	308.55
$\sum = 10\ 355.735$ KN						

Tableau III.3 : Poids total permanant du tablier

G_{PP} (KN)	10 355.735
G_{CCP} (KN)	4 334.275
G (KN)	14 690.01

III.2.2. Charges thermiques

D'après le tableau 3.2 du R.C.P.R, notre ouvrage est de type 3 (tablier en béton). Pour ce type de structure, le gradient thermique résultant d'un échauffement ou d'un refroidissement unilatéral de courte durée est admis à une variation de température de ± 7°C en phase de service et de ± 12°C en phase de construction.

III.2.3. Action due au vent

Il s'agit d'une pression horizontale statique exercée sur la surface du tablier, avec une valeur de calcul de **2,00 kN/m²**.

III.3. EVALUATION DES CHARGE DUES AU TRAFFIC

III.3.1. Présentation du trafic ferroviaire

Le trafic ferroviaire regroupe l'ensemble des activités liées à la circulation des trains et des convois, en prenant en compte des paramètres tels que les charges, l'espacement des essieux et les vitesses. Pour évaluer les effets maximaux sur l'ouvrage, quatre schémas de charge sont utilisés :

- **Schéma 71** : Représente le trafic normal sur les lignes principales.
- **Modèle SW/0** : Spécifique aux ponts continus. (Ce n'est pas notre cas)
- **Modèle SW/2** : Adapté aux charges lourdes.
- **Modèle "Train à vide"** : Évalue l'impact des trains circulant sans charge.

III.3.2. Charges ferroviaires

Selon Eurocode 1 Partie 2 et CODE UIC 776-1, pour notre cas, on définit 3 schémas de charge UIC 71, SW/2 et train à vide.

III.3.2.1. Modèle de charges 71

Le modèle de charges 71 simule l'effet statique des charges verticales induites par le trafic ferroviaire normal. La disposition ainsi que les valeurs caractéristiques de ces charges sont présentées dans la **Figure III.1**.

NB : Selon le guide UIC 776-1, les charges verticales sont multipliées par un coefficient α pour ajuster les charges au trafic ferroviaire. Les valeurs possibles de α sont 0.75_ 0.83_ 0.91_ 1.00_ 1.10_ 1.21_ 1.33 et 1.46.

Pour ce projet, on prend **α = 1.21**.

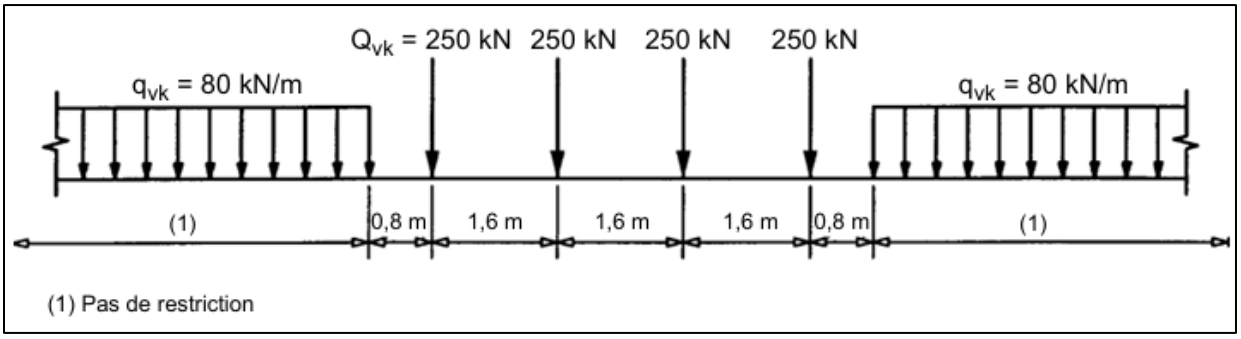


Figure III.1 : Modèle de charges 71 et valeurs caractéristiques pour les charges verticales.

III.3.2.1. Schéma des charges SW/0 et SW/2

Le modèle de charges **SW/0** traduit l'effet statique d'un chargement vertical induit par un trafic ferroviaire normal sur les poutres continues. Le modèle de charges **SW/2** représente l'effet statique des charges verticales générées par un trafic ferroviaire lourd.

La disposition des charges suit le schéma illustré en **Figure III.2** , avec les valeurs caractéristiques des charges verticales indiquées dans le **Tableau III.4.**

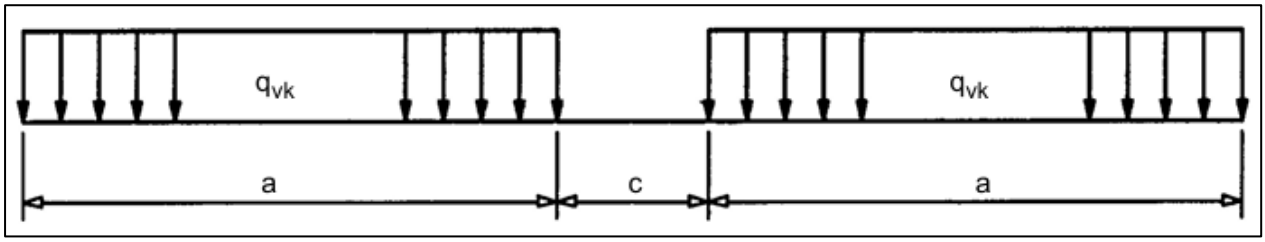


Figure III.2 : Modèles de charges SW/0 et SW/2.

NB : Étant donné que le pont étudié est à poutres isostatiques (sans moments aux appuis), seul le modèle **SW/2** sera retenu dans cette étude.

Tableau III.4 : Valeurs caractéristiques des charges verticales pour le modèle SW/2.

Modèle de charges	q_{vk} [kN/ml]	a [m]	c [m]
SW/2	150	25.0	7.0

III.3.2.2. Modèle de charges "Train à vide"

Pour certaines vérifications spécifiques, un modèle de charges particulier appelé **"Train à vide"** est utilisé. Il se compose d'une charge verticale uniformément répartie avec une valeur caractéristique de 10,0 kN/ml.

NB : le schéma "Train à vide" n'est pris en compte que pour le calcul des structures sup portant une voie unique, donc cette charge n’est pas prise en considération.

III.3.3. Les actions due à la traction et au freinage

Les efforts de traction et de freinage agissent au sommet des rails dans le sens longitudinal de la voie. Ils sont considérés comme uniformément répartis sur leur longueur d'influence, en fonction de l'élément de structure étudié. La direction de ces forces doit correspondre au sens de circulation autorisé sur chaque voie.

III.3.3.1. Force de traction

Selon le guide UIC 776-1, la force de traction caractéristique Q_{lak} est calculée à l'aide de la formule :

$$Q_{lak} = 33\ \mathrm{kN/m} \times L_{a,b} \leq 1000\mathrm{kN}$$

Avec une longueur de travée L=37 m, cela donne :

$$Q_{lak} = \frac{33\mathrm{kN}}{\mathrm{m}} \times 37\mathrm{m} = 1221\mathrm{kN} > 1000\mathrm{kN} \qquad \text{(Pas vérifié)}$$

Puisque la valeur maximale autorisée par l'UIC 776-1 est de 1 000 kN, la charge linéaire de traction à retenir pour cette étude est :

$$Q_{lak} = \frac{1000\mathrm{kN}}{37\mathrm{m}} = 27.03\mathrm{kN}$$

Ainsi, pour respecter les exigences du guide, **la** force de traction sera limitée à **27,03 kN/m**, appliquée sur l'ensemble du tablier pour le schéma de charge model 71 et SW/2.

III.3.3.2. Force de freinage

- **Pour les schémas de charges 71, SW/0 et HSLM**

La force de freinage $\mathbf{Q_{lbk}}$ est calculée à l'aide de la formule :

$$Q_{lbk} = 20\ \mathrm{kN/m} \times L_{a,b} \leq 6000\mathrm{kN}$$

Dans notre cas : $Q_{lbk} = 20 \times 37 = 740\mathrm{kN} < 1000\mathrm{kN}$ (Vérifié)

Donc, la valeur retenue pour la force de freinage des schémas de charge 71 est : $\mathbf{Q_{lbk}}$ **=20kN/ml**

- **Pour les schémas de charges SW/2**

La force de freinage Q_{lbk} est calculée à l'aide de la formule :

$$Q_{lbk} = 35\frac{\mathrm{kN}}{\mathrm{m}} \times L_{a,b}$$

Dans notre cas : $Q_{lbk} = 35 \times 37 = 740\mathrm{kN}$

Alors en prend pour SW/2 : $\mathbf{Q_{lbk}}$ **=35kN/ml**

NB : Selon le guide UIC 776-1, La traction et le freinage peuvent être négligés pour le modèle de charges "train à vide".

III.3.4. Effort de lacet

L'effort de lacet est considéré comme une force concentrée qui agit horizontalement, au sommet des rails, perpendiculairement à l'axe de la voie. La valeur caractéristique de l'effort de lacet est fixée à $\mathbf{Q_{sk} = 100\ kN}$. Cette force caractéristique doit être multipliée par le coefficient α. Alors la valeur de calcul est : $\mathbf{Q_{sk} = 121\ kN}$.

III.3.5. Forces centrifuges

Selon le guide UIC 776-1, les forces centrifuges agissent vers l'extérieur dans les courbes, à une hauteur de 1,80 m au-dessus du plan de roulement. Elles doivent toujours être combinées avec la charge verticale du trafic. Le tracé du viaduc ferroviaire présente une courbe en plan sur l'ouvrage, donc les forces centrifuges associées aux modèles de charge Schéma 71 et SW/2 seront prises en compte et calculées à l'aide des expressions suivantes :

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

$$q_{tk} = \frac{v^2}{127 \times r}(fq_{vk})$$

Où :

Q_{vk} , q_{vk} : charges verticales des modèles de charge Schéma 71 et SW/2.

(Q_{LM71}=250kN, q_{LM71}=80kN/ml, Q_{SW2}=150kN/ml)

V : vitesse de projet maximale = 160km/h

r : rayon en plan maximale = 600m

f : coefficient de réduction pour le modèle LM71 et SW2 (égal 1 pour les autre cas)

L_f : longueur d'influence de la partie chargée du pont en courbe = 37 m

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

Apres application numérique en trouve **: $\boldsymbol{f = 0.8}$**

- **Schéma 71 :**

$$Q_{tk} = \frac{160^2}{127 \times 600}(0.8 \times 250) = \mathbf{67.19kN}$$

$$q_{tk} = \frac{160^2}{127 \times 600}(0.8 \times 80) = \mathbf{21.50\ kN/ml}$$

- **Modèle SW/2 :**

$q_{tk} = \frac{160^2}{127 \times 600}(0.8 \times 150) = \mathbf{40.31\ kN/ml}$

III.3.6. Action accidentelle

III.3.6.1. Déraillement

Les deux situations accidentelles prévues par la norme EN 1991-2 seront prises en compte :

- **Situation I** : En cas de déraillement, le train reste sur le tablier du pont, retenu par le rail contigu ou le parapet. Des dommages locaux sont tolérés, mais les éléments structuraux principaux doivent conserver une résistance suffisante. Les charges de calcul par axe sont définies comme suit :

$$\alpha \times 1.4 \times LM71$$

$$Q_{A1d} = 0.7 \times 1.21 \times 250 = 211.75\ kN$$

$$q_{A1d} = 0.7 \times 1.21 \times 80 = 67.76\ kN/ml$$

- **Situation II** : Le train déraillé reste en équilibre sur le bord du tablier. La stabilité globale du tablier doit être assurée. La charge considérée est répartie sur une longueur maximale de 20 m et a une valeur de :

$$\alpha \times 1.4 \times LM71$$

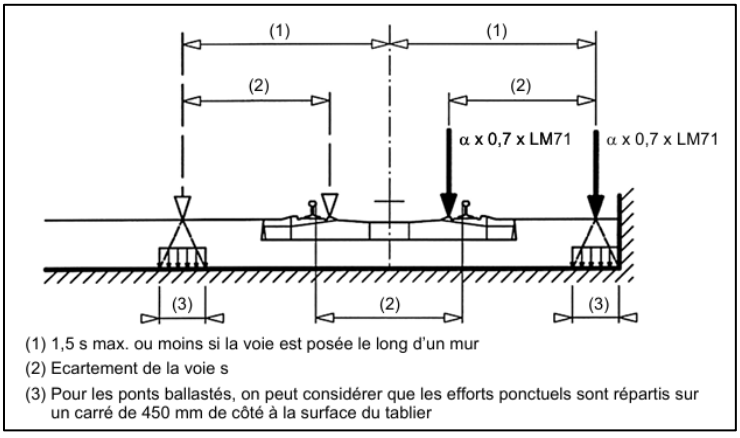


Figure III.3 : Situation de projet I

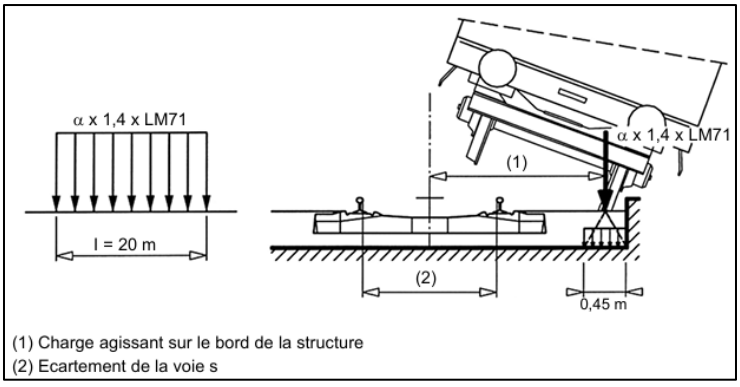


Figure III.4 : Situation de projet II.

III.3.1. Effet dynamique

Les effets dynamiques du trafic ferroviaire doivent être pris en compte soit par une analyse dynamique, soit par une analyse statique en appliquant un coefficient de majoration dynamique pour amplifier les efforts et les déformations. Le choix entre une analyse statique équivalente et une analyse dynamique détaillée est déterminé à l'aide de l'organigramme de la figure 6.9 de l'EN 1991-2.

La limite supérieure de n_0 est liée aux majorations dynamiques dues aux irrégularités de la voie ; elle est donnée par :

$$n_0 = 94{,}76L^{-0{,}748} \quad \text{... (6.1)}$$

La limite inférieure de n_0 est liée à des critères d'impact dynamique ; elle est donnée par :

$$n_0 = 80/L$$

pour 4 m ≤ L ≤ 20 m

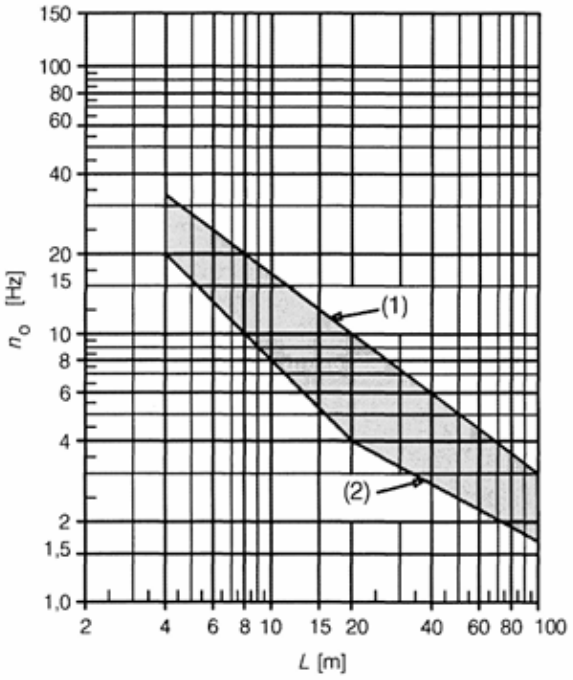
$$n_0 = 23{,}58L^{-0{,}592}$$

pour 20 m < L ≤ 100 m ... (6.2)

où :

n_0 première fréquence propre du pont, tenant compte de la masse, sous actions permanentes ;

L portée dans le cas des ponts sur appuis simples ou L_Φ dans les autres cas.



Légende

(1) Limite supérieure de la fréquence propre

(2) Limite inférieure de la fréquence propre

Figure III.5 : Limites de la fréquence propre n_0 [Hz] du pont en fonction de L [m] [EN-1991-2].

- **Limite supérieure de la fréquence propre :**

$n_0 = 94.76L^{-0.748}$; avec : L=37ml, alors : $\boldsymbol{n_0 = 6.36\ Hz}$

- **Limite inférieure de la fréquence propre :**

On a pour : 20m < L < 100m ; $n_0 = 23.58L^{-0.592}$ alors : $\boldsymbol{n_0 = 2.78\ Hz}$

- **Estimation de la fréquence propre n_0 de l'ouvrage**

Selon l'EN 1991-2, dans le cas d'un pont sur appuis simples soumis à la flexion uniquement, la fréquence propre peut être estimée à l'aide de la formule suivante :

$$\boldsymbol{n_0}[Hz] = \frac{17.75}{\sqrt{\delta_0}}$$

Avec :

$\boldsymbol{\delta_0}$: flèche à mi-portée résultant des actions permanentes [mm], calculée avec le module instantané pour les ponts en béton, pour une période de chargement adaptée à la fréquence propre du pont.

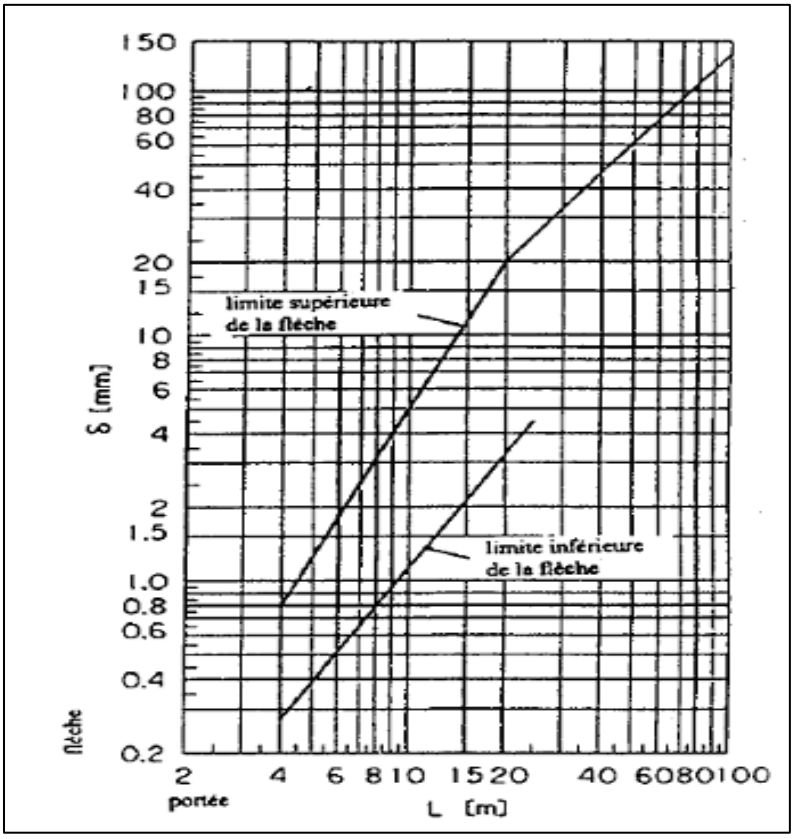


Figure III.6 : Limites de la flèche sous poids permanent [Livret201-fev1995].

Tableau III.5 : Limites de la flèche sous poids permanent.

Limite supérieure de la flèche δs	4m ≤ L ≤ 20m	$\delta_S = 0.049L^2$ (mm)
	20m ≤ L ≤ 100m	$\delta_S = 0.564L^{1.184}$ (mm)
Limite inférieure de la flèche δi	4m ≤ L ≤ 25m	$\delta_S = 0.035L^{1.5}$ (mm)
	L > 25m	Pas de limitation inférieure

Dans notre cas L=37m donc : $\delta_0 = 0.564 \times (37)^{1.184} = 40.55\ mm$ alors

$$\boldsymbol{n_0 = \frac{17.75}{\sqrt{40.55}} = 2.79Hz}$$

Donc :

- $\boldsymbol{n_0}$ est dans les limites de la **Figure III.5.**
- V_{max} = 160 km/h < 200km/h
- On a un pont isostatique (non-continue), alors d'après l'organigramme **de la figure 6.9 de l'EN 1991-2** qui est présentée dans la **Figure III.7** ci-après, on a :
- L'analyse dynamique non requise.
- Vérification vis-à-vis de l'accélération et de la fatigue non requise à la résonance.
- Utiliser ϕ avec l'analyse statique conformément à EN 1991-2

Selon EN 1991-2, une analyse statique doit être réalisée avec les modèles de charge définis (LM71 et, lorsque cela est nécessaire, SW/0 et SW/2). Les résultats doivent être multipliés par le coefficient dynamique ϕ.

III.3.1.1. Coefficient dynamique ϕ :

Le coefficient dynamique ϕ, qui intensifie les effets des charges statiques dans les modèles de charges UIC71, SW/0 et SW/2, est désigné par ϕ2 ou ϕ3. Généralement, sa valeur est fixée en fonction de la qualité de l'entretien de la voie, selon les critères suivants :

- **Pour une voie soigneusement entretenue :**

$$\phi_2 = \frac{1.44}{\sqrt{L_\phi} - 0.2} + 0.82$$

Selon l'EN 1991-2 :2003, équation (6.4)

Avec : $1.00 < \phi_2 < 1.67$

- **Pour une voie normalement entretenue :**

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

Selon l'EN 1991-2 :2003, équation (6.5)

Avec : $1.00 < \phi_3 < 2.00$

Pour notre projet, la voie ferroviaire est normalement entretenue, donc on considère **ϕ3 =1.097**

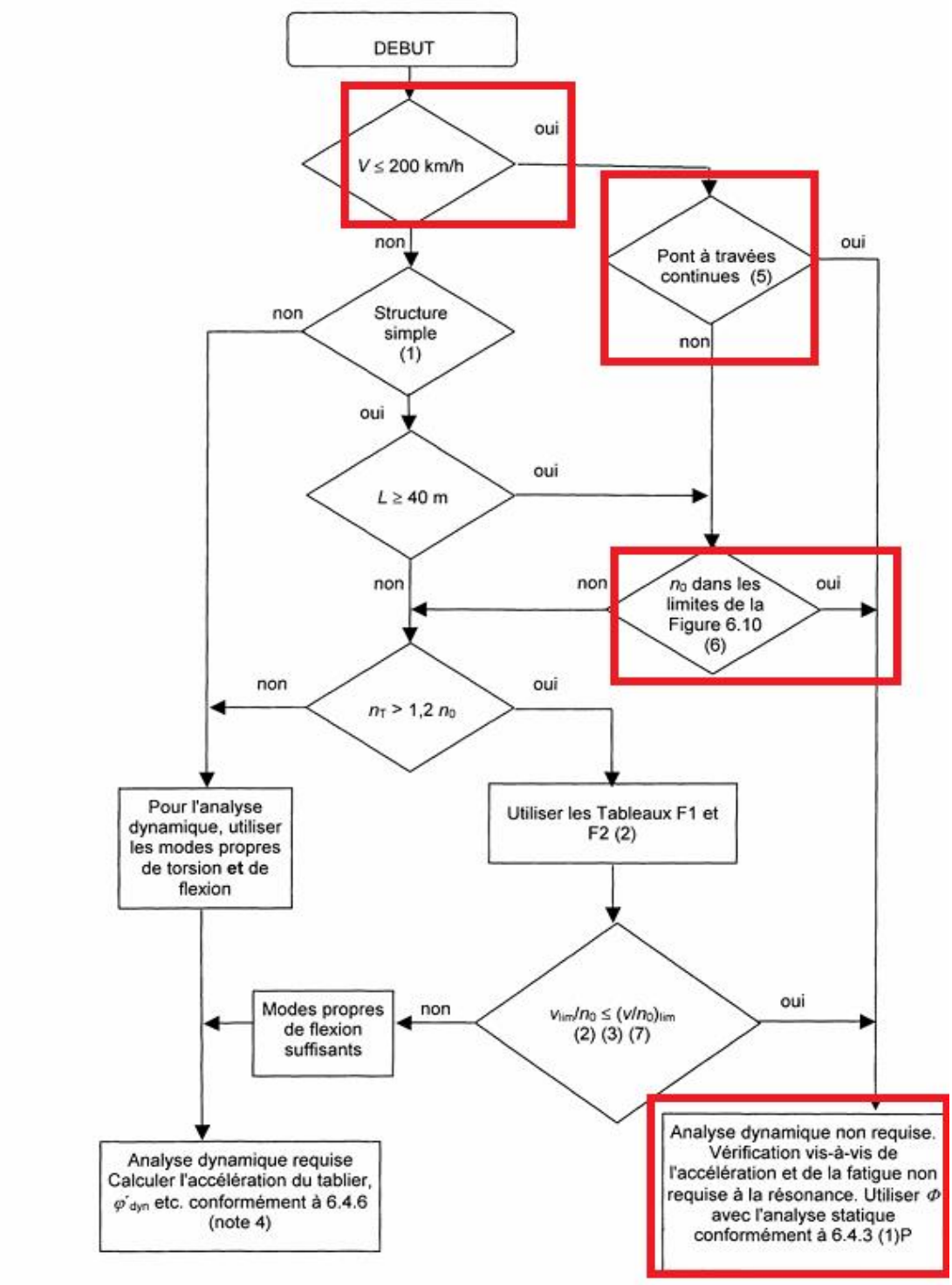


Figure III.7 : Organigramme vérificateur de la nécessité d'une analyse dynamique [UIC 776-1].

III.4. COMBINAISONS ET GROUPES DE CHARGES

III.4.1. Groupes de charges (Valeurs caractéristiques de l'action à composants multiples)

D'après le Code UIC 776-1 et la norme EN 1991-2, la simultanéité des charges peut être prise en compte en utilisant les groupes de charges présentés dans le tableau qui est présenté dans la **Figure III.8** ci-après.

Ces groupes, étant mutuellement exclusifs, sont chacun considérés comme une seule action caractéristique variable. Ils doivent être combinés avec des charges caractéristiques uniques et les charges indépendantes du trafic. Chaque groupe de charges est appliqué comme une action variable unique

Dans le cas d'une configuration à 2 voies chargées, nous devons utiliser les groupes de charges suivants :

- Pour une voie chargée : **Gr 11-14** et **Gr 16-17**.
- Pour deux voies chargées : **Gr 21-24 et Gr 26-27**.

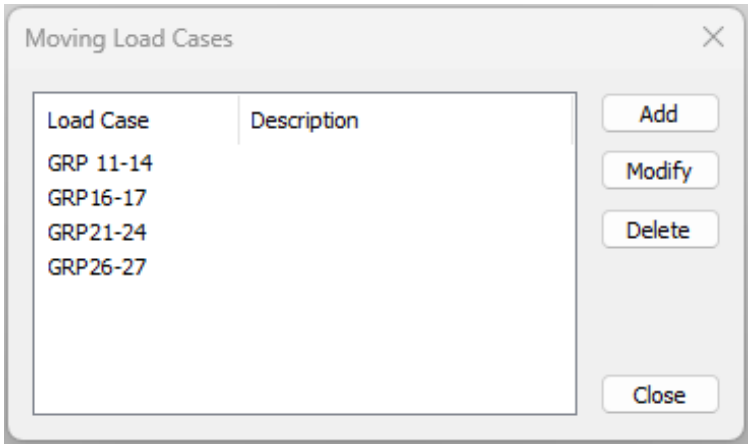


Figure III.8 : Les cas de charges mobiles [Midas Civil]

Les cas de charges mobiles correspondants sont répertoriés dans le tableau ci-après :

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

Figure III.9 : Evaluation des groupes de charges pour le trafic ferroviaire (valeurs caractéristiques des actions à composants multiples) [Tableau 4, UIC 776-1].

III.4.1. Les combinaisons de charges

D'après l'article A2.2.4 de la norme européenne NF EN 1990/A1:2006 :

Les charges de neige ne doivent pas être prises en compte dans les combinaisons de charges pour les situations de projet durables ni pour les situations transitoires après l'achèvement de l'ouvrage, sauf indication contraire pour certaines zones géographiques spécifiques ou certains types de ponts ferroviaires.

Il n'est pas nécessaire de combiner l'action du vent avec :

- Les groupes de charges gr 13 ou gr 23.

- Les groupes de charges gr 16, gr 17, gr 26, gr 27.
- Le Modèle de Charge SW/2.

III.4.1.1. Etat limite ultime

- Situation durable ou transitoire : selon EN 1990

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

- Situation accidentelle :

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

- Situation sismique :

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

III.4.1.2. Etat limite de service

- Situation caractéristique :

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

- Situation Fréquente :

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

- Situation Quasi-permanentes :

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

- Situation sismique :

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} + E + P + (\Psi_{1,1} \, ou \, \Psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i\geq 1} \Psi_{2,i} \, . Q_{k,i}$$

III.5. EVALUATION DES EFFORTS

L'évaluation des efforts est une étape essentielle pour analyser le comportement du viaduc sous les différentes sollicitations. À travers la modélisation numérique, il est possible de déterminer avec précision les efforts internes tels que les moments fléchissant, les efforts tranchants et les déplacements. Pour cela, le logiciel **Midas Civil 2022** est utilisé afin de simuler le tablier du pont et d'obtenir les résultats nécessaires à l'analyse structurale.

III.5.1. LOGICIEL DE CALCUL

Midas Civil 2022 est un logiciel avancé de modélisation et d'analyse des structures de génie civil, spécialement conçu pour l'ingénierie des ponts et des infrastructures. Il permet une modélisation tridimensionnelle précise et offre des outils performants pour l'analyse statique et dynamique des structures. Grâce à ses fonctionnalités dédiées, il facilite la conception, l'évaluation de la résistance et l'optimisation des éléments structurels. Utilisé par les ingénieurs du monde entier, **Midas Civil 2022** constitue un outil essentiel pour garantir la fiabilité et la durabilité des ouvrages.



Figure III.10 : Midas Civil 2022.

III.5.2. Modélisation

La modélisation constitue une étape cruciale dans l'étude d'une structure, permettant de concevoir un modèle représentant au mieux le comportement de l'ouvrage sous diverses sollicitations. L'ouvrage est de type isostatique comportant 15 travées identiques et indépendantes, donc il suffit de faire l'étude d'une seule travée.

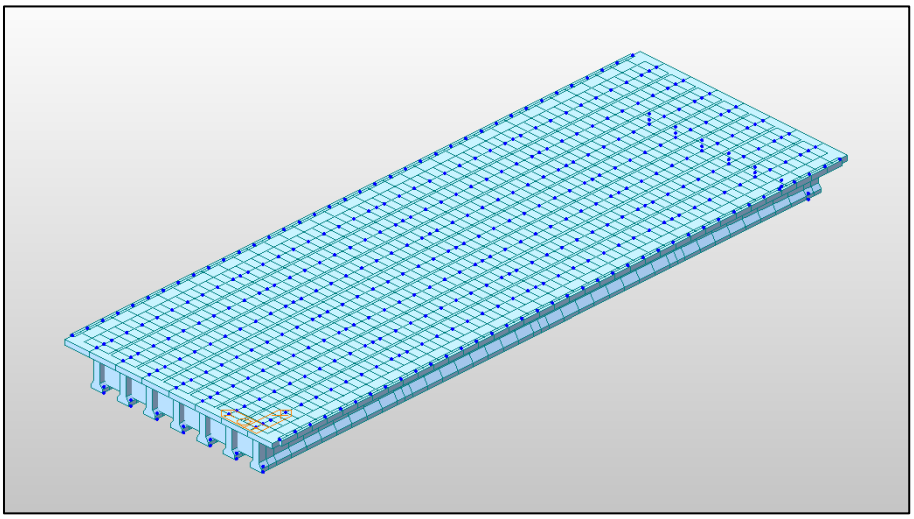


Figure III.11 : Modèle de calcul.

III.5.3. Définition des charges et surcharges

Les charges et les surcharges affectées sont mentionnées dans le tableau suivant :

Tableau III.6 : Définition des charges et surcharges

Charges permanentes	Surcharges
Poids propre des éléments porteurs : Poutres, dalle et entretoises. Équipements de pont (CCP) : ballast, rail, traverses, garde-corps, corniche, catenaire, muret ballast, étanchéité	Modèle de charge UIC71 Modèle de charge SW/2

La détermination de la valeur, de la position transversale des charges appliquées et de leurs combinaisons est effectuée conformément aux prescriptions de la norme **UIC 776-1**.

III.5.4. Résultats

Les résultats des sollicitations maximales (effort tranchant V et moment fléchissant M) sont présentés ci-dessous sous forme de diagrammes.

Ils sont obtenus en considérant les combinaisons les plus défavorables aux états limites de service (ELS) et états limites ultimes (ELU)**.** Les valeurs sont exprimées en kN pour l'effort tranchant et en kN.m pour le moment fléchissant.

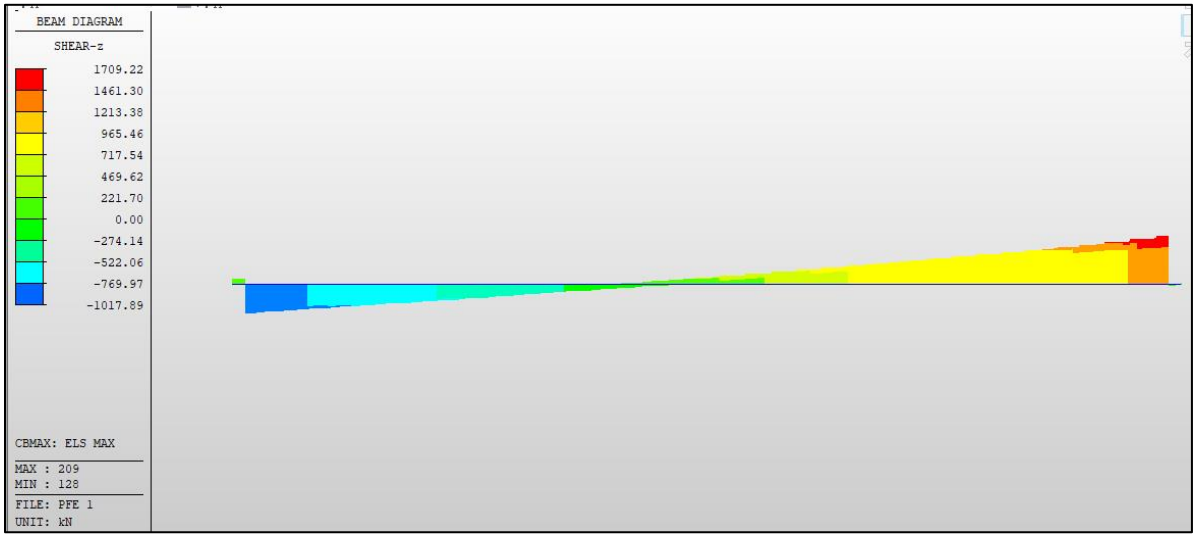


Figure III.12 : Effort tranchant maximal à l'ELS.

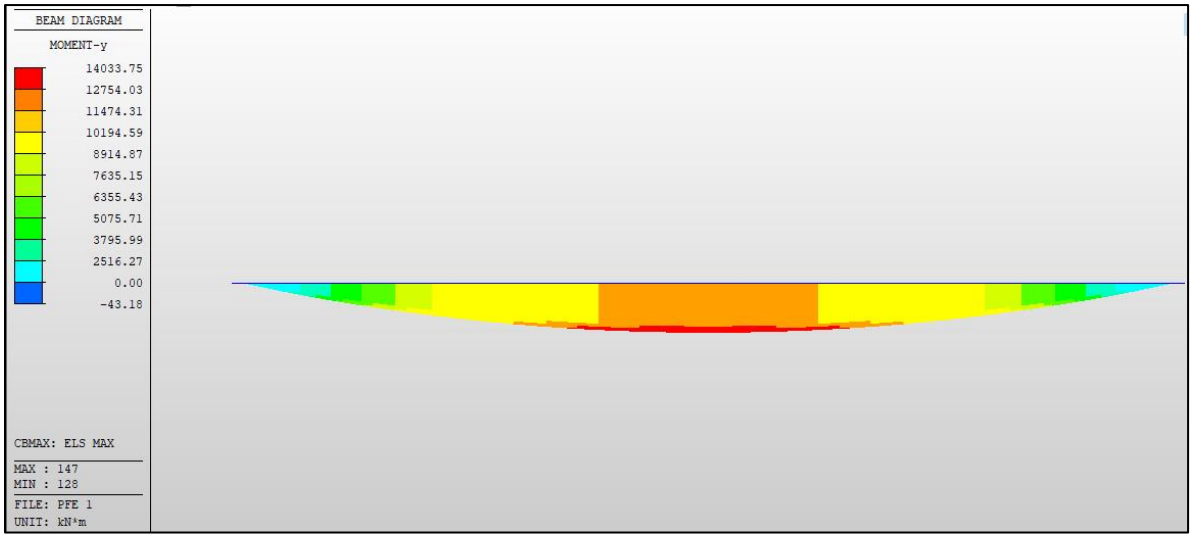


Figure III.13 : Moment maximal à l'ELS.

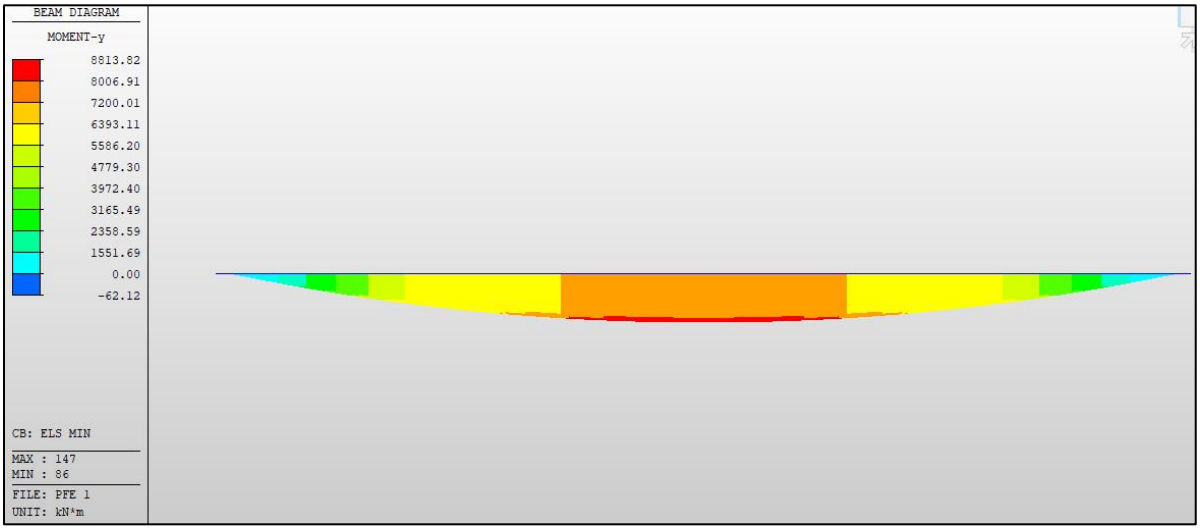


Figure III.14 : Moment minimal à l'ELS.

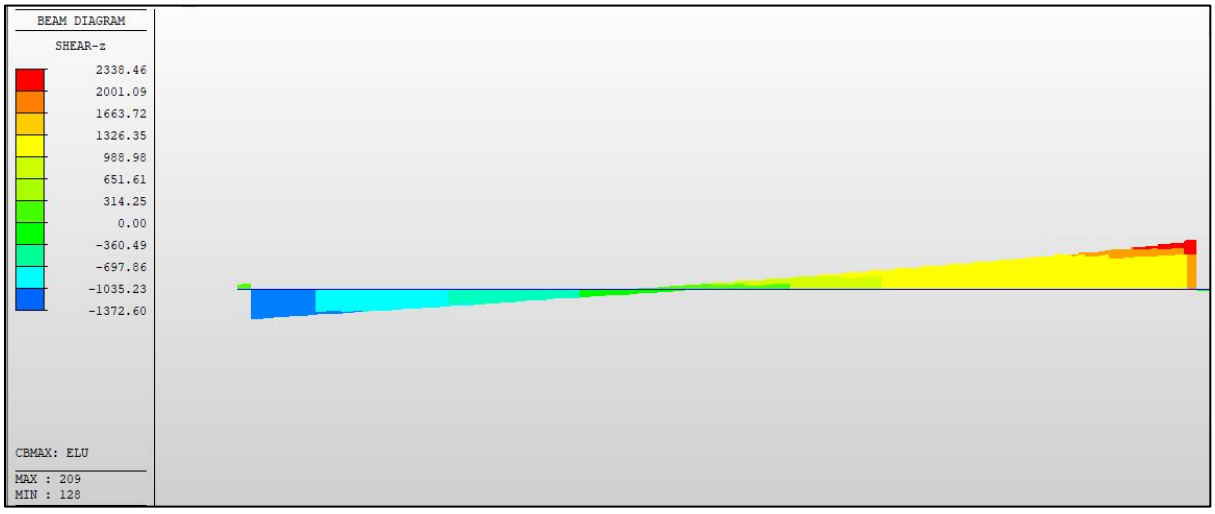


Figure III.15 : Effort tranchant maximal à l'ELU.

Tableau III.7 : Tableau récapitulatif des résultats.

		ELU	ELS
Moment My (kN.m)	**MAX**	18 772.91	14 033.75
	MIN	11 933.35	8 813.82
Effort tranchant (kN)	**MAX**	2 338.46	1 709.22
	MIN	1 372.6	1 018.71

III.6. CONCLUSION

L'analyse des charges et surcharges est essentielle pour assurer la stabilité et la durabilité du viaduc ferroviaire. La prise en compte des modèles de charge, des effets dynamiques et des combinaisons garantit la sécurité et la performance de l'ouvrage.

CHAPITRE IV :
ÉTUDE DE LA PRÉCONTRAINTE

IV.1. INTRODUCTION

Ce chapitre a pour objectif d'aborder l'étude de la précontrainte, en présentant son principe ainsi que ses applications dans le domaine des ouvrages d'art. L'analyse portera sur le dimensionnement, la détermination du tracé des câbles, le calcul des pertes de précontrainte (instantanées et différées), ainsi que la vérification des contraintes normales et tangentielles.

IV.2. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

IV.2.1. Tension à l'origine

Il s'agit de la tension initiale appliquée au béton après la mise en tension des câbles. Elle permet d'analyser l'évolution des efforts de précontrainte le long des armatures et au fil du temps. Son calcul s'effectue comme suit :

$$P_0 = \min\{0.8 f_{prg} \times A_p ; 0.9 f_{peg} \times A_p\}$$

Avec :

f_{prg}= 1860 MPa et f_{peg}=1660 MPa et $A_p = 150 \times 15 = 2250 mm^2$

Donc :

$P_0 = \min\{0.8 \times 1860 \times 2250 \; ; 0.9 \times 1660 \times 2250\}$

$\longrightarrow P_0 = \min\{3348 kN \; ; 3361.5 kN\} \longrightarrow \mathbf{P_0 = 3348\ kN}$

- La contrainte maximale :

$$\sigma_0 = \frac{P_0}{A_p}$$

$$\sigma_0 = \frac{3348 \times 10^3}{2250} = 1488\ MPa$$

IV.2.2. Calcul du nombre de câbles de la précontrainte

NB : Le calcul de la précontrainte concerne la section à mit-travée (poutre + dalle) dont les caractéristiques sont mentionnées dans le **Tableau IV.1** ci-après.

D'abord, on calcule les valeurs de P_{min} tel que $P_{min} = max\{P_I \; ; P_{II}\}$

P_I et P_{II} représentent respectivement la section sous-critique et la section surcritique. La plus élevée de ces deux valeurs correspond à la précontrainte minimale requise dans la section.

Étant donné que les ponts-rails doivent être vérifiés en classe I, selon le Livret 2.01 de la SNCF, article 2b.1, et le BPEL, garantissant leur sécurité et résistance aux charges ferroviaires.

- **Pour la classe I**

En situation d'exploitation, aucune contrainte de traction n'est admise sur l'ensemble de la section. ($\boldsymbol{\sigma_{bt2} = \sigma_{bt2} = 0}$) et En cas d'exécution, les contraintes de traction sont partout bornées à 0.7ftj.

On obtient : $P_I = \frac{\Delta M}{\rho h}$ et $P_{II} = \frac{M_{max}}{\rho v + v' - d'}$

Tableau IV.1 : Données géométriques et mécaniques et résultats de logiciel.

Lettre	Désignation	Valeur
B	L'aire brute de la section mit-travée + dalle	1.6 m^2
A_n	L'aire nette de la section mit-travée + dalle	1.57 m^2
h	Hauteur de la section mit-travée + dalle	2.3 m
v	La distance entre son CDG et la fibre supérieure section p+d	0.87 m
v'	La distance entre son CDG et la fibre inférieure section p+d	1.43 m
I	Moment d'inertie par rapport au centre de gravité section p+d	0.87 m^4
ρ	Son rendement géométrique ρ = I / (B.v.v')	0.44
d'	L'enrobage des câbles de précontrainte, estimé forfaitairement à 0.1 h	0.23 m
M_{min}	Valeur minimale de moment	8 813.82 kN.m
M_{max}	Valeur maximale de moment	14 033.75 kN.m
ΔM	= Mmax - Mmin	5 219.93

- **Pour la section sous-critique**

$$P_I = \frac{\Delta M}{\rho h} = \frac{5219.93}{0.48 \times 2.3} = 4728.20 \text{ kN}$$

- **Pour la section surcritique**

$$P_{II} = \frac{M_{max}}{\rho v + v' - d'} = \frac{14033.75}{0.48 \times 1.08 + 1.22 - 0.23} = 9303.73 \text{ kN}$$

D'où:

$$P_{min} = max\{P_I ; P_{II}\} = P_{II} = 9303.73 \text{ kN}$$

Alors la précontrainte minimale requise dans la section est :

$$P_{II} = 9303.73 \text{ kN (Section surcritique)}$$

Ainsi :

$$e_0 = -(v' - d') = -(1.43 - 0.23) = -1.2\, m$$

Le nombre de câbles de précontrainte à prévoir est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$n \geq \frac{P_{min}}{(1 - \%perte) \times P_0}$$

Les pertes sont estimées à 30% de P_0

AN :

$$n \geq \frac{9303.73}{(1 - 0.30) \times 3348}$$

$$n \geq 3.97$$

Alors on prend finalement **4 câbles de 15T15s.**

IV.2.3. Vérification de la borne supérieure

La vérification de la limite supérieure de la précontrainte a pour objectif de s'assurer que le nombre de câbles précédemment déterminé n'est pas surdimensionné. Cette vérification est validée par le respect de la condition suivante :

$$(1 - \%pert)P_0 \times n \leq A_n \times \sigma_{bc} - \frac{\Delta M}{\rho h}$$

Avec :

A_n : l'aire nette (en m^2)

σ_{bc} : Contrainte de construction en compression (en MPa).

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

AN :

$$(1 - 0.3) \times 3\,348 \times 4 \leq 0.85 \times 24\,000 - \frac{5\,219.93}{0.48 \times 2.3}$$

$$9\,374.4 \leq 15\,671.8 \quad (\textbf{Condition vérifiée})$$

IV.2.4. Détermination du nombre de câbles à l'about

Les câbles d'about doivent être tendus à 100 % de la force initiale P_0 avant le coulage de la dalle en place. Les pertes instantanées sont évaluées à 10 % de P_0. Les caractéristiques nettes de la section à mit-travée (poutre seule), présentées dans le **Tableau IV.11** sont prises en considération. La détermination du nombre de câbles d'about nécessite la vérification des deux inégalités suivantes:

$$\begin{cases} fibre\ supérieure : \sigma_{sup} \geq \overline{\sigma_{bt}} \\ ibre\ inférieure : \sigma_{inf} \leq \overline{\sigma_{bc}} \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = \dfrac{P}{A_n} + \dfrac{v}{I}\left(P \times e_0 + M_g\right) \geq -0.7 f_{tj} \\ \sigma_{inf} = \dfrac{P}{A_n} + \dfrac{v'}{I}\left(P \times e_0 + M_g\right) \leq 0.6 f_{cj} \end{cases}$$

Où : M_g=3.44 MN.m (moment de la poutre seule) et e_0 = -1.2 m

AN :

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = \dfrac{P}{1.22} + \dfrac{0.94}{0.5}(P \times (-1.2) + 3.44) \geq -0.7 \times 3 = -2.1\ MPa \\ \sigma_{inf} = \dfrac{P}{1.22} - \dfrac{1.06}{0.5}(P \times (-1.2) + 3.44) \leq 0.6 \times 40 = 24\ MPa \end{cases}$$

On trouve :

$$\begin{cases} -1.44P + 6.47 \geq -2.1 \\ 3.36P - 7.29 \leq 24 \end{cases}$$

Alors :

$$\begin{cases} P \leq 10.87\ MPa \\ P \leq 9.9\ MPa \end{cases}$$

On prend :

$$P \leq 9.9 \text{ MPa}$$

Donc :

$$n = \frac{P}{0.90 \times P_0} \leq \frac{9.9}{0.9 \times 3.35} = 3.28$$

Alors on prend **3 câbles de 15T15s** à l'about et **un seul câble à l'extrados**

IV.2.5. Vérification des contraintes normales

La vérification se fait selon les étapes suivantes :

IV.2.5.1. Vérification des contraintes au 7éme jour

On tire les 3 câbles d'about à 50% de P_0 et on estime les pertes à la mise en tension à 10%.

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = \dfrac{P}{A_n} + \dfrac{v}{I}\left(P \times e_0 + M_g\right) \geq -0.7 f_{tj} = \overline{\sigma_{bt}} \\ \sigma_{inf} = \dfrac{P}{A_n} + \dfrac{v'}{I}\left(P \times e_0 + M_g\right) \leq 0.6 f_{cj} = \overline{\sigma_{bc}} \end{cases}$$

Avec :

- $P = 3 \times 0.9 \times 3.35 \times 0.5 = 4.52\ MN$
- $f_{c7} = \frac{7}{4.67+0.83\times 7} \times 40 = 26.72\ MPa \rightarrow \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times 26.72 = 16.03\ MPa$
- $f_{t7} = 0.6 \times 0.06 f_{c7} = 2.2\ MPa \rightarrow \overline{\sigma_{bt}} = -0.7 \times 2.2 = -1.54\ MPa$
- $M_g = 4.33 MN.m$

AN :

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = \dfrac{4.52}{1.19} + \dfrac{0.94}{0.5}(4.52 \times (-1.2) + 4.33) \geq -0.7 \times 2.2 = -1.54\ Mpa \\ \sigma_{inf} = \dfrac{4.52}{1.19} - \dfrac{1.06}{0.5}(4.52 \times (-1.2) + 4.33) \leq 0.6 \times 26.72 = 16.03\ MPa \end{cases}$$

On trouve :

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = 4.13 \geq -1.54\ Mpa \rightarrow (\textbf{Condition vérifiée}) \\ \sigma_{inf} = 4.36 \leq 16.03\ MPa \rightarrow (\textbf{Condition vérifiée}) \end{cases}$$

IV.2.5.2. Vérification des contraintes au 28éme jour

On tire les câbles d'about à 100% de P_0 et on estime les pertes à la mise en tension à 20%.

Avec :

- $P = 3 \times 0.8 \times 3.35 = 8.04\ MN$
- $f_{c28} = 40\ MPa \rightarrow \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times 40 = 24\ MPa$
- $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 3\ MPa \rightarrow \overline{\sigma_{bt}} = -0.7 \times 3 = -2.1\ MPa$
- $M_g = 4.33 MN.m$

AN :

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = \dfrac{8.04}{0.85} + \dfrac{0.94}{0.5}(8.04 \times (-1) + 4.33) \geq -0.7 \times 3 = -2.1\ Mpa \\ \sigma_{inf} = \dfrac{8.04}{1.74} - \dfrac{1.06}{0.5}(8.04 \times (-1) + 4.33) \leq 0.6 \times 40 = 24\ MPa \end{cases}$$

On trouve :

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = 1.52 \geq -2.1\ Mpa \rightarrow (\textbf{Condition vérifiée}) \\ \sigma_{inf} = 15.97 \leq 24\ MPa \rightarrow (\textbf{Condition vérifiée}) \end{cases}$$

IV.2.5.3. Vérification des contraintes après coulage dalle

Cette vérification s'applique à la phase de mise en place des poutres sur leurs appuis définitifs, suivie du coulage et du bétonnage des entretoises ainsi que de la dalle. Les pertes de précontrainte sont estimées à 25 %.

Mise en tentions des câbles de l'about à 100% (C1 C2 C3)

Pertes estimées à 25% Caractéristique homogène (poutre +dalle)

Avec :

- M_g : moment sous poids propre +dalle = 6.46 MN.m
- $P = 3 \times 0.75 \times 3.35 = 7.54\ MN$
- $f_{c28} = 40\ MPa \rightarrow \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times 40 = 24\ MPa$
- $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 3\ MPa \rightarrow \overline{\sigma_{bt}} = -0.7 \times 3 = -2.1\ MPa$

AN :

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = \dfrac{7.54}{1.59} + \dfrac{0.91}{0.91}(7.54 \times (-1.16) + 6.46) \geq -0.7 \times 3 = -2.1\ Mpa \\ \sigma_{inf} = \dfrac{7.54}{1.59} - \dfrac{1.39}{0.91}(7.54 \times (-1.16) + 6.46) \leq 0.6 \times 40 = 24\ MPa \end{cases}$$

On trouve :

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = 2.46 \geq -2.1\ Mpa \rightarrow (\textbf{Condition vérifiée}) \\ \sigma_{inf} = 8.23 \leq 24\ MPa \rightarrow (\textbf{Condition vérifiée}) \end{cases}$$

IV.2.5.4. Vérification des contraintes à vide

À ce stade, la structure porteuse (poutres, dalle et entretoises) est en place. Le quatrième câble est mis en tension à 100 % de P_0, avec des pertes estimées à 30 %.

- M_g : moment sous poids propre +dalle+entretoise = 6.57 MN.m
- $P = 4 \times 0.7 \times 3.35 = 9.38\ MN$

AN :

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = \dfrac{9.38}{1.59} + \dfrac{091}{0.91}(9.38 \times (-1.16) + 6.57) \geq -0.7 \times 3 = -2.1\ Mpa \\ \sigma_{inf} = \dfrac{9.38}{1.59} - \dfrac{1.39}{0.91}(9.38 \times (-1.16) + 6.57) \leq 0.6 \times 40 = 24\ MPa \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = 1.48 \geq -2.1\ Mpa \rightarrow (\textbf{Condition vérifiée}) \\ \sigma_{inf} = 12.65 \leq 24\ MPa \rightarrow (\textbf{Condition vérifiée}) \end{cases}$$

IV.2.5.5. Vérification des contraintes en service

Les mêmes conditions que lors de la phase précédente sont retenues, à la différence que l'ouvrage est en service ; le moment maximal à l'ELS est alors pris en compte. Les pertes sont estimées à 30 %.

- M_{max} : moment max a l'ELS = 14.03375 MN.m
- $P = 4 \times 0.7 \times 3.35 = 9.38\ MN$

AN :

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = \dfrac{9.38}{1.59} + \dfrac{091}{0.91}(9.38 \times (-1.16) + 14.03375) \geq -0.7 \times 3 = -2.1\ Mpa \\ \sigma_{inf} = \dfrac{9.38}{1.59} - \dfrac{1.39}{0.91}(9.38 \times (-1.16) + 14.03375) \leq 0.6 \times 40 = 24\ MPa \end{cases}$$

On trouve :

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = 9.05 \geq -2.1\ Mpa \rightarrow (\textbf{Condition vérifiée}) \\ \sigma_{inf} = 1.08 \leq 24\ MPa \rightarrow (\textbf{Condition vérifiée}) \end{cases}$$

Conclusion :

Toutes les conditions étant vérifiées, deux familles de câbles sont retenues :

- **La première famille**, située à l'about, comprend 3 câbles 15T15s
- **La deuxième famille**, composée d'un seul câble 15T15s, est positionnée à l'extrados

L'ensemble des contraintes normales étant respecté, la mise en tension des câbles sera réalisée conformément aux phases décrites précédemment.

IV.3. TRACE DES CABLES DE PRECONTRAINTE

IV.3.1. Disposition des câbles à l'about

En section médiane, la zone la plus sollicitée, les câbles sont regroupés dans le talon avec un excentrement maximal, suivant l'une des dispositions illustrées ci-dessous. Le choix s'est porté sur la dernière disposition.

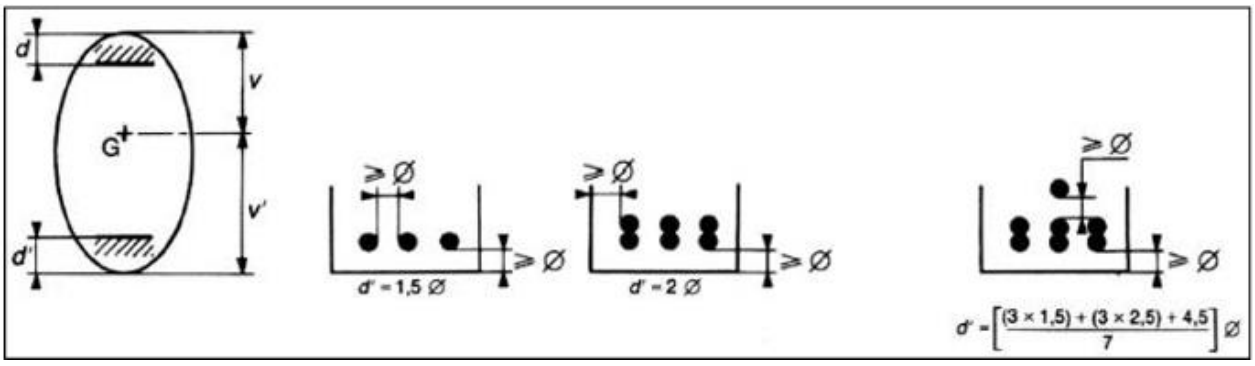


Figure IV.1 : Disposition constructive des câbles de précontrainte.

À l'extrémité de la poutre (section d'about), les conditions liées à l'emplacement des plaques d'ancrage sont respectées. Des plaques d'ancrage de dimensions A × B = 270 × 230 mm^2 sont choisies, et l'entraxe vertical est déterminé comme suit :

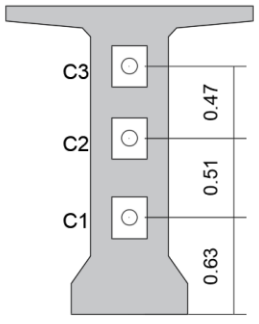
$f_{c28} = 40MPa \rightarrow a = 370$

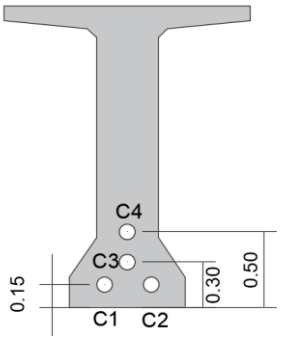
$X \geq 0.85 \times a \rightarrow X = 314.07$

$donc\ X = 320\ mm$

Tableau IV.2 : Position des câbles.

	Yi (m)		Section about	Section à mi-travée
	X = 0	X = L/2		
C1	0.63	0.15		
C2	1.14	0.15		
C3	1.61	0.30		
C4		0.50		





IV.3.2. Tracé des câbles en élévation

Le tracé des câbles adopte principalement une géométrie parabolique, les charges permanentes étant généralement réparties uniformément. Un alignement rectiligne d'environ un mètre est prévu avant l'ancrage.

- **Angle de relevage α** : Angle de relevage est donnée par la formule suivante :

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

$\bar{V}$: effort tranchant limite qui peut supporter la section d'about,$\bar{V} = \bar{\tau} \times b_n \times 0.8h$

$\bar{\tau}$: contrainte tangentielle limite en état limite de service, $\bar{\tau} = \sqrt{0.4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \sigma_x)}$

σ_x : contrainte normale au niveau de la fibre neutre, $\sigma_x = \frac{P}{B_n}$

B_n : surface nette de la section d'about + dalle, $B_n = B - n \times B_{Gaine}$

n : nombre des gaines.

B_{Gaine} : surface de la gaine

b_n : largeur nette de la section d'about + hourdis, $b_n = b_0 - n_{lit} \times \Phi$

b_0 : largeur brute.

n_{lit} : nombre de lit.

Φ : diamètre de la gaine.

Tableau IV.3 : Récapitulatif de calcul de l'angle de relevage.

b_n(m)	B_n (m2)	P (MN)	$\boldsymbol{\sigma_x}$ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\bar{V}$ (MN)
0.5	1.04	9.35	8.99	3.79	3.49

$$\textbf{-10.29° ≤ α ≤ 29.26°}$$

$$\boldsymbol{\alpha_1 = 7.51^\circ} \qquad \boldsymbol{\alpha_2 = 6.14^\circ} \qquad \boldsymbol{\alpha_3 = 5.33^\circ} \qquad \boldsymbol{\alpha_4 = 13.64^\circ}$$

- **Rayon de courbure :** On admet qu'il est égal à :

$$\frac{1}{R} = 8 \times \frac{f}{L^2}$$

$\boldsymbol{f}$**:** est la flèche maximale (mesuré à mi- longueur) entre la parabole et la corde qui relie les deux extrémités de la parabole.

L : est la longueur de la parabole L = 37m.

- **L'angle de déviation :** sur une longueur peut être calculé par $\beta(l) = 4 \times \frac{f}{l}$

Tableau IV.4 : Résultats de calcul de α, f, R, β.

N° câble	l (m)	α_{rel} (°)	Z_i (m)			f (m)	R (m)	β(l) rad
			x=0	x=1m	x=18.5 m			
C1	37	7.51	0.63	0.54	0.15	0.39	438.78	0.042
C2	37	6.14	1.143	1.02	0.15	0.87	196.70	0.094
C3	37	5.33	1.601	1.52	0.3	1.22	140.27	0.132
C4	37	13.64		2.06	0.51	1.55	110.59	0.167

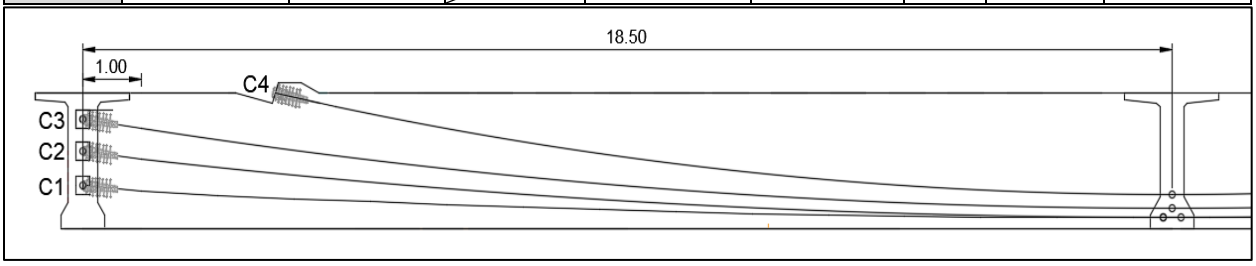


Figure IV.2 : Trajectoire des câbles en élévation dans une demi poutre.

IV.3.1. Tracé des câbles en plan

Tableau IV.5 : Les coordonnées des câbles C1 et C2 en plan dans une demi poutre.

N° câble									
	C1	X (m)	0	1	6	10	14	15	18.5
		y (m)	0	0	0.03	0.11	0.15	0.16	0.16
	C2	X (m)	0	1	6	10	14	15	18.5
		y (m)	0	0	-0.03	-0.11	-0.15	-0.16	-0.16

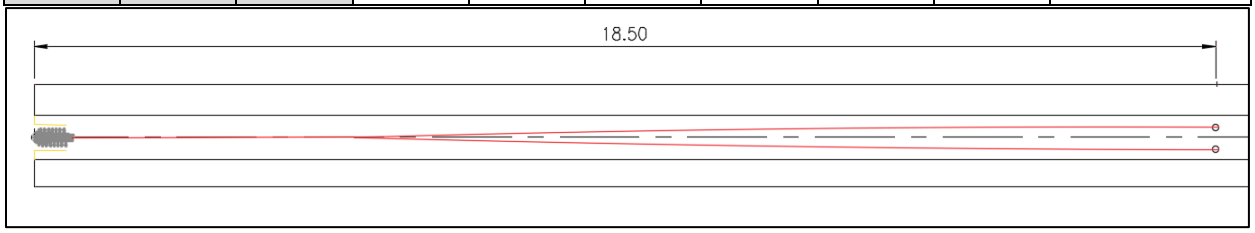


Figure IV.3 : Trajectoire des câbles en plan dans une demi poutre.

IV.4. CALCUL DES PERTES

IV.4.1. Pertes de tension Instantanées

Dans le cas de précontrainte par post-tension, les armatures de précontrainte subissent des pertes de tension instantanées qui sont :

- Les pertes de tension par frottement.
- Les pertes de tension par recul d'ancrage.
- Les pertes de tension par déformation instantanée de béton.

IV.4.1.1. Pertes par frottement

Ce type de pertes, dû au frottement du câble contre la gaine lors de la mise en tension, est estimé à l'aide de la formule suivante :

$$\sigma_p(x) = \sigma_{p0} \times e^{(-f \times \alpha + \Phi \times x)}$$

σ_{p0} : la contrainte à l'origine ($\sigma_{p0} = 1488\ MPa$)

f : coefficient de frottement en courbe (f =0.18 rd^{-1})

α: somme des déviations angulaires arithmétiques du câble sur une distance x (rd)

Φ : coefficient de frottement en ligne (Φ = 0.002 m^{-1})

X : la distance de la section considérée.

Tableau IV.6 : Valeurs des pertes dues au frottement.

CABLES	POSITIONS X	0	L/4	3L/8	L/2
C1	α (rd)	0	0.055	0.077	0.109
	$\sigma_p(x)$	1488	1445.661	1425.963	1403.835
	$\Delta\sigma_p(x)$	0	42.339	62.037	84.165
C2	α (rd)	0	0.048	0.067	0.093
	$\sigma_p(x)$	1488	1447.616	1428.763	1408.088
	$\Delta\sigma_p(x)$	0	40.384	59.237	79.912
C3	α (rd)	0	0.067	0.094	0.131
	$\sigma_p(x)$	1488	1442.527	1462.593	1452.643
	$\Delta\sigma_p(x)$)	0	45.473	25.407	35.357
C4	α (rd)		0.150	0.207	0.238
	$\sigma_p(x)$		1420	1432	1424
	$\Delta\sigma_p(x)$		67.731	55.673	64.069

Tableau IV.7 : Valeurs moyennes des pertes par frottement selon les familles de câbles.

Famille	Positions (x)	0	L/4	3L/8	L/2
1ére	Dsf (MPa)	0	42.732	48.894	66.478
	Dsf (%)	0	3%	3%	4%
2éme	Dsf(MPa)	0	45.473	25.407	35.357
	Dsf (%)	0	3%	2%	2%

IV.4.1.2. Pertes dues au recul d'ancrage

Cette perte de tension provient du glissement de l'armature au niveau de son ancrage. Après rentrée d'ancrage, la tension en un point d'abscisse x<dx < d est donnée par :

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

d : longueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage $d = \sqrt{\frac{E_p \times g}{\sigma_{p0} \times k}}$

g : intensité de recul d'ancrage (g = 6 mm).

Ep : module de déformation longitudinale de l'acier.

k : constant k = f $\times \frac{\beta}{l} +$ φ

Tableau IV.8 : Valeurs des pertes par recule d'ancrage.

Positions (m)	Câble	f_i (m)	d (m)	(Δσg) (MPa)	$(\Delta\sigma g)_{final}$ (MPa)	(Δσg)moy (MPa)
0	**C1**	0.0022	18.64	122.305	121.305	127.431
	C2	0.0025	17.66	129.113	128.113	
	C3	0.0026	17.03	133.877	132.877	
	C4	0.0030	15.92	0	0	
L/4	**C1**	0.0022	18.64	61.618	61.114	60.601
	C2	0.0025	17.66	61.481	61.005	
	C3	0.0026	17.03	61.162	60.706	
	C4	0.0030	15.92	59.999	59.580	
3L/8	**C1**	0.0022	18.64	31.274	31.018	25.335
	C2	0.0025	17.66	27.666	27.451	
	C3	0.0026	17.03	24.805	24.620	
	C4	0.0030	15.92	18.379	18.251	
L/2	**C1**	0.0022	18.64	0.93	0.923	0.305
	C2	0.0025	17.66	0	0.047	
	C3	0.0026	17.03	0	0.086	
	C4	0.0030	15.92	0	0.162	

IV.4.1.3. Perte dues au raccourcissement instantané de du béton :

Les pertes de tension instantanées dues au raccourcissement du béton sont dues aux plusieurs effets qui sont :

- Effet de la 1ère famille sur elle-même
- Effet de la 2ème famille sur elle-même
- Effet de la dalle sur la 1ère famille
- Effet de la 2ème famille sur la 1ère famille
- Effet des compléments sur la 1ère famille
- Effet des compléments sur la 2ème famille

Afin d'évaluer ces pertes, des calculs ont été effectués aux sections nettes pour les positions suivantes : x = 0, x = L/4, x = 3L/8 et x = L/2

Les sections étudiées ainsi que les positions des câbles par rapport aux fibres inférieures, pour chaque valeur de x considérée, sont présentées ci-dessous.

Tableau IV.9 : Les sections nettes considérées de Poutre seule.

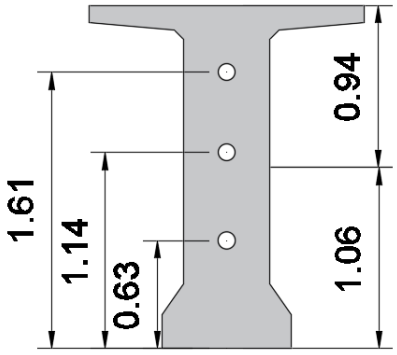
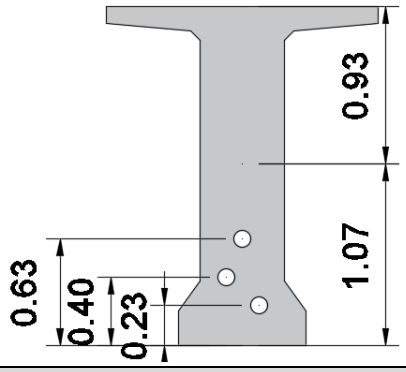
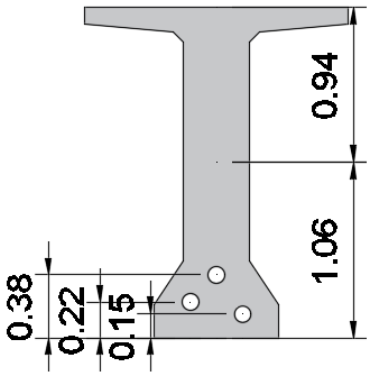
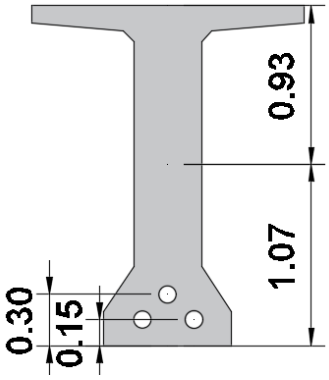
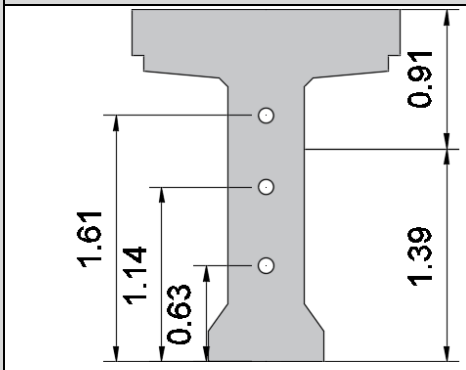
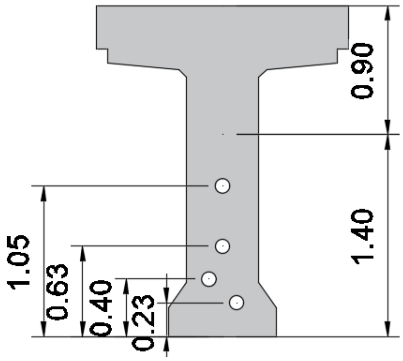
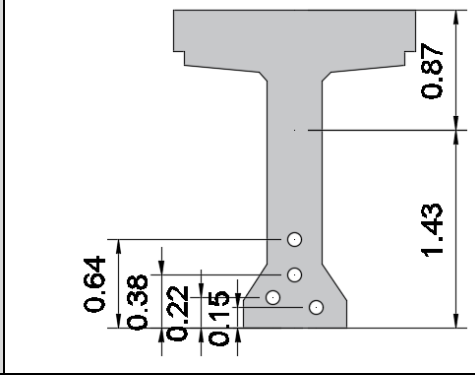
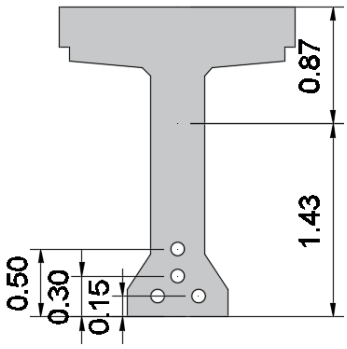
Sections nettes considérées de la poutre seule	**X=0**	**X=L/4**
		
	X=3L/8	**X=L/2**
		

Tableau IV.10 : Les sections nettes considérées de Poutre + dalle

Sections nettes considérées de poutre+dalle	**X=0**	**X=L/4**
		
	X=3L/8	**X=L/2**
		

Les excentricités et les excentricités moyennes des câbles de chaque famille, dans chacune des sections étudiées, ainsi que leurs caractéristiques géométriques sont regroupées dans les tableaux ci-dessous :

Tableau IV.11 : Les positions des câbles par rapport la fibre inferieur et l'excentricité moyenne des familles et caractéristiques géométriques des sections étudiées poutre seule.

Poutre seule	x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
C1	0.63	0.23	0.15	0.15
C2	1.14	0.4	0.22	0.15
C3	1.61	0.63	0.38	0.3
v'n (m)	1.06	1.07	1.06	1.07
e_{p1}	0.07	-0.65	-0.81	-0.87
I_n (m^4)	0.50	0.49	0.47	0.46
A_n (m^2)	1.1893	1.1893	1.0493	1.0493

Tableau IV.12 : Les positions des câbles par rapport la fibre inferieur et l'excentricité moyenne des familles et caractéristiques géométriques des sections étudiées poutre +dalle

Poutre+dalle	x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
C1	0.63	0.23	0.15	0.15
C2	1.14	0.4	0.22	0.15
C3	1.61	0.63	0.38	0.3
C4		1.05	0.64	0.5
v'_n (m)	1.39	1.4	1.43	1.43
e_{p1}	-0.26	-1.82	-1.18	-1.23
e_{p2}		-0.35	-0.79	-0.93
I_n (m^4)	0.94	0.92	0.88	0.87
A_n (m^2)	1.7143	1.7064	1.5664	1.5664

Tel que :

e_{pi}: L'excentricité moyenne de la famille 'i' : $e_{pi} = -v'_n + \frac{\sum y_j}{n_i}$

v'_n: La position du centre de gravité de la section par rapport à la fibre inferieur

y_j: La position du câble 'j' par rapport à la fibre inferieur

n_i: Le nombre de câbles totale de la famille 'i'

I_n: Le moment d'inertie de la section nette considérée (m^4)

A_n: la surface de la section nette considérée (m^2)

a-Effet de la 1ère famille sur elle-même

$$(\Delta \sigma_p)_{rac} = K_J \times \frac{E_p}{Eb_{ij}} \times \Delta \sigma_{c_j}$$

$$\Delta\sigma_{cj} = \frac{M_g(x)}{I_n} * ep_1 + nAp \left[\sigma_{p_0} - (\Delta\sigma_p)_f + (\Delta\sigma_p)_g + \Delta\sigma_{rac}\right] \left[\frac{e_1^2}{I_n} + \frac{1}{B_n}\right]$$

$$\begin{cases} \alpha = \frac{{ep_1}^2}{I_n} + \frac{1}{B_n} \\ \beta = \frac{M_g(x)}{I_n} \times e_{p1} \end{cases}$$

Tableau IV.13 : Valeurs de pertes après l'effet de la 1ère famille sur elle-même.

Positions	0	L/4	3L/8	L/2
Mg (x)	0	5.948	7.380	7.783
e p1 (m)	0.067	-0.650	-0.810	-0.870
I_n (m^4)	0.501	0.495	0.466	0.464
A_n (m^2)	1.1893	1.1893	1.0493	1.0493
V'n (m)	1.060	1.060	1.070	1.070
β	0	-7.816	-12.833	-14.590
α	0.8497	1.6949	2.3616	2.5839
$\Delta\sigma_{racc}$(MPa)	25.994	32.020	41.026	43.116

b- Effet de la 2ème famille sur elle-même :

Le câble de cette famille est tiré en dernier donc

$$\Delta\sigma_{rac} = 0$$

c- Effet de la dalle sur la 1ère famille :

$$\Delta\boldsymbol{\sigma}_{\mathbf{racc}} = \frac{M_g}{I_n} \times ep_1 \times \frac{E_p}{E_{bt28}}$$

$$\boldsymbol{M_g(x) = g_{dalle} \times \left(\frac{l-x}{2}\right) x}$$

Tableau IV.14 : Valeurs de perte après l'effet de la dalle sur la 1ère famille.

Positions	0	L/4	3L/8	L/2
$\boldsymbol{M_{G\,p+d}(x)}$	0	1.816	2.253	2.376
e p1 (m)	-0.263	-1.820	-1.180	-1.230
I_n (m^4)	0.94	0.92	0.88	0.87
$\Delta\sigma_{racc}$(MPa)	0	-18.571	-15.714	-17.373

d- Effet de la 2ème famille sur la 1ère famille :

$$\left(\Delta\sigma_p\right)_{rac} = K * \frac{Ep}{Eb_{ij}} \left[n_2 \; .* Ap \; * \Delta\sigma_{cj} \left(\frac{1}{A_n} + \frac{ep_1 \; * \; ep_2}{I_n}\right)\right]$$

$$\Delta\sigma_{cj} = \sigma_{p_0} - \left(\Delta\sigma_{f_2} + \Delta\sigma_{g_2} + \Delta\sigma_{r2/_2}\right)\Big]$$

$$\alpha = \frac{1}{A_n} + \frac{e_{p_1} + e_{p_2}}{I_n}$$

Tableau IV.15 : Valeurs de perte après l'effet de la 2ème famille sur la 1ère famille.

Positions	0	L/4	3L/8	L/2
$\mathbf{A_n(m^2)}$	1.7143	1.7064	1.5664	1.5664
$\mathbf{I_n(m^4)}$	0.94	0.92	0.88	0.87
$\mathbf{e_{p_1}(m)}$	-0.263	-1.820	-1.180	-1.230
$\mathbf{e_{p_2}(m)}$		-0.350	-0.790	-0.930
$\boldsymbol{\alpha}$		1.277	1.701	1.950
$\mathbf{\Delta\sigma_{rac}\ (MPa)}$		20.693	27.777	33.845

e- Effet des compléments sur la 1ère famille :

$$\Delta\sigma_{rac} = \frac{M_C}{I_n} \times e_{p_1} \times \frac{E_P}{E \times b_{ij}}$$

$$M_C = g_c(\frac{l - x}{2})x$$

Tableau IV.16 : Valeurs de perte après l'effet des compléments sur la 1ère famille.

Positions	0	L/4	3L/8	L/2
$\mathbf{M_C}$	0	1.990	2.224	2.782
$\boldsymbol{I_n(m^4)}$	0.941	0.923	0.877	0.872
$\boldsymbol{e_{p_1}(m)}$	-0.263	-1.820	-1.180	-1.230
$\boldsymbol{\Delta\sigma_{rac}\ (MPa)}$	0	-20.351	-15.511	-20.341

f- Effet des compléments sur la 2ème famille :

$$\Delta\sigma_{rac} = \frac{M_C}{I_n} \times e_{p_1} \times \frac{E_P}{E \times b_{ij}}$$

Tableau IV.17 : : valeurs de perte après l'effet des compléments sur la 2ème famille

Positions	0	L/4	3L/8	L/2
$\mathbf{M_C}$		1.990	2.224	2.782
$\boldsymbol{I_n(m^4)}$		0.923	0.877	0.872
$\boldsymbol{e_{p_2}(m)}$		-0.350	-0.790	-0.930
$\boldsymbol{\Delta\sigma_{rac}\ (MPa)}$		-3.914	-10.384	-15.380

Les résultats de pertes par raccourcissement sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV.18 : Les résultats de pertes par raccourcissement récapitulés

Positions	0	L/4	3L/8	L/2
$\Delta\sigma_{rac}$ 1/1	25.994	32.020	41.026	43.116
$\Delta\sigma_{rac}$ D/1	0	-18.571	-15.714	-17.373
$\Delta\sigma_{rac}$ 2/1	0	20.693	27.777	33.845
$\Delta\sigma_{rac}$ c/1	0.000	-20.351	-15.511	-20.341
$\Delta\sigma_{rac}$ c/2		-3.914	-10.384	-15.380
$\Delta\sigma_{rac}$ total (MPa)	25.994	9.878	27.194	23.867

Les pertes instantanées sont récapitulées dans **Tableau IV.19**.

IV.4.1. Pertes de tension différées

Les pertes de tension différées se produisent pour diverses raisons, Ce type de perte n'apparait qu'à long terme. Les principales raisons de ces pertes étudiées sont :

- Pertes par retrait du béton
- Pertes par relaxation des câbles
- Pertes par fluage

Tableau IV.19 : Récapitulatif des pertes instantanées (MPa).

Famille	Position	Frottement	Recul	Racc	Totale (MPa)
1ere famille	X=0	0	115.589	25.994	141.583
	X=L/4	38.459	55.279	13.792	107.530
	X=3L/8	44.005	25.124	33.8206709	102.949
	X=L/2	54.430	0	39.247	93.677
2eme famille	X=0				
	X=L/4	40.925	59.999	-3.914	97.012
	X=3L/8	22.867	18.380	-10.384	30.862
	X=L/2	31.821	0	-15.380	16.442

IV.4.1.1. Retrait du béton

Le retrait du béton commence dès le début de son durcissement, tandis que les câbles ne sont tendus qu'une fois que le béton a atteint la résistance requise. Ainsi, les câbles ancrés dans le béton ne subissent que le raccourcissement dû au retrait intervenu après leur mise en tension. L'expression des pertes liées au retrait est définie par le BPEL comme suit :

$$\Delta\sigma_r = E_P \times \varepsilon_r \times (1 - r(t))$$

Avec : $$r(t_0) = \frac{t_0}{t_0 + 9\, r_m}$$

$$r_m = \frac{\text{aire de la section nette}}{\text{périmètre de cette section}} \quad [cm]$$

$$\begin{cases} \varepsilon_r = 3 \times 10^{-4} \\ E_P = 195 \times 10^3 MPa \end{cases}$$

- t_0: jour de mise en tension
- r (t_0) : fonction traduisant l'évolution du retrait en fonction du temps exprimée en (cm).

Les caractéristiques géométriques des sections utilisées dans les calculs sont les suivantes :

Tableau IV.20 : Surfaces et périmètres des sections poutre seule considérées.

Poutre seule	X = 0	X = L/4	X = 3L/8	X =L/2
A_n (m^2)	1.189	1.189	1.049	1.049
Périmètre (m)	8.321	8.321	8.432	8.432

Tableau IV.21 : : Surfaces et périmètres des sections poutre + dalle considérée.

Poutre + dalle	X = 0	X = L/4	X = 3L/8	X =L/2
A_n (m^2)	1.7143	1.7064	1.5664	1.5664
Périmètre (m)	9.2208	9.535	9.6464	9.6464

1 ère famille : t_0 = 7 jours.

Les caractéristiques à prendre en compte sont celles de la poutre seule.

Tableau IV.22 : Valeurs de pertes par retrait du béton pour la 1 ère famille : t_0 = 7 jours.

Section	0	L/4	3L/8	L/2
r_m (cm)	14.293	14.293	12.444	12.444
r(t_0)	0.0516	0.0516	0.0588	0.0588
$\Delta\sigma_r$ (MPa)	55.481	55.481	55.059	55.059

1 ère famille : j = 28 jours.

Les caractéristiques à prendre en compte sont celles de la poutre seule.

Tableau IV.23 : Valeurs de pertes par retrait du béton pour la 1 ère famille : t_0 = 28 jours.

Section	0	L/4	3L/8	L/2
r_m (cm)	14.293	14.293	12.444	12.444
r(t_0)	0.179	0.179	0.2	0.2
$\Delta\sigma_r$ (MPa)	48.043	48.043	46.8	46.8

2 ème famille : j = 28 jours.

Les caractéristiques à prendre en compte sont celles de la poutre + dalle.

Tableau IV.24 : Valeurs de pertes par retrait du béton pour la 2ème famille : t_0 = 28 jours.

Section	0	L/4	3L/8	L/2
r_m (cm)	0	17.896	16.238	16.238
$r(t_0)$	0	0.148	0.161	0.161
$\Delta\sigma_{p0}$ (MPa)	0	49.836	49.094	49.094

IV.4.1.2. Pertes par relaxation des câbles

La relaxation de l'armature tendue a diminué la tension des câbles ; cette perte est donnée par La formule suivante :

$$\Delta\sigma_p = 0.06 \times \rho_{1000} \times \left(\frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}} - \mu_0\right) \times \sigma_{pi}(x)$$

$\rho_{1000} = 2.5\%$

$\mu_0 = 0.43$ (pour les armatures à très basse relaxation.TBR). (BPEL 91 révisé 99).

$\mu(x) = \frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}}$ avec $f_{prg} = 1860MPa$

1ère famille :

$$\sigma_{pi}(x) = \sigma_{p0} - (\Delta\sigma_{frot}(x) + \Delta\sigma_{recul}(x) + \Delta\sigma_{racc}(x))_1$$

Tableau IV.25 : Valeur de perte par relaxation dans la 1 ère famille.

Section	X = 0	X = L/4	X = 3L/8	X = L/2
σpi (x)	1206.143	1266.382	1297.021	1314.516
$\sigma_{pi}(x)/f_{prg}$	0.724	0.742	0.745	0.750
Δσp (x) (MPa)	59.353	64.645	65.371	66.851

2ème famille :

$$\sigma_{pi}(x) = \sigma_{p0} - (\Delta\sigma_{frot}(x) + \Delta\sigma_{recul}(x) + \Delta\sigma_{racc}(x))_2$$

Tableau IV.26 : Valeur de perte par relaxation dans la 2ème famille.

Section	X = 0	X = L/4	X = 3L/8	X = L/2
σpi (x)		1281.388	1410.939	1432.504
$\sigma_{pi}(x)/f_{prg}$		0.748	0.783	0.791
Δσp (x) (MPa)		66.317	77.245	79.720

IV.4.1.3. Pertes par fluage

Le fluage du béton est une déformation, due essentiellement à une contrainte constante et permanente. Étant donné que les câbles sont ancrés dans le béton ; ils vont subir la même déformation.

$$\Delta\boldsymbol{\sigma_{flu}} = \frac{E_p}{E_{ij}}(\boldsymbol{\sigma_b} + \boldsymbol{\sigma_M})$$ **(BPEL 91).**

$\boldsymbol{\sigma_M}$: contrainte maximale dans le béton au niveau de câble moyen a la mise en tension, pour la calcules on considère les caractéristiques géométriques de la poutre seule + dalle

$\boldsymbol{\sigma_b}$: contrainte finale après toutes les pertes dans le béton au niveau du câble moyen sous les charges de longue durée d'application, pour la calculer on considère les caractéristiques géométriques de la poutre + dalle

$E_p = 195\,000$ MPa Module d'élasticité des armatures.

E_{ij} : Module de déformation instantanée du béton au jour 'j'

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} = 11000 \times \sqrt[3]{40} = 37619.471\ MPa \text{ (à 28 jours)}$$

Pour la 1 ère famille :

$$\sigma_M(x) = \frac{p}{A_n} + \frac{p \times {e_m}^2(x)}{I_n} + \frac{M_P(x) \times e_m(x)}{I_n}$$

$$\sigma_b(x) = \frac{M_g(x)\, e_{m1}(x)}{I_n} + \frac{p_{f1}}{A_n} + \frac{p_{f1} \times {e_{m1}}^2(x)}{I_n} + \frac{p_{f2}}{A_n} + \frac{p_{f2} \times e_{m1}(x)\, e_{m2}(x)}{I_n}$$

p_f : La tension finale dans le câble après l'estimation des pertes $P = n \times A_p \times (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pT})$

M_g : Moment du au poids propre du tablier

Pour la 2ème famille :

$$\sigma_M(x) = \frac{p}{A_n} + \frac{p \times {e_{m2}}^2(x)}{I_n} + \frac{M_{Pde}(x) \times e_{m2}(x)}{I_n}$$

$$\sigma_b(x) = \frac{M_g(x)\, e_{m2}(x)}{I_n} + \frac{p_{f2}}{A_n} + \frac{p_{f2} \times {e_{m2}}^2(x)}{I_n} + \frac{p_{f1}}{A_n} + \frac{p_{f1} \times e_{m1}(x)\, e_{m2}(x)}{I_n}$$

Les résultats des calculs sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.27 : Contrainte maximale du câble moyen $\boldsymbol{\sigma M}$ pour la 1 ère famille.

Section	$\mathbf{e_{m1}(m)}$	$\mathbf{M_g(MNm)}$	P (MN)	$\boldsymbol{\sigma_M(x)(MPa)}$
X=0	0.26	0	8.141	5.35
X=L/4	0.97	3.402	8.548	17.31
X=3L/8	1.14	4.221	8.755	24.05
X=L/2	1.19	4.452	8.873	26.15

Tableau IV.28 : Contrainte finale du câble moyen σ_b pour la 1ère famille.

Section	$e_{m1}(m)$	$e_{m2}(m)$	M_g(MNm)	$P_{f1}(MN)$	$P_{f2}(MN)$	$\sigma_b(x)(MPa)$
X=0	0.26	0	0.00	9.74	3.25	8.30
X=L/4	0.97	0.35	5.218	9.74	3.25	13.26
X=3L/8	1.14	0.76	6.474	9.74	3.25	17.52
X=L/2	1.19	0.90	6.828	9.74	3.25	18.79

Tableau IV.29 : Contrainte finale du câble moyen σ_M Pour la 2ème famille.

Section	$e_{m2}(m)$	M_g(MNm)	P (MN)	$\sigma_M(x)(MPa)$
X=0	0	0	0	0
X=L/4	0.35	4.928	2.88	3.94
X=3L/8	0.76	5.808	3.17	9.15
X=L/2	0.90	6.344	3.22	11.60

Tableau IV.30 : Contrainte finale du câble moyen σ_b pour la 2 ème famille

Section	$e_{m1}(m)$	$e_{m2}(m)$	M_g(MNm)	$P_{f1}(MN)$	$P_{f2}(MN)$	$\sigma_b(x)(MPa)$
X=0	0.26	0	0	9.74	0.00	0
X=L/4	0.97	0.35	4.928	9.74	3.25	13.50
X=3L/8	1.14	0.76	5.808	9.74	3.25	25.09
X=L/2	1.19	0.90	6.344	9.74	3.25	29.82

Tableau IV.31 : Pertes dues au fluage du béton.

Section	Famille	σ_M(MPa)	σ_b(x)(MPa)	$\Delta\sigma_{flu}$(MPa)
X=0	**1**	5.35	8.30	70.73
	2	0	0	0
X=L/4	**1**	17.31	13.26	158.43
	2	3.94	13.50	90.41
X=3L/8	**1**	24.05	17.52	215.49
	2	9.15	25.09	177.49
X=L/2	**1**	26.15	18.79	232.92
	2	11.60	29.82	214.71

Les résultats obtenus après le calcul des pertes différées l'ensemble est représenté dans le tableau ci-après.

$$\Delta\sigma_{pd} = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{flu} + \frac{5}{6}\Delta\sigma_{relax}$$

Tableau IV.32 : Pertes différées totales.

Section	Famille	$\Delta\sigma_r$	$\Delta\sigma_{flu}$	$\Delta\sigma_{relax}$	$\Delta\sigma_{pd}$total
X=0	1	38.43	70.73	59.35	158.62
	2	0.00	0.00	0.00	0.00
X=L/4	1	38.43	215.31	64.64	250.73
	2	49.84	90.41	66.32	195.51
X=3L/8	1	37.44	215.49	65.37	307.41
	2	49.09	177.49	77.24	290.95
X=L/2	1	37.44	232.92	66.85	326.07
	2	49.09	214.71	79.72	330.24

On résume toutes les pertes de précontrainte dans le **Tableau IV.33** ci-après :

Tableau IV.33 : Pertes totales de précontrainte

Section	Famille	$\Delta\sigma_{iT}$(MPa)	$\Delta\sigma_{dT}$(MPa)	$\Delta\sigma_{pT}$(MPa)	$\Delta\sigma_{pT}$(%)
X=0	1	141.58	158.62	300.20	20%
	2	0	0	0	0%
X=L/4	1	107.53	250.73	358.26	24%
	2	97.01	195.51	292.52	20%
X=3L/8	1	102.95	307.41	410.36	28%
	2	30.86	290.95	321.81	22%
X=L/2	1	93.68	326.07	419.74	28%
	2	16.44	330.24	346.68	23%

NB :

On remarque que les pertes calculées sont d'environ 28%, ce qui confirme que l'estimation initiale de 30% reste valable. De plus, les résultats obtenus pour le nombre de câbles restent également corrects.

IV.5. CALCUL JUSTIFICATIF DES POUTRES

IV.5.1. Sections de Vérification

La vérification des contraintes revient à montrer qu'en tous points de la poutre les contraintes totales ne dépassent pas les limites admissibles :

$$\sigma_{min} \leq \sigma \leq \sigma_{max}$$

Trois sections ont été retenues pour la vérification des contraintes normales : x = L/4, x = 3L/8 et x = L/2, tandis que la vérification des contraintes tangentielles a été effectuée au niveau de l'appui, en x = 0.5

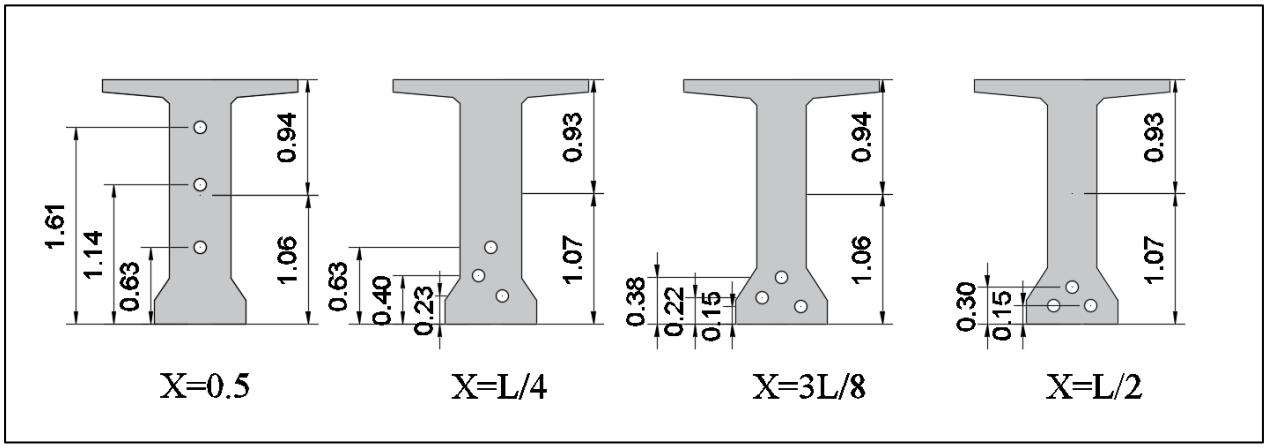


Figure IV.4 : Section de vérification poutre seule.

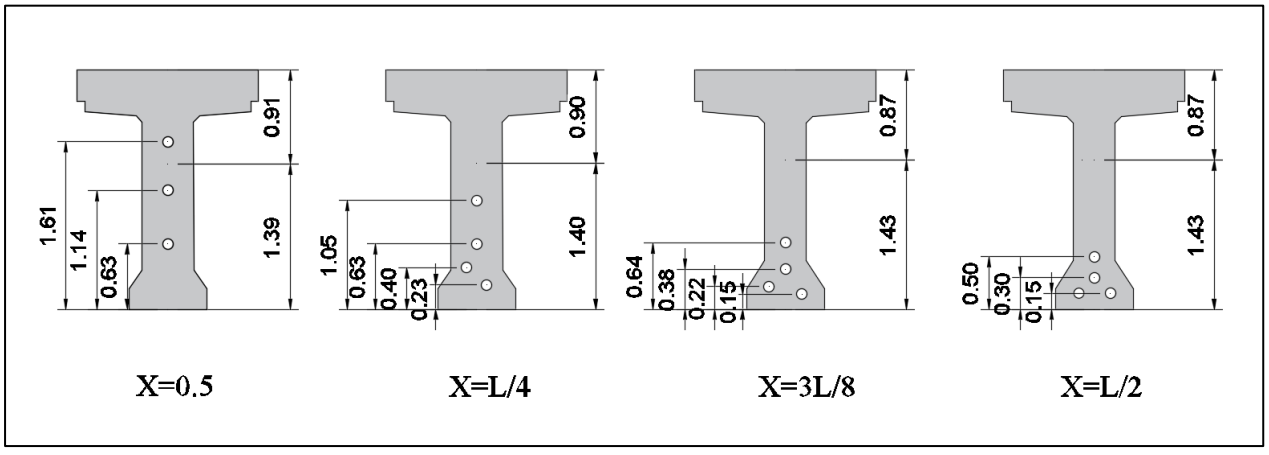


Figure IV.5 : Section de vérification poutre + dalle.

Tableau IV.34 : Caractéristiques nettes des sections de vérification poutre seule.

Poutre seule				
Section	**x=0.5**	**x=L/4**	**x=3L/8**	**x=L/2**
H(m)	2	2	2	2
An (m^2)	1.19	1.19	1.05	1.05
vn (m)	0.94	0.93	0.94	0.93
vn' (m)	1.06	1.07	1.06	1.07
In (m^4)	0.50	0.49	0.47	0.46
$\boldsymbol{\rho}$%	42%	42%	45%	44%

Tableau IV.35 : Caractéristiques nettes des sections de vérification poutre + dalle.

Poutre+dalle				
Section	**x=0.5**	**x=L/4**	**x=3L/8**	**x=L/2**
$\boldsymbol{H(m)}$	2.3	2.3	2.3	2.3
An (m^2)	1.71	1.71	1.57	1.57
vn (m)	0.91	0.9	0.87	0.87
vn' (m)	1.39	1.4	1.43	1.43
In (m^4)	0.94	0.92	0.88	0.87
$\boldsymbol{\rho}$%	43%	43%	45%	45%

IV.5.2. Justification de la poutre à l'ELS

IV.5.2.1. Vis avis des contraintes normales

Cette vérification consiste à calculer les contraintes dans le béton et à les comparer aux contraintes limites admissibles. Elle doit être effectuée pour chaque phase de construction ainsi qu'en phase de service.

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = \dfrac{P}{A_n} + \dfrac{V}{I_n}(P.e_p + M_g) \geq \overline{\sigma_{bt}} \\ \sigma_{inf} = \dfrac{P}{A_n} + \dfrac{\acute{V}}{I_n}(P.e_p + M_g) \leq \overline{\sigma_{bc}} \end{cases}$$

Avec : [Fascicule_62_titre I_section II, BPEL_91 révisé_99, paragraphe 6.1,22]

- En phase de construction : $\overline{\sigma_{bt}} = -0.7\, f_{tj}$ $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6\, f_{cj}$

- En phase d'exploitation : $\overline{\sigma_{bt}} = 0$ $\overline{\sigma_{bc}} = 0.5\, f_{c28}$

Selon l'article 4.1.31 du BPEL, on adopte :

- En phase de construction : $P = n \times A_p \times (1.02\sigma_{p0} - 0.8\Delta\sigma_\rho)$

- En phase d'exploitation : $P = n \times A_p \times (0.98\sigma_{p0} - 1.2\Delta\sigma_\rho)$

Avec :

n : Nombre de câble de précontrainte.

σ_{p0}=1488 MPa : La tension à l'origine

A_p =2250 × 10^{-6} m^2 Section utile d'un câble 15T15s.

$\Delta\sigma_p$: Somme des pertes à l'âge considéré (en MPa).

Les pertes de tension différées en fonction du temps, évaluées j[éme] jours après la mise en tension sont données par : $\Delta\sigma_{dg} = r(j).\Delta\sigma_d$ avec : $r(j) = \frac{j}{j+9rm}$

Phase de construction à vide :

$$P_1 = 0.5 \times n \times Ap \times (1.02\sigma_{p0} - 0.8\Delta\sigma_p)$$

1ére phase (7éme jour) :

La poutre est sur banc de préfabrication. Les câblé 1 et 2 et 3 sont tirés au 7eme jour à 50% de P_0 (actif-passif) Ces câbles sont consommés 50% des pertes instantanées :

- Section résistante : section nette à mit-travée de la poutre seule.
- Le moment du au poids propre de la poutre seule. $M_G = 4{,}25\ MN.m$

2éme phase (28éme jour) :

La poutre est toujours sur le banc de préfabrication. Les 3 d'about câbles sont tirés à100% de P_0 (actif-passif) et ils consomment 100% des pertes instantanées.

$$P_1 = 3 \times A_p \times (1.02\sigma_{p0} - 0.8\Delta\sigma_{p1})$$

Section résistante : section nette de la poutre seule.

$$M_G = 4{,}25\ MN.m$$

3éme phase (30éme jour) :

La poutre est posée sur les appuis et la dalle est coulée. Les 3 câbles d'about consomment en plus des pertes instantanées, des pertes différées qui valent :

$$\Delta\sigma_{dg} = r(2).\Delta\sigma_d$$

$$P_1 = 3 \times A_p \times \left(1.02\sigma_{p0} - 0.8(\Delta\sigma_{p\ inst\ 1} + \Delta\sigma_{dg\ 1})\right)$$

Section résistante : section nette de la poutre seule.

Le moment due au poids propre de la poutre seule + le poids du béton frais.

$$M_G = 6.37\ MN.m$$

4éme phase (56éme jour) :

Après durcissement de la dalle le câble de l'extrados est tiré à 100% de P_0 (actif-passif) et consomment 100% des pertes instantanées, les 3 câbles de l'about consomment des pertes différées qui valent :

$$\Delta\sigma_{dg} = r(28).\Delta\sigma_d$$

$$\begin{cases} P_1 = 3 \times A_p \times \left(1.02\sigma_{p0} - 0.8\left(\Delta\sigma_{p\ inst\ 1} + \Delta\sigma_{dg\ 1}\right)\right) \\ P_2 = 1 \times A_p \times \left(1.02\sigma_{p0} - 0.8\Delta\sigma_{p\ inst\ 2}\right) \end{cases}$$

Section résistante : section nette de la poutre +dalle.

Le moment due au poids propre de la poutre + dalle $M_G = 6.37\ MN.m$

5éme phase (60éme jour) :

Mise en place des éléments de tabliers.

Les 3 câbles consomment des pertes différées qui valent :

$$\Delta\sigma_{dg} = r(32).\Delta\sigma_d$$

$$\begin{cases} P_1 = 3 \times A_p \times \left(1.02\sigma_{p0} - 0.8\left(\Delta\sigma_{p\ inst\ 1} + \Delta\sigma_{dg\ 1}\right)\right) \\ P_2 = 1 \times A_p \times \left(1.02\sigma_{p0} - 0.8\Delta\sigma_{p\ inst\ 2}\right) \end{cases}$$

Section résistante : section nette de la poutre +dalle.

Moment sous ccp : $M_G = 8.813\ MN.m$

6éme phase (en service)

Mise en service de l'ouvrage, les câbles consomment la totalité des pertes

Section résistante : poutre +dalle

A vide :

$$\begin{cases} P_1 = 3 \times A_p \times \left(1.02\sigma_{\mathrm{p0}} - 0.8\left(\Delta\sigma_{\mathrm{p\ inst\ 1}} + \Delta\sigma_{p\ diff1}\right)\right) \\ P_2 = 1 \times A_p \times \left(1.02\sigma_{\mathrm{p0}} - 0.8\left(\Delta\sigma_{\mathrm{p\ inst\ 2}} + \Delta\sigma_{p\ diff2}\right)\right) \end{cases}$$

Le moment considéré est le moment sous ccp $M_G = 8.813\ MN.m$

En charge :

$$\begin{cases} P_1 = 3 \times A_p \times \left(0.98\sigma_{\mathrm{p0}} - 1.2\left(\Delta\sigma_{\mathrm{p\ inst\ 1}} + \Delta\sigma_{p\ diff1}\right)\right) \\ P_2 = 1 \times A_p \times \left(0.98\sigma_{\mathrm{p0}} - 1.2\left(\Delta\sigma_{\mathrm{p\ inst\ 2}} + \Delta\sigma_{p\ diff2}\right)\right) \end{cases}$$

Le moment considéré est le moment maximum à l'ELS :

$$M_G = 14.03375\ MN.m$$

- Voici un tableau qui résume les contraintes admissibles dans chaque phase

Tableau IV.36 : Valeur des contraintes admissibles pour chaque phase.

État		Phase	f_{cj} (MPa)	f_{tj} (MPa)	$\overline{\sigma_{bt}}$(MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$(MPa)
Construction	1	7ème jour	26.72	2.20	-1.54	16.03
	2	28ème jour	40	3	-2.10	24
	3	30ème jour	40	3	-2.10	24
	4	56ème jour	40	3	-2.10	24
	5	60ème jour	40	3	-2.10	24
Exploitation	6	Service à vide	40	3	0	20
		Service en charge	40	3	0	20

- Voici un tableau qui résume la valeur de Pi dans l'about et l'extrados à chaque phase

Tableau IV.37 : La valeur de P_i dans l'about et l'extrados à chaque phase.

		About	Extrados	
Phase		**P1 (MN)**	**P2 (MN)**	**La somme**
1	**7ème jour**	5.00		5.00
2	**28ème jour**	9.74		9.74
3	**30ème jour**	9.71		9.71
4	**56ème jour**	9.46	3.39	12.84
5	**60ème jour**	9.42	3.39	12.81
6	**Service à vide**	7.98	2.79	10.77
	Service en charge	6.44	2.34	8.79

- Voici un tableau qui résume les valeurs de pertes différées dans les phases 3, 4 et 5

Tableau IV.38 : Les valeurs de pertes différées dans les phases 3, 4 et 5.

Phase		Jour	r(j)	$\Delta\sigma_{dg}$ (MPa)
3	**30ème jour**	2	0.018	5.721
4	**56ème jour**	28	0.161	52.427
5	**60ème jour**	32	0.180	58.571

Avec : $r(j) = \frac{j}{j+9rm}$ et $r_m = \frac{\text{aire de la section}}{\text{perimetre de la section}}$ (cm)

Voici un tableau présentant l'excentricité moyennes des câbles de chaque famille à X=L/2

Tableau IV.39 : L'excentricité moyennes des câbles de chaque famille à X=L/2.

	X=L/2	
	Câbles d'about	**Câble d'extrados**
Section nette	**e_{m1}(m)**	**e_{m2}(m)**
Poutre seule	0.87	
Poutre + dalle	1.23	0.93

Les résultats des vérifications des contraintes normales à l'ELS sont récapitulés dans les deux tableaux présentés ci-après :

Tableau IV.40 : Vérification des contraintes normales supérieures σ_{sup} à l'ELS.

σ_{sup}							
Phase		**σ_{cp}(MPa)**	**σ_{mp}(MPa)**	**σ_0(MPa)**	**σ_{sup}(MPa)**	**$\overline{\sigma_{bt}}$(MPa)**	**Vérification**
1	**7ème jour**	4.76	8.71	8.52	4.57	-1.54	Vérifiée
2	**28ème jour**	9.28	16.98	8.52	0.82	-2.10	Vérifiée
3	**30ème jour**	9.25	16.92	12.76	5.09	-2.10	Vérifiée
4	**56ème jour**	8.20	14.75	6.36	-0.19	-2.10	Vérifiée
5	**60ème jour**	8.18	14.70	8.79	2.27	-2.10	Vérifiée
6	**Service à vide**	6.88	12.38	8.79	3.29	0	Vérifiée
	Service en charge	5.61	10.08	14.00	9.53	0	Vérifiée

Tableau IV.41 : Vérification des contraintes normales inferieures σ_{inf} à l'ELS.

σ_{inf}							
Phase		**σ_{cp}(MPa)**	**σ_{mp}(MP)**	**σ_0(MPa)**	**σ_{inf}(MP)**	**$\overline{\sigma_{bc}}$(MPa)**	**Vérification**
1	**7ème jour**	4.76	10.02	9.80	4.98	16.03	Vérifiée
2	**28ème jour**	9.28	19.53	9.80	19.02	24.00	Vérifiée
3	**30ème jour**	9.25	19.47	14.28	14.44	24.00	Vérifiée
4	**56ème jour**	8.20	24.32	10.45	22.07	24.00	Vérifiée
5	**60ème jour**	8.18	24.26	14.45	17.98	24.00	Vérifiée
6	**Service à vide**	6.88	20.35	14.45	12.77	20.00	Vérifiée
	Service en charge	5.61	16.57	22.14	0.04	20.00	Vérifiée

Avec :

$\boldsymbol{\sigma_{cp}} = \frac{\mathbf{P}}{\boldsymbol{A_n}}$**:** contrainte de compression due au précontrainte

$\boldsymbol{\sigma_{mp}} = \frac{\mathbf{y_i}.\boldsymbol{P}.\boldsymbol{e_p}}{\mathbf{I_n}}$ **:** contrainte de flexion due au moment de précontrainte yi= $\mathbf{v_n}$ ou $\mathbf{v_n}$'

$\boldsymbol{\sigma_0} = \frac{\mathbf{y_i}.\boldsymbol{M_g}}{\mathbf{I_n}}$**:** contrainte de flexion due au moment de la poutre sous poids propre ou surcharge

Conclusion :

Les contraintes normales sont toutes vérifiées en construction et en service.

IV.5.2.2. Vis avis des contraintes tangentielles

On considère la section d'about en particulier l'appui (1ère famille).

Pour notre cas l'étude se fait en classe I ($\sigma_t = 0$) alors nous devons vérifier :

$$\begin{cases} \tau^2 \leq 0.4 \times f_{tj}\left(f_{tj} + \frac{2}{3}\sigma_x\right) = \overline{\tau}_1{}^2 \\ \tau^2 \leq \frac{2f_{tj}}{f_{cj}}(0.6f_{cj} - \sigma_x)(f_{tj} + \frac{2}{3}\sigma_x) = \overline{\tau}_2{}^2 \end{cases}$$

$\boldsymbol{\sigma_x} = \frac{\sum \boldsymbol{P_i cos\alpha_i}}{\boldsymbol{A_n}}$: Contrainte normale longitudinale.

$\boldsymbol{P_i} = \frac{\boldsymbol{P}}{\boldsymbol{n}}$: force de précontrainte par câble dans chaque phase avec

n : nombre de câble d'about ; **P** : la force totale appliquée par les câbles d'about pendant chaque phase présentée dans le **tableau V.39**

$\boldsymbol{\tau} = \frac{\boldsymbol{V_{red} \times S}}{\boldsymbol{b_n \times I_n}}$: Contrainte tangentielle de cisaillement.

$\boldsymbol{v_{red} = v_{ser} - v_p}$: Effort tranchant réduit.

$\boldsymbol{v_{ser}}$: Effort tranchant due au poids propre dans chaque phase.

$\boldsymbol{v_p = \sum P_i sin\alpha_i}$: Effort tranchant dû à la précontrainte totale.

S : Moment statique de la section située au-dessus de l'axe neutre.

$\boldsymbol{I_n}$: Moment d'inertie net de la section.

$\boldsymbol{b_n = b_0 - mk\Phi}$.

m = 1 : nombre de gaines par lit.

k = 0.5 : pour post tension avec injection de colis de ciment.

Φ = 100mm : diamètre de la gaine.

Tableau IV.42 : les données et les caractéristiques utilisées dans les calculs de vérifications

Phase	1ere	2eme	3eme	4eme	5eme	6eme	En charge
b_n (m)	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
A_n (m^2)	1.19	1.19	1.19	1.71	1.71	1.71	1.71
S (m^3)	0.34	0.34	0.34	0.57	0.57	0.57	0.57
I_n (m^4)	0.50	0.50	0.50	0.94	0.94	0.94	0.94
f_{cj}	26.72	40	40	40	40	40	40
f_{tj}	2.20	3	3	3	3	3	3

- Voici les α_i en degré de chaque câble d'about.

Tableau IV.43 : Les α_i en degré de chaque câble d'about.

Cable	C1	C2	C3
α_i (degré)	5.04	6.9	7.88
Sin (α_i)	0.09	0.12	0.14
Cos (α_i)	0.996	0.99	0.99

- Voici le tableau récapitulatif de vérification des contraintes tangentielles :

Tableau IV.44 : Vérification des contraintes tangentielles.

Phase	1ere	2eme	3eme	4eme	5eme	6eme	En charge
P_i	1.67	3.25	3.24	3.15	3.14	2.66	2.15
$P_i cos\alpha_i$	4.96	9.67	9.64	9.39	9.36	7.92	6.40
$P_i sin\alpha_i$	0.57	1.12	1.12	1.09	1.08	0.92	0.74
V_{ser}	0.62	0.62	0.77	0.77	1.02	1.02	1.71
σ_x	4.17	8.13	8.11	5.48	5.46	4.62	3.73
V_{red}	0.05	-0.50	-0.35	-0.32	-0.07	0.10	0.97
τ^2	0.0052	0.56	0.27	0.18	0.0077	0.0182	1.68
$\overline{\tau_1}^2$	4.39	10.11	10.09	7.98	7.97	7.30	6.59
$\overline{\tau_2}^2$	9.75	20.04	20.04	18.48	18.46	17.68	16.69
Vérification	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

IV.5.3. Ferraillage passif longitudinal

Deux sortes d'armatures passives sont à prévoir dans les ouvrages précontraints.

- Armatures longitudinales de peau
- Armatures longitudinales dans les zones tendues

IV.5.3.1. Armatures longitudinales de peau

Leur but est de repartir les effets de retraits et des variations de températures. Elles sont disposées dans les zones périphériques de la pièce parallèlement à la fibre moyenne

$$A_{min} \geq Max \begin{cases} 3cm^2/m\ de\ longueur\ mesuré\ sur\ la\ section\ droite\ de\ l'ouvrage. \\ 0.1\%\ de\ la\ section\ de\ la\ poutre\ . \end{cases}$$

$$A_n = 10490\ cm^2 (section\ nette\ \text{à mi} - \text{travée}\ )$$

$$0.001 \times 10490 = 10.49 cm^2$$

On choisit donc une armature de 10HA12 avec une A_s = 11.31 cm^2

IV.5.3.2. Armatures longitudinales dans les zones tendues

Il s'agit d'une section minimale réglementaire d'armatures à disposer longitudinalement dans les zones tendues des structures en béton précontraint.

$$A_s = \frac{A_t}{1000} + \frac{N_{bt} \times f_{tj}}{f_e \times \sigma_{bt}}$$

Avec :

$\boldsymbol{A_t}$: Section du béton tendu.

$\boldsymbol{N_{bt}}$: Intensité de la résultante des efforts de traction.

$\boldsymbol{f_{tj}}$: La résistance à la traction du béton.

$\boldsymbol{f_e}$: La limite d'élasticité des armatures utilisées. $f_e = 500\ MPa$.

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

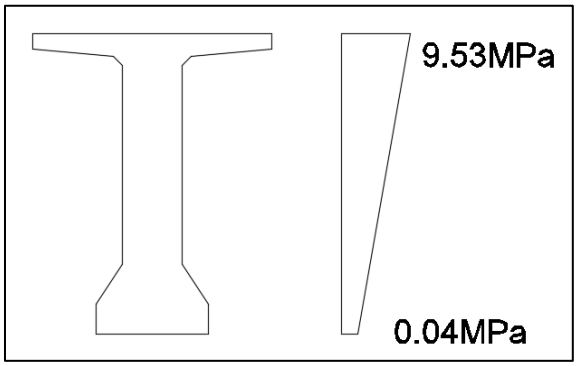


Figure IV.6 : Diagramme des contraintes dans la section médiane.

La fibre inférieure étant soumise à une contrainte de compression, la section est entièrement comprimée ; on utilisera donc des armatures passives de peau à caractère constructif.

IV.5.4. Vérification à la rupture

IV.5.4.1. Vis à vis de contraintes normales

(On considère la section médiane)

Selon les prescriptifs du BPEL91 Art 63, les justifications de la résistance vis-à-vis les sollicitations normales sont basées sur des hypothèses suivantes :

- Les sections droites restent planes
- La résistance à la traction du béton est négligée.
- Les matériaux ne subissent aucun glissement relatif.
- Le diagramme des déformations de la section est un diagramme limite tel que défini par la règle de trois pivots.

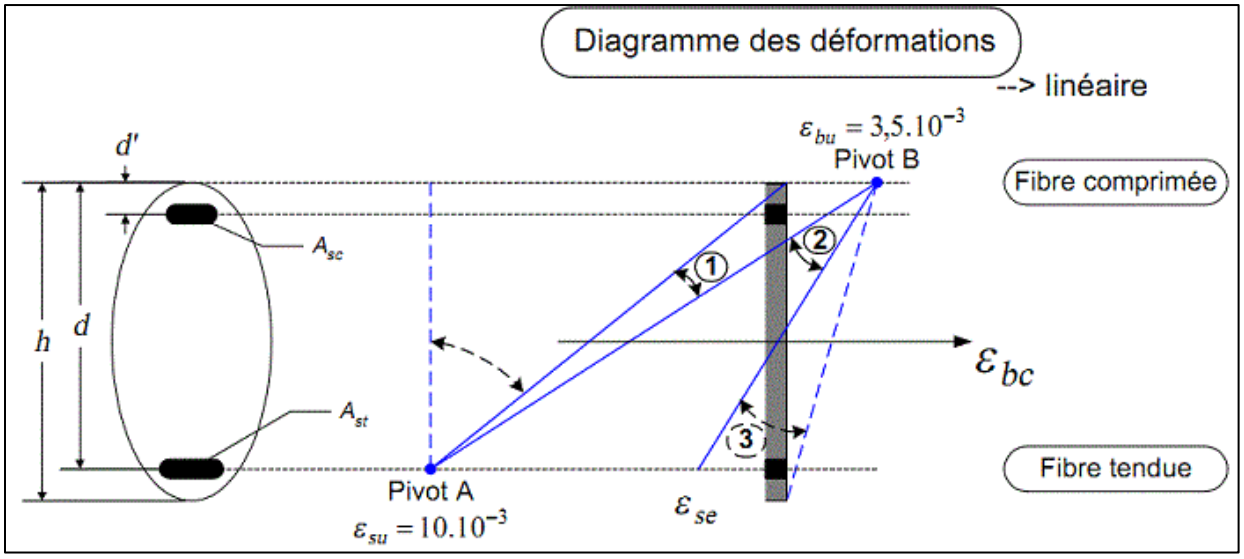


Figure IV.7 : : Diagrammes des déformations limites (ELU).

Cette justification assure la résistance de la structure a la ruine. Les calculs consistent à Montrer que le point correspondant aux sollicitations de calcul (N_u M_u) est à l'intérieur de la courbe d'interaction (N_u M_u)

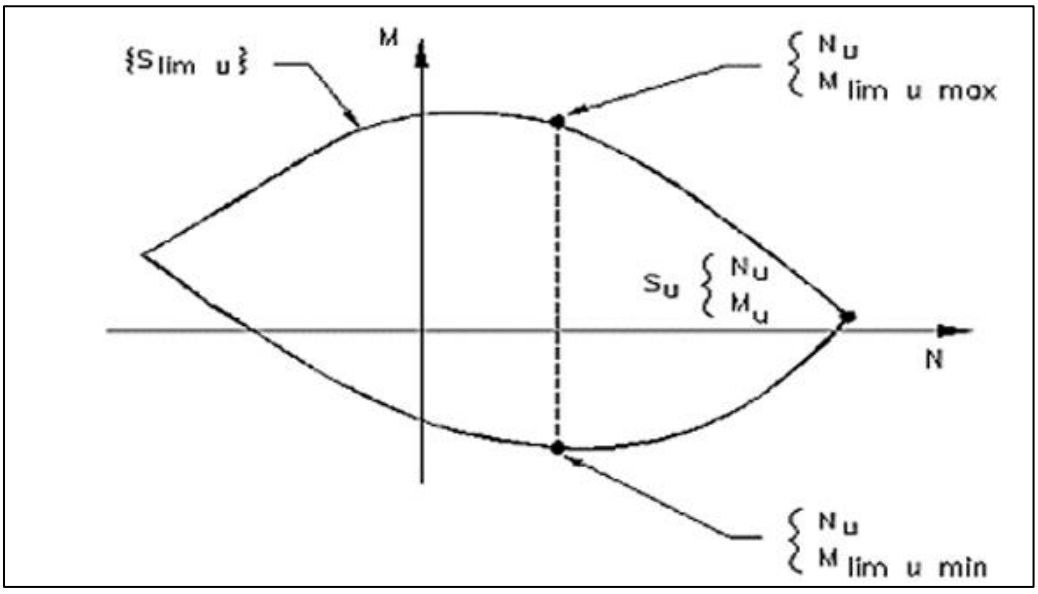


Figure IV.8 : Courbe d'interaction effort normal-moment fléchissant.

$\boldsymbol{\varepsilon_{bc}}$: déformation du béton

$\boldsymbol{\varepsilon_{pm}}$: allongement préalable (du a la précontrainte et les pertes) au jour de la vérification ;

$\boldsymbol{\sigma_{pm}}$: contrainte préalable, calculée sous les actions permanentes

$\Delta\boldsymbol{\varepsilon'_p}$: un accroissement d'allongement du au retour à zéro de la contrainte au niveau du câble moyen

$\boldsymbol{\sigma_{bpm}}$: contrainte dans le béton au niveau du câble moyen sous les action permanentes et la précontrainte

$\Delta\boldsymbol{\varepsilon''_p}$: une variation complémentaire accompagnant la déformation du béton au-delà de 0

$\boldsymbol{N_{bc}}$: effort normal de compression.

$\boldsymbol{\varepsilon_s}$: déformation des aciers passifs.

La résultante du problème consiste à :

- Calculer N_u puis supposer que $\overline{N_u}$=N_u et par suite trouver M_u.
- On utilise P_m la précontrainte probable a l'ELU.

Sollicitations externes :

$N_u = P_m.\gamma_p$

Avec :

$P_{mi} = P_0 - \Delta P_{Ti} = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{PTi}).n_i.A_p$

$N_u = (P_{m1} + P_{m2}).\gamma_p$ Et $\gamma_p = 1.15$

Tableau IV.45 : la valeur de la contrainte normale appliquée par les câbles

Famille	P_{mi} (MN)	Nu (MN)	Nu total (MN)
1ère famille	8.02	9.22	12.31
2ème famille	2.69	3.09	

M_u =18.77MN.m (présenté dans le Tableau III.7)

d_p =2.18 m

d_s =2.25 m

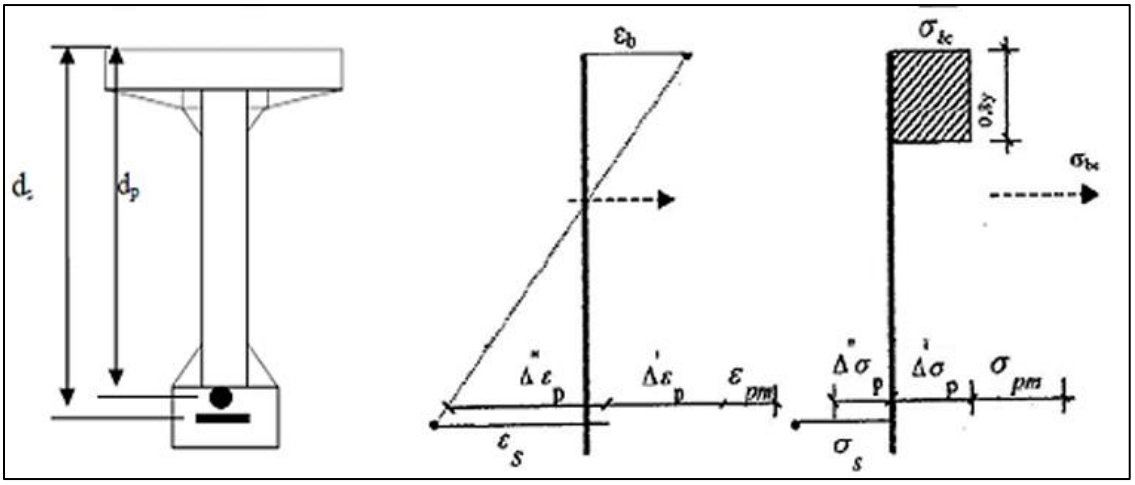


Figure IV.9 : Equation d'équilibre.

1ére itération :

On suppose que le diagramme de déformation passé par le pivot A et B :

$\varepsilon_{bc} = 3.5‰ : \ \varepsilon_s = 10‰$

$$\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_{bc}} = \frac{d_s - y}{y} \ \Leftrightarrow \ y = 0.583\ m$$

0.8y = 0.467 m

B(y) = 0.8068 m^2

$$\frac{\Delta\varepsilon''_p}{\varepsilon_{bc}} = \frac{d_p - y}{y} \Leftrightarrow \Delta\varepsilon''_p = 9.57‰$$

$$\varepsilon_{pm} = \frac{\sigma_{pm}}{E_p} = \frac{p_{m1} + p_{m2}}{A_P E_P} = \frac{8.02 + 2.69}{4 \times 0.00225 \times 195000} = 6.101‰$$

$$\Delta\varepsilon'_p = \frac{\Delta\sigma_p}{E_b} = n.\frac{\sigma_{pm}}{E_p} \quad \text{Avec : } E_b = \frac{E_p}{5}$$

$$\sigma_{bpm} = \frac{p_{m1} + p_{m2}}{A_n} + ((p_{m1} + p_{m2}).e_0 + M_G)\frac{y}{I_n}$$

Elle est calculée au niveau du câble moyen donc y=e_0.

$$e_0 = -(v'_n - y_{CM}) = -(1.43 - 0.27) = -1.15m$$

D'où :

$$\sigma_{bpm} = \frac{8.02 + 2.69}{1.57} + \big((8.02 + 2.69).(-1.15) + 8.813\big)\frac{-1.15}{0.872} = 11.54\text{MPa}$$

Alors : $\Delta\varepsilon'_p = 5 \times \frac{11.54}{195000} = 0.296‰$

$\Delta\varepsilon''_p + \varepsilon_{pm} + \Delta\varepsilon'_p = 15.967‰$

On utilise le diagramme affecté aux files trempés et revenus (BPEL91)

$\frac{f_{peg}}{\gamma_p} = 1443.21$

$\frac{f_{peg}}{\gamma_p . E_P} = 7.4‰$

$\sigma_p(\varepsilon''_p + \varepsilon_{pm} + \Delta\varepsilon'_p) = 1443.21\ MPa$

$\sigma_p(\varepsilon_{pm}) = \varepsilon_{pm} \times E_p = 1189.695\ MPa$

$\Delta\sigma_p = \sigma_p(\Delta\varepsilon''_p + \varepsilon_{pm} + \Delta\varepsilon'_p) - \sigma_p(\varepsilon_{pm}) = 253.51\ MPa$

$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78\ MPa$

$\overline{N_u} = A_{bc} \times \frac{\alpha . f_{c28}}{\theta . \gamma_b} - n \times A_p \times \Delta\sigma_p - A_s \times \sigma_s$

$\Rightarrow \quad \overline{N_u} = 0.7474 \times \frac{0.85\times40}{1\times1.5} - 4 \times 0.00225 \times 253.51 - 0$

$\Rightarrow \quad \overline{N_u} = 14.66\ MN \ \Rightarrow \ \overline{N_u} = 14.66\ MN \ > N_u = 12.31\ MN \rightarrow$ **Vérifiée**

La partie comprimée est importante donc on fait pivoter le diagramme de la déformation autour du pivot A ⇒ $\varepsilon_{bc} < 3.5‰$ et $\varepsilon_s = 10‰$

Ce pivotement entraine une légère variation dans les valeurs de $\Delta\varepsilon''_p$; $\varepsilon_{pm}\ et\ \Delta\varepsilon'_p$négligeable

$\Delta\sigma_p = 253.51\ MPa$

On recherche A(y) avec $\overline{N_u}$ = N_u

$12.31 = A(y) \times \frac{0.85 \times 40}{1 \times 1.5} - 4 \times 0.00225 \times 253.51 - 0$

$A(y) = 0.64\ m^2$

$0.8y = 0.37m \Leftrightarrow y = 0.4625\ m$

$\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_{bc}} = \frac{d_s - y}{y} \Rightarrow \varepsilon_{bc} = 2.59‰$

$\overline{M_u} = A(y).\sigma_{bc}.Z(y) + A_s.\sigma_s.(d_s - d_p)$ Avec : $Z(y) = d_p - 0.4y = 1.995\ m$

$\Rightarrow \quad M_{u1} = 0.64 \times \frac{0.85\times40}{1\times1.5} \times 1.995 + 0 = 28.94\ MN.m$

$\Rightarrow \overline{M_u} = 28.94MN.m > M_u = 18.77\ MPa \Rightarrow$ **La résistance** à **l'ELU est assurée**.

IV.5.4.2. Vis-à-vis des contraintes tangentielles

On considère la section d'about.

Armature transversale de peau

La section de ses armatures est fixée au moins à 2cm² (soit 1cadre HA12) par mètre linéaire de parement avec un écart 20cm.

Minimum d'armature transversale :

$\frac{A_t.f_e}{b_n \times s_t \times 1.15} > 0.6\ MPa$ **(BPEL 91)**

$s_t \leq inf\ (1m; 0.8h; 3b_0)$ Avec : h=2m ; b_0=0.5m

$\Rightarrow s_t \leq 1m$

b_n=0.4m

$\Rightarrow\ s_t \leq \frac{A_t.f_e}{0.6b_n \times 1.15}$

On fixe At=2, 26 cm^2 (1 cadre HA12)

$\Rightarrow s_t \leq \frac{2.26 \times 500 \times 10^{-2}}{0.6 \times 0.4 \times 1.15}$

$\Rightarrow s_t \leq 40.94\ cm$ On prend $s_t = 35\ cm$

Nous optons pour : St = 15 cm pour la section d'about ; et St = 35 cm pour la section médiane.

Justification des armatures transversales en zone d'appui :

- Le but est de montrer que ces armatures sont suffisantes pour assurer la résistance des parties tendues.
- La non rupture en traction des A_t
  On doit vérifier que $\tau_{ured} \leq \tau_u$

Avec : $\tau_u \leq \frac{A_t.f_e}{b_n \times s_t \times 1.15} \times cotg(\beta_u) + \frac{f_{tj}}{3}$

On considère que l'âme ne comporte que des armatures passives perpendiculaires à la fibre moyenne de la poutre et l'inclinaison βu des bielles de béton est calculée au niveau du CDG de la section (BPEL91).

$\frac{f_{tj}}{3}$: part de résistance du béton comprimé au cisaillement.

On a :

$tg(2\beta_u) = \frac{2\tau_{ured}}{\sigma_{xu}\sigma_{yu}}$ Avec : $\sigma_{xu} = \gamma_b.\sigma_{yu}$ et $\sigma_{yu} = \frac{\sum P_i.cos\alpha_i}{A_b}$

$$P_i/_{cable} = P_0 - \Delta\sigma_{pTot} \times A_P = 3.348 - 300.2 \times 0.00225 = 3.347 MN/C$$

D'où : $\sigma_{xser} = \frac{3.347\times(\cos(5.04)+\cos(6.9)+\cos(7.88))}{1.714} = 5.8\ MPa$

$$\tau_{u\,red} = \frac{V_{red}.S}{I.b_n}$$

$$V_{u\,red} = V_{u\,max} - \sum P_i\,.\sin\alpha_i$$

Tableau IV.46 : Effort tranchant ultime réduit.

Pi (MN)	3.347
$V_{u\,max}$ (MN)	2.338
$\sum P_i\,.\sin\alpha_i$	1.155
$V_{u\,red}$ (MN)	1.183

Tableau IV.47 : La valeur de $\tau_{u\,red}$.

S (m^3)	0.573
In (m^4)	0.941
b_n (m)	0.400
$\tau_{u\,red}$ (MPa)	1.801

$$\tau_{u\,red} = \frac{V_{u\,red}\times S}{I.b_n}$$

$\sigma_{xu} = \gamma_b \times \sigma_{y\,u}$

$\Rightarrow \sigma_{xu} = 1.5 \times 5.8 = 8.7\ MPa$

$$\Rightarrow tg(2\beta_u) = \frac{2\tau_{ured}}{\sigma_{xu}\sigma_{yu}} = \frac{2\times 1.801}{8.7-5.8} = 1.242 \Rightarrow \beta_u = 25.58^o < 30^o$$

Donc on prend $\beta_u = 30^o$

$$\overline{\tau_u} = \frac{A_t.f_e}{b_n\times s_t\times 1.15}\times cotg(\beta_u) + \frac{f_{tj}}{3}$$

Tableau IV.48 : la valeur de $\overline{\tau_u}$.

$\frac{A_t.f_e}{b_n\times s_t\times 1.15}\times cotg(\beta_u)$	1.215
$\frac{f_{tj}}{3}$	1
$\overline{\tau_u}$ (MPa)	2.216

D'où :

$\boldsymbol{\tau_{u\,red}} = 1.801\ \text{MPa} < \overline{\boldsymbol{\tau_u}} = 2.216\ \text{MPa}$ **(Vérifiée)**

Justification de la compression des bielles

Il suffit de vérifier que :

$\overline{\boldsymbol{\tau}}_{\boldsymbol{u\,red}} = \frac{f_{cj}}{4.\gamma_b}$ **(BPEL 91)** pour $\boldsymbol{\beta_u} = 30^o$

$\overline{\boldsymbol{\tau}}_{\mathbf{u\,red}} = \frac{40}{4\times1.5} = 6.67\text{MN} > \boldsymbol{\tau}_{\mathbf{u\,red}} = 1.801\ \text{MN}$ **(Vérifiée)**

IV.5.4.3. Etude de la zone d'application de forces concentrées (zone d'about)

L'about d'une poutre subit une concentration d'efforts, résultant de la transmission des réactions aux appuis et de l'ancrage des forces de précontrainte. Les études expérimentales menées dans le cadre du BPEL ont mis en évidence l'existence de trois zones distinctes en aval des points d'application des efforts de précontrainte :

- Zone de surface tendue.
- Zone intermédiaire comprimée.
- Zone d'éclatement tendue.

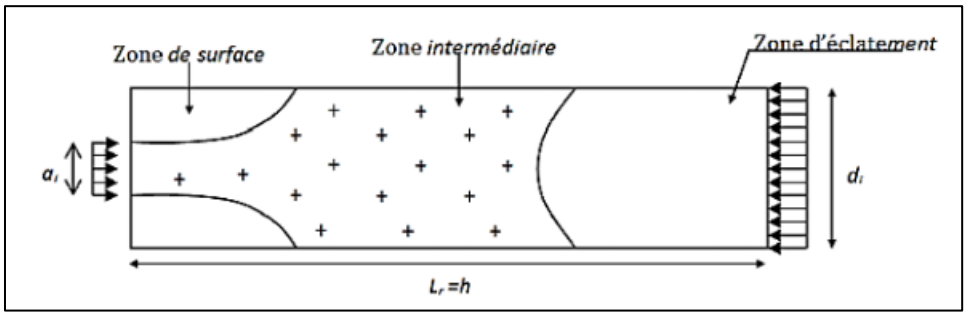


Figure IV.10 : Zone de concentration des contraintes.

Effet de surface :

On associe à chaque ancrage un prisme symétrique d_j :

Avec :

$$\text{h} = 2\text{m}\ \text{ on a :}\ \begin{cases} \text{d1} = \text{Min}(2\text{D}_1; \text{D}_2) \\ \text{d2} = \text{Min}(\text{D}_2; 2\text{D}_3) \\ \text{d3} = \text{Min}(\text{D}_3; 2\text{D}_4) \end{cases}$$

$$= \begin{cases} \text{d1} = \text{Min}(1.26; 0.51) \\ \text{d2} = \text{Min}(0.51; 0.94) \\ \text{d3} = \text{Min}(0.39; 0.78) \end{cases}$$

$$\Rightarrow d_{min} = 0.4\ m$$

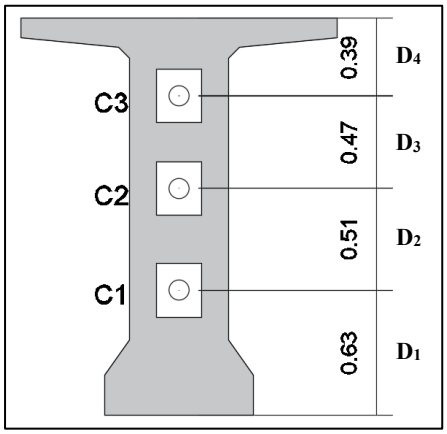


Figure IV.11 : Zone de régularisation des ancrages.

On détermine le ferraillage à disposer par la formule suivante :

$$A_s = 0.04 \times \frac{Max\ p_{j0}}{\sigma_{slim}}$$

Avec :

$\boldsymbol{p_{j0}}$: La tension à l'origine, $p_{j0} = \sigma_{p0} \times A_p = 3.348MN$.

$\boldsymbol{\sigma_{slim}}$: Contrainte de traction limite, $\sigma_{slim} = \frac{2}{3} f_e = 333.33MPa$.

$$\Rightarrow \mathrm{A_s} = 0.04 \frac{\mathrm{Max\ p_{j0}}}{\sigma_{\mathrm{slim}}} = \frac{0.4 \times 3.348}{333.33} = 4.02\mathrm{cm}^2$$

Donc on choisit un cadre de HA16 autour de chaque ancrage (As= 4.02 cm^2).

Zone intermédiaire comprimée :

La contrainte moyenne de compression longitudinale doit vérifier

$$\sigma_{cj} = \frac{p_{j0}}{b \times d_j} \leq \frac{2}{3} f_{cj}$$

$$\sigma_{\mathrm{cj}} = \frac{3.348}{0.5 \times 0.4} = 16.74\mathrm{MPa} \leq \frac{2}{3} \times 40 = 26.66\mathrm{MPa}. \qquad \textbf{(Vérifié)}$$

Effet d'éclatement

Vérification des contraints du béton :

La contrainte de traction du béton doit vérifier :

$$\sigma_{tj} = 0.5(1 - \frac{a_j}{d_j}) \times \frac{p_{j0}}{b \times d_j} \leq 1.25 f_{tj}$$

Avec :

$\boldsymbol{d_j}$ **:** La hauteur du prisme symétrique associée au niveau j, $d_j = 0.4m$.

$\boldsymbol{a_j}$ **:** Dimension moyenne dans le plan d'étalement des organes d'ancrage, $a_j = 0.24m$.

$\boldsymbol{b}$ **:** base du talon, b=0.75m.

Alors :

$$\sigma_{tj} = 2.232\ MPa \leq 1.25 \times 3 = 3.75\ MPa. \qquad \textbf{(Vérifié)}$$

Ferraillage d'éclatement :

La section au niveau j est obtenue par la formule suivant :

$$A_{ej} = Max\begin{cases} 0.25(1-\frac{a_j}{d_j}) \times \frac{p_{j0}}{\frac{2}{3} \times f_e} \\ 0.15 \times \frac{Max\ p_{j0}}{\frac{2}{3} \times f_e} \end{cases}$$

On aura :

$$A_{ej} = Max\begin{cases} 0.25(1-\frac{0.24}{0.4}) \times \frac{3.348}{\frac{2}{3} \times 500} = 10.04cm^2 \\ 0.15 \times \frac{3.348}{\frac{2}{3} \times 500} = 15.07cm^2 \end{cases}$$

Donc :

$$A_e = 15.07cm^2$$

On choisit 2 cadres de HA16 (8HA16, A_e =16.08cm^2) sur la distance de $d_j = 40cm$, soit un cadre tous les 20 cm

Plan de ferraillage :

Le plan de ferraillage de la section d'about aussi que la section à mi-travée sont données à la **Figure IV.12** ci-après.

NB : dans les positions où les câbles coïncident avec le cadre, on change la forme du cadre pour l'adapter avec la trajectoire du tracé.

IV.6. CONCLUSION

Ce chapitre est consacré à la précontrainte et au calcul de ferraillage des poutres du pont, ainsi aux vérifications aux états limites. Nous avons montré que la résistance des sections est assurée selon les prescriptions du BPEL 91 que ce soit à l'ELU ou à l'ELS.

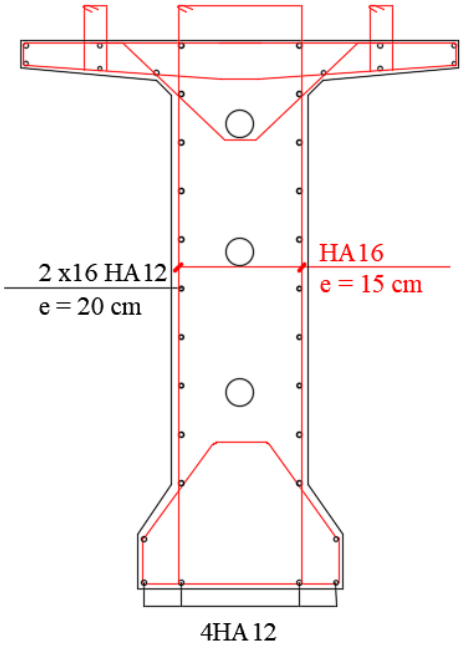
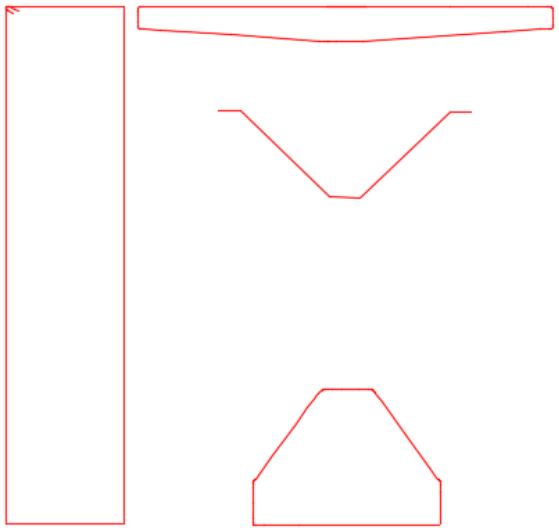
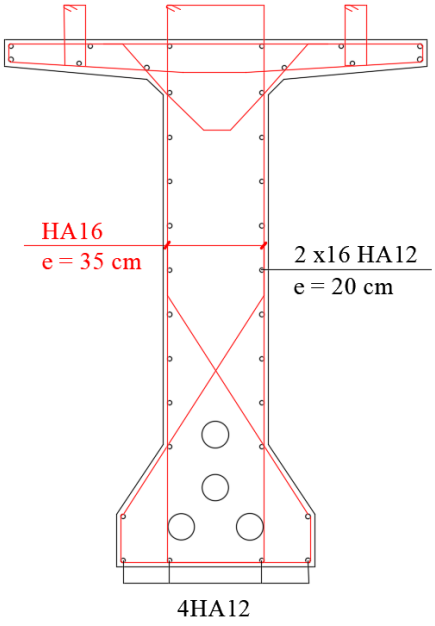
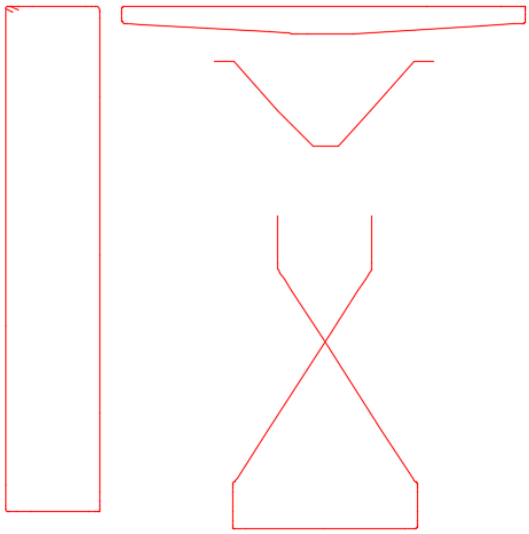
Ferraillage de la section d'about	Les cadres utilisés dans la section d'about
	
Ferraillage de la section mi-travée	**Les cadres utilisés dans la section mi-travée**
	

Figure IV.12 : schéma illustratif du plan de ferraillage de la poutre.

CHAPITRE V :
ETUDE DU TABLIER

V.1. INTRODUCTION

Le calcul des déformations est essentiel pour garantir la sécurité, la stabilité et la durabilité de la structure. Des déformations excessives peuvent compromettre l'intégrité de l'ouvrage, accélérer la fatigue des matériaux et nécessiter des réparations coûteuses. Dans ce cadre, on étudiera les flèches et rotations dues aux charges permanentes, d'exploitation, à la précontrainte, ainsi qu'aux effets différés comme le fluage du béton et la relaxation des aciers.

V.2. FLECHE ET CONTRE FLECHE

Une poutre isostatique simplement appuyée peut subir des déformations sous l'effet de son poids propre et la précontrainte. Calculons ces flèches à l'aide de Midas civil.

V.2.1. Flèche due au Poids Propre

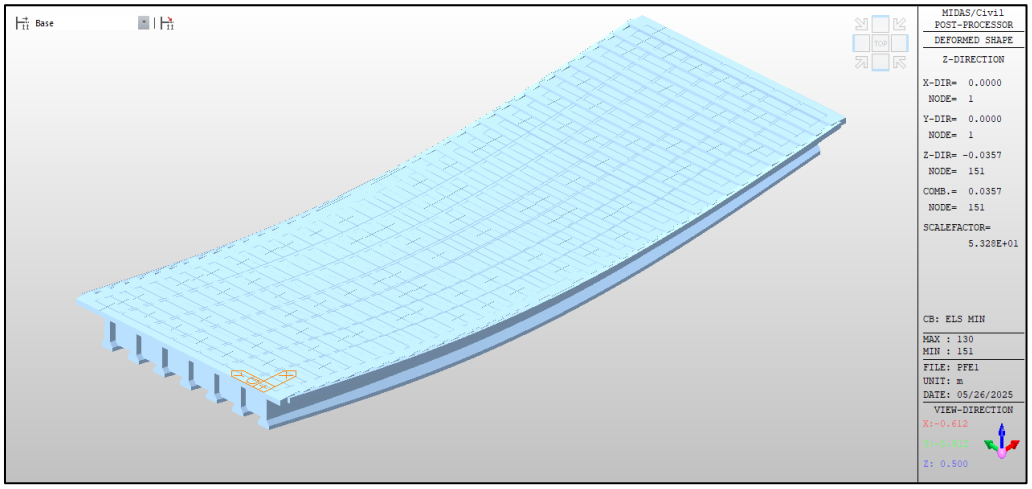


Figure V.1 : Flèche du tablier sous G.

V.2.2. Contre-flèche de précontrainte

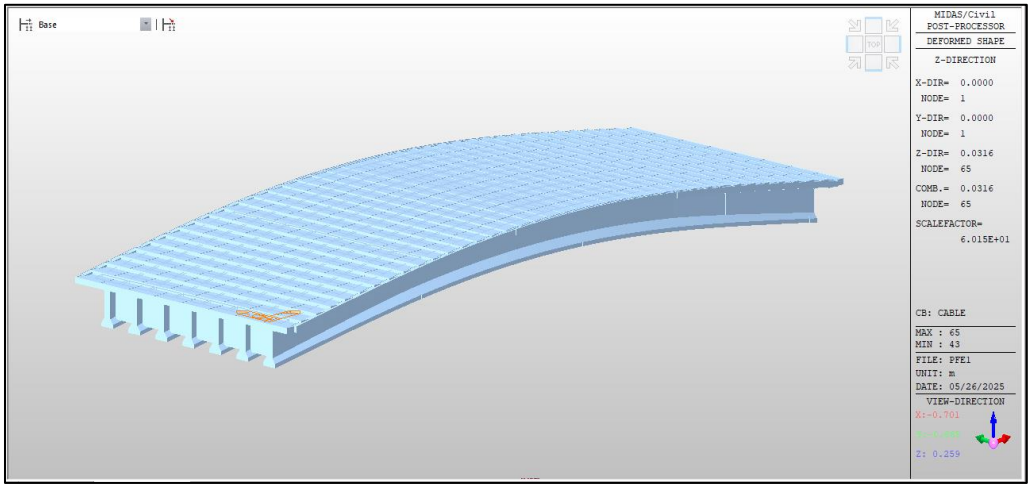


Figure V.2 : Contre flèche max du tablier due à la mise en tension à 100 % des câbles.

V.2.3. Flèche due à la Construction

Elle est dirigée vers le haut, dans la formule est donnée par :

$$f_c = \frac{3}{4} \times (|f_p| - |f_G|) = 0.30\ cm$$

V.2.4. Flèche maximale à l'ELS

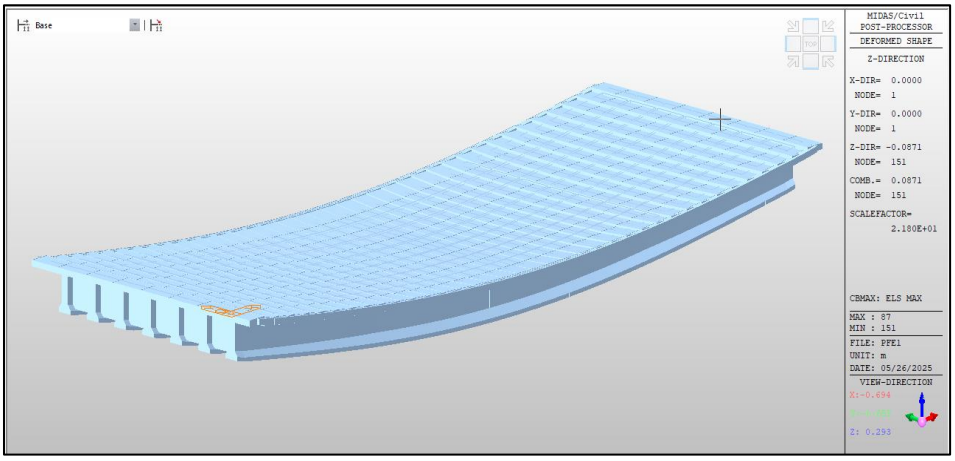


Figure V.3 : Flèche max de la poutre à l'ELS.

V.2.5. Flèche Totale

La flèche réelle maximale de tablier en service est égale à : $f_T = f_{ELS} + f_p + f_c$

La flèche admissible est égale à : $f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{37}{500} = 7.4\ cm$

[EC1-partie 3-Annexe G-paragraphe G3.1.3]

Voici un tableau récapitulatif des résultats :

Tableau V.1 : Les valeurs des flèches calculées.

$f_{ELS}(cm)$	8.7
$f_P(cm)$	-3.2
$f_G(cm)$	3.6
$f_C(cm)$	0.3
$f_T(cm)$	5.8
$f_{adm}(cm)$	7.4
Vérification	Vérifiée

Donc la flèche réelle maximale de tablier en service est inferieur a la flèche admissible.

$f_T < f_{adm}$ => On conclut que la condition de la flèche limite à l'ELS est vérifiée.

V.3. CALCUL DES ROTATIONS

V.3.1. Rotation due au poids propre

La rotation à l'appui est calculée comme suit :

$$\theta_G = \frac{M_G \times L}{3 \times E_v \times I}$$

Avec :

$\boldsymbol{M_G} = 8.041$ MNm **:** Moment du au poids propre du tablier (MNm).

$\boldsymbol{L = 37m}$ **:** La longueur de la travée.

$\boldsymbol{I = 0.872\ m^4}$ **:** Moment d'inertie de la section médiane (poutre + dalle) (en m^4).

$\boldsymbol{E_v = 3700\sqrt[3]{f_{c28}} = 12\,653.82\ MPa}$ **:** Module de déformation longitudinal à long terme.

On obtient après l'application numérique :

$$\theta_G = 8.99 \times 10^{-3}\ rad$$

V.3.2. Rotation due aux surcharges d'exploitation

$$\theta_S = \frac{M_S \times L}{3 \times E_v \times I}$$

Avec :

$\boldsymbol{M_S = M_{max} - M_G} = 5.22 MN.m$

On obtient après l'application numérique :

$$\theta_S = 5.83 \times 10^{-3}\ rad$$

V.3.3. Rotation due à la précontrainte

La rotation due à la précontrainte est calculée par la formule suivante :

$$\theta_P = -\int_0^L \frac{M_P}{2 \times E_v \times I} dx = -\frac{1}{E_v \times I} \sum A_i$$

Avec :

$\boldsymbol{M_p}$ **:** Le moment de la précontrainte (en MNm).

$\boldsymbol{A_i}$ **:** L'aire de la section '**i**' (en m^2).

On obtient après l'application numérique :

$$\theta_P = -9.8 \times 10^{-3}\ rad$$

V.3.4. Rotation totale

V.3.4.1. Rotation en service à vide

$$\theta_T = \theta_G + \theta_P = -8.12 \times 10^{-4} rad$$

V.3.4.2. Rotation en service à charge

$$\theta_T = \theta_G + \theta_P + \theta_S = 5.02 \times 10^{-3} rad$$

Voici un tableau récapitulatif des résultats :

Tableau V.2 : les valeurs des rotations calculées

Les rotations	L'angle
$\boldsymbol{\theta_G}$**(Rad)**	9.85×10^{-3}
$\boldsymbol{\theta_S}$**(Rad)**	5.83×10^{-3}
$\boldsymbol{\theta_P}$**(Rad)**	-9.8×10^{-3}
$\boldsymbol{\theta_T}$ **en service a vide(Rad)**	0.052×10^{-3}
$\boldsymbol{\theta_T}$ **en service en charge(Rad)**	5.89×10^{-3}

V.4. CALCUL DES DEPLACEMENTS

V.4.1. Déplacement de la rotation d'appui

Le déplacement dû à la rotation d'appui est déterminé par la formule suivante :

$$\Delta\theta = \theta_T \times \frac{h}{2}$$

Avec :

h : La hauteur totale de la poutre + dalle (en m).

On obtient après l'application numérique :

$$\Delta_\theta = 5.89 \times 10^{-3} \times \frac{2.3}{2} = 0.68cm$$

V.4.2. . Déplacement du au retrait

Le déplacement dû au retrait du béton est calculé comme suit :

$$\Delta_r = \frac{L}{2} \varepsilon_r (r(t) - r(t_0))$$

Avec : $r(t) = \frac{t}{t+9r_m}$; $r_m = \frac{A_n \text{ (L'aire nette de la section).}}{P \text{ (Le périmètre de la section) .}}$ (en cm) ; $\varepsilon_r = 3 \times 10^{-4}$

On obtient après l'application numérique : $\Delta_r = 0.56cm$

V.4.3. Déplacement du au fluage du béton

Il est estimé par la relation suivante :

$$\Delta_{flu} = \frac{L}{2} \times \frac{\Delta\sigma_{flu}}{E_P}$$

Avec :

Ep = 195 000 MPa : Module de déformation des armatures (en MPa).

Après l'application numérique on obtient :

$$\Delta_{flu} = \frac{37}{2} \times \frac{232.92}{195000} = 2.21\ cm$$

V.4.4. Déplacement dû à la variation de température

Le déplacement provoqué par la variation de la température est déterminé comme suit :

$$\Delta_T = \frac{L}{2} \times \varepsilon_T$$

Avec :

$\varepsilon_T = 3 \times 10^{-4}$: Pour les actions de courte durée

$\varepsilon_T = 2 \times 10^{-4}$: Pour les actions de longue durée

V.4.4.1. Pour les actions de courte durée

$$\Delta_T = \frac{37}{2} \times 3 \times 10^{-4} = 0.55\ cm$$

V.4.4.2. Pour les actions de courte durée

$$\Delta_T = \frac{37}{2} \times 2 \times 10^{-4} = 0.37\ cm$$

On prend :

$$\Delta_T = 0.55\ cm$$

V.4.5. Déplacement maximal total

Le déplacement maximal total est donné par la relation suivante :

$$\Delta_{Tot} = \frac{2}{3} \times \left(\Delta_\theta + \Delta_r + \Delta_{flu}\right) + \Delta_T$$

Tableau V.3 : Les résultats de calcul de déplacement.

Déplacement	Δ_θ	Δ_r	Δ_{flu}	Δ_T	Δ_{Tot}
Résultat (cm)	0.68	0.56	2.21	0.56	2.85

V.5. ETUDE DE L'ENTRETOISE

V.5.1. Principe de ferraillage

Les entretoises ont pour rôle d'encastrer les poutres en torsion et de solidariser la section transversale. Elles sont particulièrement sollicitées lors du vérinage, notamment en cas de remplacement des appareils d'appuis, car elles transmettent les efforts aux appuis.

Ces efforts varient selon le nombre et la position des vérins, d'où l'importance d'un positionnement étudié pour éviter des sollicitations imprévues.

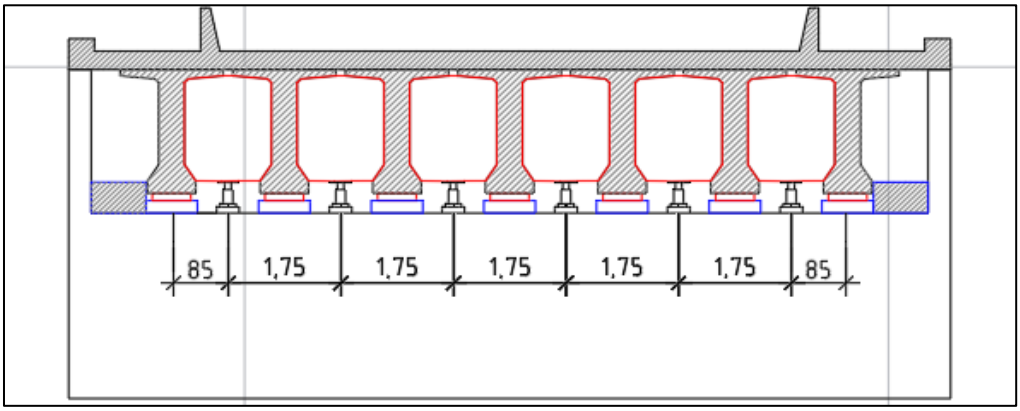


Figure V.4 : Positions des vérins.

V.5.2. Evaluation des efforts

L'entretoise sera assimilée à une poutre contenue reposant sur six appuis supporte une charge uniformément répartie. Notons que le cas de charge correspondant au vérinage est souvent prépondérant pour le dimensionnement des entretoises. Poids de la superstructure revient à l'entretoise : **G × L/2**

Avec : G : poids de tablier par mètre linéaire 355.23 KN/ml

L : la longueur de la travée L= 37 m → AN : 355.23 × 37/2 = 6571.9 KN

Donc le poids de la superstructure revient à l'entretoise est 616.37 KN/ml.

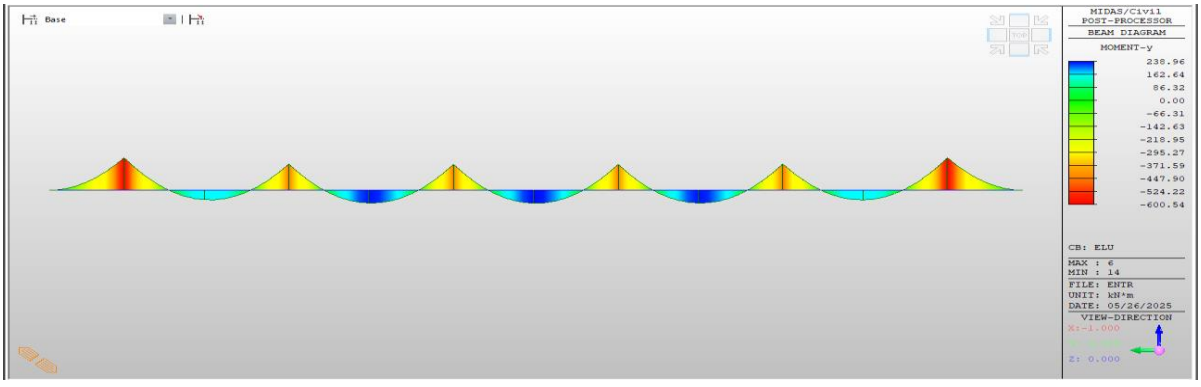


Figure V.5 : Moment max de l'entretoise à l'ELU (Midas civil).

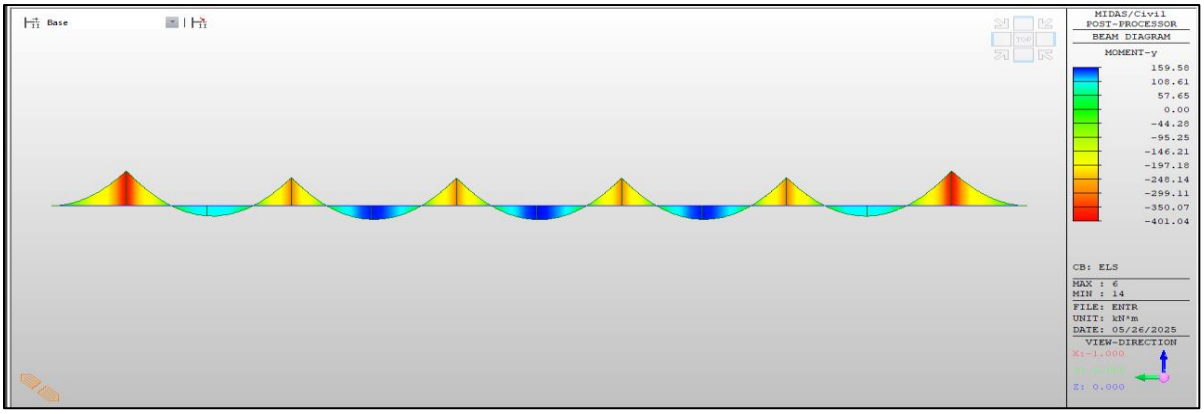


Figure V.6 : : Moment max de l'entretoise à l'ELS.

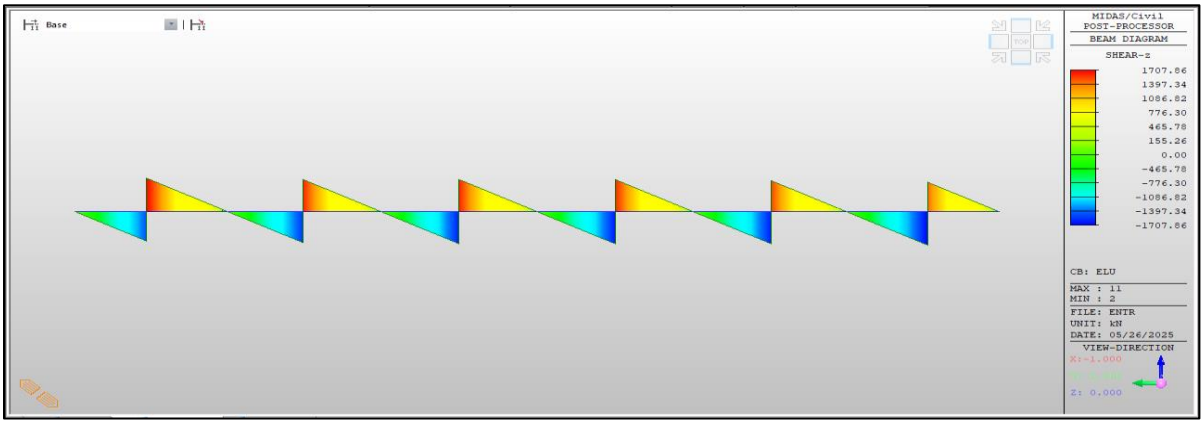


Figure V.7 : Effort tranchant max de l'entretoise à l'ELU.

V.5.3. Ferraillage de l'Entretoise

Ci-dessous les résultats de calcul de ferraillage aussi que son croquis :

Tableau V.4 : Résultats de calcul de ferraillage de l'entretoise.

Armatures	As (cm^2)	Ø (mm)	e(cm)
Longitudinales sup	8.5	6HA14	15
Longitudinales inf	5.8	4HA14	15
Transversales	2.9	2HA12	13
De peau	≥ 3 cm^2/ml	HA12	15

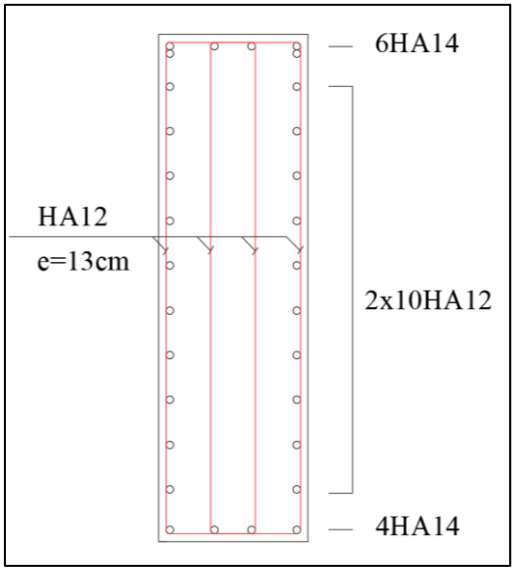


Figure V.8 : Ferraillage de l'entretoise.

V.6. ETUDE DE L'HOURDIS

V.6.1. Evaluation des efforts

La longueur de l'hourdis est fixée à 1 mètre, tandis que ses autres dimensions (largeur, épaisseur) restent identiques aux dimensions réelles. Les charges appliquées sur la dalle reprennent celles définies au chapitre III, telles que son poids propre et celui des équipements, ainsi que leurs combinaisons associées. Ci-dessous les résultats de calcul :

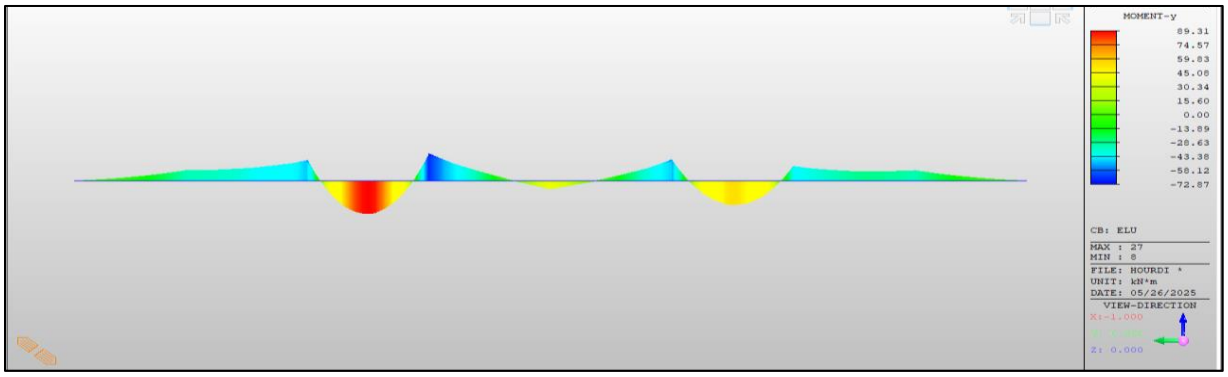


Figure V.9 : Moment max de la dalle à l'ELU.

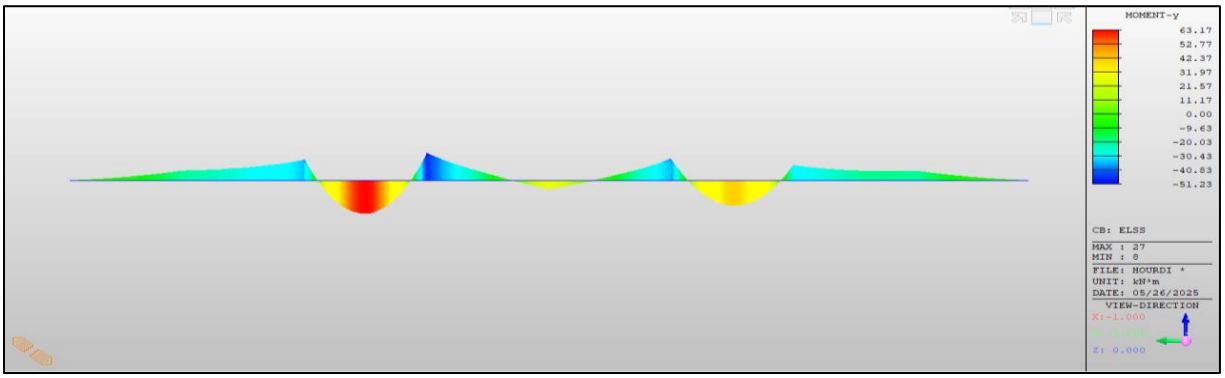


Figure V.10 : Moment max de la dalle à l'ELS.

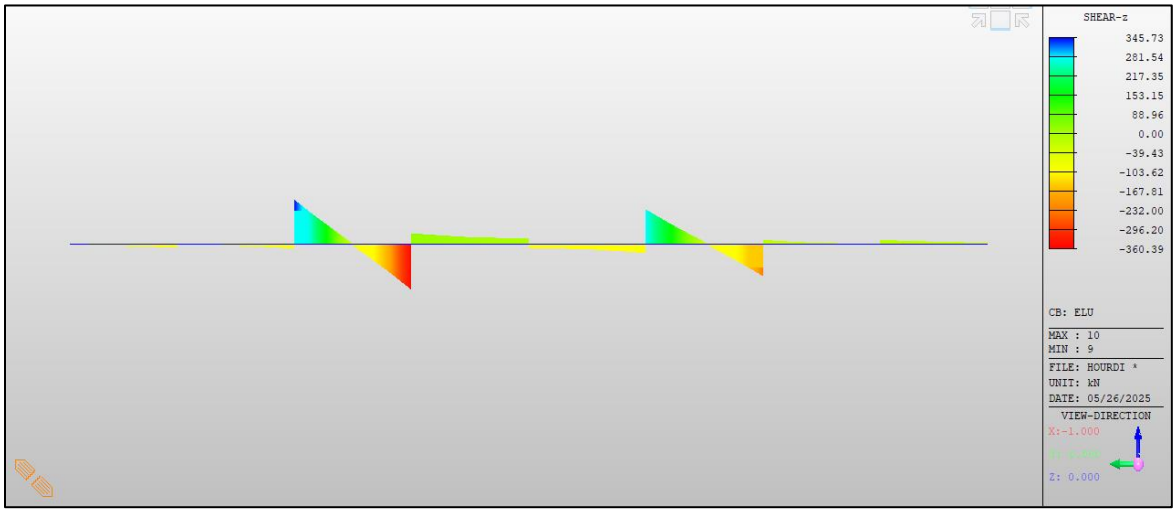


Figure V.11 : Effort tranchant max de la dalle à l'ELU.

D'après les diagrammes, on a :

Tableau V.5 : Moments max de l'hourdis à l'ELU et à l'ELS.

Moment max			
ELU		**ELS**	
Fibre sup (KN.m)	**Fibre inf (KN.m)**	**Fibre sup (KN.m)**	**Fibre inf (KN.m)**
89.31	72.87	63.17	51.23

V.6.2. Ferraillage de la dalle

Les résultats de calcul de ferraillage présentés dans le tableau ci-après sont détaillés à l'**Annexe C**. Le ferraillage longitudinal est égal à 1/3 du ferraillage transversale.

Tableau V.6 : Résultats de calcul de ferraillage de la dalle

Nappe	Amateures transversales			Amateures longitudinales		
	As (cm2)	**Ø (mm)**	**e (cm)**	**As (cm2)**	**Ø (mm)**	**e (cm)**
Supérieure	7.0	HA14	15	2.33	HA12	20
Inférieure	8.7	HA14	15	2.9	HA12	20

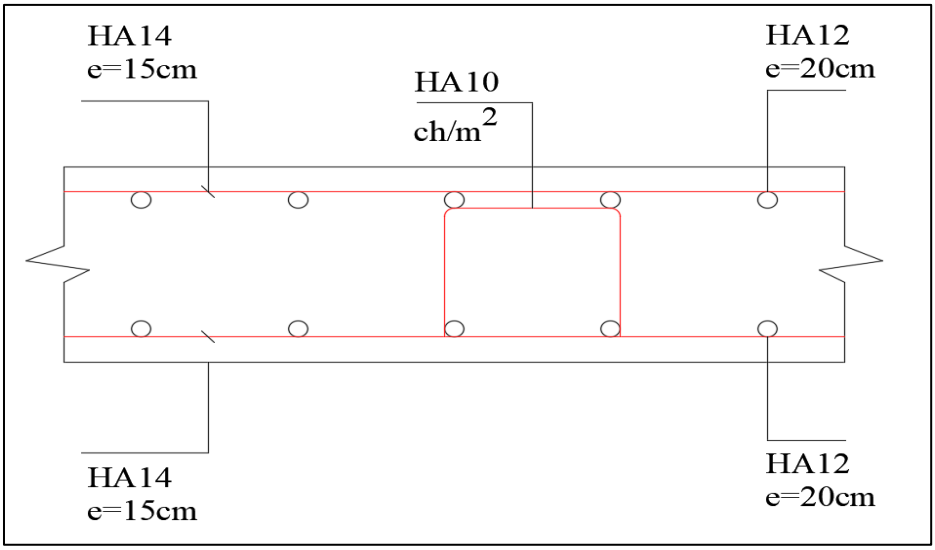


Figure V.12 : Figure VI.11 : Ferraillage de la dalle.

V.7. CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons vérifiés les déplacements et les rotations, étudié l'hourdis et les entretoises et effectué les calculs pour déterminer leurs armatures.

CHAPITRE VI :
ETUDE SISMIQUE
ET
EQUIPEMENTS DE PONT

VI.1. INTRODUCTION

On désigne par « équipements » l'ensemble des dispositifs de nature, de conception et de fonctionnement divers. Ils jouent un rôle fondamental pour la survie d'un ouvrage. Leur but est de rendre un tablier de pont apte à remplir sa fonction, notamment vis-à-vis des usagers.

Au présent, on va étudier les équipements nécessaires pour l'ouvrage, tel que l'appareil d'appui et le joint garde-ballaste, à l'état limite ultime et accidentel (séisme).

VI.2. APPAREIL D'APPUI

Les appareils d'appui sont des éléments de structure qui assurent la liaison entre le tablier et les appuis, ils ont pour fonction de transmettre les efforts verticaux et horizontaux.

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

Les appareils d'appui en élastomère fretté (AAEF) et les appareils d'appui à pot (AAP) représentent plus de 90 % des appareils d'appui utilisés sur les ponts.

On choisit des appareils d'appui en élastomère fretté qui présentent les avantages suivants :

- La facilité de la mise en œuvre, du réglage et du contrôle.
- La répartition des efforts horizontaux entre plusieurs appuis.
- Leur coût, qui est relativement modéré.

On utilise les appareils d'appui du **type B**, ils comportent n+1 frettes métalliques et n feuillets d'élastomère d'épaisseur constante, ils sont enrobés sur leur périphérie d'une épaisseur d'élastomère d'au moins 4 millimètres et sur les faces supérieures et inférieures d'un demi-feuillet $\mathbf{e = t_i / 2}$.

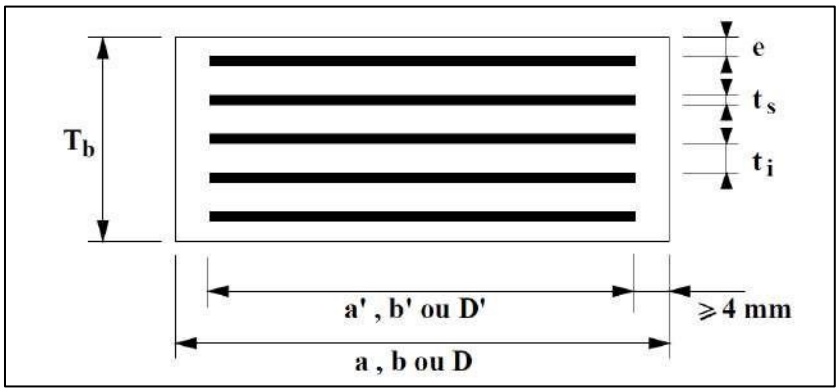


Figure VI.1 : Définition géométrique d'un appareil d'appui.

a (a') : dimension de l'élastomère (de frette) dans la direction longitudinale du pont.

b (b') : dimension de l'élastomère (de frette) dans la direction transversale ($a \leq b$).

$\mathbf{t_i}$: épaisseur nominale d'un feuillet élémentaire d'élastomère.

$\mathbf{t_s}$: épaisseur d'une frette élémentaire.

$\mathbf{T_b}$: épaisseur nominale totale de l'appareil d'appui ; $T_b = n\,(t_i + t_s) + t_s + 2\,e$.

T_e : épaisseur nominale totale d'élastomère ; $T_e = n\ t_i + 2\ e$.

T_q : épaisseur initiale totale moyenne d'élastomère en cisaillement ; $T_q = n\ t_i + 2\ e$.

n : nombre de feuillets élémentaires d'élastomère.

e : enrobage.

VI.2.2. Evaluation des efforts verticaux appliqués sur les appareils d'appuis

Tableau VI.1 : Evaluation des réactions R(KN) pour un seul appareil d'appui d'une poutre.

Combinaison	Réaction minimale (KN)	Réaction maximale (KN)
G	859.7	1 103.9
LC_GR21.7	1 372.89	2 501.32
LC_GR22.8	1 365.89	2 478.12
LC_GR26.8	1 751.16	2 891.94
LC_GR27.5	1 645.32	2 755.56

VI.2.3. Dimensionnement des appareils d'appui

VI.2.3.1. Dimensionnement en plan des appareils d'appui

La contrainte de compression maximale F_Z sur la surface A' ne doit pas dépasser 20 à 25 MPa (condition de non écrasement), en conservant une pression minimale de 3 MPa sous charge permanente minimale $F_{Z,\,Gmin}$ (condition de non-cheminement).

$$\frac{F_Z}{A'} \leq 20\ MPa \qquad \text{et} \qquad \frac{F_{Z,Gmin}}{A'} \geq 3\ MPa$$

VI.2.3.2. Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui

Respectant la condition de non-flambement : $\frac{b}{10} \leq T \leq \frac{b}{5}$ (b : plus grand côté)

Donc : 60 mm ≤ T ≤ 120 mm

VI.2.3.3. Dimensionnement des frettes

On vérifie la contrainte de traction dans les frettes : $\begin{cases} t_s > \frac{a}{\beta} \\ t_s \geq 2mm \end{cases}$

Avec : $\begin{cases} \beta = \frac{a \times b}{2 \times G \times (a+b)} = 13.33 \\ \sigma_m = \frac{R_{max}}{a \times b} = 12.05\ MPa \end{cases}$ $G = 0.9$MPa (cas statique).

σ_e : contrainte limite de traction des frettes (σ_e = 235 MPa). Donc : t_s = 1.45 mm

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

Tableau VI.2 : Dimensionnement en plan des appareils d'appui.

A min (cm²)	a (mm)	b (mm)	A (cm²)	A' (cm²)	ti (mm)	ts (mm)	n	e (mm)	T_b (mm)	T (mm)
1445.5	400	600	2400	2310	12.5	5	6	5	85	120

Avec :

T : épaisseur totale de l'appareil.

T_b : épaisseur totale de l'élastomère.

n : nombre de feuillet élémentaire d'élastomère.

t_i : épaisseur nominale d'un feuillet élémentaire élastomère.

t_s: épaisseur d'une frette élémentaire.

e : enrobage extérieure.

Enrobage des chants : 5 mm.

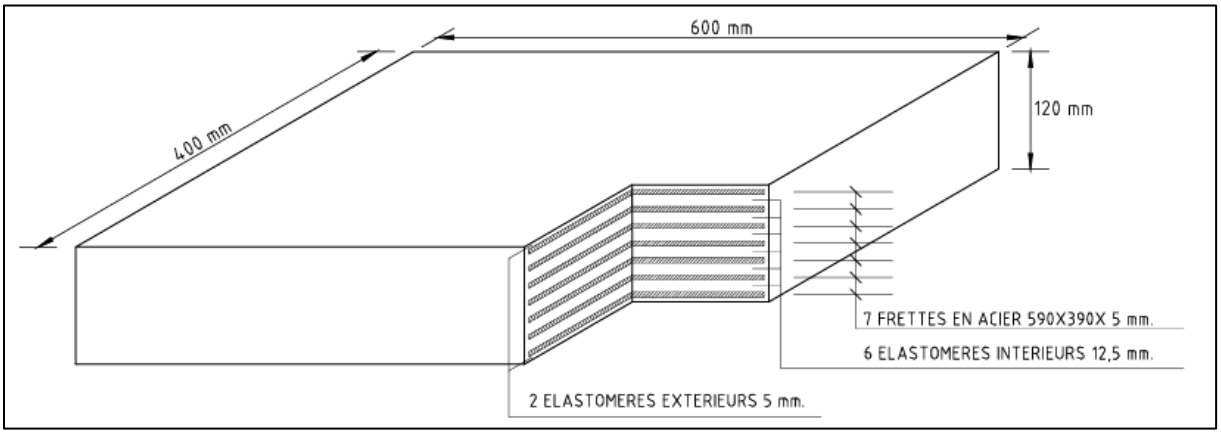


Figure VI.2 : Dimensions de l'appareil d'appui.

VI.2.4. Calcul exacte des déplacements horizontaux

Une fois les appareils d'appui sont dimensionnés, on doit prendre en considération leurs souplesses, aussi celles des piles, pour calculer la position exacte des centres de rigidité de chaque tablier, et la répartition exacte des efforts de freinage entre les différents appuis.

VI.2.4.1. Evaluation des raideurs statiques et dynamiques des appuis

Les raideurs des différents appuis se calculent comme suit :

$$K_{AA} = n \times G \times \frac{a \times b}{T} \qquad \text{et} \qquad K_{Pile} = nf \times \frac{3EI}{h^3} \qquad \text{d'où} \quad K_{App} = \frac{1}{\frac{1}{K_{Pile}} + \frac{1}{K_{AA}}}$$

n : le nombre d'appareils d'appuis par élément porteur.

G : module de cisaillement de l'appareil d'appui (G = 1.8 MPa en cas dynamique).

a, b, T : sont respectivement les dimensions en plan et l'épaisseur net d'élastomère.

nf : le nombre de fûts de la pile, égal à **3** pour les piles P01 à P07.

E : le module de déformation instantanée du béton (f_{c28} = 27 MPa ➔ E = 33 000 MPa).

I : inertie longitudinale d'un fût.

h : hauteur du fût de pile.

Tableau VI.3 : Evaluation des raideurs longitudinales statiques et dynamiques des appuis.

Elément	Piles			Appareils d'appui			Appuis	
Appuis	**h (m)**	**I (m^4)**	**K_{Pile} (MN/m)**	**n**	**$K_{AA,d}$**	**$K_{AA,s}$**	**$K_{App,d}$ (MN/m)**	**$K_{App,s}$ (MN/m)**
C01	6	Infini	Infini	7	35.57	17.785	75.600	37.800
P01	6	150.78	715743.236	14	71.15	35.575	71.143	35.573
P02	11	150.78	116153.673	14	71.15	35.575	71.106	35.564
P03	16	150.78	37744.272	14	71.15	35.575	71.016	35.542
P04	21	150.78	16693.720	14	71.15	35.575	70.848	35.499
P05	20	150.78	19325.067	14	71.15	35.575	70.889	35.510
P06	22	150.78	14519.209	14	71.15	35.575	70.803	35.488
P07	22	150.78	14519.209	14	71.15	35.575	70.803	35.488
P08	22	150.78	14519.209	14	71.15	35.575	70.803	35.488
P09	18	150.78	26509.009	14	71.15	35.575	70.960	35.527
P10	18	150.78	26509.009	14	71.15	35.575	70.960	35.527
P11	14	150.78	56341.304	14	71.15	35.575	71.060	35.553
P12	9	150.78	212072.070	14	71.15	35.575	71.126	35.569
P13	6	150.78	715743.236	14	71.15	35.575	71.143	35.573
P14	6	150.78	715743.236	14	71.15	35.575	71.143	35.573
C02	6	Infini	Infini	7	35.57	17.785	75.600	37.800

NB : Les culées sont supposées infiniment rigides, seuls les appareils d'appui se déforment

VI.2.4.2. Evaluation des déplacements horizontaux

Tableau VI.4 : Evaluation exacte des déplacements horizontaux.

App	xi (m)	|Xi| (m)	V_{xT} (mm)	V_{xr} (mm)	V_{xf} (mm)	V_x^* (mm)	$K_{app,d}$/ Σ Kd	Ffr,i (KN)	V_{xfr} (mm)	V_x (mm)
C01	37.52	243.8	97.5	48.8	61.0	107.3	0.0326	2.038	2.003	109.3
P01	75.04	206.3	82.5	41.3	51.6	75.4	0.0326	2.037	2.002	77.4
P02	112.5	168.8	67.5	33.8	42.2	43.5	0.0325	2.034	2.000	45.5
P03	150	131.3	52.5	26.3	32.8	11.6	0.0325	2.029	1.995	13.6
P04	187.5	93.83	37.5	18.8	23.5	7.8	0.0325	2.030	1.996	8.8
P05	225	56.33	22.5	11.3	14.1	4.9	0.0324	2.028	1.994	4.9
P06	262.5	18.83	7.5	3.8	4.7	1.0	0.0324	2.028	1.994	2.0
P07	300.1	18.52	7.4	3.7	4.6	1.7	0.0324	2.028	1.994	1.7
P08	337.6	56.02	22.4	11.2	14.0	4.6	0.0325	2.032	1.998	4.6
P09	375.1	93.52	37.4	18.7	23.4	7.5	0.0325	2.032	1.998	8.5
P10	412.6	131	52.4	26.2	32.8	11.4	0.0326	2.035	2.001	13.4
P11	450.1	168.5	67.4	33.7	42.1	43.2	0.0326	2.037	2.003	45.2
P12	487.6	206	82.4	41.2	51.5	75.1	0.0326	2.038	2.003	77.1
P13	525.1	243.5	97.4	48.7	60.9	107.0	0.0326	2.038	2.003	109.0
P14	562.6	281	112.4	56.2	70.3	138.9	0.0346	4.331	4.257	143.1
C02	37.52	243.8	97.5	48.8	61.0	107.3	0.0326	2.038	2.003	109.3

V_x^* : correspond au déplacement sans l'effet de l'effort de freinage.

VI.2.5. Vérifications du dimensionnement selon la norme NF EN 1337-3

Conformément à la NF EN 1337-3, cinq types de vérification aux Etats Limites Ultimes doivent être faits pour les appareils d'appuis en élastomère fretté :

VI.2.5.1. Stabilité au flambement

La stabilité au flambement doit être vérifiée à l'ELU par la condition : $\frac{F_Z}{A_r} < \frac{2Ga'S_1}{3T_e}$

S1 : coefficient de forme du feuillet le plus épais ; $S_1 = \frac{a'b'}{2t(a'+b')}$

NB : On appliquera cette formule avec la réaction maximale de la combinaison fondamentale ayant le plus fort rapport F_Z/A_r et avec un module égal à 0.9 MPa.

Tableau VI.5 : Vérification de la stabilité au flambement des appareils d'appui.

Dimension	Appui d'une poutre
Cas de charge plus défavorable	LC-GRP26.8
F_Z (KN)	2891.94
V_x(mm)	143
A_r (cm²)	2 153.23
S_1	9.98
σ_m (MPa)	12.56
σ_{lim} (MPa)	26.92
Observation	Vérifiée

VI.2.5.2. Traction dans les frettes

Dans cette vérification, on utilise la même relation utilisée lors de dimensionnement (voir Erreur ! Source du renvoi introuvable.), en utilisant les surfaces réduites A_r dernièrement calculées.

Tableau VI.6 : Vérification de la traction dans les frettes métalliques.

Dimension	Appui d'une poutre
Cas de charge plus défavorable	LC-GRP26.8
F_Z (KN)	2891.94
A_r (cm²)	2153.23
t_s (mm) ≥	1.84
t_s retenu (mm)	5
Observation	Vérifiée

VI.2.5.3. Condition de non-glissement

La vérification du non-glissement est assurée, en l'absence de dispositif anti-cheminement, si :$F_{xy} \leq \mu_e . F_Z$ et $F_{Z.Gmin}/A_r \geq 3MPa$

Avec :

- **$F_{Z,Gmin}$** : réaction minimale sous charges permanentes.
- **F_Z et F_{xy}** : réaction verticale et effort horizontal concomitant les plus défavorables.
- **μ_e** : coefficient de frottement entre l'appareil d'appui et la structure ;
- **μ_e** = 0.1 + 1.5K_f/ σ_m, avec : $\sigma_m = F_z/A_r$ (en MPa) et K_f = 0.6 pour le bêton

NB : le cas le plus défavorable est à priori sous la réaction verticale minimale FZ,min

Tableau VI.7 : Vérification de la condition de non glissement.

Dimension	Appui d'une poutre
Cas de charge plus défavorable	LC-GRP26.8
$F_{Z,\,min}$ (KN)	1751.16
F_Z (KN)	2891.94
V_x^* (mm)	138.867
A_r (cm²)	2153.23
$\sigma_{m,min}$ (Mpa)	8.13
μ_e	0.171
$\mu_e \times F_Z$ (KN)	494.52
F_{xy} (KN)	190.14
FZ,Gmin /Ar (Mpa)	4.01
Observation	Vérifiée

VI.2.5.4. Limitation de distorsion

La distorsion totale en tout point de l'appareil d'appui est limitée à l'Etat Limite Ultime :

$$\varepsilon_T = K_L(\varepsilon_c + \varepsilon_q + \varepsilon_\alpha) < 7 \;\; et \;\; \varepsilon_q < 1$$

$\boldsymbol{K_L}$ **:** est un coefficient égal à 1,5 dans le cas d'un pont rail

ε_c, ε_q et ε_α : sont les distorsions calculées respectivement sous l'effort vertical, les efforts ou déplacements horizontaux et les rotations du tablier.

Distorsion de l'appareil d'appui sous un effort normal ε_c :

Sous un effort normal centré F_Z, on constate une répartition linéaire de la distorsion ε_c liée au cisaillement τ_N dans une couche d'élastomère. La distorsion est maximale au milieu du grand côté b de l'appareil d'appui. Elle est donnée par la formule : $\varepsilon_c = \frac{1.5 \times F_Z}{G \times A_r \times S}$

Tel que G=0.9MPa, S=S_1 et F_Z /A_r est maximal

Les résultats de calcul sont montrés dans le **Tableau VI.8.**

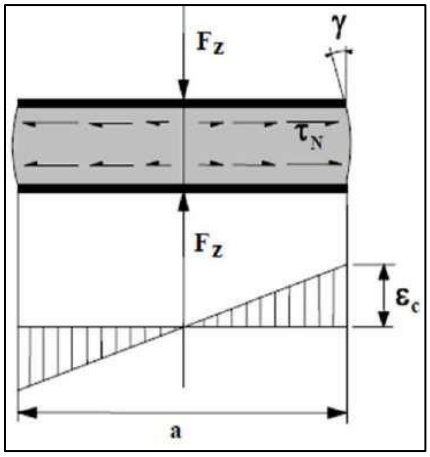


Figure VI.3 : Distorsion de l'appareil d'appui sous un effort normal.

Distorsion de l'appareil d'appui sous une rotation d'axe horizontal Ɛq

Sous un effort horizontal, on constate une répartition uniforme de la distorsion ε_q liée au cisaillement τ_H dans l'élastomère. Sous un déplacement V_x ou sous un effort horizontal F_x, la distorsion est donnée par la formule :

$$\varepsilon_q = \frac{V_x}{T_q} = \frac{F_x}{G\ a\ b}$$

Tel que ; Vx est maximal.

Les résultats de calcul sont montrés dans le **tableau VIII.8**

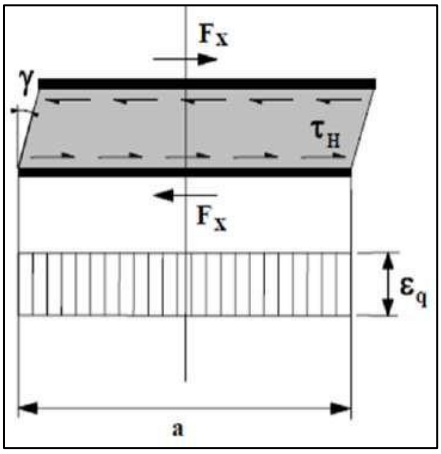


Figure VI.4 : Distorsion de l'appareil d'appui sous un effort horizontal

Distorsion de l'appareil d'appui sous une rotation d'axe horizontal ε_α

La valeur de la distorsion $\varepsilon\alpha$, sous l'effet de rotations αa et αb d'axes perpendiculaires aux côtés a et b de l'appareil d'appui, est donnée par :

$$\varepsilon_\alpha = \frac{(a'^2\alpha_a + b'^2\alpha_b)t_i}{2\sum t_i^3}$$

La rotation α_b est négligeable. La rotation α_a est estimée à partir de diagramme de déformation longitudinale (flèche finale). Cette rotation doit inclure les défauts de pose. Le guide SETRA propose des valeurs forfaitaires de :

0.003 rad : pour les méthodes de pose conjuguées.

0.010 rad : pour les structures posées directement.

Les résultats de calcul sont montrés dans le tableau ci-après.

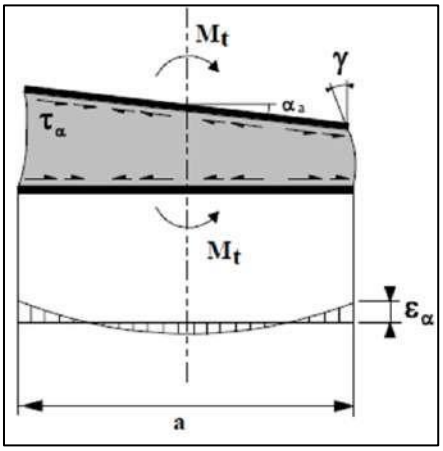


Figure VI.5 : Distorsion de l'appareil d'appui sous un moment d'axe horizontal.

Tableau VI.8 : Vérification de la déformation des appareils d'appui.

Dimension	Appui d'une poutre
Cas de charge plus défavorable	LC-GRP26.8
ε_c	2.26
ε_q	0.87
α (10^{-3} rad)	6.16
α_a (10^{-3} rad)	16.16
ε_α	0.59
ε_T	5.59
Observation	Vérifiée

VI.2.5.5. Stabilité en rotation

La stabilité en rotation de l'appareil d'appui se vérifie à l'Etat Limite Ultime. On doit vérifier :

$$\sum V_z \geq \frac{a\prime\alpha_a + b\alpha_b}{K_r} \quad \text{avec} \quad \sum V_z = \sum \frac{F_z t_i}{A'}\left(\frac{1}{5\ G\ S_i^2} + \frac{1}{E_b}\right)$$

Avec :

K_r : coefficient égal à 3.

$\sum V_Z$: somme des déformations verticales.

E_b = 2 000 MPa

S_i : coefficient de forme de la couche i considérée, calculé comme suit :

$$S_i = \frac{A'}{I_p \times t_e} \quad \text{avec} \quad I_p = 2(a' + b') \qquad \text{et} \qquad \begin{cases} t_e = t_i \ pour\ les\ couches\ internes \\ t_e = 1.4t_i \ pour\ les\ couches\ externes \end{cases}$$

NB : le cas de charge déterminant est généralement celui qui donne la rotation maximale.

Tableau VI.9 : Vérification de la stabilité en rotation des appareils d'appui.

Dimension		**Appui d'une poutre**
Cas de charge plus défavorable		LC-GRP26.8
F_Z (KN)		2 891.94
S_i	**Couche interne**	9.39
	Couche externe	12.143
$V_{z,i}$ (mm)	**Couche interne**	0.54
	Couche externe	0.26
Σ V_Z (mm)		3.76
Vz,min (mm)		2.1
Observation		Vérifiée

VI.3. ETUDE SISMIQUE

La vérification des ouvrages vis-à-vis des actions sismiques de calcul doit être telle que le risque de défaillance sous séisme potentiel soit suffisamment faible.

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

Le RPOA 2008 donne un ensemble de classifications nécessaires à la définition de la situation sismique de l'ouvrage étudie et constituent un préalable indispensable pour le choix du modèle, de la méthode de calcul et des paramètres à utiliser :

- Le pont est classé selon le risque sismique en **groupe 2** (pont important).
- L'ouvrage se trouve dans une zone sismique **IIa** (sismicité moyenne).
- Le coefficient d'accélération de zone **A = 0.2** (RPOA, tableau 3.1). - Le sol est de catégorie **S2** (site ferme).
- Le taux d'amortissement du matériau constituant les appuis (béton armé), ξ = **5%**.
- Le module de cisaillement d'élastomère des appareils d'appuis est **G = 1.2 MPa**.
- La raideur de l'appareil d'appui est : $\mathbf{K_{AA} = 3388.23\ KN/m}$

VI.3.2. Méthode de calcul

De manière générale, l'analyse d'un pont se fait par la méthode spectrale monomodale (mode fondamental) ou par la méthode du spectre de réponse (analyse dynamique linéaire).

La méthode spectrale monomodale s'applique aux ponts remplissant certains critères simultanément, parmi lesquels le critère de la courbure suivant : « La courbure (Angle balayé en plan par la tangente à l'axe) doit être inférieure à 30 grades », qui n'est pas le cas pour notre ouvrage). Donc on applique « la méthode du spectre de réponse ».

VI.3.3. Spectre de réponse

Pour faire notre calcul multimodal, on est besoin d'un logiciel de calcul. Pour cela, on réutilisera le modèle longitudinal, en modélisant les piles et les appareils d'appuis et en appliquant une analyse modale spectrale.

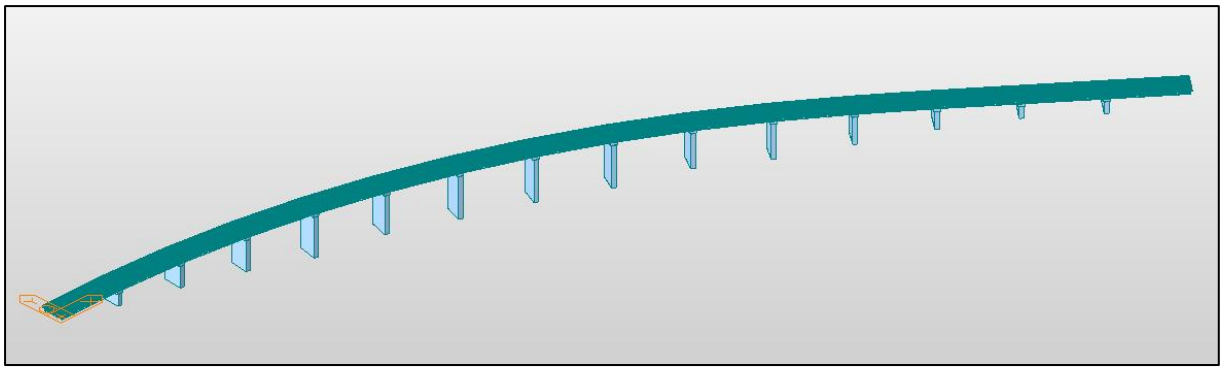


Figure VI.6 : Modèle de calcul multimodal.

Le spectre de réponse élastique **Sae** constitue généralement la donnée de base pour le calcul sismique. Les spectres de réponses utilisées pour le calcul sont :

VI.3.3.1. Spectre de réponse de la composante horizontale

Pour les deux directions longitudinale et transversale, on utilise le spectre montré ci-dessous

$$Sae(T,\xi) = \begin{cases} AgS\left(1 + \dfrac{T}{T_1}(2.5\eta - 1)\right) \; ; \; 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta AgS \; ; \; T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta AgS\left(\dfrac{T_2}{T}\right) \; ; \; T_2 \le T \le 3.0s \\ 2.5\eta AgS\left(\dfrac{3T_2}{T^2}\right) \; ; \; T \ge 3.0s \end{cases}$$

Sae (T, ξ) : accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à l'amortissement **ξ** et à la période **T** du mode propre considéré dans la direction considérée.

A : coefficient d'accélération de zone. **A = 0.2**

g : accélération de la pesanteur **g = 9.81 m/s²**

S : coefficient du site **S = *f* (S2) = 1.1** (RPOA, tableau 3.3).

T : période du mode propre considéré dans la direction considérée.

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (RPOA, tableau 3.3) :

(T1, T2) = *f* (S2) = (0.15 ; 0.40)

η : facteur de correction de l'amortissement : **$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} = 1$**

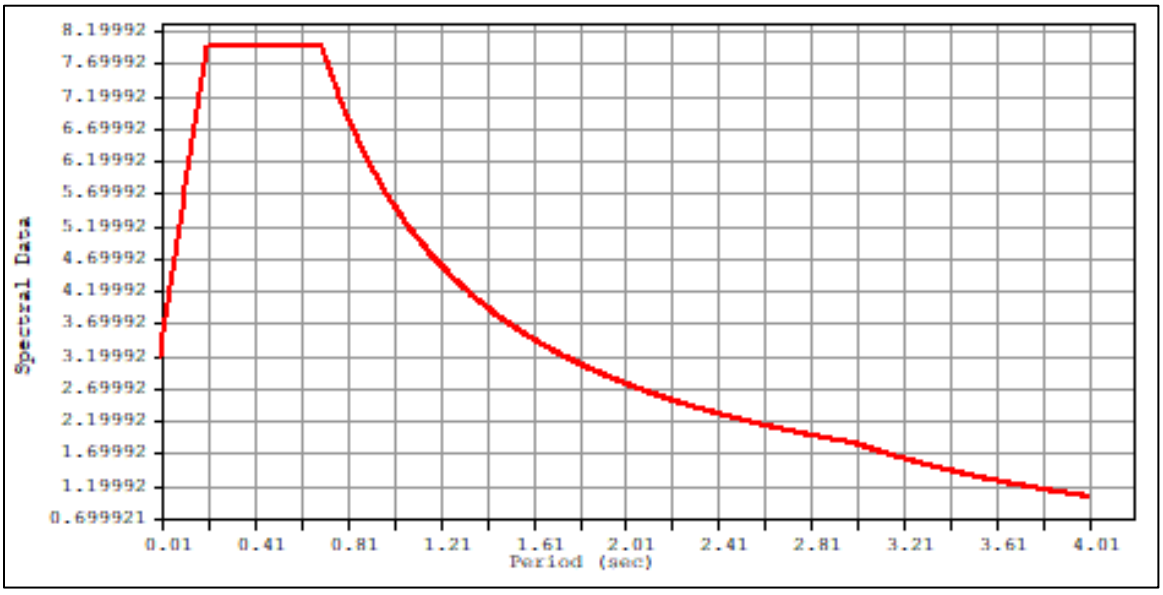


Figure VI.7 : Spectre de réponse élastique Sae (T) - composante horizontale. [MIDAS].

VI.3.3.2. Spectre de réponse de la composante verticale

Pour la composante verticale du séisme, on utilise le spectre montré ci-dessous :

$$Sae(T,\xi) = \begin{cases} \alpha Ag\left(1 + \dfrac{T}{T_1}(2.5\eta - 1)\right) \; ; \; 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\alpha Ag\eta \; ; \; T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\alpha Ag\eta\left(\dfrac{T_2}{T}\right) \; ; \; T_2 \le T \le 3.0s \\ 2.5\alpha Ag\eta\left(\dfrac{3T_2}{T^2}\right) \; ; \; T \ge 3.0s \end{cases}$$

α : coefficient qui tient en compte l'importance de la composante verticale en zone de forte sismicité **α (zone II a) = 0**

S : le coefficient de site, dans le cas de la composante verticale, est pris égal à 1.

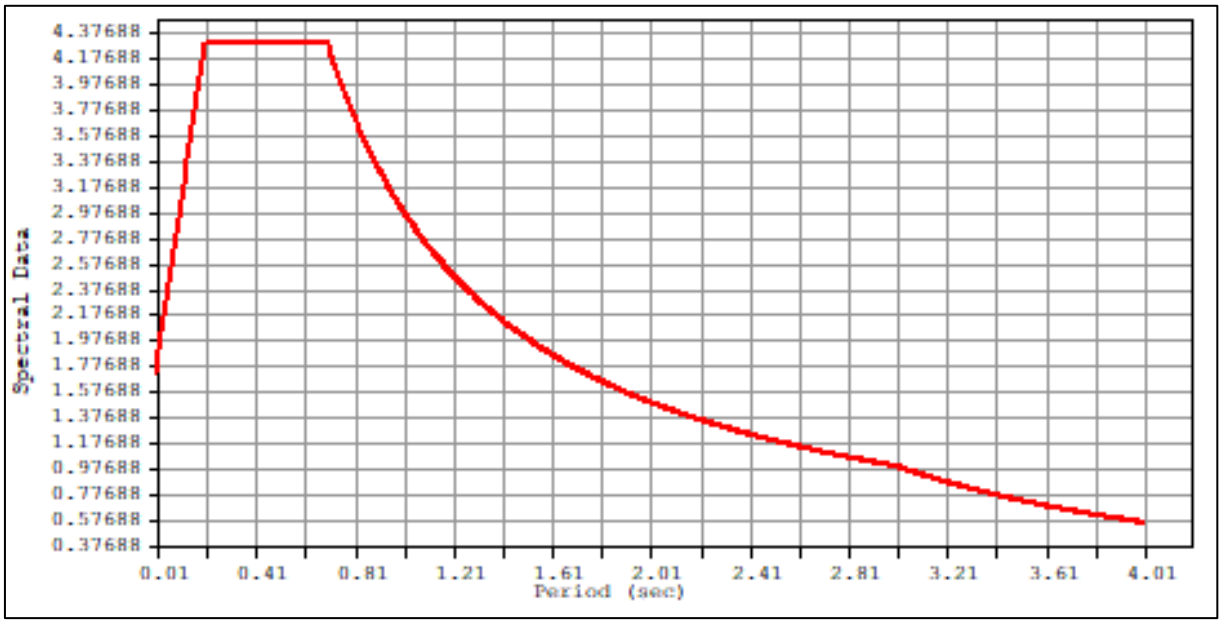


Figure VI.8 : Spectre de réponse élastique Sae (T) - composante verticale [MIDAS].

VI.3.4. Modes significatifs

Tous les modes qui ont une contribution importante à la réponse structurale totale doivent être pris en compte. Autrement dit, on tient en compte les modes pour lesquels la somme des masses modales effectives $\Sigma(M_i)_c$ atteint au moins **90%** de la masse totale du pont M_T (ou **70%** à condition de considérer le mode résiduel qui tient compte des modes négligés).

Tableau VI.10 : Modes propres.

Modes	Période (s)	Participation de masse (%)			Cumul de participation (%)		
		UX	UY	UZ	Cumul X	Cumul Y	Cumul Z
1	2.58	3.36	5.3	0	3.36	5.3	0
2	2.04	52.52	28.24	0	55.87	33.54	0
3	1.95	26.1	38.85	0	81.98	72.39	0
4	1.89	0.04	1.46	0	82.02	73.85	0
5	1.75	0.49	5.5	0	82.51	79.35	0
. . .	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .
35	0.33	0	0	3.44	88.91	81.14	57.93
36	0.32	0.14	0.06	2.58	89.05	81.2	60.5
37	0.32	1.55	0.61	0	90.61	81.81	60.5
. . .	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .
94	0.12	0.01	0.09	0	94.65	88.16	60.96
95	0.12	0	0	0	94.65	88.16	60.96
96	0.11	0	0.05	0	94.8	90.04	60.96

VI.3.5. Combinaison des réponses modale

Dans une direction donnée, les sollicitations E_i, issues de chacun des modes i (efforts, déplacements, contraintes…) sont alors combinées en utilisant la Combinaison Quadratique Complète (méthode (CQC). Cette méthode est intégrée dans le logiciel de calcul

$$E = \sqrt{\sum_i \sum_j E_i r_{ij} E_j}$$

$\mathbf{r_{ij}}$: facteur de corrélation calculé en fonction de l'amortissement et le rapport des périodes propres des deux modes i et j.

VI.3.6. Combinaison des composantes de l'action sismiques

Selon le RPOA, une combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme. Cette combinaison nous donne l'effet probable de l'action sismique maximale dû à l'apparition simultanée des actions sismiques le long des axes horizontaux X et Y et de l'axe vertical Z :

$$E_1 = \pm E_x \pm 0.3E_y \pm 0.3E_z$$

$$E_1 = \pm E_y \pm 0.3E_x \pm 0.3E_z$$

$$E_1 = \pm E_z \pm 0.3E_x \pm 0.3E_y$$

$\mathbf{E_x}$, $\mathbf{E_y}$ et $\mathbf{E_z}$ sont les effets des actions sismiques dans chacune des directions respectives **X, Y, Z**.

VI.3.7. Vérifications des appareils d'appui selon RPOA 2008

Les vérifications à effectuer sous les combinaisons sismiques, concernent la résistance à la compression, le flambement, la distorsion et le glissement. Cette combinaison est donnée par

$$\mathbf{G + P + E + 0.4\ \Delta T + D + \Psi Q}$$

VI.3.7.1. Résistance à la compression

Le coefficient de sécurité à appliquer en résistance à la compression du matériau est pris égal à 1.5. Les contraintes sont calculées en utilisant l'aire d'appui réduite par les déplacements maximaux horizontaux dans les deux directions orthogonales.

$$\frac{F_z}{A_z} \leq \sigma_{adm} = 20 \text{ à } 25\ MPa$$

Tableau VI.11 : Vérification de la résistance à la compression selon RPOA 2008.

Dimension	Appui d'une poutre
Cas de charge le plus défavorable	LC-grp27.5-sis
F_Z / A_r (MPa)	18.19
Observation	Vérifiée

VI.3.7.2. Stabilité au flambement

La stabilité au flambement doit être vérifiée par la condition suivante

$$\gamma_s . P_U \leq P_C$$

γ_s : coefficient de sécurité égal à 3.

P_U : valeur maximale des charges verticales à l'ELU.

P_C : charge critique de flambement $P_C = 4.G.B.S^2.d/h$:

Avec :

G : module de cisaillement

B : l'aire nominale de l'appui (B = a × b).

d : la somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur d'élastomère ($d = t_i + t_s$).

h : la hauteur totale de l'appareil d'appui.

S : facteur de forme.

Tableau VI.12 : Vérification de la stabilité au flambement selon RPOA 2008.

Dimension	Appui d'une poutre
Cas de charge le plus défavorable	LC-grp26.8
Pu = F_Z (KN)	2891.94
$\gamma_s . P_U$ (KN)	8675.82
Pc (KN)	16366.039
Observation	Vérifiée

Il convient de tenir compte de la composante verticale de séisme, pour cela on utilise les combinaisons sismiques

Tableau VI.13 : Vérification en tenant compte la composante verticale de séisme.

Dimension	Appui d'une poutre
$\gamma_s . P_U$ (KN)	8675.82
G (KN)	1103.9
E (KN / AA)	1645.32
$\gamma_s . (G + E)$ (KN)	8249.66
Observation	Vérifiée

VI.3.7.3. Limitation de la distorsion

La distorsion $\boldsymbol{\delta = \tan(\gamma)}$ **,** rapport du déplacement horizontal à la hauteur totale d'élastomère doit être limitée aux valeurs suivantes :

$$\begin{cases} 0.7 + 4(\delta_0 - 0.7)(0.27 - P), si & P = {}^{P_U}/_{P_C} \leq 0.25 \\ 1.4(1 - 2P), si & P = {}^{P_U}/_{P_C} \geq 0.25 \end{cases}$$

Tel que : $0 < \delta_0 < 2$: rapport entre le petit côté de l'appareil et la hauteur totale d'élastomère

Tableau VI.14 : Vérification de la distorsion selon RPOA 2008.

Distorsion	Appui d'une poutre
Cas de charge le plus défavorable	LC-grp26.8
P	0.17
δ_0	2
δc	0.921
$V_{x\,(r,f,T)}$ (mm)	143.38
V_{xs} (mm)	121.32
V_x (mm)	264.7
δ	3.11
Observation	Non Vérifiée

NB : On doit placer des dispositifs de non-distorsion (taquets d'arrêt).

VI.3.7.4. Condition de non-glissement

La stabilité au glissement de l'appareil d'appui doit être justifiée en tenant compte de la composante verticale du séisme et donc selon les combinaisons sismiques. On doit vérifier :

$$\boldsymbol{H < f.N} \qquad \text{Avec } \boldsymbol{:}$$

H : effort horizontal.

N : effort de compression vertical.

$\boldsymbol{f}$: coefficient de frottement ; f = 0.10 **+0.6/σ_m (**contact élastomère-structure).

$\boldsymbol{\sigma_m}$: est la contrainte moyenne de compression.

Tableau VI.15 : Vérification de non glissement selon RPOA 2008.

Distorsion	Appui d'une poutre
N = G + E (KN)	2749.22
σ_m (Mpa)	11.45
f	0.15
H (KN)	432.45
f,N (KN)	412.39
Observation	Non Vérifiée

NB :Le néoprène doit être équipé d'un système anti-cheminement

VI.4. DES D'APPUIS

Le dé d'appui permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier vers l'élément porteur « chevêtre », ainsi qu'assure le dévers du tablier. Leur étude est faite suivant le guide SETRA (Piles et palées 73).

VI.4.1. Dimensionnement des dés d'appuis

Tableau VI.16 : Dimensionnement des dès d'appui.

Distorsion	Appui d'une poutre
a_1 (cm)	50
b_1 (cm)	70
h(cm)	25

VI.4.1.1. Ferraillage des dés d'appuis

Les déférentes sections d'armatures sont évaluées suivant le guide SETRA (P.P.73).

Armatures de chainage

La section d'armatures de chainage peut être déterminée par des règles analogues à la méthode des bielles ou à la méthode de reprise des efforts d'équilibre général.

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

$$A_C = \frac{0.25 \times \mathrm{R_{max}}}{\sigma_a} = \frac{0.25\mathrm{x}2.891\mathrm{x}10^4}{(500/1.15)} = 16.62\ \mathrm{cm^2}$$

Armatures horizontales

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, l'ensemble des armatures horizontales placées sous le chainage, devra reprendre un effort égal à 12,5% de la même descend de charge diamètre conseillé est : 8Ø ou 10Ø.

$$A_h = \frac{0.125 \times \mathrm{R_{max}}}{\sigma_a} = \frac{0.125\mathrm{x}2.891\mathrm{x}10^4}{(500/1.15)} = 8.31\mathrm{cm^2}$$

Armatures de surface et d'éclatement

Frette supérieure : Elle est placée la plus près possible de la surface supérieure de l'appui, il s'agit d'armatures croisées est capable de reprendre un effort égal à 4% de R.

$$A_s = \frac{0.04 \times \mathrm{R_{max}}}{\sigma_a} = \frac{0.04 \times 2.891 \times 10^4}{(500/1.15)} = 2.66\mathrm{cm^2}$$

Frette inférieure : Une frette inférieure d'éclatement, disposé à une profondeur entre h/3 et h à partir de la face supérieure de l'appui.

$$A_i = \frac{0.01 \times \mathrm{R_{max}}}{\sigma_a} = \frac{0.1 \times 2.891 \times 10^4}{(500/1.15)} = 6.64\mathrm{cm}^2$$

Tableau VI.17 : FERRAILLAGE des dès d'appuis.

Type d'armature	Section d'acier (cm2)	Ferraillage
A_C : Armatures de chainage	16.62	12HA14
A_h : Armatures horizontales	8.31	11HA10
A_s : Frette supérieure	2.66	4HA10
A_i : Frette inférieure	6.64	9HA10

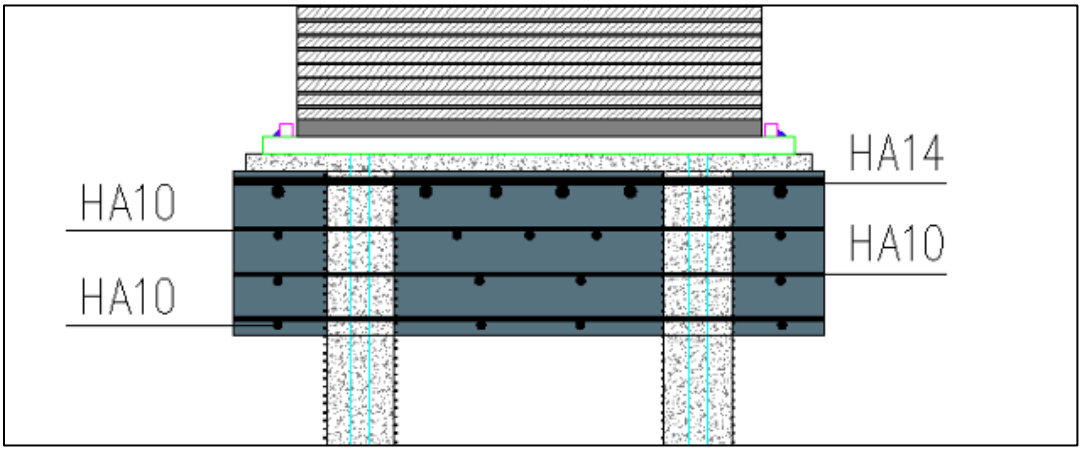


Figure VI.9 : ferraillage des dès d'appuis

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 :

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

W : souffle total du joint.

W_D : souffle des déformations différées (retrait + fluage).

W_T : souffle thermique.

W_S : le souffle sismique.

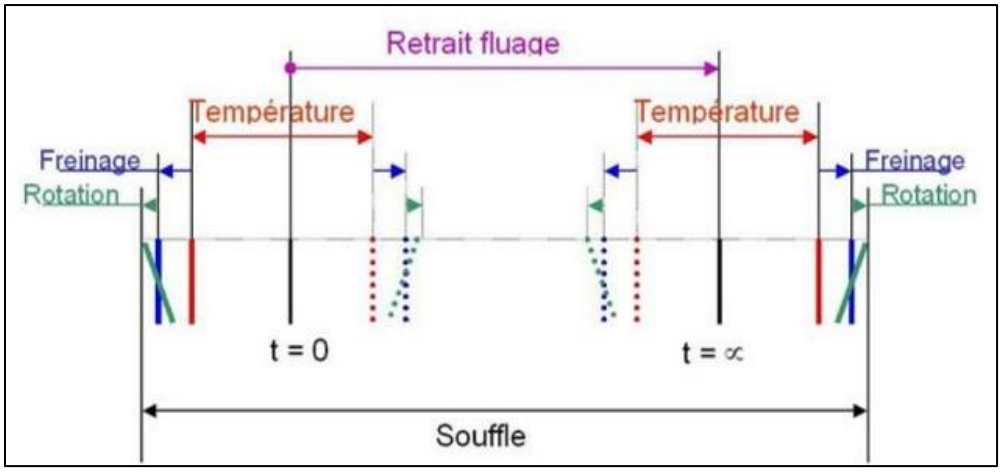


Figure VI.10 : Décomposition des souffles.

Tableau VI.18 : Détermination du souffle.

$\|X_i\|_G$ (m)	0
$\|X_i\|_D$ (m)	560,89
$\|X_i\|$ (m)	560,89
W_D (mm)	126.59
W_T (mm)	112.53
W_S (mm)	121.32
W (mm)	212.042

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

VI.4.2. Le joint garde ballast

Le joint garde-ballast est un dispositif de dilatation utilisé sur les ouvrages ferroviaires de grande longueur. Il permet d'absorber des mouvements admissibles de l'ordre de 0 à 350 mm dans le sens longitudinal, et de ± 20 mm dans le sens vertical.

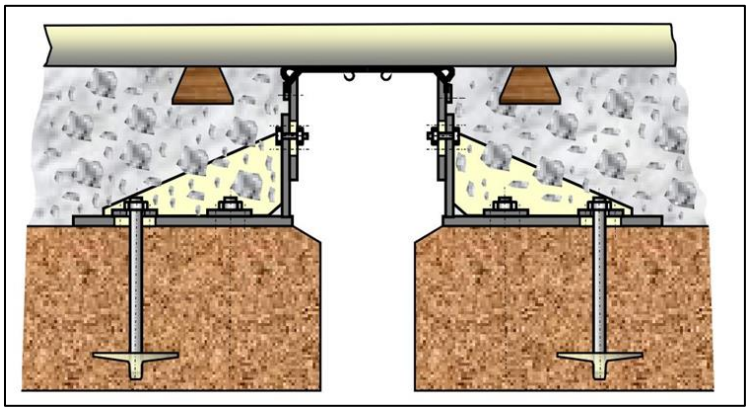


Figure VI.11 : Joint garde ballast.

VI.5. EVACUATION DES EAUX

Sur un tablier de pont, l'évacuation des eaux est essentielle non seulement pour préserver la durabilité de l'ouvrage, mais aussi pour garantir la sécurité des usagers. En règle générale, les eaux sont recueillies sur un ou plusieurs côtés de la chaussée, puis évacuées par des gargouilles ou à travers une corniche caniveau. Le recueil transversal des eaux s'effectue à l'aide d'une pente transversale générale ou d'une double pente en forme de toit.

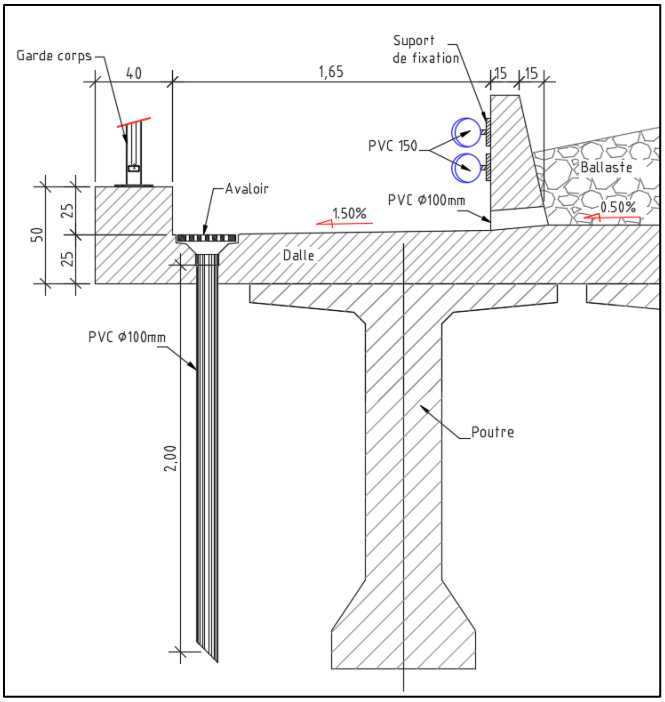


Figure VI.12 : Evacuation des eaux

VI.6. PLOT PARASISMIQUE

Les plots parasismiques sont des éléments en béton armé utilisées pour empêcher le déplacement du tablier sous l'effet du séisme transversale. Pour notre ouvrage on a choisi deux plots parasismiques avec les dimensions suivants :

- une hauteur est de 50 cm.
- des dimensions en plan (85x85) cm^2
- un espacement de 5 cm par rapport à la poutre

CONCLUSION

Les équipements du pont constituent des éléments essentiels assurant non seulement la fonctionnalité de l'ouvrage pour les usagers, mais également sa sécurité et sa durabilité. Leur rôle devient particulièrement crucial en cas d'événements exceptionnels, tels que les séismes, où ils participent à la préservation de l'intégrité structurelle du pont.

CHAPITRE VII :
ETUDE D'INFRASTUCTURE

VII.1. INTRODUCTION

L'étude de l'infrastructure d'un ouvrage est fondamentale dans la réalisation d'un projet de pont. Cette étude se concentre sur les éléments enterrés, qui supportent et transmettent les charges du tablier aux fondations situées sur un sol stable. Les appuis, qu'il s'agisse de piles ou de culées, sont définis par leurs caractéristiques géométriques et mécaniques, en réponse aux exigences du franchissement. Ainsi, dans ce chapitre nous aborderons l'étude analyse détaillée des appuis et des fondations qui est essentielle pour garantir la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

VII.2. ETUDE DE LA PILE

Jusqu'au sol des fondations, ce qui contribue à la résistance globale du pont. La conception des piles est basée sur divers paramètres :

- Mode de construction de tablier.
- Hauteur de la brèche à franchir.
- Liaison avec le tablier.

Les piles peuvent être divisées en deux types : les piles de type caisson et les piles de type poteau. Les piles caissons ont été choisies en raison de leur grande hauteur et de leur section rectangulaire évidée. Grâce à cette configuration, il est possible de réaliser une économie de matériau qui compense largement le prix supplémentaire du coffrage intérieur.

Tableau VII.1 : Evaluation des réactions et moments à la base de la pile la plus sollicitée.

Réactions	Combinaison (cas de charge)	Pile 07
N_{max} (KN)	ELS (GR27.5(max))	-22 926.63
	ELU (GR27.5U(max))	-30 951.73
	ELA (GR27.5s(max))	-29 336.97
M_{Lmax} (KN.m)	ELS (GR27.5(max))	73 629.78
	ELU (GR27.5U(max))	106 998.8
	ELA (GR27.5s(max))	242 722.74
M_{Tmax} (KN.m)	ELS (GR27.5(max))	-2 654.55
	ELU (GR27.5U(max))	-3 837.46
	ELA (GR27.5s(max))	68 249.31

VII.2.1. Ferraillage des éléments de la pile

L'armature d'une section rectangulaire creuse est généralement disposé suivant deux nappes l'une proche de la surface extérieure, l'autre proche de la surface intérieure

Le ferraillage de la section se fait à l'aide des abaques de WALTHER, les piles sont soumises à la flexion composée déviée, alors les efforts de dimensionnement les plus défavorables sont obtenus à ELA pour la Pile 07

$$M_{Lmax} = 242.722\ MN.m$$

$$M_{Tmax} = 68.259\ MN.m$$

$$N = 29.336\ MN$$

Les abaques de WALTHER nous permis de tirer la valeur de degré mécanique d'armature totale ω et pour l'exploiter on doit calculer :

$$M_x = \frac{M_x}{bh^2\,\beta_w}\ ; M_y = \frac{M_y}{bh^2\,\beta_w}\ ; n = \frac{N}{bh\,\beta_w}\ ; \beta = \frac{b}{2\times(b+h)}$$

$$\omega = \frac{F_a}{bh} \times \frac{\sigma_s}{f_{c28}} \rightarrow F_a = \frac{\omega \times b \times h \times f_{c28}}{\sigma_s}$$

Avec :

F_a : l'aire totale des armatures passives

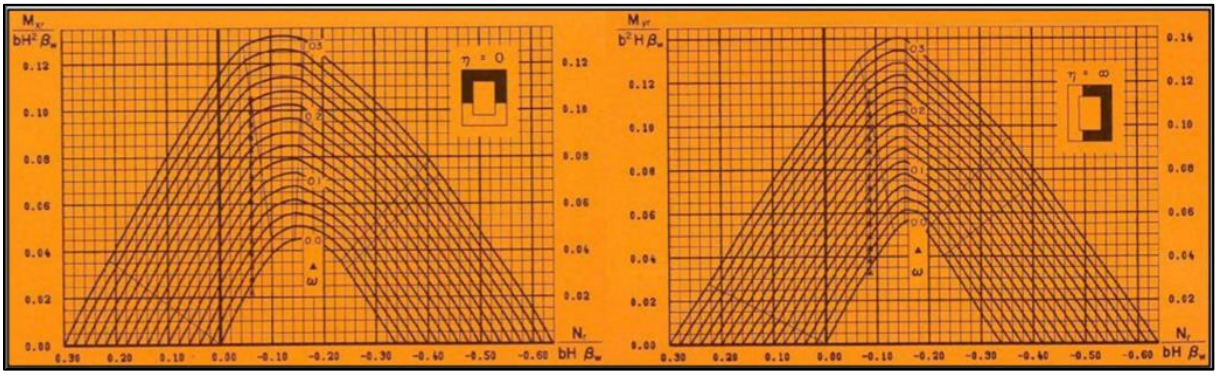


Figure VII.1 : Abaques de WALTHER pour $\eta = 0$ et $\eta = \infty$.

Les résultats des calcule de ferraillage longitudinal de la pile 07 est présenté dans le **tableau.VII.2** ci-après :

Tableau VII.2 : Ferraillage longitudinal de la pile 07.

P07	
Efforts	**ELA**
N(KN)	29 336.97
$\mathbf{M_{Lmax}}$	242 722.74 KN.m
$\mathbf{M_{Tmax}}$	68 249.31 KN.m
n	0.044
$\mathbf{m_x}$	0.033
$\mathbf{m_y}$	0.051
ω (η=0)	0.12
ω (η=∞)	0.18
β	0.077
$\mathbf{F_{atot\ max}}$	2 376.89 cm²
$\mathbf{F_{a\ cotè\ b}}$	475.37 cm²
$\mathbf{F_{a\ cotè\ h}}$	713.06 cm²

VII.2.2. Distribution des aciers sur le périphérique de la section

Voici un tableau représentant la distribution des aciers dans la périphérie de la pille

Tableau VII.3: distribution de la section d'acier total sur le périphérique de la pile en section creuse.

∅ (Coté b) (mm)	HA32/ e=10cm
∅ (Coté h) (mm)	HA32/ e=10cm

VII.2.3. Armatures transversales

Les armatures transversales doivent être disposées pour maintenir chaque barre ou groupe de barres du ferraillage longitudinal et s'opposer à son flambement vers l'extérieur :

$$\mathrm{A_t} = \frac{A_l \times f_{el}}{16 \times f_{et}} \times \frac{s_t(\mathrm{mm})}{100}\ [selon\ RPOA]\ [ART\ 7.2.2.2]$$

St : l'espacement des armateurs transversaux, égal en zone critique selon RPOA, à :

$$\mathbf{St = min\ (24\varphi_t\ ;\ 8\varphi_l;\ 0.25d) < 20cm}$$

$\boldsymbol{A_l}$ **:** la section totale des armatures longitudinales.

$\boldsymbol{\varphi_l}$ **:** plus gros diamètre des armatures longitudinales.

$\boldsymbol{\varphi_t}$: diamètre des armatures transversales. **d :** la hauteur utile**.**

$f_e(l,t)$: valeur caractéristique de l'armature transversale et longitudinale.

Tableau VII.4 : Distribution de la section d'armature transversale en section creuse

Dimension	P07	
	Coté b	Coté h
A_l (cm²)	475.37	713.06
s_t(cm)	20	20
A_t(cm²)	29.71	44.56
φ_t(mm)	14	14
N φ_t	20 HA14	30 HA14

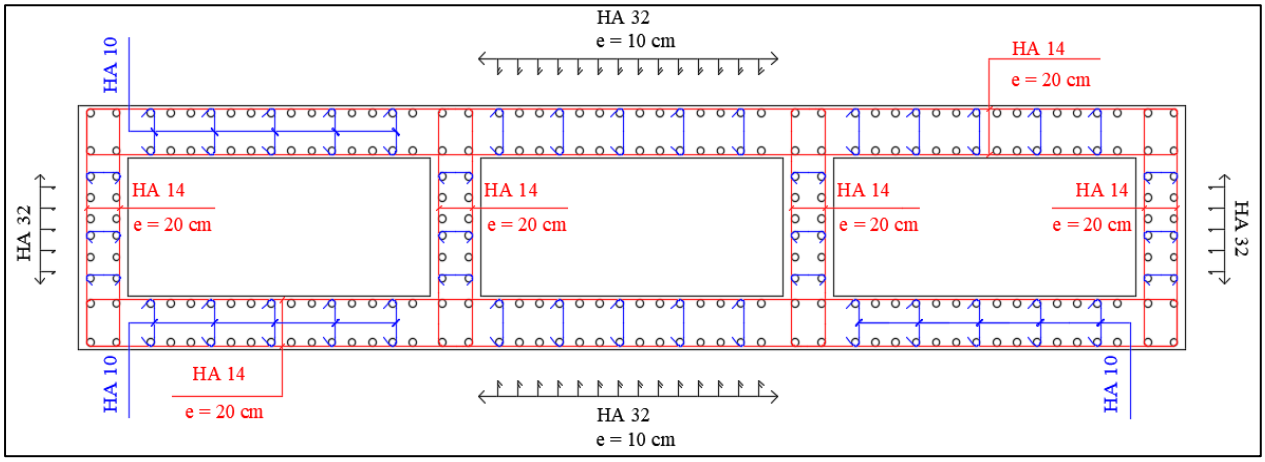


Figure VII.2 : Schéma illustratif du ferraillage de la pile (coupe transversale vue en plan).

VII.2.4. Vérifications pour la pile n°07

VII.2.4.1. Vérification de la condition de non-fragilité

Selon le BAEL : $A_{smin} = 0.23 \times b \times h \times \frac{f_{tj}}{f_e}$

Tableau VII.5 : Vérification de la condition de non-fragilité

P07	
As coté b	475.37 cm²
As coté h	713.06 cm²
As min	230.73 cm²
Vérification cote b	Vérifier
Vérification cote h	Vérifier

VII.2.4.2. Vérification des bielles

La vérification des bielles se fait à l'ELU :

$$\tau_{uV} = \frac{V_u}{2b_0 \times d} \; ; \tau_{uT} = \frac{T_u}{2b_0 \times d} \; ; \tau_u = \min\left(\frac{0.15\, f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPa\right)$$

$$\tau_{uv} = \frac{32.25}{2.5 \times 3.6} = 3.58\, MPa$$

$$\tau_{uT} = \frac{0.34}{2.5 \times 3.6} = 0.037\, MPa$$

$$\tau_u = min\left(\frac{0.15 \;\times 35}{1.15}; 4\, Mpa\right) = 4MPa$$

$$\tau_{uv} + \tau_{uT} = 3.58 < 4 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VII.2.4.3. Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis l'ELUSF

Calcul de l'élancement mécanique λ :

$$= \frac{L_f}{i} \leq 70$$

$$L_f = 2L_0$$

$$i : Rayon\ de\ giration\ de\ la\ section$$

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{B}}\ Transversale\ , i_y = \sqrt{\frac{I_y}{B}}\ Longitudinale$$

Tableau VII.6 Vérification du flambement pour la pile la plus élancée.

Pile 07	L_f	i_X	i_Y	λ_x	λ_y	Obs
	44	3.32	1.52	10.35	53.01	Vérifié

VII.2.5. Etude de Fondation

VII.2.5.1. Etude de la semelle sous la pile

- Forme rectangulaire de $16.8\, m \times 9.6\, m \times 2\, m$
- Un entraxe des pieux de $3\phi = 3.6\, m$ et une distance $\phi = 1.2m$ entre l'axe des pieux de coin et la frontière de la semelle.

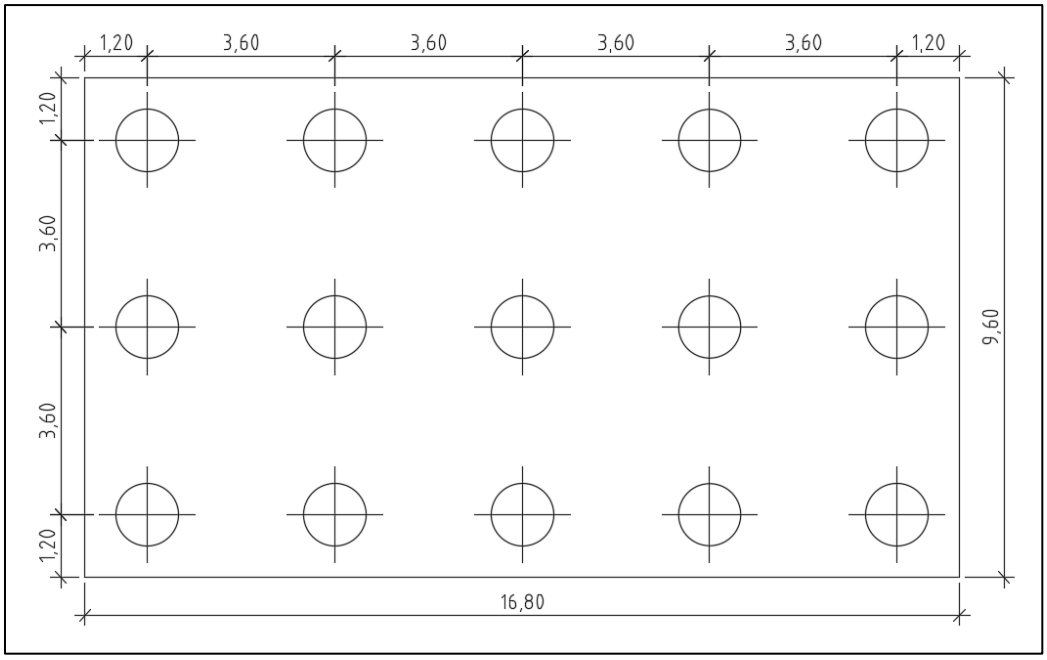


Figure VII.3 : Les dimensions de la semelle

VII.2.5.2. Chargement

Les charges appliquées sur le modèle sont directement tirées du modèle global de l'ouvrage, sous diverses combinaisons d'états limites (ELS, ELU, ELA). Ces charges sont ensuite combinées avec le poids propre des pieux et de la semelle, en utilisant un coefficient de majoration selon l'état limite. Les valeurs correspondantes sont présentées dans un tableau dans l'Annexe

Dans le tableau suivant, nous avons mentionné les valeurs des réactions maximales et minimales à la base des piles, extraites du modèle global.

Tableau VII.7 : Surcharge sur modèle, cas ELA.

Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN.m)	MY (kN.m)	MZ (kN.m)
45 635	**GR23.1S(max)**	8144.643	2175.342	32607.6	110147.1	187888.2	2466.486
45 635	**GR27.10s(min)**	-3532.11	-5785.66	35524.05	46980.06	-85712.8	-4353.13
45 635	**GR27.9s(all)**	114.3606	-1 683.1	35744.28	146770.3	-1624.66	-1719.07
45 635	**GR27.5s(max)**	1295.984	1730.315	32568.21	230363.5	25941.82	305.7921
45 635	**GR23.1S(max)**	8144.643	2175.342	32 607.6	110147.1	187888.2	2466.486
45 635	**GR27.10s(all)**	-3532.11	-5785.66	35524.09	46 997.9	-85712.8	-4353.13

Tableau VII.8 : Surcharge sur modèle, cas ELU

Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN.m)	MY (kN.m)	MZ (kN.m)
45 635	**GR26.5U(in)**	3418.916	1 134.2	30927.3	24772.74	79322.55	369.8196
45 635	**GR27.5U(mi)**	1 801.03	3 760.77	30 941.1	95 516.5	46 295.7	-3 382.8
45 635	**GR27.4U(all)**	1 670.84	3 654.36	30946.3	92 754.3	43 119.5	3 268.95
45 635	**GR26.2U(all)**	1 796.61	3 760.19	30 941.1	95 516.5	46 192.2	3 381.83
45 635	**GR26.5U(all)**	3 418.91	1 134.2	30927.3	24772.74	79322.55	369.82
45 635	**GR27.8U(all)**	1 801.03	3 760.77	30 941.1	95 516.5	46 295.7	- 3 382.8

Tableau VII.9 : Surcharge sur modèle, cas ELS

Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN.m)	MY (kN.m)	MZ (kN.m)
45635	**GR23.6(all)**	2 293.645	-775.46	22 918.61	17 242.56	53 023	133.06
45635	**GR27.5(all)**	-1 233.56	-2 621.24	22 926.63	66 690.26	-31 333.4	-2 122.57
45635	**GR27.8(all)**	-1 192.72	-2 514.83	22 930.14	63 989	-30 273.5	-2 041.12
45635	**GR27.5(all)**	-1233.5593	2 621.24	22 926.63	66 690.258	-31333.363	-2122.5716
45635	**GR23.6(all)**	2 293.64	775.45993	22 918.612	17 242.56	53 023	133.060009
45635	**GR27.5(all)**	-1 233.56	2 621.24	22 926.626	66 690.258	-31333.363	-2122.5716

VII.2.5.3. Modèle

Le calcul de la pile s'appuie sur un modèle MIDAS CIVIL, avec une semelle de 2,00 m d'épaisseur reposant sur des pieux circulaires de 1,20 m de diamètre. La pile est modélisée par une ligne rigide centrée sur la semelle, prolongée verticalement pour représenter sa hauteur. L'interaction sol-structure est simulée par des appuis élastiques.

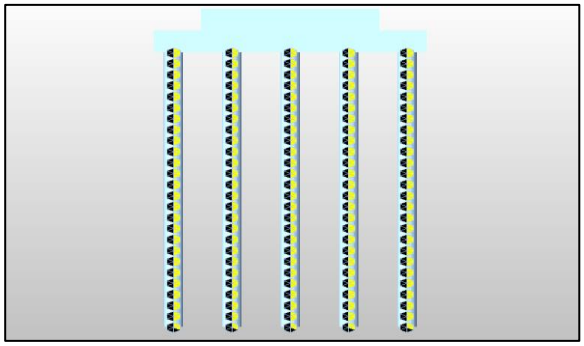


Figure VII.4 : Modèle les pieux [Midas Civil].

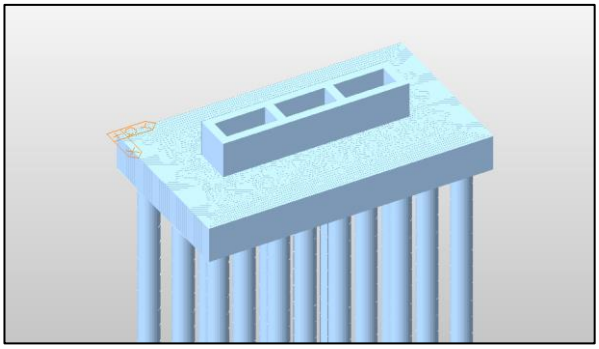


Figure VII.5 : Modèle la semelle [Midas Civil].

VII.2.5.4. Modélisation du comportement transversal et axiale des pieux – Ressorts horizontaux et verticaux

La modélisation du comportement transversal des pieux a été menée selon l'annexe C.5 du Fascicule 62 – V qui préconise des lois de mobilisation de la réaction frontale en fonction du déplacement du pieu. Ces lois d'interaction vis-à-vis des sollicitations de courte durée et de longue durée sont illustrées par les figures suivantes :

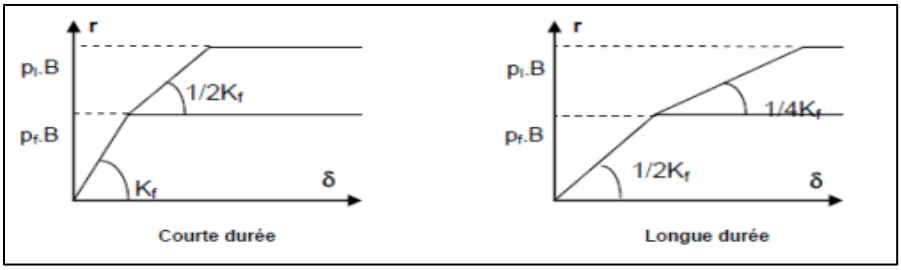


Figure VII.6 : Lois d'interaction vis-à-vis des sollicitations de courte durée et de longue durée.

Le module de réaction horizontale Kf est calculé à partir du module pressiométrique EM en utilisant la formule

$$K_f = E_m \frac{12}{\frac{4}{3} \times \left(\frac{2.65B}{B_0}\right)^{\alpha} \frac{B}{B_0} + \alpha} \quad (module\ loneique: K_f = B.k_f)$$

- L'évaluation de la rigidité axiale vis-à-vis de l'effort normal d'un pieu isolé est faite à partir des lois de mobilisation du frottement latéral et de l'effort en pointe déterminées selon l'annexe G.4 du Fascicule 62 – V.
- La loi de mobilisation du frottement latéral **τ** en fonction du déplacement vertical s du pieu en chaque section de celui-ci et la loi de mobilisation de l'effort en pointe **q** en fonction du déplacement vertical **sp** de celle-ci sont illustrées par les figures suivantes.

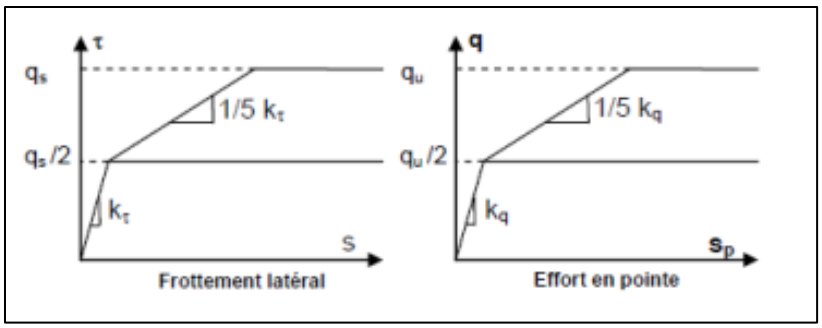


Figure VII.7 : La loi de mobilisation du frottement latéral τ et la loi de mobilisation de l'effort en pointe q.

Les paramètres **kτ** et **kq** sont déterminés à partir du module pressiométrique EM

- **Pour les sols fins :** $k_\tau = \frac{2E_M}{B}$ $k_q = \frac{11E_M}{B}$
- **Pour les sols granulaires :** $k_\tau = \frac{0.8E_M}{B}$ $k_q = \frac{4.8E_M}{B}$
- Les valeurs des raideurs du sol sont calculées selon le Fascicule 62 – V et sont fournies dans le rapport géotechnique, comme indiqué dans l'Annexe

VII.2.5.5. Résultats

Tableau VII.10 : Pieux, Efforts de dimensionnement du ferraillage longitudinale ELS

	Elem	Load	Type	Axial (KN)	Moment-y (KN.m)	Moment-z (KN.m)
ELS	717	LC_GR26.5S(all)	N Max	-7 843.26	-195.28	-7.86
	728	LC_GR26.5S(all)	N Min	-2 145.12	-87.65	55.77
	764	LC_GR26.5S(all)	MY Max	-4 711.2	-517.43	-193.06
	731	LC_GR27.5S(all)	My Min	-6 967.12	112.57	302.73
	776	LC_GR27.5S(all)	Mz Max	-7 121.9	-216.03	-429.99

Tableau VII.11 : Pieux, Efforts de dimensionnement du ferraillage longitudinale ELU

	Elem	Load	Type	Axial (KN)	Moment-y (KN.m)	Moment-z (kN.m)
ELU	717	LC_GR27.5U(all)	N Max	-10382.71	-35.94	-3.65
	731	LC_GR27.5U(all)	N Min	-2960.52	-17.2	143.02
	764	LC_GR27.5U(all)	MY Max	-2594.95	577.24	-136.08
	762	LC_23.8U(max)	My Min	-7280.49	-440.51	-571.57
	776	LC_GR27.5U(all)	Mz Max	-10765.88	-312.51	-623.27

Tableau VII.12 : Pieux, Efforts de dimensionnement du ferraillage longitudinale. ELA

	Elem	Load	Type	Axial (KN)	Moment-y (KN.m)	Moment-z (KN.m)
ELA	719	LC_23.1Sis(max)	N Max	-11457.18	-104.85	-236.41
	726	LC_23.1Sis(max)	N Min	-663.28	137.56	-185.02
	729	LC_23.1Sis(max)	MY Max	-5982.85	1047.76	250.39
	763	LC_23.1Sis(max)	My Min	-9614.02	-257.8	60.91
	717	LC_23.1Sis(max)	Mz Max	-9046.68	-307.5	-588.12

VII.2.6. Ferraillage des pieux

VII.2.6.1. Ferraillage longitudinale

- Le pieu est considéré soumis à la flexion composée, à l'aide des abaques de **WALTHER** on tire la section d'armature, on a :

$$N_{max} = 5982.85\ KN \qquad M_{max} = 1047.76\ KN.m$$

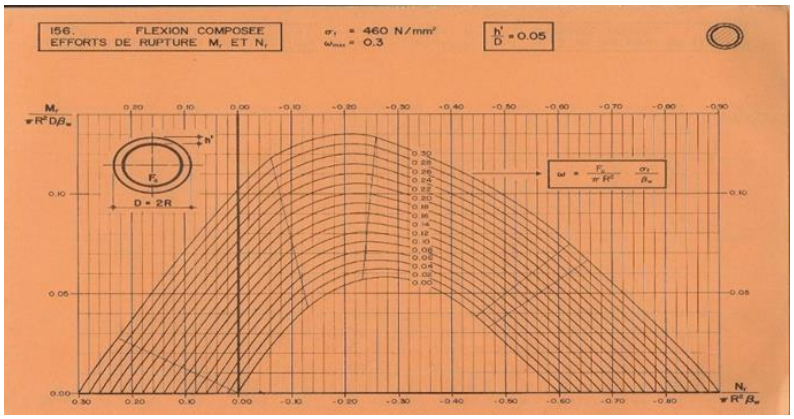


Figure VII.8 : Abaque de Walther pour h/D=0.05.

On tire :

$m = \frac{M}{\pi R^2 D B_w} = 0.025$ $\qquad n = \frac{N}{\pi R^2 B_w} 0.17$ $\qquad F_a = \frac{\omega\, \pi\, R^2\, f c_{28}}{\sigma_s}$

B_w : la résistance du béton à 28 jours (f_{c28}).

R : la dimension du pieux ($\emptyset/2$).

Pour h/d = 0.05 et σ_s= 460 MPa on tire :

ω = 0.24 et pour σ_s=500 Mpa ω = 0.26 ce qui donne A_S = 176.43 cm².

VII.2.6.2. Vérification d'armature minimal

$A_{smin} = 0.5\%\ B\ (selon\ RPOA) tels\ que\ B = 120^2 \times \frac{\pi}{4}$

$A_{smin} = 56.54 cm^2\ donc\ on\ prend\ A_{sth}$

Soit **22HA32** avec **e= 15 cm**

VII.2.6.3. Ferraillage transversal

Pour les armatures transversales Selon R.P.O.A article 7.6.2.2

- On prend des cerces HA16 espacement de 10 cm dans la zone critique à une profondeur 2 d à partir de la tête du pieu et une longueur ± 2d à partir de chaque interface entre deux couches présentant une différence marquée de raideur au cisaillement (rapport des modules de cisaillement > 6).
- Des cerces HA16 espacement de 15 cm dans la zone courante.

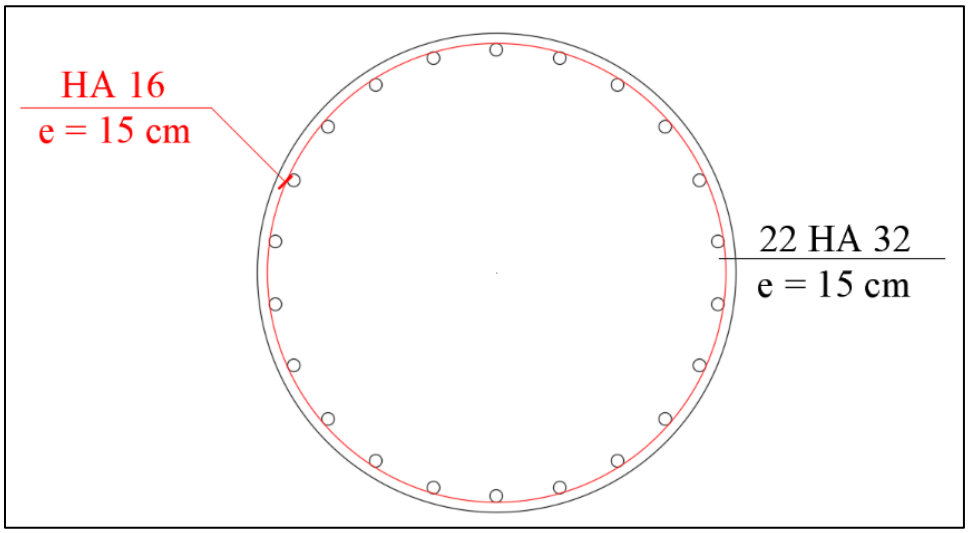


Figure VII.9 : Schéma illustratif du ferraillage du pieu sous pile.

VII.2.7. Ferraillage de la semelle

Voici un tableau représentant l'évaluation des efforts agissants sur la semelle :

Tableau VII.13 : efforts agissants sur la semelle.

Moments (KN.m/m)	ELS	ELU	ELA
M_{x-x}[Nappe sup]	3 149.64	3 299.61	3 586.76
M_{x-x}[Nappe inf.]	-3 721.14	-3 571.94	-3 972.04
M_{y-y}[Nappe sup]	3 376.86	4 219.46	4 038.44
M_{y-y}[Nappe inf.]	-3 794.02	-5 853.65	-4 284.56

La distribution du moment M_{xx}_elu pour l'élément plaque de la semelle est représenté dans la **Figure VII.10** ci-après :

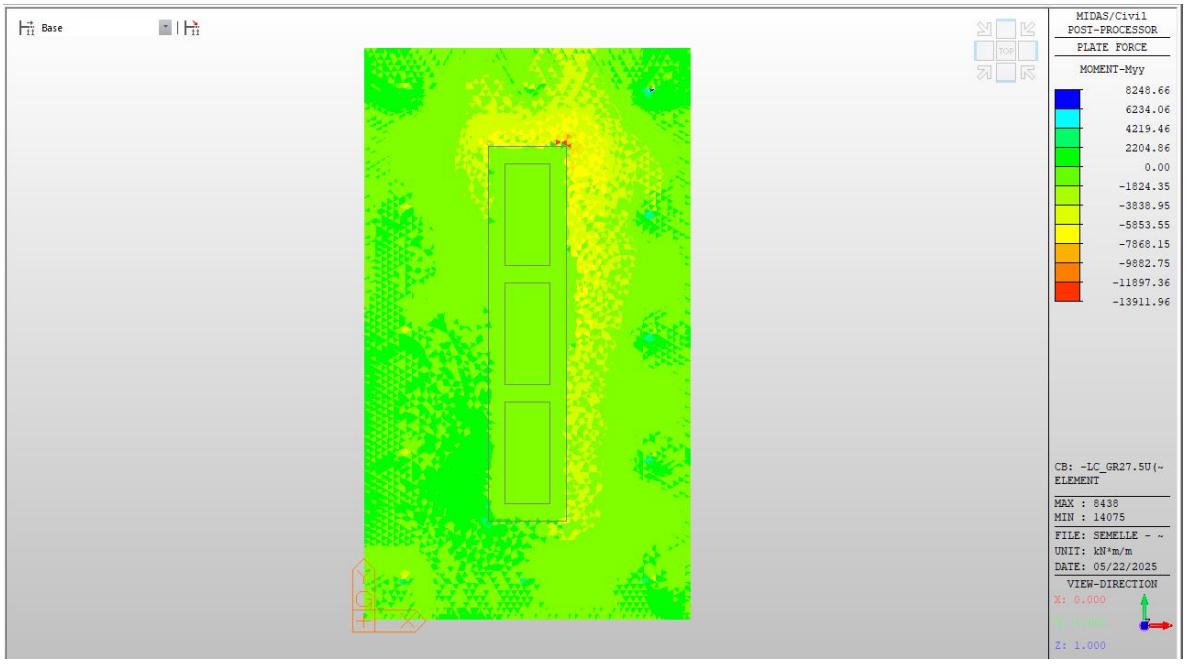


Figure VII.10 : Distribution du moment Mxx-ELU pour l'élément plaque de la semelle.

VII.2.7.1. Résultats de calcul

Tableau VII.14 : Evaluation de la section d'acier dans les deux sens x-x. y-y.

AS/sens	∅(mm)	Espacement	Section/ml	Nbr des nappes
$A_{S\,x-x}$[Nappe sup]	HA32	e=12.5 cm	55	Une seule nappe/HA32
$A_{S\,x-x}$[Nappe inf]	HA32	e=12.5 cm	59.8	Une seule nappe/HA32
$A_{S\,y-y}$[Nappe sup]	HA32	e=15 cm	71.4	Double nappe/HA32
$A_{S\,y-y}$[Nappe inf]	HA32	e=15 cm	102.1	Double nappe/HA32
$A_{S\,x-x}$[Armature latérale]	HA12	e=20 cm	5.98	Une seule nappe/HA12
$A_{S\,y-y}$[Armature latérale]	HA12	e=10 cm	10.21	Une seule nappe/HA12

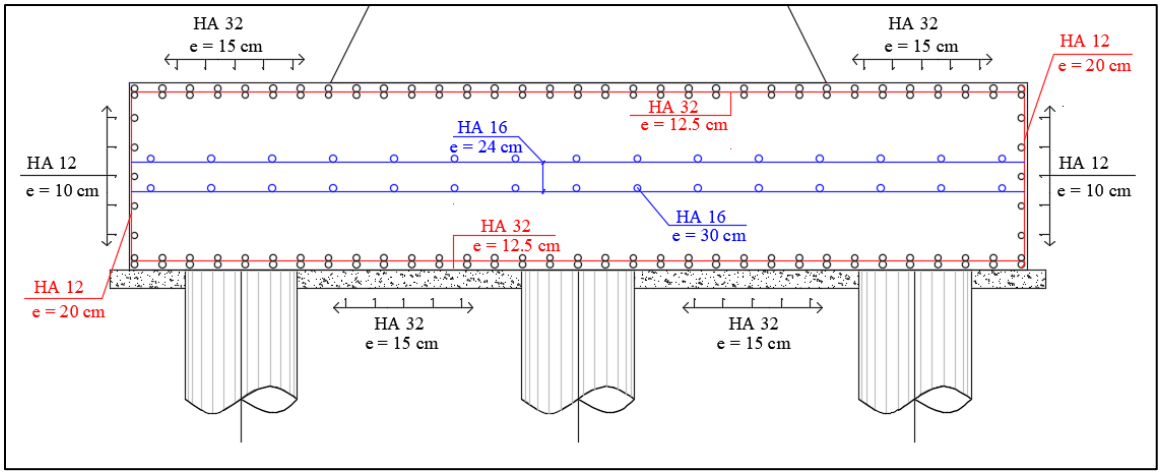


Figure VII.11 : Schéma illustratif du ferraillage de la semelle sous pile.

NB : on a ajouté des armatures de renforcement HA16 au milieu pour diminuer le risque d'éclatement due à la grande épaisseur de la semelle

Dans le sens X

Armatures latérales :

$$\boldsymbol{A = \frac{A_S}{10} = 9.66\ cm^2}\ en\ prend\ HA12\ avec\ e = 20cm$$

Dans le sens Y

Armatures latérales :

$$\boldsymbol{A = \frac{A_S}{10} = 10.21\ cm^2}\ en\ prend\ HA12\ avec\ e = 10cm$$

Application Numérique

(Fissuration jugée préjudiciable)

Nappe inférieure suivant X-X :

$M_{ser} =$ 4.992 MN. m ; $\overline{\sigma}_{bc} = 18\ MPa$; $\sigma_{sc} = 260\ MPa$

b=1.00 m; h=2.00m; d=1.80 m

$x = \frac{15\times\sigma_{bc}}{15\times\sigma_{bc}+\sigma_{sc}} \times d = 0.91$ m ; $z = d - \frac{x}{3} = 1.496\ m$

$$M_1 = 0.5 \times b \times x \times \sigma_{bc} \times z = 12.20\ MN.m$$

$M_1 \geq M_{ser}$ → Sections sans acier comprimée (S.S.A.C)

$A_{serth} = \frac{M_{ser}}{z\times\sigma_{sc}} = 128.29 cm^2/ml$ $A_{(C.N.F)} = 0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \times b \times d = 19.87 cm^2/ml \leq A_{serth}$ → $A_{serth} \geq 128.29\ cm^2$

VII.3. ETUDE DE LA CULEE

VII.3.1. Introduction

L'objectif de cette partie est d'étudier la culée C1 située au départ de l'ouvrage ainsi que les fondations de cette dernière (semelle + pieux).

VII.3.2. Caractéristique géométrique de la culée

Les dimensions de la semelle sont comme suit :

- Forme cubique de $9.6m \times 16.8\,m \times 2.0\,m$
- Un entraxe des pieux de $3\phi = 3.6\,m$ et une distance $\phi = 1.2m$ entre l'axe des pieux de coin et la frontière de la semelle.

Les épaisseurs des murs sont comme suit : $e_{MF} = 1.6$ m ; $e_{MGG} = 0.40$ m ; $e_{MR} = 0.50$m

VII.3.3. Modèle

Pour le calcul de la culée nous allons modéliser la culée sur le logiciel MIDAS CIVIL. Les éléments des culées sont représentés par des éléments plaque avec des épaisseurs qui correspondent aux épaisseurs des éléments. Ils sont liés entre eux par des liaisons rigides complètement bloquées. Les pieux sont représentés par des éléments barres. Le sol est ajouté à l'aide de fonction "Bore and Soil Profiles" et a été affecté au pieux.

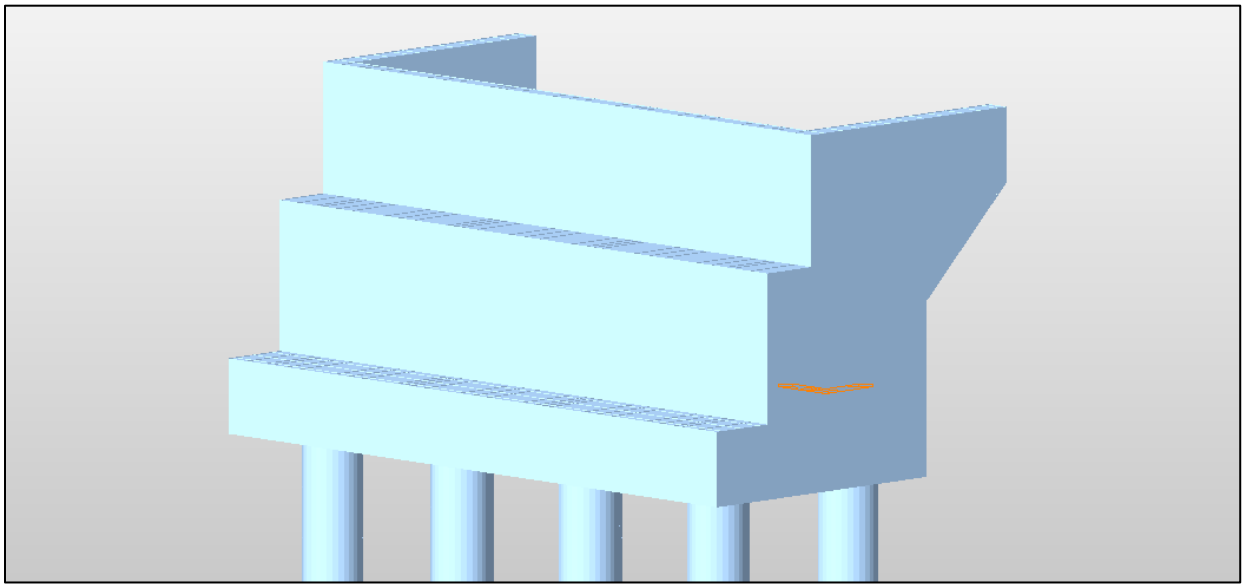


Figure VII.12 : Modèle culée [Midas Civil].

VII.3.4. Actions de Calcul

Tableau VII.15 : Cas de charges.

1	Poids Propre
2	Poussée des terres
3	Poids des terres
4	Ballast
5	Voies
6	SW2 LM71
7	Traction Freinage
8	Fad(+kv)
9	Fad(kv-)
10	Fadq(+kv)
11	Fadq(-kv)
12	Fih
13	Fiv
14	Fihr
15	Fivr
16	Q = 10 Kpa
17	Action du tablier ELU
18	Action du tablier ELS
19	Action du tablier ELA

Les combinaisons de charge sont établies selon la fiche UIC 776-1 Annexe A Tab.1 Tab.2, pages 37-38. Nous avons combiné les actions du tablier avec les cas de charges montrés dans le tableau précédent

VII.3.5. Action du tablier

Les efforts maximaux issus du tablier à l'ELS, l'ELU et l'ELA sont déterminés et données dans l'**annexe B**.

VII.3.6. Actions permanentes

VII.3.6.1. Poids propre des structures en béton armé

Le poids propre des structures de fondation et d'élévation est calculé sur la base des volumes et du poids spécifique du béton armé.

VII.3.6.2. Poids et poussée des terres

On considère le poids des terres qui se trouve sur les semelles, et la poussée des terres qui se trouve derrière les semelles des culées.

Nous avons une surface plane (β=0) donc, sous une profondeur « z » sous la surface, la pression verticale vaut : $F_{v,terre} = \gamma_{sol} z$

Et la pression horizontale (poussée) : $F_{h,terre} = \gamma_{sol}\, z\, k_a$

Avec une forme triangulaire, la résultante des poussées vaut : $P_{h,terre} = 0.5\gamma_{sol}\, z^2\, k_a$

Appliquée à une profondeur : $Z_p = \frac{2}{3} z$

Tableau VII.16 : Caractéristique du sol.

γ,sol (KN/m³)	ϕ_r	Angle d'inclinaison du sol (β)	Coefficient de poussée au repos (k0)	Coefficient de poussée active (ka)	Coefficient de butée (kb)
20	30°	0°	0.50	0.33	3

Tableau VII.17 : Poids et poussées des terres.

Profondeur (z) (m)	Fv (KPa)	Fh (KPa)
0	0	0
2.62	52.40	17.29
5.62	112.40	37.09
7.12	142.40	47.00

Tableau VII.18 : résultante des poussées, point d'application et moment à la base de la semelle

Résultant des poussées sur la semelle (KN/m)	63.07
Point d'application (m)	6.40
Moment à la base de la semelle (KN.m/m)	45.41

VII.3.6.3. Poids et poussée des voies sur la culée

Ballast :

Tableau VII.19 : Caractéristiques du Ballast.

γ,blst (KN/m³)	ep,blst (m)	Lar,blst (m)	Poids,blst (ml)	ϕ_r
20	0.50	9.17	91.7	30 °

Tableau VII.20 : Poids et poussée du ballast.

Profondeur (z) (m)	Largeur d'application L_{ar}(m)	Fv (KPa)	Fh (KPa)
0	9.17	13.34	4.49
2.62	12,54	10.24	3.38
2.76	12.7	9.82	3.24
5.62	16,09	7.97	2.63
7.12	17.82	7.17	2.37
Résultant des poussées sur la semelle (KN/m)			3.75
Profondeur (z) (m)			6.36
Moment à la base de la semelle (KN.m/m)			2.85

Voies :

Tableau VII.21 : Caractéristique de la voie.

Paramètre	Symbole	Valeur
Rails	UIC 60	0.6 KN/m
Traverses et Attaches	$F_{v,trv}$	4.20 KN/m
Charge verticale totale de la voie	$F_{v,voie}$	5.30 KN/m
Largeur du bloc de traverses	L_{bloc}	0.68 m
Ep du ballast	ep_{bls}	0.35 m
Angle de diffusion dans le remblai	$\boldsymbol{\phi_r}$	30°
Angle de diffusion dans le ballast	Φ_{bls}	14.04°

Tableau VII.22 : Poids et poussées des rails, traverses et attaches.

Profondeur (z) (m)	Largeur d'application L_{ar} (m)	Fv (KPa)	Fh (KPa)
0	0.86	6.86	2.66
2.62	3.75	1.57	0.52
5.62	6.6	0.89	0.29
7.12	8.5	0.69	0.23
Résultant des poussées sur la semelle (KPa)			0.39
Point d'application (m)			6.38
Moment à la base de la semelle (KN.m/m)			0.29

VII.3.7. Action variable

Pour avoir le cas le plus défavorable nous allons considérer le cas où nous avons SW/2 sur une voie, et la partie centrale de LM71 sur l'autre : LM71 (4x250 KN).

Tableau VII.23 : Caractéristique de la charge UIC 71.

Longueur (m)	Charge (Qvk)	Lar,trv (m)	Ep,blst (m)	ϕ_r	ϕ_{bslst}
6.40	156.25	2.23	0.5	30.00°	14.04°

Tableau VII.24 : Poids et poussées de la charge mobile LM71.

Profondeur (z) (m)	Largeur d'application(m)	Longueur application(m)	Fv (KPa)	Fh (KPa)
0	2.41	6.58	63.24	21.08
2.62	5.0	9.52	37.35	12.45
5.62	9.28	13.40	8.73	2.91
7.12	11.02	15.14	5.89	1.96
Résultant des poussées sur la semelle (KPa)				3.65
Point d'application (m)				6.34
Moment à la base de la semelle (kNm/m)				2.85

Tableau VII.25 : Caractéristique de la charge SW2

Longueur (m)	Charge (Qvk)	Lar,trv (m)	Ep,blst (m)	ϕ_r	ϕ_{bslst}
25	150	2.23	0.5	30.00°	14.04°

Tableau VII.26 : Poids et poussées de la charge mobile SW2.

Profondeur (z) (m)	Largeur d'application (m)	Longueur d`application(m)	Fv (KPa)	Fh (KPa)
0.00	2.41	25.18	61.94	20.65
2.62	5.02	27.63	27.01	8.91
5.62	9.28	32.01	12.62	4.16
7.12	11.02	34.15	9.93	3.27
Résultant des poussées sur la semelle (KPa)				5.57
Point d'application (m)				6.31
Moment à la base de la semelle (KN.m/m)				4.51

Tableau VII.27 ; Valeur traction et freinage pour SW2 et LM71.

Charges	SW/02	Lm71
Traction (Accélération)	33.00 KN/m	33.00 KN/m
Freinage	35.00 KN/m	20 KN/m
Résultante Traction	825.00 KN	211.20KN
Résultante Freinage	875.00 KN	128.00 KN

Tableau VII.28 : Poids et poussées de la charge acc SW2.

Profondeur (z) (m)	Largeur d'application (m)	Longueur d`application (m)	Fh (KPa)
0	2.41	25.18	13.59
2.62	5.02	27.63	5.94
5.62	9.28	32.01	2.77
7.12	11.02	34.15	2.19
Résultante des poussées sur la semelle (KPa)			3.72
Point d'application (m)			6.31
Moment à la base de la semelle (KN.m/m)			3.68

Tableau VII.29 : Poids et poussées de la charge fr SW2.

Profondeur (z) (m)	Largeur d'application L_{ar} (m)	Longer d`application Lan (m)	Fh (KPa)
0	2.41	25.18	14.41
2.62	5.02	27.63	6.31
5.62	9.28	32.01	2.94
7.12	11.02	34.15	2.32
Résultant des poussées (KPa)			3.945
Point d'application			6.31
Moment à la base de la semelle			4.54

Tableau VII.30 : Poids et poussées de la charge acc LM71.

Profondeur (z) (m)	Largeur d'application L_{ar} (m)	Longueur application Lan (m)	Fh (KPa)
0	2.41	6.58	13.21
2.62	5.0	9.52	4.43
5.62	9.28	13.40	1.69
7.12	11.02	15.14	1.26
Résultant des poussées sur la semelle (KPa)			2.41
Point d'application			6.34 m
Moment à la base de la semelle (kNm/m)			1.88

Tableau VII.31 : Poids et poussées de la charge fr LM71

Profondeur (z) (m)	Largeur d'application L_{ar}	Longueur application Lan (m)	Fh (KPa)
0	2.41m	6.58	8.07
2.62	5.0m	9.52	2.68
5.62	9.28m	13.40	1.03
7.12	11.02m	15.14	0.76
Résultant des poussées sur la semelle (KPa)			1.34
Point d'application			6.34
Moment à la base de la semelle			1.04

Action de 10 KPa :

Charge de 10 kPa : Q = 10.00 kPa

Poussée : Fh = 5.00 kPa

Poussée sur la semelle : Fh,sml = 7.5 kN/m

Moment à la base de la semelle : M,sml = 5.625 kNm/m

VII.3.8. Actions sismiques

Tableau VII.32 : Caractéristiques sismiques.

Poids volumique du sol γ_s (KN/m3)	ϕ_r	Zone sismique	Groupe de pont	Coef d'acceleration de zone
20.00	30.00°	IIa	1	0.25

VII.3.8.1. Efforts d'inertie sismiques de la structure

La force d'inertie des élévations et du massif a été évaluée en multipliant les masses par l'accélération au sol.\

Conformément au règlement RPOA 2008, par 5.5.2.4, les coefficients sismiques horizontaux (Kh) et verticaux (Kv) qui intéressent toutes les masses sont calculées comme ci-suit :

$$k_h = \frac{a_g}{g} \quad k_v = \pm 0.3 \frac{a_g}{g}$$

Par conséquent les forces d'inertie des masses sont : $F_{i,h} = 0.25W$ $F_{i,v} = \pm 0.075W$

Où par « w » on indique le poids des masses qui participent au séisme.

Tableau VII.33 : Efforts d'inertie sismiques de la structure.

	Poids volumique de BA $\gamma_c = 25.00\ KN/m^3$		
	Epaisseur (m)	Force d'inertie horizontale $F_{i,h}$ (Kpa)	Force d'inertie verticale $F_{i,v}$ (Kpa)
Mur gard grève	0.4	2.5	0.94
Mur de front	1.6	10	3.00
Mur en retour	0.50	3.125	0.93
Semelle	1.5	9.375	2.81

VII.3.8.2. Effort d'inertie du remblai

Nous allons considérer les remblais qui se trouve sur la semelle entre les murs en t=retours.

Cette force est calculé de la même façon que la force d'inertie des éléments de la culée.

Largeur du talon : Lar,tal = 3.00m

Espace entre les MRs: Esp,mr = 12.7m

Force d'inertie verticale du remblai : Fiv,rmb = 19.05 KPa

Force d'inertie horizontale du remblai : Fih,rmb = 15 KPa

VII.3.8.3. Poussée dynamique globale

La poussée dynamique des terres est calculée par tout la méthode de mononbé-okabé.

Sous séisme, la poussée dynamique globale, comportant à la fois les effets statiques et dynamique de la poussée active des terres, s'exerce à mi-hauteur de la paroi (diagramme de pression rectangulaire) :

$$F_{ad} = \frac{1}{2}\gamma(1 \pm k_v)H^2 k_{ad}$$

Avec : $K_{ad} = \frac{(\cos(\phi-\theta))^2}{\cos^2(\theta)\times\left[1+\sqrt{\frac{sin\varphi\times\sin(\varphi-\beta-\theta)}{cos\theta\times cos\beta}}\right]}$ tel que: $\theta = Arctan\,(\frac{k_h}{1\pm k_v})$

Tableau VII.34 : Poussée dynamique globale.

$k_h = 0.25$	$k_v = 0.075$	$v(+k_v) = 0.23rad$	$v(-k_v) = 0.26rad$	$k_{ad}(+k_v) = 0.17$	$k_{ad}(+k_v) = 0.18$
Hauteur de la semelle =1.5m					
Poussée dynamique globale Fad (+kv)		**Poussée dynamique globale Fad (-kv)**	**Poussée dynamique sur la semelle Fad,sml (+kv)**	**Poussée dynamique sur la semelle Fad,sml (-kv)**	
1.68 kPa		1.51 kPa	2.52 kN/m	2.27 kN/m	
Moment à la base de la semelle M,Fad,sml (+kv)			**Moment à la base de la semelle M,Fad,sml (-kv)**		
1.89 (kNm/m)			1.70 (kNm/m)		

VII.3.9. Modélisation des charges

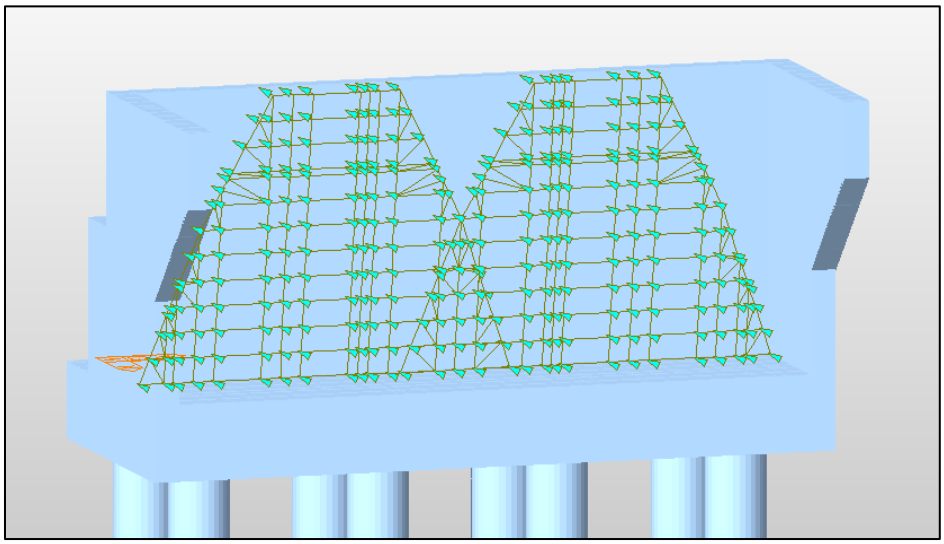


Figure VII.13 : Example de la diffusion de charge locale de LM71 sur la culée [MIDAS CIVIL].

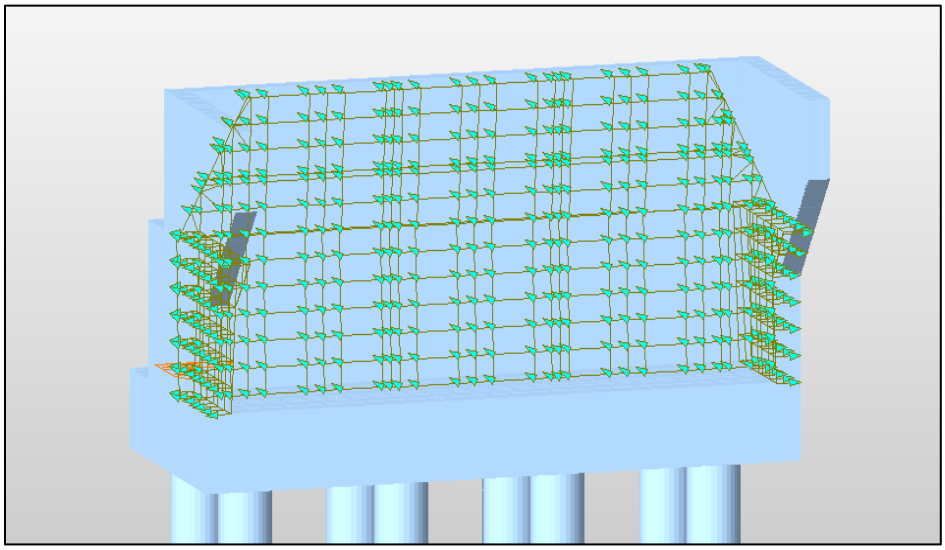


Figure VII.14 : La diffusion des charges locales du ballaste sur la culée [MIDAS CIVIL].

VII.3.10. Pieux

VII.3.10.1. Efforts dans les pieux

Nous allons dans le **Tableau VII.35** ci-après représenter les efforts max et min dans les pieux.

Tableau VII.35 : Les efforts max et min dans les pieux a l'ELU, ELS et ELA.

	Elem	Load	Type	Axial (kN)	Moment-y (kN·m)	Moment-z (kN·m)
ELU	1174	ELU26.8min	N max	-3222.07	947.18	-222.71
	1105	ELU27.5min	N min	-32.33	-220.17	-238.5
	1253	ELU26.8min	My max	-1363.3	-959.67	-54.95
	1106	ELU21.8max	My min	-310.35	-49.41	-91.99
	1179	ELU27.5min	Mz max	-1645.2	-509.24	-297.26
ELS	**Elem**	**Load**	**Type**	**Axial (kN)**	**Moment-y (kN·m)**	**Moment-z (kN·m)**
	1074	ELS26.8min	N max	-2244.38	476.23	188.05
	1458	ELS27.5min	N min	-124.31	-20.27	-53.04
	1253	ELS26.8min	My max	-1036.11	-889.05	-46.86
	1134	ELS27.5min	My min	-692.49	-11.21	-62.67
	1174	ELS27.5min	Mz max	-1146.49	-225.39	639.13
ELA	**Elem**	**Load**	**Type**	**Axial (kN)**	**Moment-y (kN·m)**	**Moment-z (kN·m)**
	1074	ELA22.5max	Mz max	-1979.32	-94.85	-516.9
	1270	ELA22.5max	Mz min	-220.47	0.21	-2.74

VII.3.10.2. Ferraillage longitudinale

Le pieu est considéré soumis à la flexion composée, à l'aide des abaques de **WALTHER** (voir **Figure VII.8**), on tire la section d'armature, on a :

$$\mathbf{N_{min}} = -4039.14\mathbf{KN} \qquad \mathbf{M_{max}} = 1094.45\mathrm{KN.m}$$

On tire:

$$m=\frac{M}{\pi R^2 D B_w}=0.026 \quad n=\frac{N}{\pi R^2 B_w}=0.11 \quad Fa=\frac{\omega\,\pi\,R^2\,fc_{28}}{\sigma_s}$$

Pour h/d=0.05 et pour σ_s=460 MPa on tire :

ω = 0.18 et pour σ_s=500 Mpa ω = 0.2 ce qui donne Fa =135.71 cm²

Vérification d'armature minimal :

- On prend des cercles HA16 espacement de 10 cm dans la zone critique à une profondeur 2 d à partir de la tête du pieu et une longueur ± 2d à partir de chaque interface entre deux couches présentant une différence marquée de raideur au cisaillement (rapport des modules de cisaillement > 6).
- Des cercles HA16 espacement de 15 cm dans la zone courante.

VII.3.11. Ferraillage de la semelle

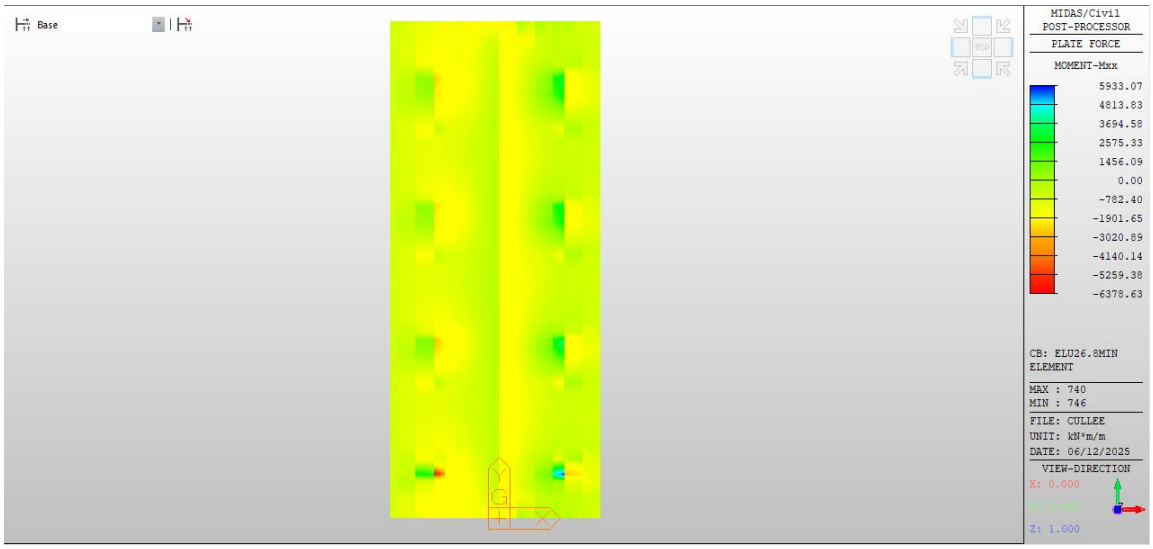


Figure VII.15 : Efforts agissants sur la semelle.

Tableau VII.36 : Distribution du moment Mxx_els pour l'élément plaque de la semelle.

Moments (KN.m/m)	ELS	ELU	ELA
M_{x-x}[Nappe sup]	2304.76	2575.33	2501.53
M_{x-x}[Nappe inf]	-2078.07	-3020.89	-2059.07
M_{y-y}[Nappe sup]	2672.07	3135.35	2662.86
M_{y-y}[Nappe inf]	-2129.91	-3595.05	-2744.75

VII.3.11.1. Résultats de calcul

Tableau VII.37 : Evaluation de la section d'acier dans les deux sens x-x, y-y.

AS/sens	Ø(mm)	Espacement	Section cm²/ml
$A_{S\,x-x}$[Nappe sup]	7HA32	15 cm	42.4 cm²/ml
$A_{S\,x-x}$[Nappe inf.]	7HA32	15 cm	50.1 cm²/ml
$A_{S\,y-y}$[Nappe sup]	8HA 32	12.5 cm	52.1 cm²/ml
$A_{S\,y-y}$[Nappe inf.]	8HA32	12.5cm	60.2 cm²/ml
$A_{S\,x-x}$[Armature latérale]	5HA12	20cm	5.01 cm²/ml
$A_{S\,y-y}$[Armature latérale]	4HA14	25cm	6.02 cm²/ml

VII.3.12. Ferraillage des éléments de la culée

VII.3.12.1. Ferraillage de mur frontal

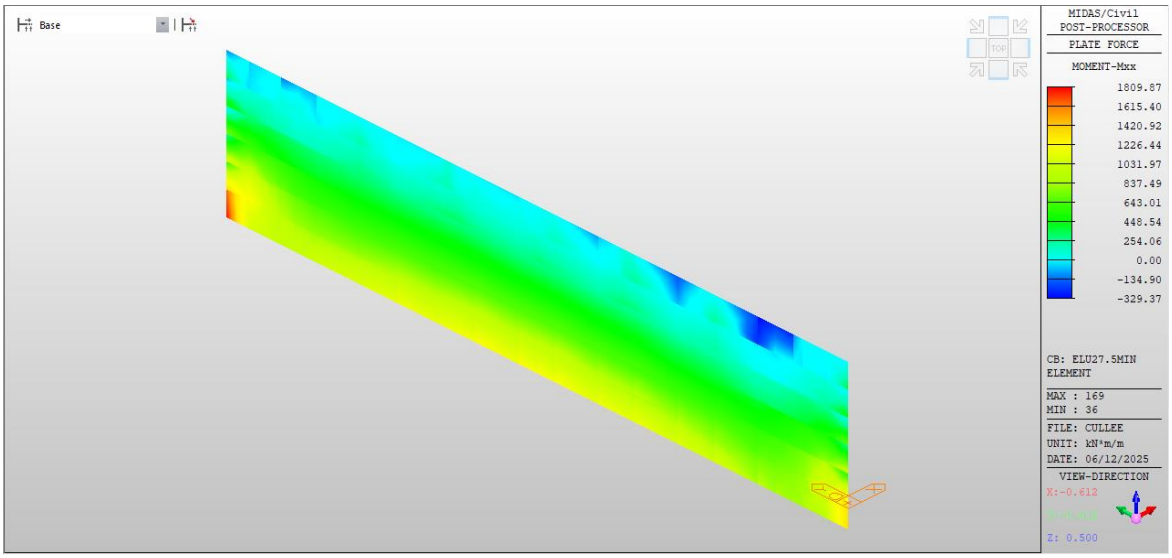


Figure VII.16 : Mur frontal [MIDAS CIVIL].

Tableau VII.38 : Evaluation des efforts agissant sur le mur frontal.

	Côté	Cas de charge	Moments (KN.m /m)	Effort axial (KN /m)
ELU	**Côté x-x remblais**	LC-ELU27.5	1178.68	222.56
	Côté x-x extérieure	LC-ELU27.5	-299.49	-105.88
	Côté y-y remblais	LC-ELU27.5	1542.32	943.04
	Côté y-y extérieure	LC-ELU27.5	-451.01	-422.29
ELS	**Côté x-x remblais**	LC-ELS26.8	945.12	180.38
	Côté x-x extérieure	LC-ELS26.8	-245.32	99.46
	Côté y-y remblais	LC-ELS26.8	1178.98	712.54
	Côté y-y extérieure	LC-ELS26.8	-301.55	-23.11
ELA	**Côté x-x remblais**	LC-ELA27.5	1484.45	451.32
	Côté x-x extérieure	LC-ELA27.5	-569.10	-302.56
	Côté y-y remblais	LC-ELA27.5	2487.41	551.32
	Côté y-y extérieure	LC-ELA27.5	-1700.34	-344.65

Tableau VII.39 : Evaluation de la section d'acier dans les deux sens x-x, y-y.

AS/sens	∅(mm)	Espacement(cm)	Section cm²/ml
$A_{S\,x-x}$[Côté remblais]	6 HA 20	15	17.4
$A_{S\,x-x}$[Côté extérieur]	6 HA 20	15	16
$A_{S\,y-y}$[Côté remblais]	6 HA32	15	44.3
$A_{S\,y-y}$[Côté extérieur]	8 HA 25	12.5	29.8

VII.3.12.2. Ferraillage de mur garde grève

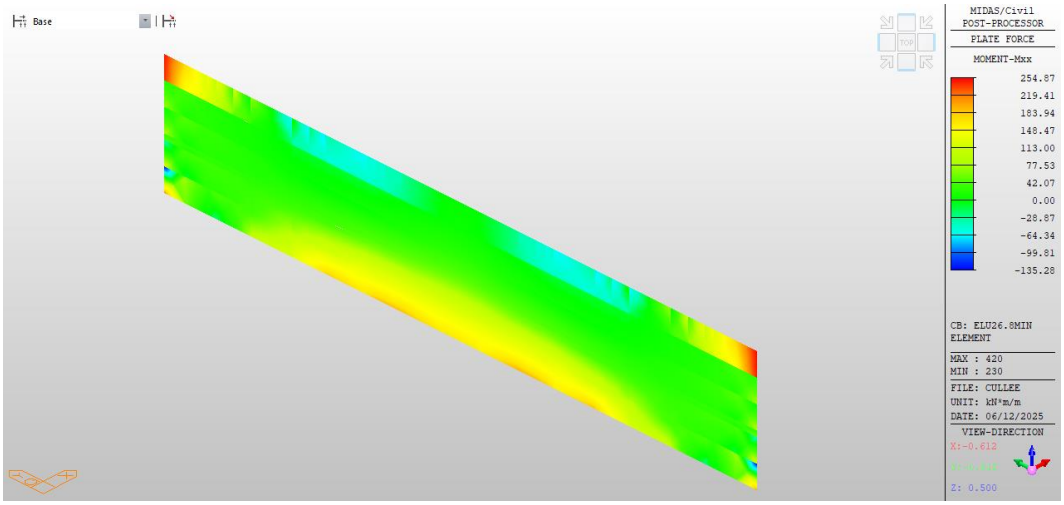


Figure VII.17 : Mur garde grève [MIDAS CIVIL].

Tableau VII.40 : Evaluation des efforts agissant sur le mur garde grève.

	Côté	Cas de charge	M (KN.m /m)	N (KN /m)
ELU	Côté x-x remblais	LC-ELU27.5	153.06	-14.83
	Côté x-x extérieure	LC-ELU27.5	-87.13	199.45
	Côté y-y remblais	LC-ELU27.5	293.87	-118.20
	Côté y-y extérieure	LC-ELU27.5	23.71	-77.68
ELS	Côté x-x remblais	LC-ELS26.8	173.26	24.75
	Côté x-x extérieure	LC-ELS26.8	-43.28	-143.22
	Côté y-y remblais	LC-ELS26.8	174.78	80.96
	Côté y-y extérieure	LC-ELS26.8	15.37	50.60
ELA	Côté x-x remblais	LC-ELA27.5	355.23	53.92
	Côté x-x extérieure	LC-ELA27.5	-302.69	-30.05
	Côté y-y remblais	LC-ELA27.5	587.47	66.94
	Côté y-y extérieure	LC-ELA27.5	-409.47	-106.62

Tableau VII.41 : Evaluation de la section d'acier dans les deux sens x-x, y-y.

AS/sens	∅(mm)	Espacement(cm)	Section cm²/ml
$A_{S\,x-x}$[Côté remblais]	5 HA20	20	13.5
$A_{S\,x-x}$[Côté extérieur]	5 HA25	20	21.9
$A_{S\,y-y}$[Côté remblais]	4 HA20	15	19.3
$A_{S\,y-y}$[Côté extérieur]	6 HA25	15	25.5

VII.3.12.3. Ferraillage de mur en retour

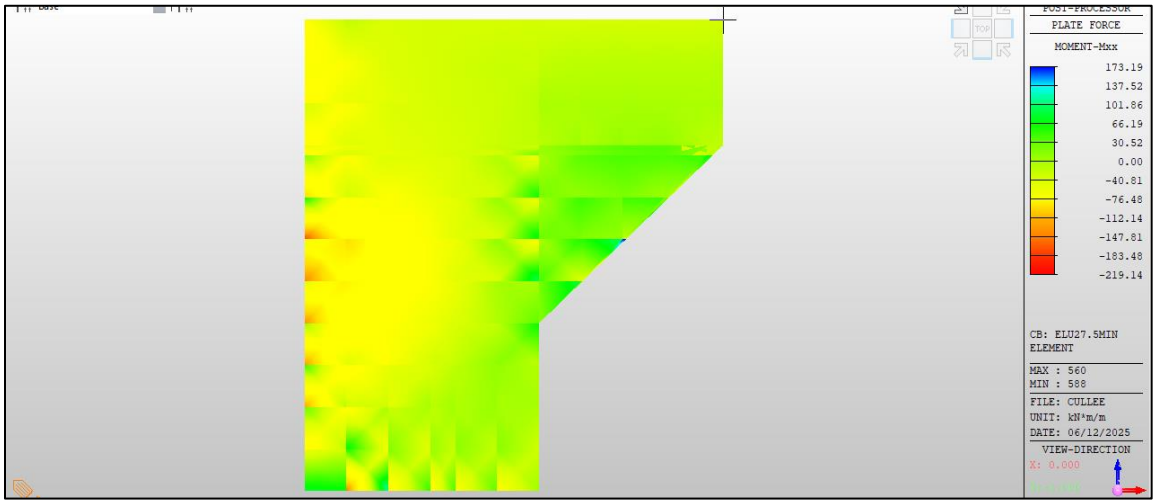


Figure VII.18 : Mur en retour [MIDAS CIVIL].

Tableau VII.42 : Evaluation des efforts agissant sur le mur en retour.

	Côté	Cas de charge	M (KN.m /m)	N (KN /m)
ELU	Côté $x-x$ remblais	LC-ELU27.5	147.81	84.23
	Côté $x-x$ extérieure	LC-ELU27.5	-101.86	-12.45
	Côté $y-y$ remblais	LC-ELU27.5	256.20	91.11
	Côté $y-y$ extérieure	LC-ELU27.5	-131.54	-33.42
ELS	Côté $x-x$ remblais	LC-ELS26.8	112.32	61.23
	Côté $x-x$ extérieure	LC-ELS26.8	98.12	4.59
	Côté $y-y$ remblais	LC-ELS26.8	201.98	84.08
	Côté $y-y$ extérieure	LC-ELS26.8	-70.64	-14.32
ELA	Côté $x-x$ remblais	LC-ELA27.5	259.51	-289.35
	Côté $x-x$ extérieure	LC-ELA27.5	-219.53	180.95
	Côté $y-y$ remblais	LC-ELA27.5	397.43	-354.57
	Côté $y-y$ extérieure	LC-ELA27.5	-345.69	220.58

Tableau VII.43 : Evaluation de la section d'acier dans les deux sens x-x. y-y

AS/sens	∅(mm)	Espacement(cm)	Section cm²/ml
$A_{S\,x-x}$[Côté remblais]	6 HA20	15	17.3
$A_{S\,x-x}$[Côté extérieur]	6 HA25	15	12.1
$A_{S\,y-y}$[Côté remblais]	6 HA20	15	25.9
$A_{S\,y-y}$[Côté extérieur]	6 HA25	15	16.3

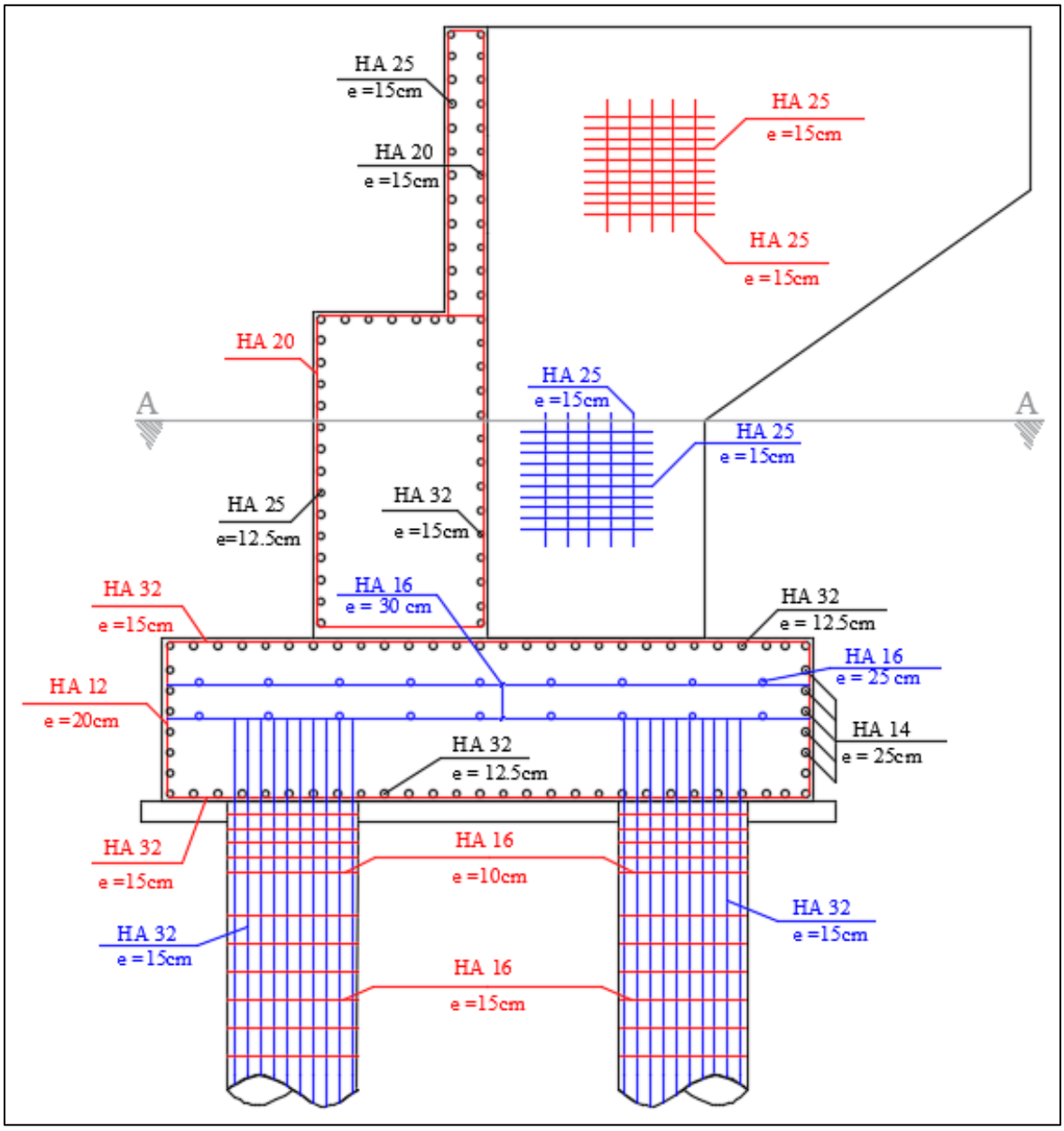


Figure VII.19 : Schéma illustratif du ferraillage de la culée, semelle et pieux (coupe longitudinale).

NB : on a ajouté des armatures de renforcement HA16 au milieu pour diminuer le risque d'éclatement due à la grande épaisseur de la semelle.

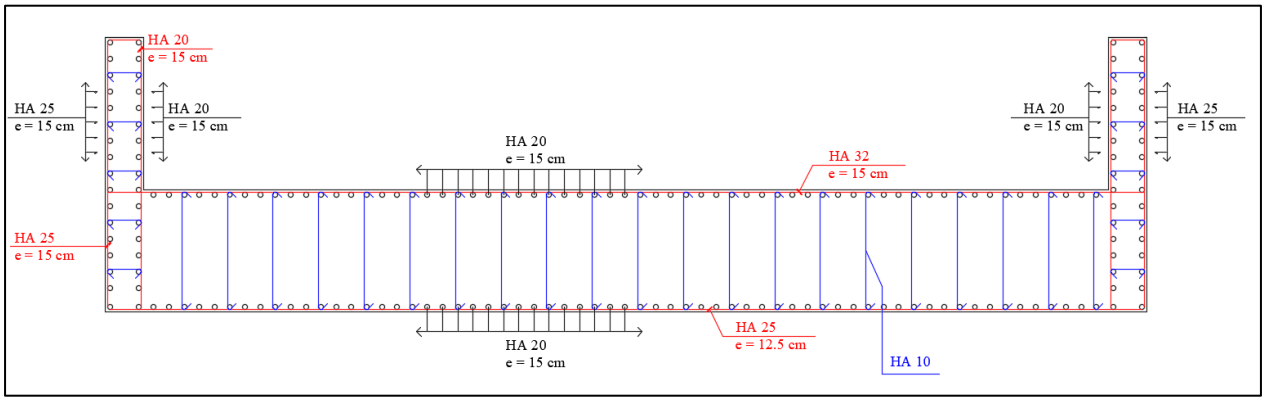


Figure VII.20 : Schéma illustratif du ferraillage de la culée (coupe A-A).

CONCLUSION

En conclusion, l'étude de l'infrastructure a permis de modéliser les éléments porteurs en interaction avec le sol, notamment les pieux, la semelle et les piles. Les hypothèses adoptées, ainsi que les modèles numériques utilisés, ont permis de représenter le comportement structurel de l'ensemble.

CHAPITRE VIII :
INTERACTION RAIL-STRUCTURE

VIII.1. INTRODUCTION

Dans les anciens chemins de fer, il y avait des rails de 12 à 36 m de longueur avec des joints Fish Plate. Ces joints n'assurent pas une continuité parfaite des rails, en conséquence, le matériel s'usera, notamment le martèlement, provoquant le matage et la fragilisation des extrémités des rails, ainsi qu'une détérioration au niveau des joints des traverses et du ballast. Cela engendre également un inconfort pour les voyageurs dû au bruit. Pour pallier ces problèmes, un entretien lourd et coûteux est nécessaire.



Figure VIII.1 : Fish Plate Joint.

De ce fait, la plupart des lignes ferroviaires modernes utilisent les Longs Rails Soudés (LRS). Ces rails sont continus et peuvent atteindre plusieurs kilomètres. De nombreuses études ont porté sur l'évaluation et la limitation des contraintes dans le rail et sur la stabilité de la voie posée sur plate-forme courante (hors pont), d'une part sous le seul effet des contraintes thermiques, d'autre part sous l'effet conjugué des contraintes thermiques et des charges ferroviaires.

La présence d'un tablier dilatable sous une voie équipée de longs rails soudés continus crée une discontinuité dans l'assise de la voie. Cette discontinuité cause des déplacements entre le tablier et la voie lorsque le tablier se dilate. Cela génère des efforts et des contraintes supplémentaires sur les rails et la structure, en raison des charges ferroviaires Ces contraintes peuvent conduire au flambement des rails sous compression ou à leur rupture sous traction. L'analyse de l'interaction rail-structure (IRS) vise à évaluer et comparer ces contraintes aux valeurs admissibles pour assurer la sécurité de la voie et de l'ouvrage.

VIII.2. ÉTUDE DU PHENOMENE

VIII.2.1. Principes de fonctionnement des longs rails soudés continus sur plate-forme courante

Les longs rails soudés (LRS) sont des segments de rail de grande longueur obtenus en soudant ensemble des sections plus courtes, généralement de 25 à 100 mètres. Ils améliorent la stabilité de la voie, diminuent les besoins de maintenance et augmentent le confort et la sécurité des passagers, créant ainsi une voie continue qui réduit les impacts et les vibrations causés par le passage des trains



Figure VIII.2 : Rails soudées.

Dans les longs rails soudés continus, il existe une "zone centrale" où la dilatation est, en pratique, totalement empêchée et deux zones extrêmes de "respiration" longues de 150 m environ chacune ; les appareils de dilatation disposés en extrémité de LRS ont une variation d'ouverture d'environ 50 mm et permettent le libre mouvement des extrémités des longs rails soudés.

VIII.2.2. Paramètres du phénomène :

On distingue des paramètres propres à l'ouvrage et d'autres paramètres propres à la voie.

VIII.2.2.1. Paramètres ouvrage d'art

- **Longueur dilatable**

La longueur dilatable (LT) est la distance entre le centre thermique et l'extrémité libre opposée du tablier. Le centre thermique dépend de la position et la nature des appuis. Dans le cas d'un pont à tablier isostatique, la longueur dilatable est la longueur de la travée ou la longueur totale du tablier.

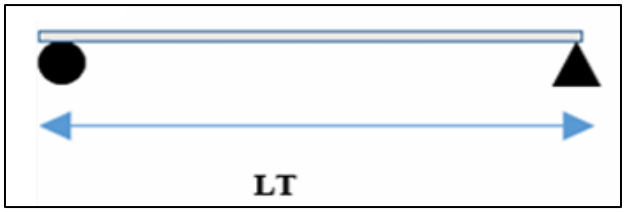


Figure VIII.3 : – Longueur dilatable d'un tablier isostatique

- **Portée :**

Les charges verticales provoquant un déplacement longitudinal à l'extrémité du tablier, l'interaction entre la voie et le pont est influencée par la portée de ce dernier.

- **Raideur des appuis :**

La résistance du tablier au déplacement horizontal est un paramètre important

- δ_p : Déplacement en tête de l'appui dû à la déformation élastique
- δ_Φ : Déplacement en tête de l'appui dû à la rotation de la semelle ou des fondations
- δ_h : Déplacement de l'appui dû au mouvement horizontal des fondations
- δ_a : Déplacement entre les niveaux supérieur et inférieur des appareils d'appui

La valeur de la composante du déplacement doit être déterminée au niveau de l'appareil d'appui ou à l'endroit où d'autres assemblages structuraux sont connectés aux appuis, comme illustré dans la figure :

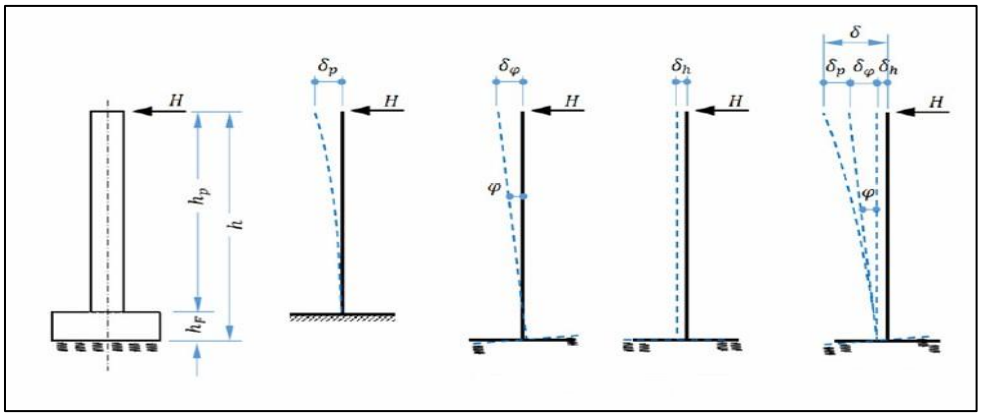


Figure VIII.4 : Facteurs intervenant pour déterminer la raideur K des appuis.

- **Raideur du tablier à la flexion.**
- **Hauteur du tablier.**

VIII.2.2.2. Paramètres de la voie

- **Résistance de la voie**

La résistance k de la voie au déplacement longitudinal u dépend essentiellement du type de liaison entre le rail et le tablier ou la plateforme, autrement dit de la loi qui régit cette liaison, ainsi que d'autres facteurs tels que le chargement, l'entretien, etc

- **Section transversale du rail**

Un autre paramètre de la voie est la section des rails.

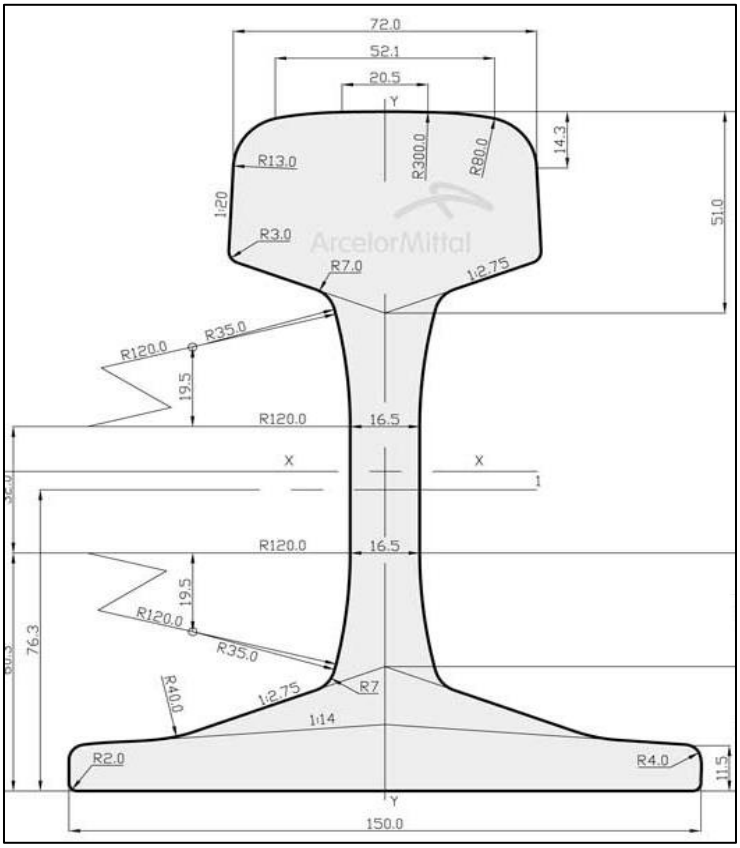


Figure VIII.5 : Section transversale d'un rail UIC60.

VIII.2.3. Comportement de la voie

La résistance au déplacement longitudinale d'une voie ballastée est fonction de deux facteurs :

- La résistance du rail au déplacement par rapport aux traverses, il est obtenu par l'intermédiaire de la fixation du rail, sa grandeur dépend de l'efficacité du serrage.
- La résistance au déplacement de l'ensemble traverses/rail vis-à-vis le tablier. Il est obtenu par le fait que le ballast résiste au déplacement de la traverse et par le frottement entre ballast et tablier

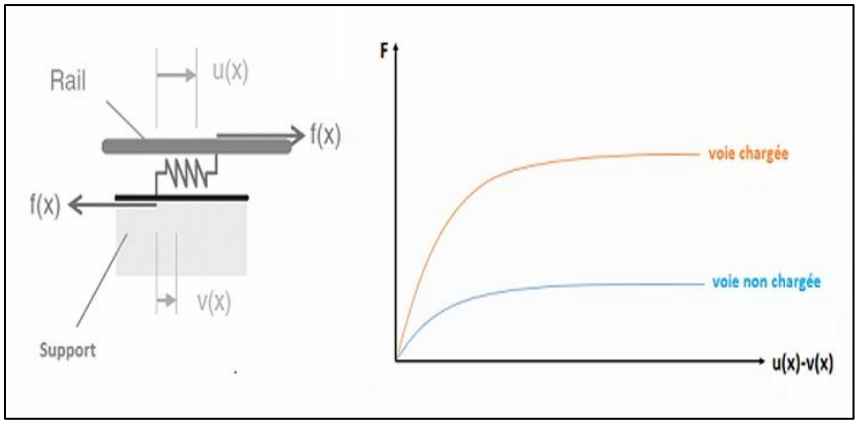


Figure VIII.6 : Résistance de la voie en fonction du déplacement longitudinal.

Comme illustré dans la figure **??** et afin de simplifier l'analyse, les courbes de la figure X.6 sont remplacé par des fonctions bilinéaires qui permettent de représenter avec une précision suffisante la résistance de la voie à prendre en compte dans les calculs.

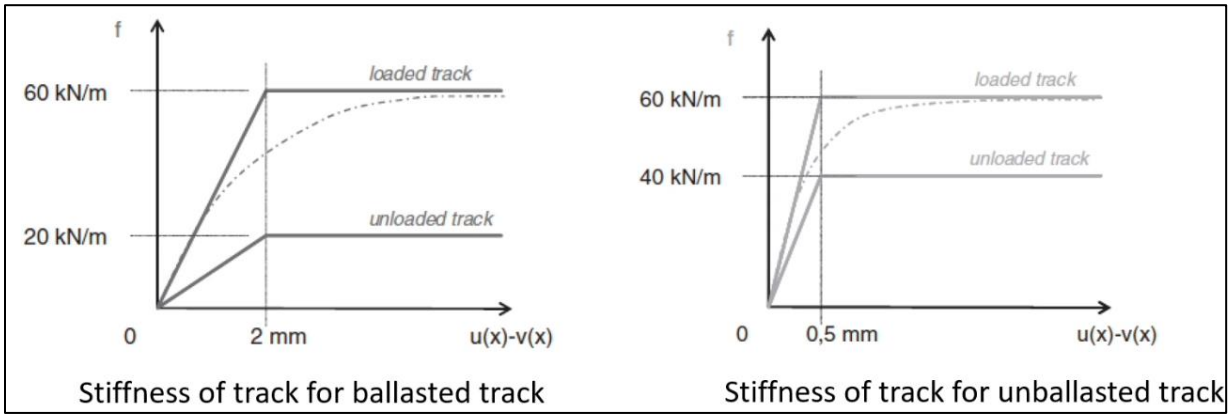


Figure VIII.7 : modèle bilinéaire du comportement de la voie

Les valeurs utilisées pour une voie ballastée selon le UIC 774-3R sont les suivantes :

Valeur des déplacements u_0 entre zone élastique et zone plastique :

- u_0 = 0,5 mm pour la résistance du rail au glissement relatif par rapport aux traverses
- u_0 = 2 mm pour la résistance des traverses dans le ballast

Valeurs courantes de la résistance k au palier plastique :

- k = 20 kN/m pour la résistance de la traverse dans le ballast (voie non chargée), bon entretien
- K=*40* kN/m pour la résistance de la traverse dans le ballast (1 voie chargée)
- k = 60 kN/m pour la résistance de la 2 voies chargées

VIII.2.4. Comportement du pont

L'étude du phénomène d'interaction voie-ouvrage d'art est basée sur les éléments suivants concernant le pont

- Le schéma fonctionnel de l'ouvrage.
- La raideur totale d'appui.
- Le comportement du tablier à la flexion.

VIII.2.4.1. Schéma fonctionnel de l'ouvrage

Il permet d'identifier le nombre de tabliers qu'il comporte, le nombre d'appuis par tablier, la position des appuis fixes et mobiles, la longueur des travées, la longueur dilatable et la position des appareils de dilatation (AD) s'ils en existent.



Figure VIII.8 : Schéma fonctionnel simple d'un tablier isostatique (voie sans app de dilatation).

VIII.2.5. Actions à considérer dans l'analyse d'interaction

Les efforts pouvant conduire à des effets d'interactions sont les suivants :

- La dilatation thermique du tablier seul, dans le cas des longs rails soudés.
- Les forces de freinage et de démarrage du train.
- La rotation de la structure sur ses appuis due à la flexion du tablier sous charges verticales.
- Les déformations dues au fluage et au retrait dans les structures en béton armé.
- Le déplacement longitudinal des appuis de pont sous gradient thermique.
- La déformation de la structure due au gradient vertical de température. Néanmoins dans la majeure partie des cas, seuls les trois premiers effets sont pris en considération car c'est eux qui ont un effet prépondérant, les autres sont négligeable.

NB : Dans la majeure partie des cas, les 3 premiers effets sont importants pour les projets de ponts. Ces effets sont cumulés suivant des règles qui sont précisées plus loin.

VIII.2.5.1. Efforts dus aux variations de température

On considère seulement les variations de température du tablier en raison de l'absence des appareils de dilatation. Dans ce cas, la variation de température des rails n'entraîne pas de déplacement de la voie, c'est pourquoi il n'y a pas d'effet d'interaction provenant de la variation de température de la voie. La température de référence pour un pont est celle du tablier. Par rapport à cette valeur, les variations de température du pont n'excèdent pas ± 35°C.

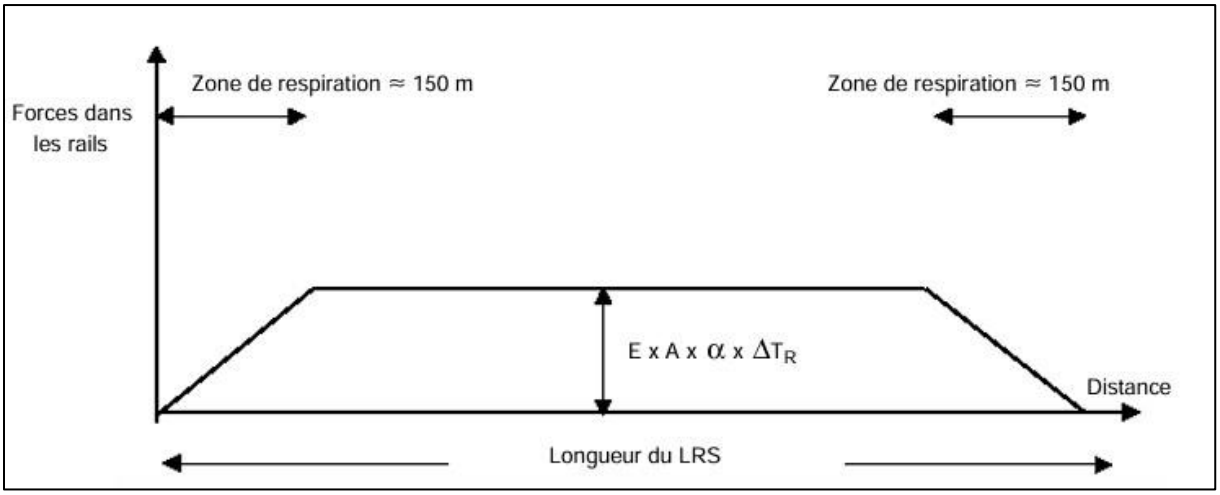


Figure VIII.9 : Principe de fonctionnement d'un long rail soudé sous les effets thermiques.

Avec :

a : coefficient de dilatation thermique

ΔT_R : variation de température du rail à partir de la température de référence ou de pose

E : module d'élasticité de l'acier (210 000 N/mm^2)

A : section de 2 rails pour la voie

f : force dans la voie

F :la force maximale au niveau de la zone neutre entre les zones de respiration est donnée par la relation :

$$F = E \times A \times \alpha \times \Delta T_R$$

NB : En raison de ce principe de fonctionnement des longs rails soudés, notre analyse doit inclure un minimum de 300 m de voie de part et d'autre de l'ouvrage.

VIII.2.5.2. Les modèles de charges verticales

Le livret 2.01 définit les cas de charges induits par le trafic ferroviaire. On distingue :

- Le modèle de charge LM71 ;
- Les modèles de charge SW/2 ;
- Le modèle de charge « train à vide ».

Ces cas de charges sont traités dans le chapitre charges et surcharges.

VIII.2.5.3. Efforts dus au freinage/démarrage

Les forces de démarrage et de freinage appliquées sur le rail sont considérées réparties uniformément sur la longueur d'application et ont les valeurs caractéristiques définies dans la partie surcharges.

NB : dans le cas d'un pont à deux voies au plus, les forces de démarrage sur une voie doivent être combinées avec les forces de freinage sur l'autre voie, on considère deux voies chargées au plus.

VIII.2.5.4. Efforts dus à la flexion du tablier

Les charges verticales d'exploitation génèrent une flexion du tablier et donc une rotation des sections d'extrémités, avec le déplacement de l'arête supérieure du tablier. Ces charges peuvent être appliquées sur le tablier, sur la plateforme aux deux extrémités du tablier ou à une extrémité seulement.

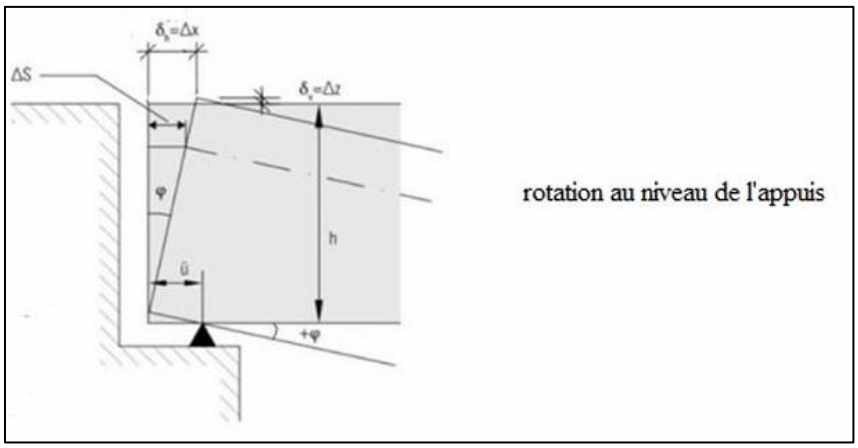


Figure VIII.10 : Rotation d'appui sous charge ferroviaire verticale.

VIII.2.6. Combinaisons des effets de cas de charge

Pour le calcul des réaction totales, et pour la vérification des contraintes admissibles dans les rails, l'effet global ∑R est calculé comme suit :

$$\sum R = \alpha R_{Action\ Thermique} + \beta R_{Action\ de\ la\ charge\ virticale} + \gamma R_{Action\ Freinage/Démmarge}$$

Pour le calcul des valeurs globales des contraintes dans le rail et des déplacements, α, β et γ ont tous la valeur 1 pour les tabliers isostatiques ou continus.

Le comportement de ballast est non-linéaire donc l'analyse doit être non-linéaire. Mais l'UIC donne la formule linéaire précédente pour la combinaison des effets car elle donne des résultats un peu plus défavorables.

En cas dépassement légère des limites de vérification, une analyse non-linéaire est envisageable. Mais les résultats de l'analyse linéaire sont toujours valables.

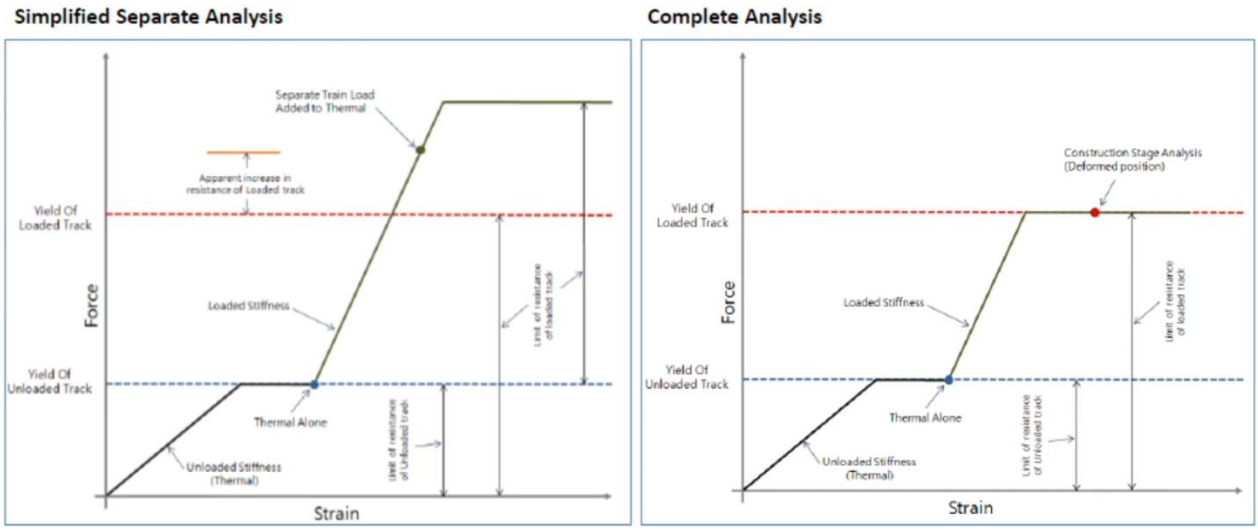


Figure VIII.11 : Analyse linéaire et analyse non-linéaire

VIII.2.7. Exigences de conception

Base pour l'analyse de l'interaction voie / Structure :

L'analyse est réalisée en accord avec la fiche technique de l'UIC 774-3R, pour l'interaction voie-structure, et suivant le chapitre 1.7.2, nous devons garantir les critères suivants :

Dans le cas de tabliers avec longs rails soudés continus :

- La contrainte supplémentaire maximale admissible de compression dans le rail due à la variation de température du tablier, au freinage/démarrage et à la rotation d'about **est** ≤ 72 N/mm².
- La contrainte supplémentaire maximale admissible de traction dans le rail due à la variation de température du tablier, au freinage/démarrage et à la rotation d'about **est** ≤ 92 N/mm².
- Le déplacement horizontal relatif maximum admissible entre le tablier et le rail dû au freinage/démarrage est ≤ 4 mm.
- Le déplacement horizontal absolu maximum admissible du tablier dû au freinage / démarrage est ≤ 5 mm.
- Le déplacement maximum admissible entre l'arête supérieure de l'extrémité du tablier et la culée ou entre les arêtes supérieures de 2 extrémités de tabliers successifs dû à la flexion verticale (incluant le coefficient de majoration dynamique) est ≤ 8 mm (avec interaction).

Dans le cas de tabliers avec longs rails soudés et un appareil de dilatation à une extrémité :

- Le déplacement horizontal relatif maximum admissible entre le rail et le tablier dû au freinage/démarrage est ≤ 4 mm .
- Le déplacement horizontal absolu maximum admissible du tablier dû au freinage / démarrage est ≤ 5 mm .

- Le soulèvement maximum de l'about de tablier est limité. Sa valeur admissible est fixée par l'Autorité compétente.

Dans le cas d'un tablier avec appareils de dilatation de la voie aux deux extrémités ou de voie avec joints :

- Le déplacement horizontal absolu maximum admissible du tablier dû au freinage/démarrage est 30 mm ($\delta abs \leq 30$ mm).
- Le soulèvement maximum de l'about du tablier est limité. Sa valeur admissible est fixée par l'Autorité compétente

Les actions à prendre en compte, sont les suivantes selon le chapitre 1.4.2 de la norme : UIC 774-3R :

- La dilatation thermique du tablier seul, dans le cas de longs rails soudés continus, ou la dilatation thermique du tablier et du rail, lorsqu'il existe un appareil de dilatation de la voie.
- Les forces horizontales de freinage et démarrage.
- la rotation de la structure sur ses appuis du fait de la flexion du tablier sous charges verticales d'exploitation.
- La déformation de la structure en béton due au fluage et au retrait.
- Le déplacement longitudinal des appuis de pont sous gradient thermique.
- La déformation de la structure due au gradient vertical de température.

NB : Dans la majeure partie des cas, les 3 premiers effets sont importants pour les projets de ponts. Ces effets sont cumulés suivant des règles qui sont précisées plus loin

Note sur le Critère des valeurs des contraintes supplémentaires admissibles : Pour les conditions du CODE UIC774-3, sur les valeurs des contraintes maximales supplémentaires admissibles en compression et traction dans les longs rails soudés posés sur un pont, le critère de rayon minimal.

de 1500m n'est pas vérifier dans notre cas (Rayon 600m). Selon la norme dans ce cas la valeur des contraintes maximales supplémentaires admissibles en compression et traction admissible doit être fixée par l'autorité compétente. Dans notre cas, il s'agit Du SETIRAIL. Étant donné que SETIRAIL n'a pas spécifié cette valeur des contraintes supplémentaires admissibles en compression et traction, nous nous référerons au CODE UIC 774-3R pour vérifier les contraintes supplémentaires admissibles en compression et traction dans les longs rails soudés posés sur un pont

VIII.2.7.1. Déplacements relatifs et absolus

Sous l'effet de l'accélération et du freinage :

- Le déplacement longitudinal relatif entre deux tabliers consécutifs, ou entre l'extrémité d'un tablier et la culée adjacente (δ_B) ne doit pas dépasser 5,00 mm en cas d'absence d'AD

- Le déplacement maximum admissible entre les rails et le tablier ou bien entre le rail et la plateforme ne doit pas dépasser 4,00 mm.

Le déplacement entre les rails et le tablier ou la plateforme ne doit pas dépasser 4.00 mm.

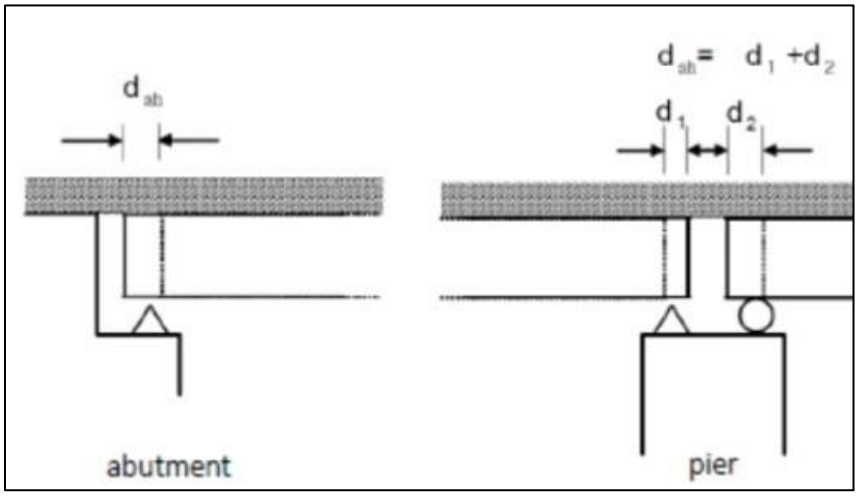


Figure VIII.12 : Déplacements relatifs et absolus.

VIII.2.7.2. Rotations d'extrémité du tablier

Sous les charges verticales, le déplacement de l'arête supérieure de l'about du tablier doit également être limité pour des raisons de stabilité du ballast. Dans le cas de voies ballastées avec longs rails soudés continus, le déplacement horizontal admissible de l'arête supérieure à l'extrémité du tablier est $\delta = 8\ mm$

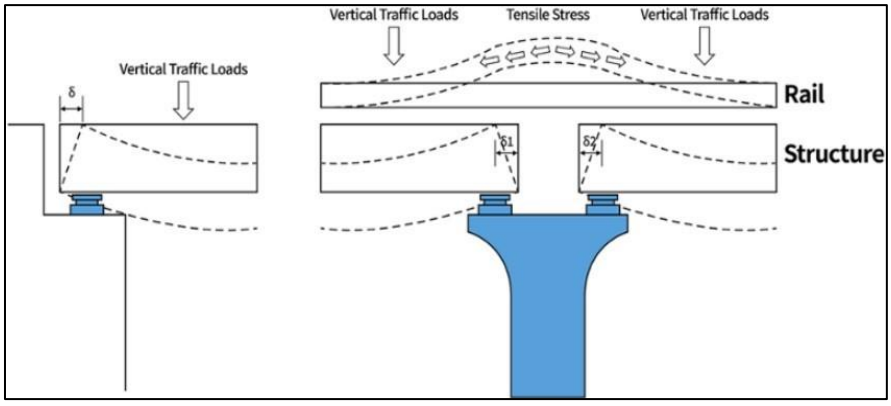


Figure VIII.13 : Rotation des extrémités.

VIII.2.8. Les appareils de dilatation

Il est préférable d'éviter les appareils de dilatation dans la voie. Dans tous les cas, il y a lieu d'en introduire à l'extrémité libre du tablier dès que la contrainte supplémentaire dans le rail ou les déplacements cités précédemment dépassent les valeurs admissibles.

VIII.3. ANALYSE ET MODELISATION DU PHENOMENE

VIII.3.1. Méthode des graphes

L'étude de l'interaction voie/ouvrage d'art peut être réalisée à l'aide des graphes, les annexes A et B de l'UIC 774-3R présentent des graphes qui ont été tracés pour des ponts à voie unique (rail UIC 60) avec un appui fixe à une extrémité et ayant une seule travée de moins de 110m. Ces graphes peuvent être modifiés pour des voies multiples, des sections de rail différentes, des variations de température différentes...etc

VIII.3.2. Méthode numérique

En raison de plusieurs limitations de la méthode des graphes, un programme informatique approprié basé sur la méthode des éléments finis est recommandé notamment dans le cas de succession des travées/tabliers. Les logiciels pour l'étude d'interaction voie/ouvrage d'art doivent être validés avant utilisation. Cette validation se fait en analysant les cas tests de l'annexe D de l'UIC 774-3R. Un programme est valide si l'erreur sur chaque effet et l'effet total est inférieure à 10% , avec une tolérance allant jusqu'à 20% si l'erreur est du côté de la sécurité

VIII.3.3. Modèle type

Dans cette section nous allons présenter les différentes composantes d'un modèle type, on va traiter ce dernier à partir d'un point de vue bi-dimensionnelle et nous préciserons à chaque étape que faut- il modifié et considérer dans le modèle tri-dimensionnelle. Tous les paramètres de la voie et de l'ouvrage sont considérés lors de la réalisation du modèle type du phénomène d'interaction, bien que les composants de la structure ne soient pas tous représentés en détail pour des raisons de simplification.

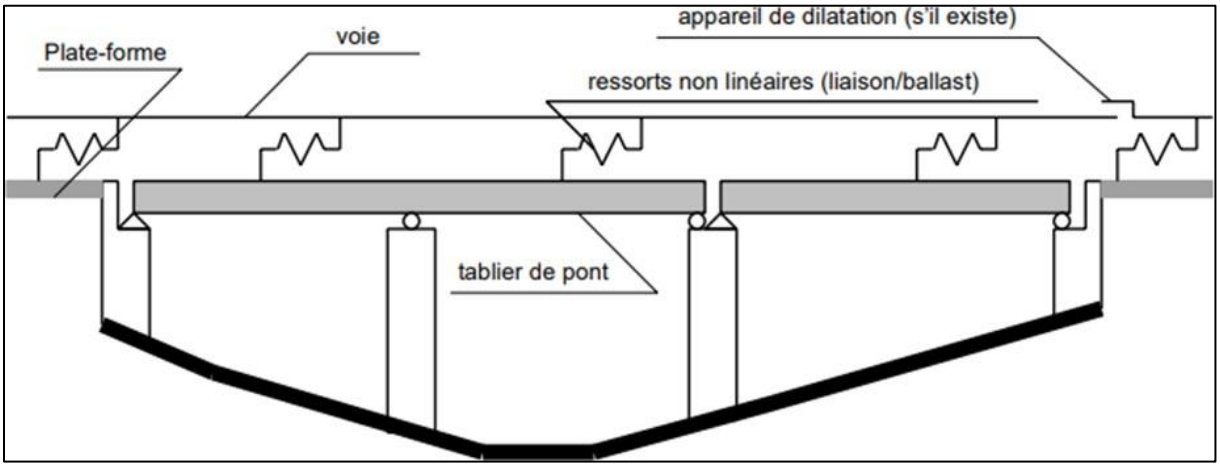


Figure VIII.14 : Schéma structure pour la détermination des effets d'interaction voie – pont.

Les éléments tablier, les éléments rails, les liaisons modélisant les appuis fixes, ainsi qu'en ce qui concerne les éléments des piles, s'ils existent, le comportement est linéaire élastique Tous les éléments sont interconnectés par des nœuds qui admettent des déplacements et des rotations à chaque point spécifique du modèle.

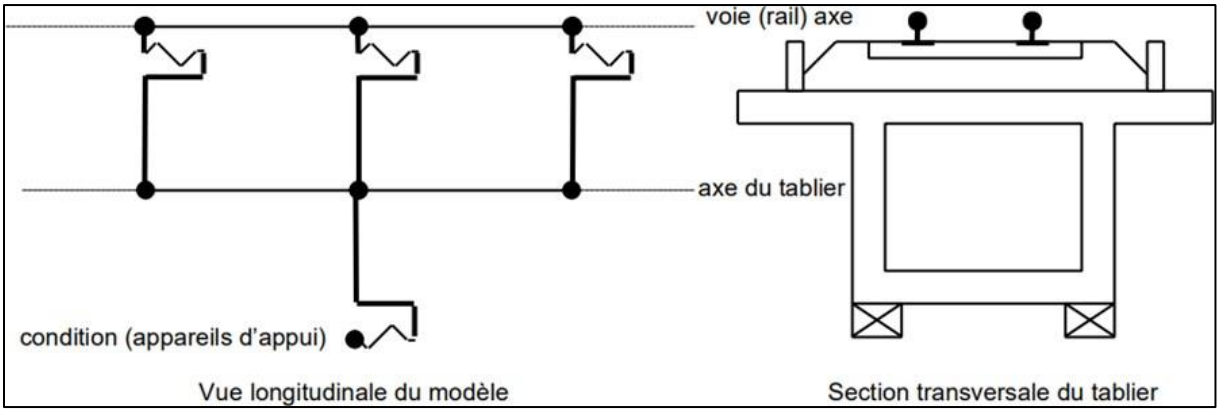


Figure VIII.15 : Modèle type du système voie - tablier - appareil d'appui

VIII.3.3.1. Les voies

Les deux rails de la voie sont représentés par un élément poutre de section équivalente. Dans le cas où la structure supporte deux voies (quatre rails) un modèle 3D s'impose grâce à la dimension transversale, les rails sont modélisés par deux éléments, un pour chaque voie et ils sont positionnés parallèlement en plan.

VIII.3.3.2. Le tablier

Est représenté par des éléments poutre également, qui reprennent les paramètres du pont en question. Dans le cas de la modélisation 3D l'axe central du tablier du pont est situé entre les deux voies à égale distance. La position relative dans le sens vertical reste la même.

VIII.3.3.3. La plateforme

La plateforme est représentée par des nœuds.

VIII.3.3.4. Les appareils d'appuis

Deux cas se présentent :

- **Les appuis fixes :** ils sont modélisés par des ressorts élastiques ayant une raideur qui correspond à la flexibilité des appuis (culées ou piles). Ces éléments ressorts sont disposés horizontalement.
- **Les appuis mobiles :** ils sont modélisés par des dispositifs glissants qui permettent le libre déplacement horizontal du tablier.

VIII.3.3.5. La liaison voie/ouvrage

La voie doit être connectée par des liaisons élasto-plastiques aux nœuds modélisant la fibre supérieure du tablier qui eux seront reliés par des éléments rigides aux nœuds de la fibre neutre du tablier. Les appuis sont connectés à la fibre neutre par des connexions rigides.

Dans le cas tri-dimensionnelle, Les éléments de connexion élasto-plastiques qui modélisent l'interface voies-structure sont positionnés en plan. En appliquant les recommandations précédentes, on aboutit aux modèles représentés sur les Figures ci-après :

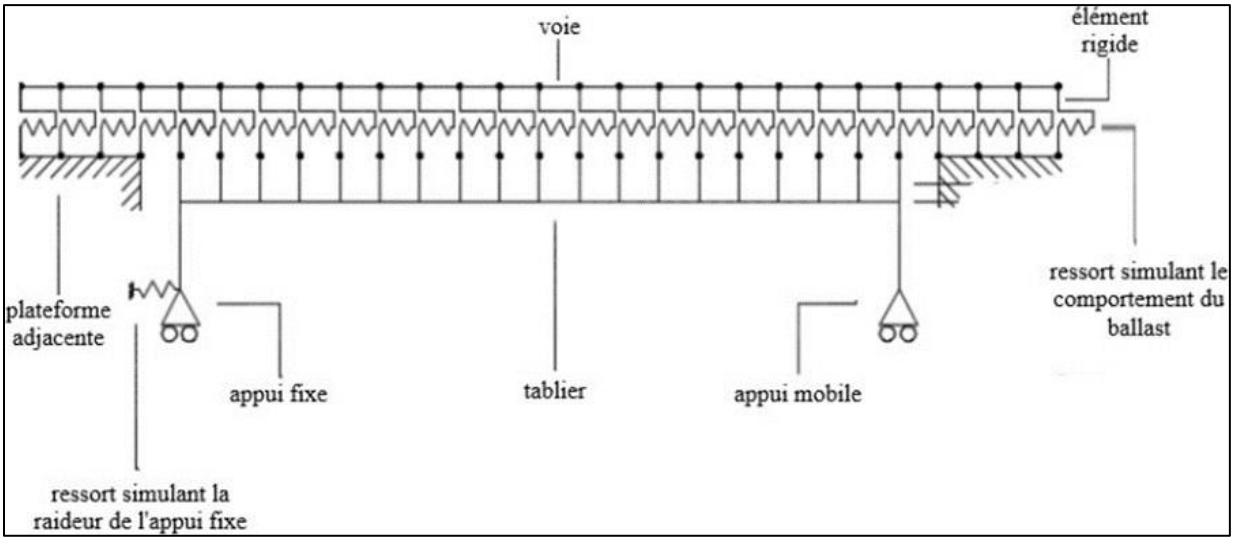


Figure VIII.16 : Modèle 2D de l'interaction voie - ouvrage d'art

VIII.4. ANALYSE DU MODELE NUMERIQUE

Selon le Code UIC, les méthodes d'analyse décrites ci-dessous peuvent être utilisées pour l'analyse de l'interaction voie-pont à l'aide du logiciel.

- Analyses simplifiées séparées
- Analyses complètes

Pour l'analyse des à tabliers isostatiques, les situations les plus critiques doivent être considérées afin de connaître les conditions les plus défavorable.

VIII.4.1. Analyse simplifiée séparée

Est une analyse simplifiée séparée pour la version de température, la charge d'accélérateur/freinage et la charge verticale, deux modèles non linéaires ou plus ayant chaque charge seule sont analysés et les résultats sont combinés. Selon le code UIC774-3, des contraintes généralement 20 à 30 % plus importantes peuvent se produire dans le rail.

VIII.4.2. Analyse complète

Est une Analyses complètes des effets conjoints des variations de températures, des forces de freinage/ démarrage, des déformations verticales, simulant le passage du train tout le long du pont avec un algorithme pas à pas

VIII.5. APPLICATION DE L'ANALYSE IRS SUR L'OUVRAGE

La modélisation a été réalisée avec le logiciel MIDAS CIVIL en EF, qui a été validé après avoir satisfait aux exigences de l'UIC. Ce logiciel a été choisi pour sa capacité à idéaliser le comportement de tous les composants du système et à effectuer une analyse non-linéaire complète.

VIII.5.1. Caractéristiques de l'ouvrage

Nous rappelons ici les caractéristiques essentielles de l'ouvrage nécessaires pour cette section. L'ouvrage comporte :

- Deux voies de circulation.
- Longueur totale : 560.89 m.
- Rayon de courbure en plan : 600 m.
- 15 travées isostatiques.
- Longueur de chaque travée : 37 m.
- Largeur du tablier : 13.7 m.
- 14 piles.
- Chaque pile supporte 14 appareils d'appuis : 7 mobiles et 7 fixes.

VIII.5.1.1. Caractéristiques de la voie

- Les rails utilisés sont du type UIC 60, chaque voie est caractérisée par un élément poutre qui a les caractéristiques et les dimensions de deux rails jumelés dont les détails sont illustrés dans le tableau et dans la figure.

Tableau VIII.1 : Caractéristiques des deux rails UIC60

E [GPa]	α [1/°C]	S [m²]	I_{xx} [m4]	I_{yy} [m4]
210	$1{,}2 \times 10{-}5$	$1{,}537 \times 10{-}2$	$6{,}0726 \times 10{-}5$	$1{,}02091 \times 10{-}5$

VIII.5.1.2. Caractéristiques de la structure :

Le pont étudié est un pont à poutres en béton précontraint, son tablier est composé de 7 poutres de hauteur $H = 2m$ et d'une dalle en béton d'épaisseur de $30cm$. Afin d'étudier le phénomène d'interaction voie-structure, on doit étudier la section transversale du tablier.

Tableau VIII.2 : Caractéristiques matériaux.

Matériau	E (Gpa)	ν
Béton_40_poutres/ dalle	37.619	0,2

Les caractéristiques de la section globale de la structure qui représente les paramètres qu'il faut considérer selon le règlement lors de l'analyse de l'interaction sont présentées dans le tableau :

Tableau VIII.3 : Caractéristiques de la section du tablier.

Coef de dilatation α [1/C]	Module de Young E [GPa]	Moment d'inertie I [m^4]	Hauteur du tablier [m]	Aire de la section droite [m^2]	Centre de gravité Y_g [m]
1.0×10^{-5}	34.077	6.83326	2.3	11.41	1.4479

VIII.5.2. Discrétisation du système voie-ouvrage

Un modèle 3D en éléments finis a été élaboré dont lequel on a adopté un tracé rectiligne en plan, en utilisant des éléments :

- Rail : **Beam**
- Ballast: **Multi-linear elastic link**
- Poutres : **Beam**
- L'élément rigide reliant le tablier aux appuis : **Rigid link**
- Appareille d'appui : **Elastic link**
- Les appuis : **Supports**
- La discrétisation des éléments sera d'environ 1.00 m

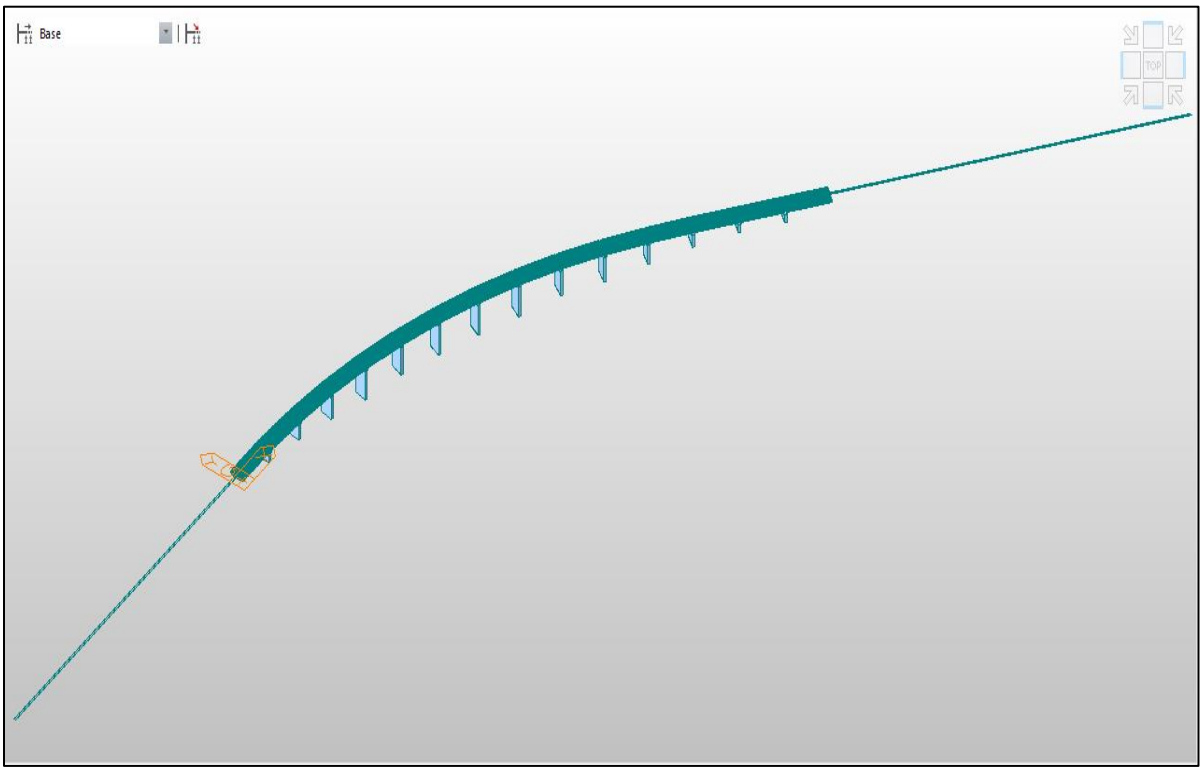


Figure VIII.17 : Vue en 3D du model globale [MIDAS].

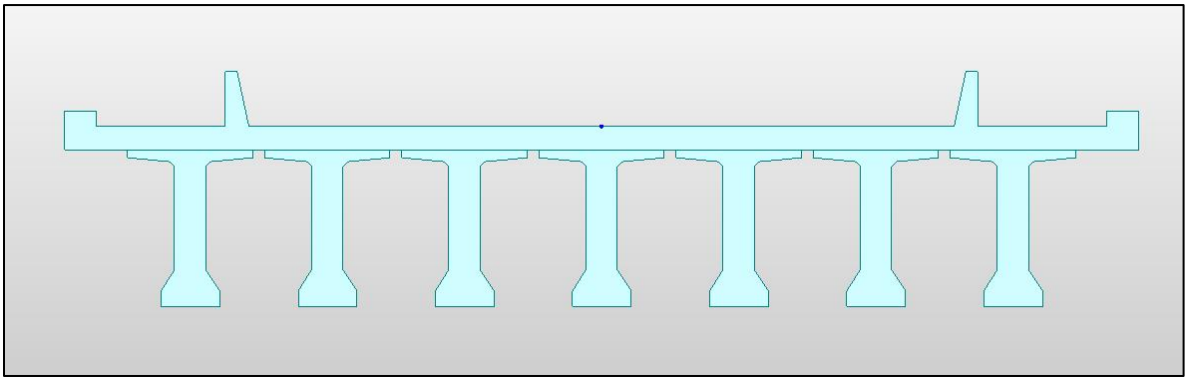


Figure VIII.18 : Coupe transversale du tablier.

L'interaction sol-structure n'est pas considérée dans le calcul de la raideur des appuis. 300 m de plateforme de chaque extrémité du pont ont été prises en compte dans la modélisation. Le modèle voie-ouvrage d'art possède au total 2758 nœuds, 1885 éléments beam

VIII.5.3. CHOIX DE LA POSITION DES CHARGES FEROFIARES

Pour déterminer la position la plus défavorable des véhicules (charges verticales plus freinage/accélération), nous devons créer plusieurs modèles, chaque position ayant son propre modèle. Notre analyse propose trois positions des véhicules :

1. La première position : véhicule sur les 300 mètres avant l'ouvrage.
2. La deuxième position : véhicule sur les 150 m, sur l'ouvrage et 150 m hors ouvrage.
3. La troisième position : véhicule au-dessus de l'ouvrage.

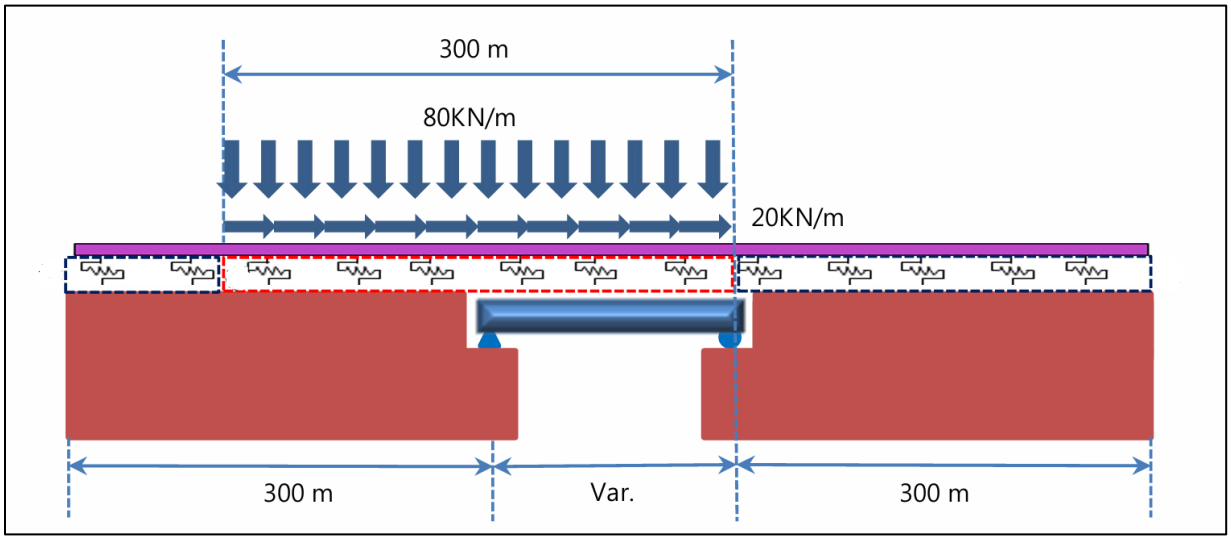


Figure VIII.19 : schéma illustrant la répartition des charges au deuxième position

VIII.5.4. Analyse des composant du modèle

Les voies :

Chaque voie est représentée par une succussion d'élément Beam de section équivalent.

Le tablier :

- Le tablier est représenté par des éléments Beam.
- La longueur de chaque élément est de 1.00 m.
- Pour représenter la hauteur de la section deux nœuds sont placés au deux extrémisées du tablier à une distance de dZ = -2 m des éléments beam du tablier.

La plateforme :

- La plateforme est représentée par des nœuds.
- La distance entre chaque deux nœuds successifs est de 1.00 m.

Passage entre la plateforme et le tablier :

- Au niveau de passage entre la plateforme et le tablier nous pouvons constater la présence de deux nœuds très proches 10 cm
- Les nœuds 34 et 62 font partie du tablier.
- Et les nœuds 31 et 65 font partie de la plateforme.

Boundary.

Support de la plateforme :

Les nœuds qui représentent la plateforme sont totalement encastrés

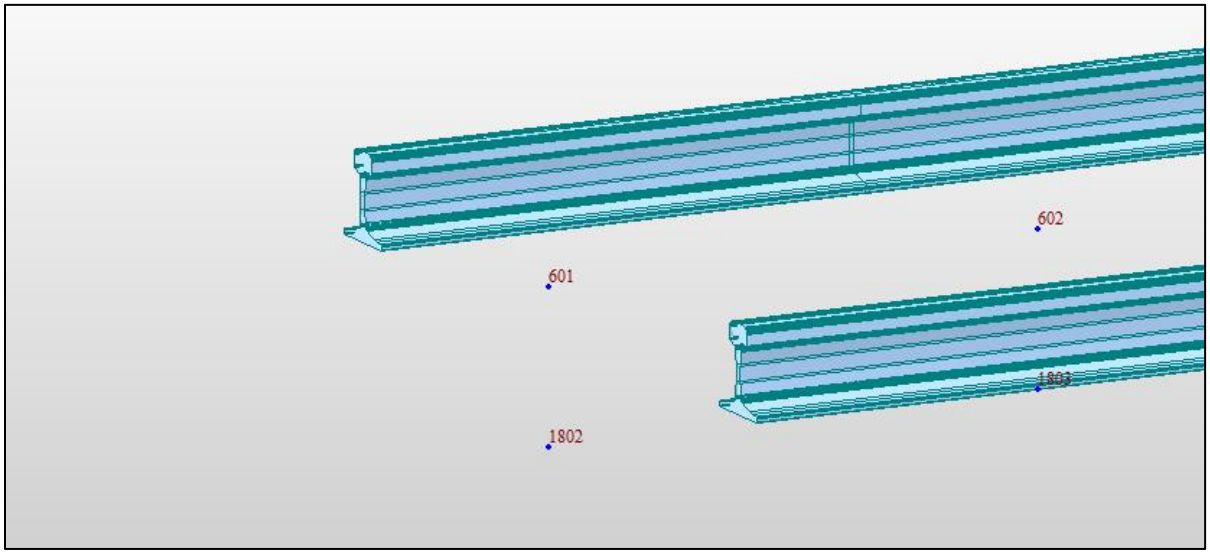


Figure VIII.20 : Nœuds qui représentent la plateforme sont totalement encastrés [MIDAS].

Node	Dx	Dy	Dz	Rx	Ry	Rz	Rw(	Group
1802	1	1	1	1	1	1	1	plateforme
1803	1	1	1	1	1	1	1	plateforme
1804	1	1	1	1	1	1	1	plateforme
1805	1	1	1	1	1	1	1	plateforme
1806	1	1	1	1	1	1	1	plateforme
1807	1	1	1	1	1	1	1	plateforme
1808	1	1	1	1	1	1	1	plateforme
1809	1	1	1	1	1	1	1	plateforme

Figure VIII.21 : Nœuds de la plateforme [MIDAS]

Support du tablier :

Les deux nœuds sous le tablier sont liés avec le tablier via une Elastic Link de type rigide

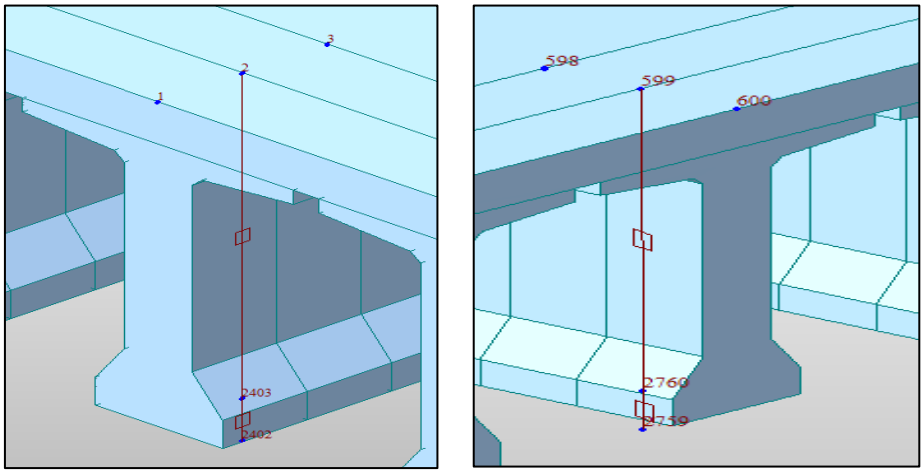


Figure VIII.22 : Rigide Link entre nœuds sous tablier et le tablier [MIDAS]

No	Node1	Node2	Type	B Angle ([deg])	RIGID
1	2403	2	RIGID	0.00	000000
2563	599	2760	RIGID	-38.41	000000

Figure VIII.23 : Liaisons rigides pour représenter la hauteur du tablier [MIDAS].

Pour représenter les appareille d'appuie sur la pile les nœuds sont liés avec le chevêtre via une Elastic Link de type GEN.

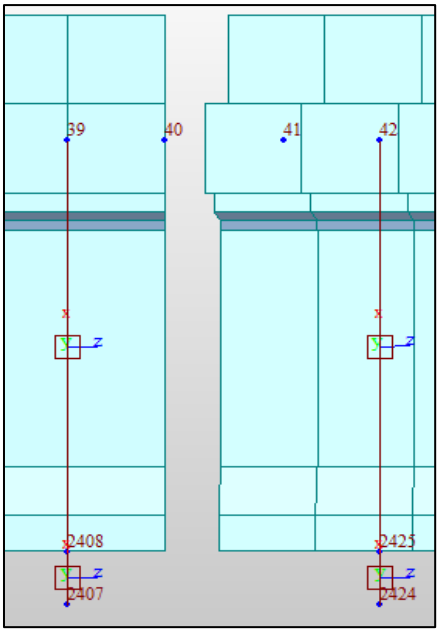


Figure VIII.24 : Modélisation des liaisons élastique des appareille d'appui (mobile - fixe) [MIDAS].

Node1	Node2	Type	B Angle ([deg])	RIGID	SDx (kN/m)	SDy (kN/m)	SDz (kN/m)
2407	2408	GEN	0.00	000000	10000000.0	10.0000	10.0000
2424	2425	GEN	-3.41	000000	10000000.0	23717.6100	23717.6100

Figure VIII.25 : Les détails de la modélisation de l'élastique Link [MIDAS].

VIII.5.4.1. Liaisons ballast

Chaque liaison est composée de deux liaisons superposées. Une pour le comportement longitudinal et l'autre pour le comportement transversal et le comportement vertical. Nous pouvons diviser ces liens en 3 groupes :

Liaisons aux extrémités des voies :

Au niveau de ces liaisons nous avons des liaisons élastiques de type général "Gen" avec une raideur de 1e7 kN/m. Nous avons aussi une liaison élastique avec lois de comportement non-linéaire. Où la force Fmax est de 10 kN pour le cas non chargé et de 30 pour le cas chargé. Avec Shear Spring au milieu de la liaison.

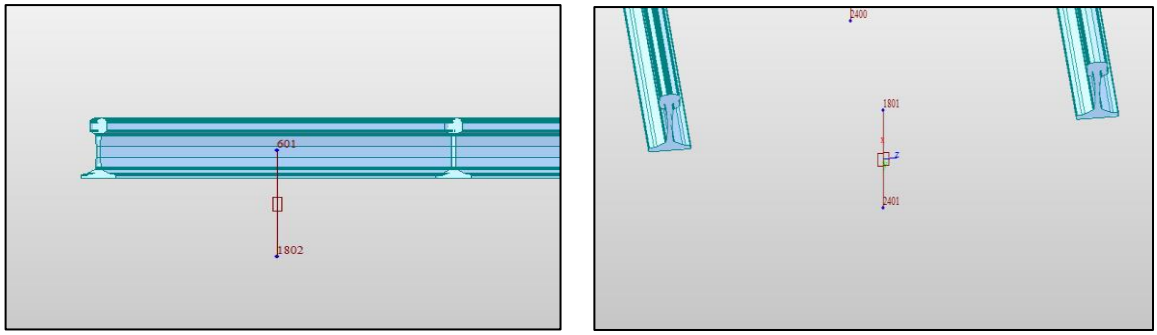


Figure VIII.26 : Liaisons aux extrémités des voies [MIDAS].

No	Node1	Node2	Type	B Angle ([deg])	RIGID	SDx (kN/m)	SDy (kN/m)	SDz (kN/m)	SRx (kN*m/[rad])	SRy (kN*m/[rad])	SRz (kN*m/[rad])
117	1802	601	GEN	90.00	000000	10000000.0	10000000.0	10000000.0	10000000.00	10000000.00	10000000.00
35	2401	1801	GEN	51.59	000000	10000000.0	10000000.0	10000000.0	10000000.00	10000000.00	10000000.00

Figure VIII.27 : Elastic link [MIDAS]

Node1	Node2	B Angle ([deg])	Direction	Forces-Deformation Function	Moment-Radian Function	Shear Spring	Distance Ratio	Group
1802	601	90.00	Dy	Mlfc-1-10		☑	0.50	force-def
1365	2401	1801	54.59	Dy	Mlfc-1-10		☑	0.50	force-def

Figure VIII.28 : Multi-elastic link [MIDAS]

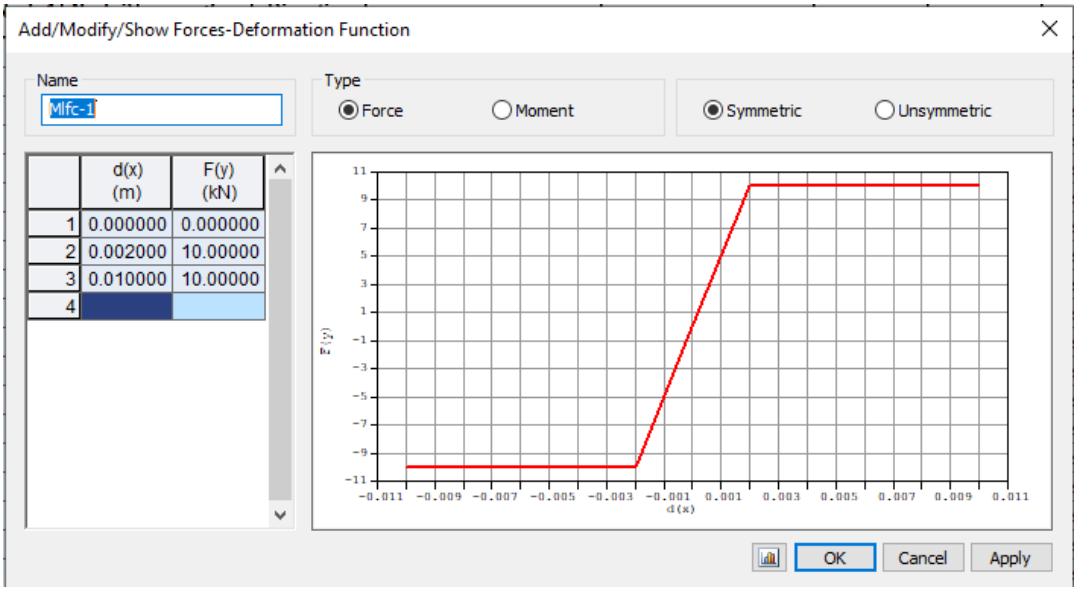


Figure VIII.29 : Lois de comportement Mlfc-1 pour liaisons non-chargée (les extrémités des voies).

Passage entre la plateforme et le tablier

Nous avons les nœuds1 et 901 au début du tablier et les nœuds 43338 et 43339 au début de la plateforme le nœud qui reviens à la partie rail-plateforme est modéliser juste avant le début du tablier et après la fin du tablier

Dans ce passage nous allons trouver les mêmes liaisons avec lois de comportement non-linière que les liaisons aux extrémités des voies.

En plus de ces liaisons nous avons des liaisons élastiques de type “Gen” avec les rigidités suivantes :

- SDx = SDz = 1e7 kN/m ;
- SDy = 0.00 kN/m ;
- SRx = SRy = SRz = 0.10 kNm/rad.

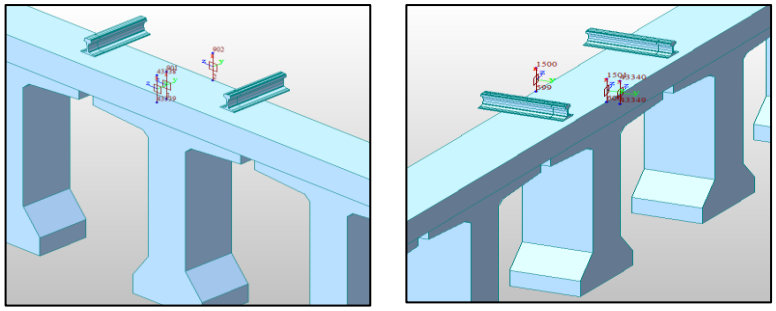


Figure VIII.30 : Liaisons aux passages entre la plateforme et le tablier [MIDAS]

No	Node1	Node2	B Angle ([deg])	Direction	Forces-Deformation Function
1364	600	1501	58.59	Dy	Mlfc-1-10
1061	43349	43340	58.59	Dy	Mlfc-1-10

Figure VIII.31 :Multi-elastic link [MIDAS]

No	Node1	Node2	Type	B Angle ([deg])	RIGID	SDx (kN/m)	SDy (kN/m)	SDz (kN/m)
761	600	1501	GEN	58.59	000000	10000000.0	0.0000	10000000.0
1062	43349	43340	GEN	58.59	000000	10000000.0	0.0000	10000000.0

Figure VIII.32 : Elastic link [MIDAS]

Liaisons sur tablier et sur plateforme

Les liaisons élastiques de type “Gen” reste les mêmes qu’en point de passage avec :

- SDx = SDz = 1e7 kN/m ;
- SDy = 0.00 kN/m ;
- SRx = SRy = SRz = 0.10 kNm/rad.

Pour la raideur en sens longitudinal de l’ouvrage nous avons d’autres liaisons élastiques avec lois de comportement non-linéaire où la force Fmax est de 20 pour cas non-chargé, 60 pour cas chargé et 40 pour cas chargé d’un seul côté.

VIII.5.5. Dans le cas de tabliers avec longs rails soudés continus

On commence par la vérification des contraintes supplémentaires maximales admissibles de compression et de traction dans le rail dues à :

La 1ère position :

- **La variation de température du tablier :**

Les résultats de la variation de température du tablier sont présentés dans les figures ci-dessus. Voici les sollicitations les plus défavorables observées :

Contraintes maximales de compression : **21.45MPa.**

Contraintes maximales de Traction : **29.30MPa.**

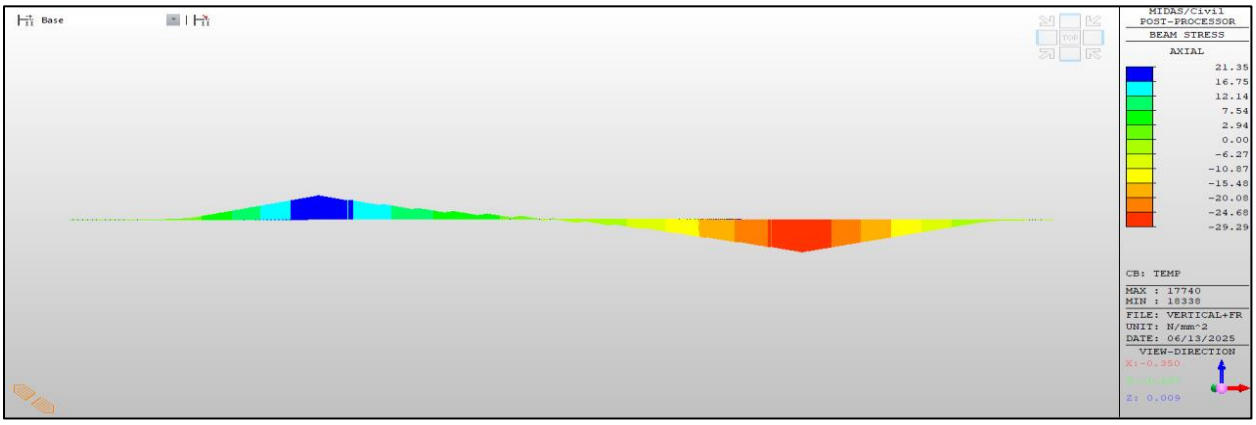


Figure VIII.33 : Contrainte axiale maximale de compression dans le rail due au ΔT_R^+.

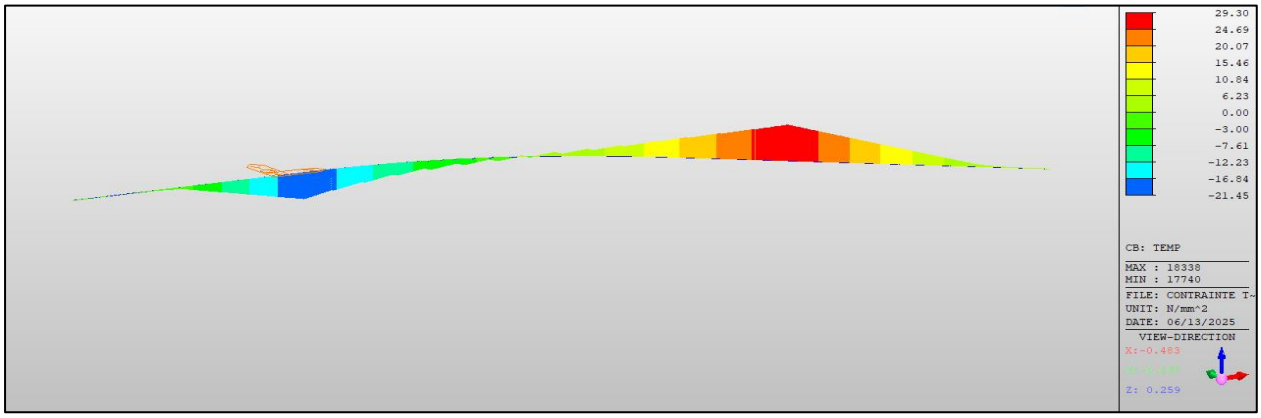


Figure VIII.34 : Contrainte axiale maximale de traction dans le rail due au ΔT_R^-.

b. Freinage /démarrage :

Les résultats liés aux effets de freinage et de démarrage sont illustrés dans la figure ci-dessus.

Les sollicitations les plus défavorables observées sont les suivantes :

Contraintes supplémentaires maximales de compression : **0.07MPa.**

Contraintes supplémentaires maximales de Traction : **0.20MPa.**

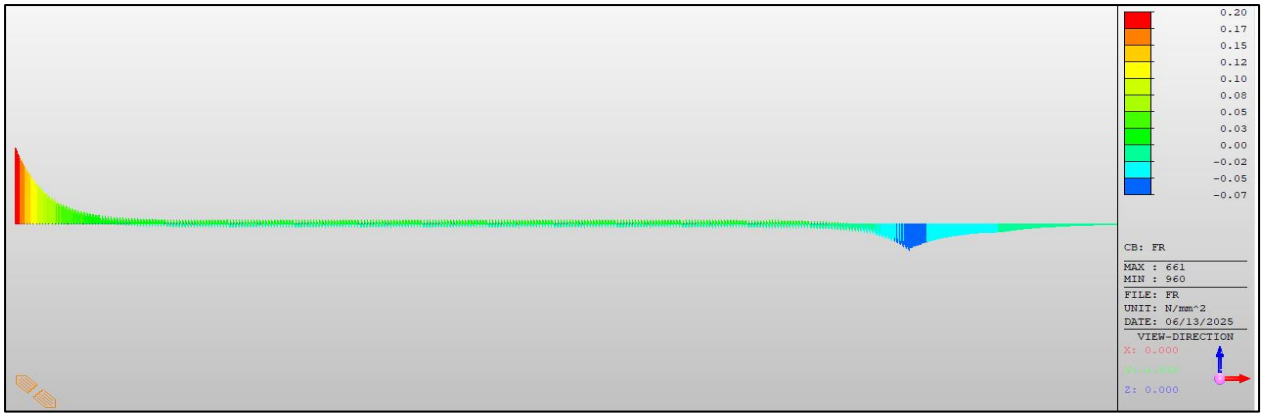


Figure VIII.35 : Contrainte axial maximal dans le rail due au Freinage /démarrage.

Charge verticale :

Les résultats de la rotation d'about du tablier sont présentés dans la figure ci-dessus. Voici les sollicitations les plus défavorables observées :

Contraintes supplémentaires maximales de compression : **0.45MPa.**

Contraintes supplémentaires maximales de Traction : **0.97MPa.**

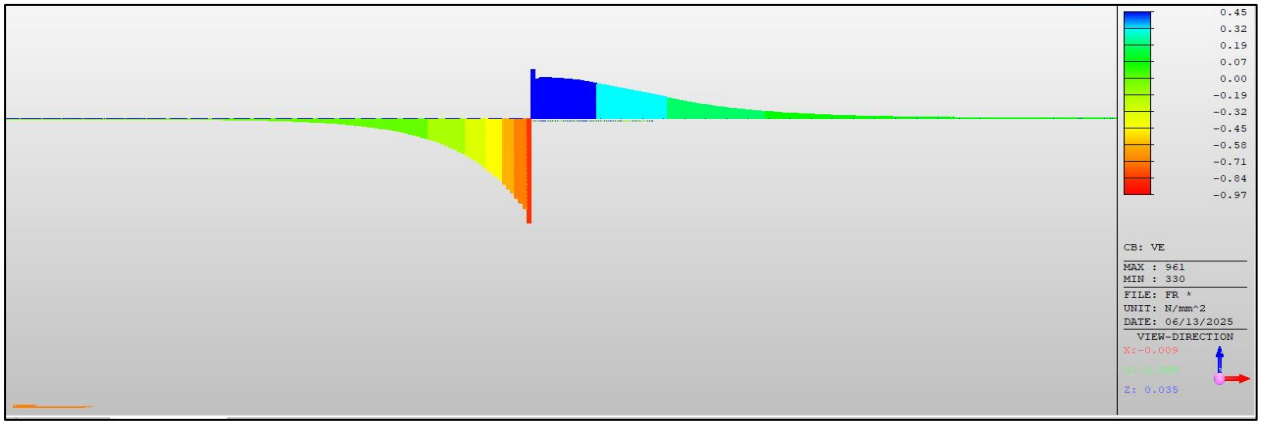


Figure VIII.36 : Contrainte axiale maximale dans le rail due aux charges verticales.

NB : Selon l'article 1.5.1 du CODE UIC 774-3, pour le calcul des valeurs globales des contraintes dans le rail. On doit combiner les effets des trois actions dans chaque élément :

$$\sum R = R(\Delta T) + R(\text{freinage}) + R(\text{flexion})$$

Contrainte globales combinées du la première position :

Contraintes supplémentaires maximales de compression dans le rail

21.97 MPa ≤ 72 MPa **(Vérifié)** [l'article 1.5.2, UIC 774-3]

Contraintes supplémentaires maximales de traction dans le rail :

30.47 MPa ≤ 92 MPa **(Vérifié)** [l'article 1.5.2, UIC 774-3]

La deuxième position

La variation de température du tablier :

NB : variation de température du tablier ne change pas en fonction de pose de train

Freinage /démarrage :

Les résultats du freinage / démarrage sont présentés dans la figure ci-après.Voici les sollicitations les plus défavorables observées :

Contraintes maximales de compression : **23.75 MPa.**

Contraintes maximales de Traction : **1.03 MPa.**

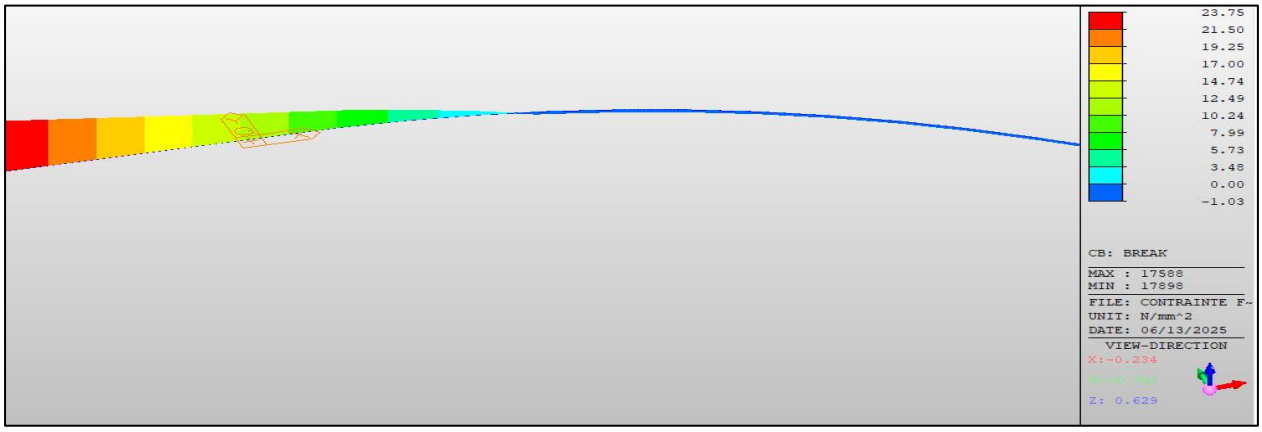


Figure VIII.37 : Contrainte axiale maximale dans le rail due au Freinage /démarrage.

Charge verticale :

Les résultats liés à la rotation d'about du tablier sont illustrés dans la figure ci-dessus. Les sollicitations les plus défavorables observées sont les suivantes :

Contraintes supplémentaires maximales de compression : **22.54MPa.**

Contraintes supplémentaires maximales de Traction : **23.91MPa.**

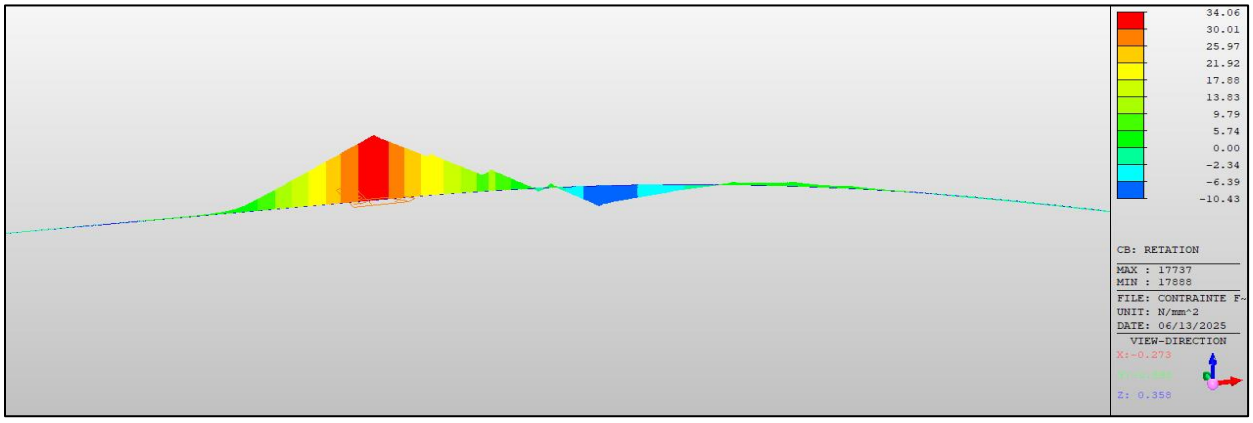


Figure VIII.38 : Contrainte axiale maximale dans le rail due aux charges verticales.

Contrainte globales combinées du la deuxième position :

Contraintes supplémentaires maximales de compression dans le rail :

68.74 MPa ≤ 72 MPa (Vérifié).

Contraintes supplémentaires maximales de traction dans le rail :

60.24MPa ≤ 92 MPa (Vérifié).

La 3eme position :

La variation de température du tablier :

NB : variation de température du tablier ne change pas en fonction de pose de train

Freinage /démarrage :

Les résultats du freinage / démarrage sont présentés dans la figure ci-dessus. Voici les sollicitations les plus défavorables observées :

Contraintes maximales de compression : **20.66MPa.**

Contraintes maximales de Traction : **35.10MPa.**

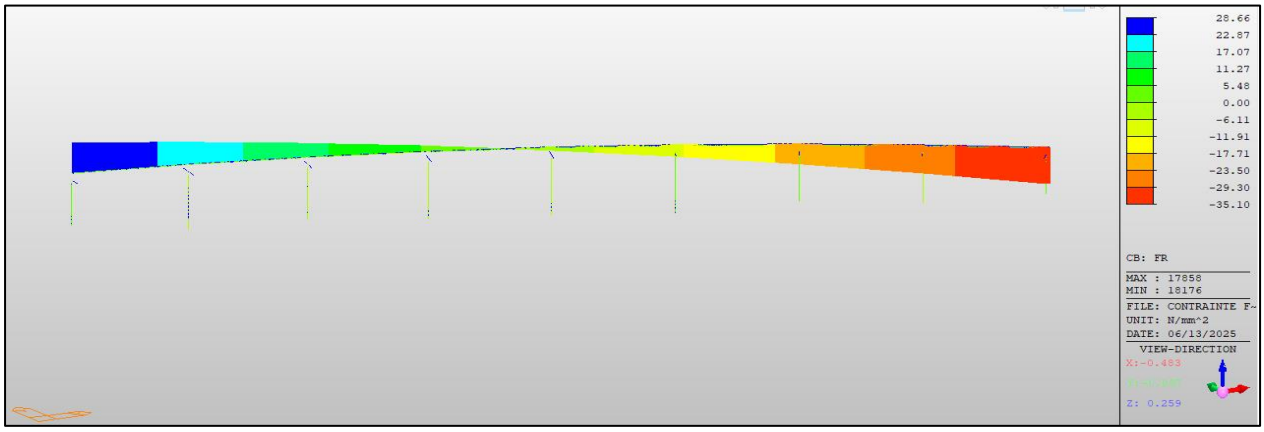


Figure VIII.39 : Contrainte axiale maximale dans le rail due au Freinage /démarrage.

Charge verticale :

Les résultats liés à la rotation d'about du tablier sont illustrés dans la figure ci-dessus. Les sollicitations les plus défavorables observées sont les suivantes :

Contraintes supplémentaires maximales de compression : **15.79MPa.**

Contraintes supplémentaires maximales de Traction : **19.24MPa.**

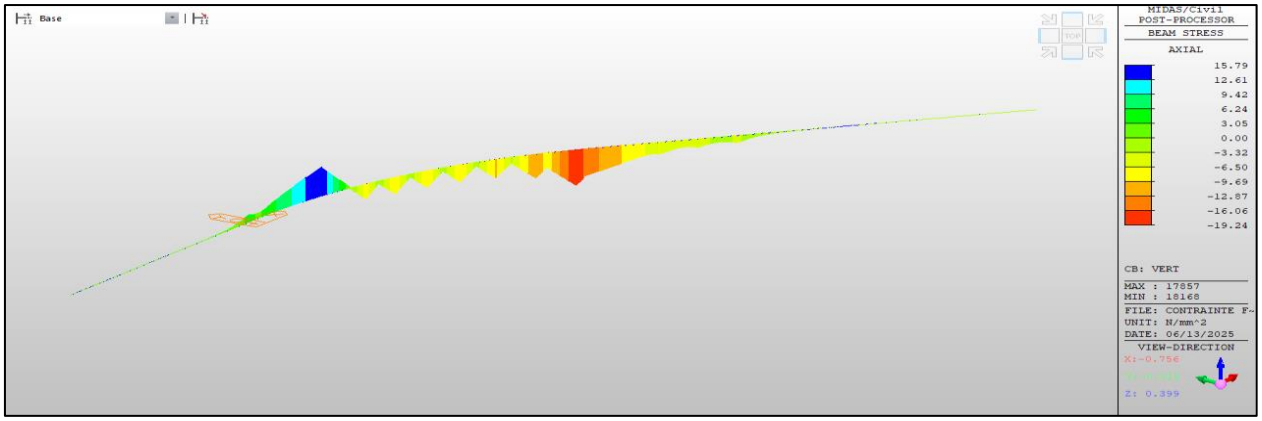


Figure VIII.40 : Contrainte axiale maximale dans le rail due à charge verticale.

Contrainte globales combinées de la deuxième position :

Contraintes supplémentaires maximales de compression dans le rail :

57.9 MPa ≤ 72 MPa (Vérifié).

Contraintes supplémentaires maximales de traction dans le rail :

83.64 MPa ≤ 92 MPa (Vérifié).

Comme les contraintes sont vérifiées, nous passons directement au la vérification des déplacements dans les trois positions

Les déplacements

On donne les résultats obtenus par le logiciel Midas civil les déplacements suivants on prendre en compte que la 2ème et la 3ème position

2ème position

Déplacements dus au freinage-démarrage.

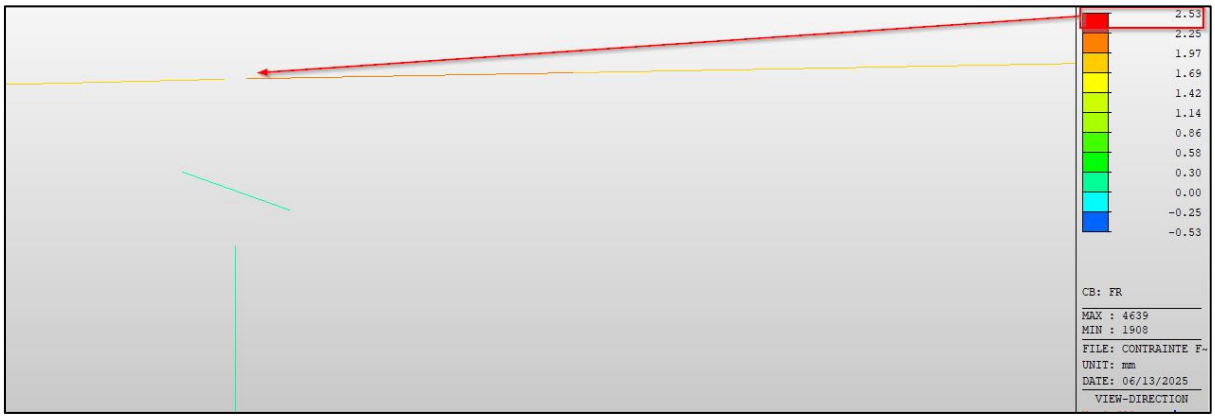


Figure VIII.41 : Déplacement absolu du tablier du a la charge freinage/démarrage [MIDAS].

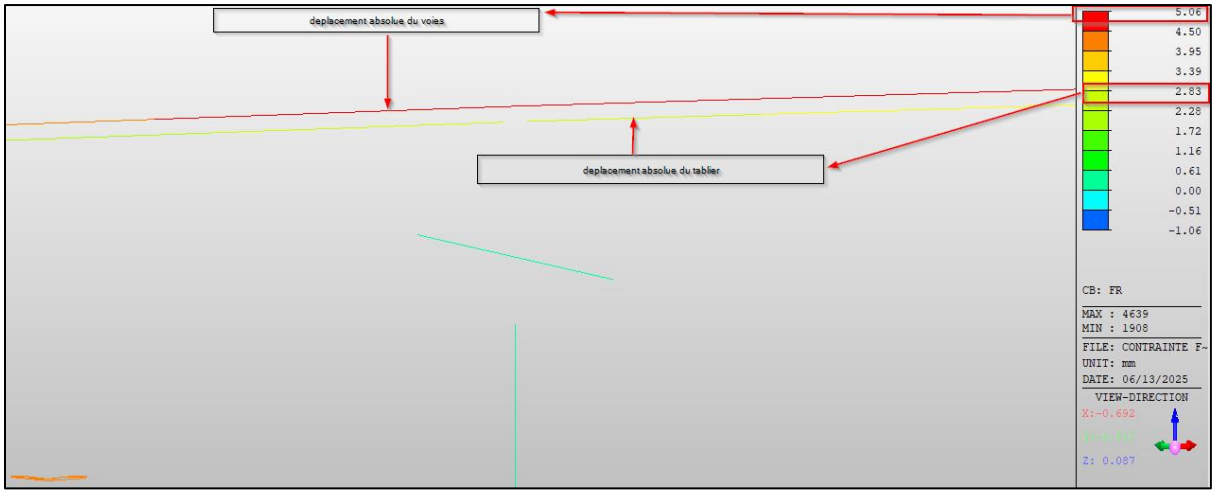


Figure VIII.42 : Déplacements dans les voies et dans le tablier dus à la charge de freinage/démarrage.

Le déplacement relatif maximal entre le tablier et les voies :

$$\delta_{rel} = 5.04\text{-}2.83 = 2.21 \text{ mm} \leq 4 \text{ mm} \qquad \textbf{vérifié}$$

Le déplacement absolu maximal du tablier :

$$\delta_{abs} = 2.53\text{mm} \leq 5 \text{ mm} \qquad \textbf{vérifié}$$

Déplacements dus à la flexion verticale

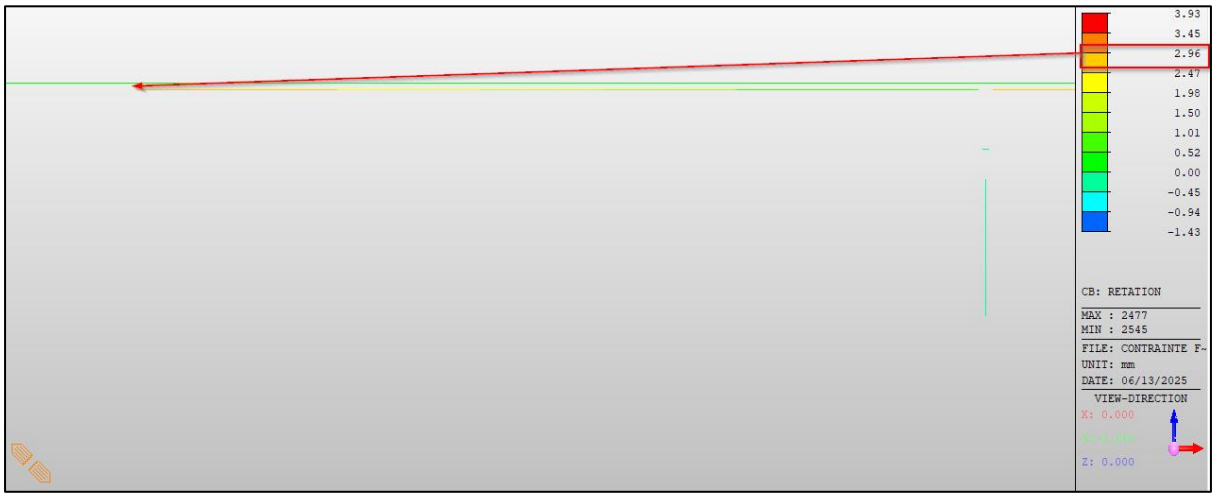


Figure VIII.43 : Déplacements des extrémités du tablier et de la culé

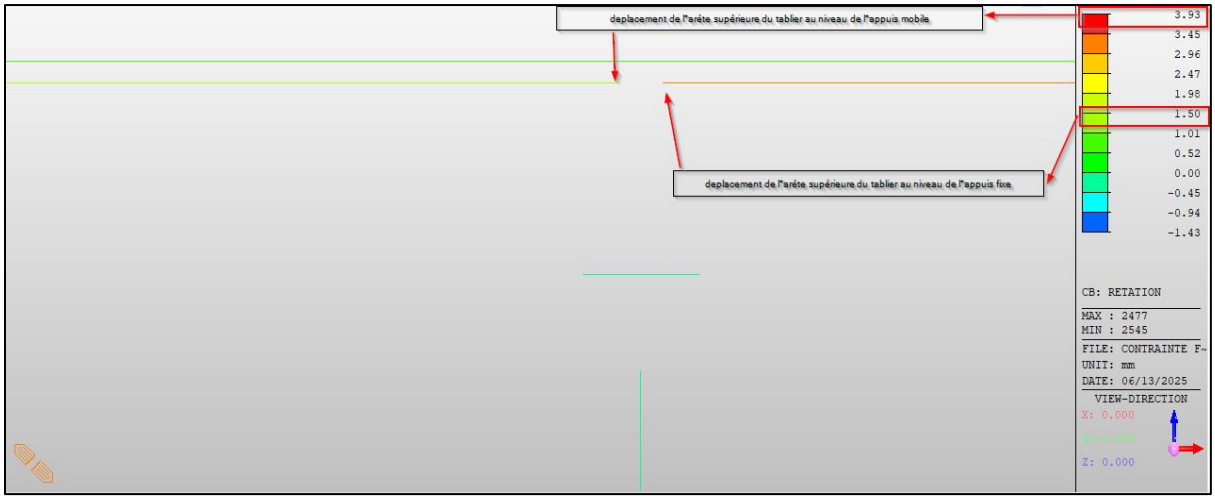


Figure VIII.44 : Déplacements des extrémités du tablier.

- Le déplacement maximal entre l'arête supérieure de l'extrémité du tablier et la culée :

$$\delta_{rot}=3.93-1.5=2.96 \text{ mm} \leq 8 \text{ mm} \qquad \textbf{(vérifié)}$$

- Le déplacement maximal entre les arêtes supérieures de deux tabliers successifs :

$$\delta_{rot}=2.48 \text{ mm} \leq 8 \text{ mm} \qquad \textbf{(vérifié)}$$

3ème position

Déplacements dus au freinage-démarrage

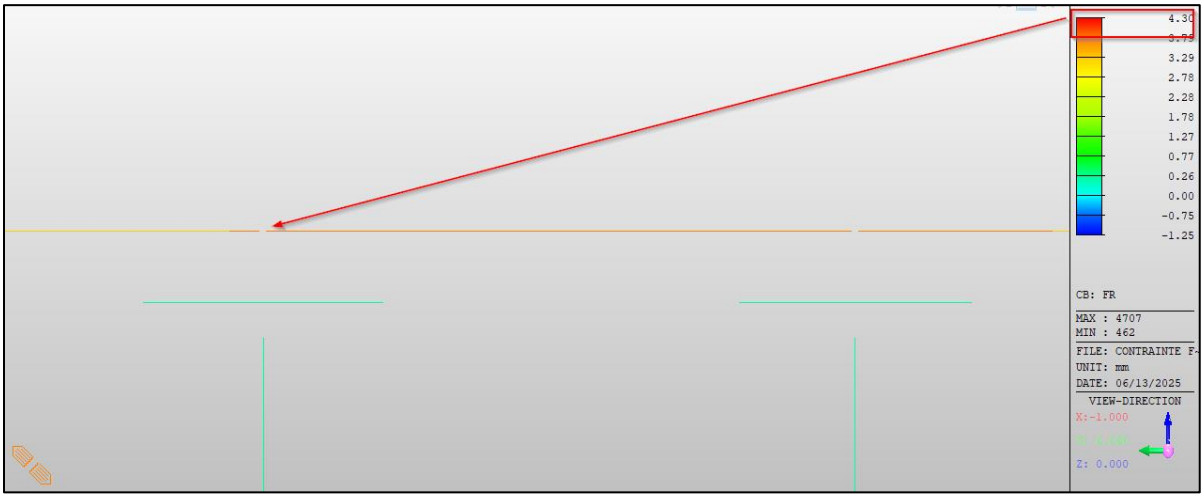


Figure VIII.45 : Déplacement absolu du tablier du a la charge freinage/démarrage.

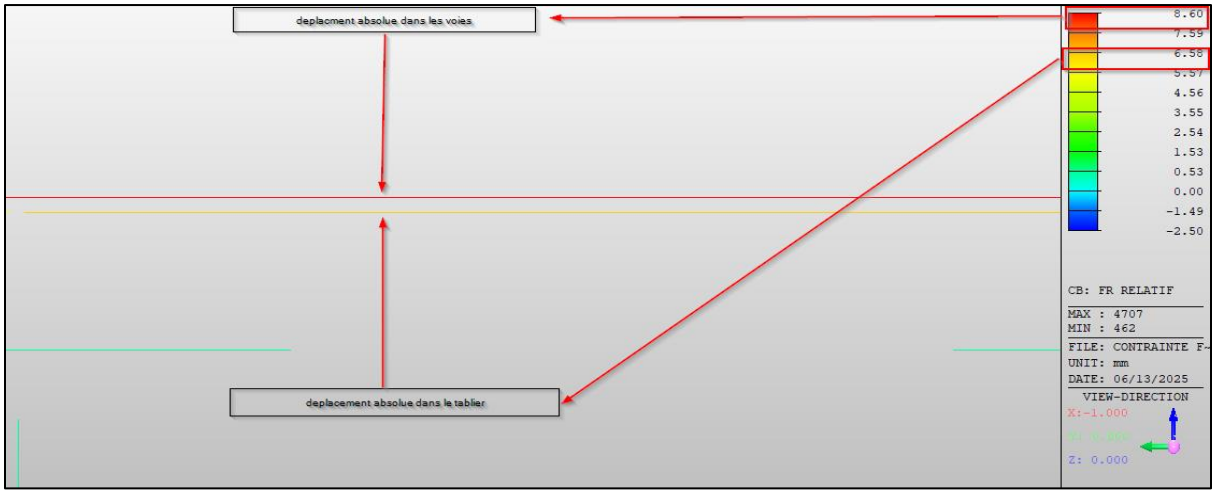


Figure VIII.46 : Déplacements dans les voies et dans le tablier dus à la charge de freinage/démarrage

Le déplacement relatif maximal entre le tablier et les voies :

$$\delta_{rel} = 8.6\text{-}6.58 = 2.02 \text{ mm} < 4 \text{ mm} \qquad \textbf{vérifié}$$

Le déplacement absolu maximal du tablier :

$$\delta_{abs} = 4.30\text{mm} < 5 \text{ mm} \qquad \textbf{vérifié}$$

Déplacements dus à la flexion verticale

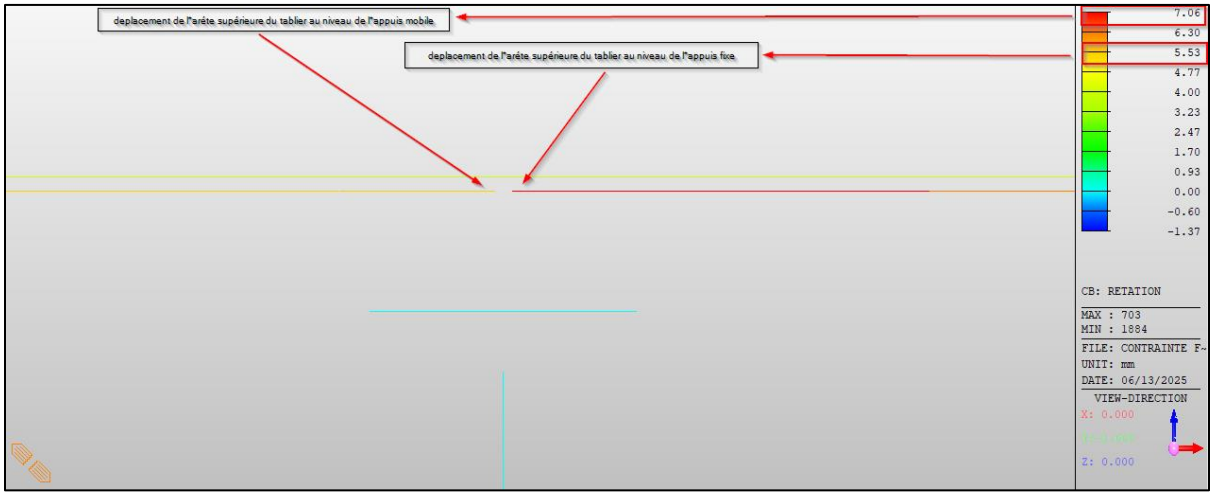


Figure VIII.47 : Déplacements des extrémités du tablier.

Le déplacement maximal entre les arêtes supérieures de deux tabliers successifs :

$$\delta_{rot} = 1.53 \text{ mm} \leq 8 \text{ mm} \qquad \textbf{(vérifié)}$$

VIII.6. INTERPRETATION DES RESULTATS

L’analyse simplifiée a montré que les contraintes additionnelles de traction et de compression sont inférieures aux valeurs admissibles

Les déplacements dus aux charges du freinage et du démarrage, incluant le déplacement horizontal absolu du tablier ainsi que le déplacement horizontal relatif entre le tablier et la voie, sont supérieurs aux valeurs admissibles.

Les déplacements entre l’arête supérieure de l’extrémité du tablier et la culée, ainsi qu’entre les arêtes supérieures de deux extrémités de tabliers successifs dus à la flexion verticale, respectent les valeurs admissibles.

CONCLUSION

L'analyse simplifier surestime significativement les contraintes axiales dans les rails par superposition artificielle des effets, validant ainsi la supériorité de l'analyse complète par étapes qui intègre fidèlement les interactions non-linéaires. Bien que les déplacements sous charges verticales demeurent admissibles, ceux induits par les efforts de freinage/démarrage excèdent les limites réglementaires, risquant une déconsolidation progressive du ballast ; ce constat impose une investigation approfondie incluant une étude paramétrique des positions de chargement ferroviaire pour identifier la configuration critique, et l'intégration potentielle d'appareils de dilatation permettant des mouvements différentiels contrôlés.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

La présente étude nous a offert l'opportunité de mettre en application, dans le cadre d'un projet réel, les connaissances théoriques et méthodologiques acquises au cours de notre formation à l'École Nationale Supérieure des Travaux Publics, particulièrement en matière de conception et de dimensionnement des ouvrages d'art.

La démarche adoptée s'est fondée sur l'analyse préalable des contraintes spécifiques liées à l'ouvrage et à son environnement, permettant d'établir des principes conceptuels adaptés. Ces derniers ont ensuite été mis en œuvre pour concevoir un pont répondant aux exigences fonctionnelles, techniques et réglementaires.

La complexité géométrique de l'ouvrage, notamment liée à sa courbure de 600 mètres, ainsi que les exigences mécaniques associées, ont rendu nécessaire une modélisation tridimensionnelle approfondie à l'aide du logiciel **MIDAS Civil**. Cette approche a permis une analyse précise du comportement global de la structure, ainsi qu'une étude détaillée du comportement local de ses différents éléments, tant en termes d'efforts internes que de déformations.

L'ensemble de ce travail a mis en évidence l'importance d'une approche rigoureuse et méthodique dans la conception des ouvrages d'art, exigeant à la fois maîtrise technique et capacité d'anticipation. Il est essentiel de veiller à ce que chaque composant de la structure soit correctement dimensionné et que les risques potentiels soient identifiés et traités dès la phase de conception.

Le choix des matériaux, en particulier le béton armé et l'acier, demeure incontournable dans le domaine des ouvrages ferroviaires. L'intégration de câbles de précontrainte impose, quant à elle, une maîtrise approfondie de leur comportement à long terme afin d'assurer la durabilité et la fiabilité de l'ouvrage.

Enfin, cette étude nous a permis de prendre pleinement conscience de la dimension pratique du métier d'ingénieur. Au-delà des calculs, il s'agit d'adapter en permanence ses compétences aux exigences du terrain et aux défis techniques rencontrés, en collaboration avec des professionnels expérimentés.

Cette expérience constitue une étape fondamentale dans notre parcours, et représente un tremplin vers l'exercice futur de notre métier d'ingénieur, que nous souhaitons aborder avec professionnalisme, rigueur et engagement.

BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE

]1] BAEL, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites, BAEL 91 révisé 99, 1999.

[2] BPEL, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites, BPEL 91 révisé 99, 1999.

[3] THONIER. H, Le Béton Précontraint aux Etats Limites, ENPC, Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), 1985. [4] Règlements de BAEL 1991 rev 99

[4] SETRA appuis des tabliers PP73

[5] 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.

[6] Formation Midas Civil M. GUERFI moussa [ENSTP]

[7] Thonier. H, le béton précontraint aux états limites $2^{éme}$ Edition, France, 1992

[8] RPOA, Règles Parasismiques Applicables au domaine des Ouvrages d'Art, Algérie, 2008

[9] Code UIC 776 -R1 charges a prendre en considération dans le calcul des pont rails

[10] Eurocode 1 Actions sur les structures Partie 2 : Actions sur les ponts, dues au Traffic NF EN 1991-2 Mars 2004.

[11] S. Freyssinet, La Précontrainte Freyssinet, octobre 2014.

[12] WALTHER .R , Abaques pour le dimensionnement des sections en béton Armé.

[13] Code UIC, interaction voie / ouvrage d'art.774-R.

[14] Aroun Mouad, Etude de pont ferroviaire sur le tronçon OUM EL ASSEL TINDOUF sur 175 Km du PK 796+150 au PK 796+500, PFE-ENSTP, promotion 2024.

[15] H.Zerrouki et A.Souayeb, Conception et étude d'un viaduc Du PK127+925 Au PK128+215 avec l'étude spécifique de l'interaction voie/structure sur le tronçon « BOUCHEGOUF-SOUK AHRAS », PFE-ENSTP, promotion 2024.

[16] Cours Béton précontrainte Dr. BELAOURA [ENSTP].

[17] Cours Béton armée Dr. BELAOURA [ENSTP].

[18] Cours de ponts Dr. HEMAIDI ZOURGUI Nadjib [ENSTP].

[19] Cours Les plaques Dr. MESSAOUDI Akila [ENSTP].

[20] https://www.midasuser.com

ANNEXE A
RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES

Tableau 0.1 : Classification des sols.

Nature des terrains		Eléments mis en œuvre sans refoulement du sol	Eléments mis en œuvre avec refoulement du sol
Argiles, Limons	A : Argiles et limons mous	1,1	1,4
	B : Argiles et limons fermes	1,2	1,5
	C : Argiles très fermes à dures	1,3	1,6
Sables, Graves	A : Lâches	1	4,2
	B : Moyennement compacts	1,1	3,7
	C : Compacts	1,2	3,2
Craies	A : Molles	1,1	1,6
	B : Altérées	1,4	2,2
	C : Compactes	1,8	2,6
Marnes ; marno-calcaires	A : Molles B : Altérées	1,8	2,6

Tableau 0.2 : Valeurs du coefficient de portance K_P.

CLASSE DE SOL		DESCRIPTION	PRESSIOMETRE P_1 (MPa)
Argiles, Limons	A	Argiles et limons mous	< 0,7
	B	Argiles et limons fermes	1,2 – 2,0
	C	Argiles très fermes à dures	> 2,5
Sables, Graves	A	Lâches	< 0,5
	B	Moyennement compacts	1,0 – 2,0
	C	Compacts	> 2,5
Craies	A	Molles	< 0,7
	B	Altérées	1,0 – 2,5
	C	Compacte	> 3,0
Marnes ; marno-calcaires	A	Tendres	1,5 – 4,0
	B	Compacts	> 4,5

Tableau 0.3 : Détermination des abaques.

	Argiles, Limons			Sables, Graves			Craies			Marnes ; marno-calcaires	
	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
Foré boue	Q_1	Q_1,Q_2[1]		Q_1	Q_2,Q_1[2]	Q_3,Q_2[2]	Q_1	Q_3	Q_4,Q_5[1]	Q_3	Q_4,Q_5[1]
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
Métal battu fermé	Q_1	Q_2		Q_2		Q_3	[4]			Q_3	Q_4
Battu préfabriqué béton	Q_1	Q_2		Q_3			[4]			Q_3	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	

(1) Réalésage et rainurage en fin de forage.

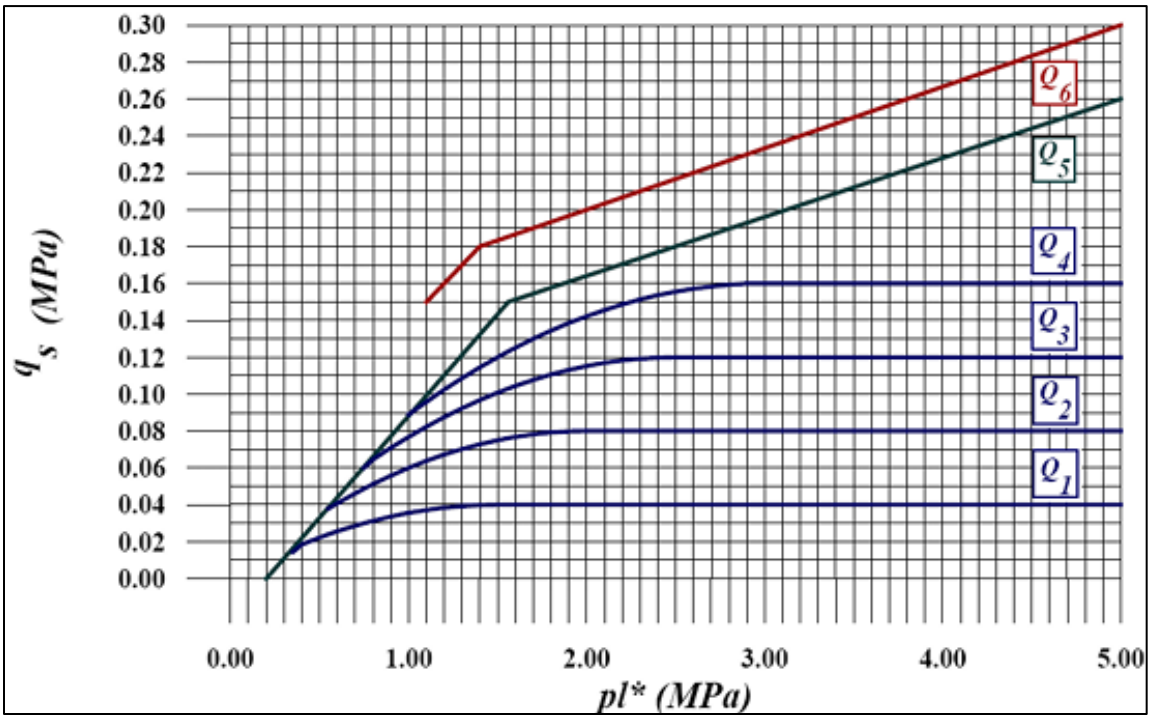
(2) Pieux de grandes longueurs (supérieure à 30m).

(3) Forage à sec, tube non louvoyé.

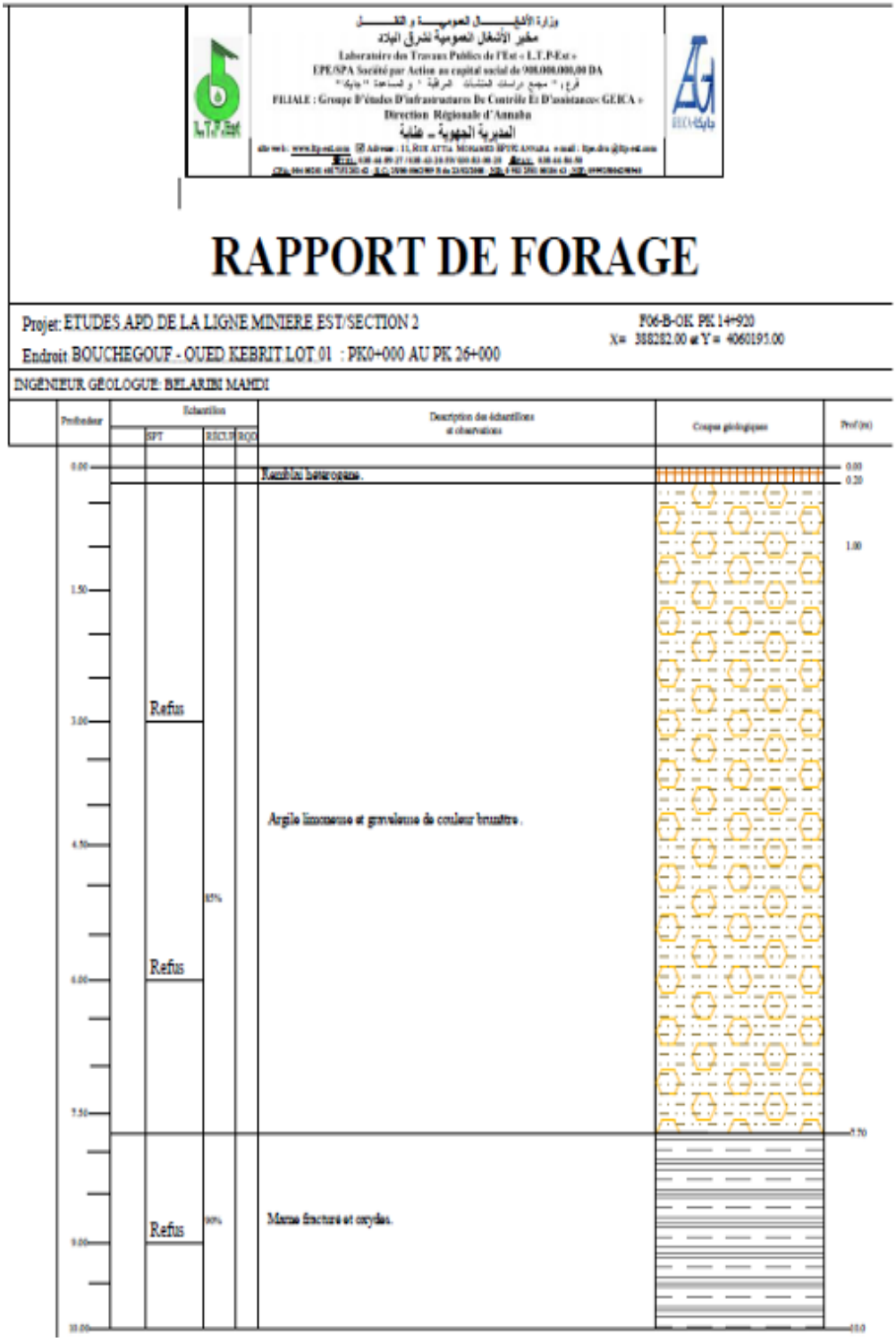
(4) Dans le cas des craies, le frottement latéral peut être très faible pour certains types de pieux. Il convient d'effectuer une étude spécifique dans chaque cas.

(5) Sans tubage ni virole foncé perdu (parois rugueuses).

(6) Injection sélective et répétitive à faible débit.



Abaques -1- Valeurs du frottement latéral unitaire



وزارة الأشغال العمومية و النقل
مخبر الأشغال العمومية لشرق البلاد
Laboratoire des Travaux Publics de l'Est « L.T.P-Est »
EPE/SPA Société par Action au capital social de 900.000.000,00 DA
فرع " مجمع دراسات المنشئات الفرقية " و المساعدة " بباية "
FILIALE : Groupe D'études D'infrastructures De Contrôle Et D'assistances: GEICA »
Direction Régionale d'Annaba
المديرية الجهوية ـ عنابة

RAPPORT DE FORAGE

Projet: ETUDES APD DE LA LIGNE MINIERE EST/SECTION 2

Endroit: BOUCHEGOUF - OUED KEBRIT LOT 01 : PK0+000 AU PK 26+000

F06-B-OK PK 14+920
X= 388282.00 et Y = 4060195.00

INGÉNIEUR GÉOLOGUE: BELARIBI MAHDI

Profondeur	Echantillon SPT	Echantillon RECUP	Echantillon RQD	Description des échantillons et observations	Coupes géologiques	Prof (m)
0.00				Remblai hetrogene.		0.00 / 0.20
1.50						1.00
3.00	Refus					
4.50		85%		Argile limoneuse et graveleuse de couleur brunatre.		
6.00	Refus					
7.50						5.70
9.00	Refus	80%		Marne fracturé et oxydée.		
10.00						10.0

Tableau 0.4 : Le calcul des rigidités du sol.

Z (m)	E_M (Mpa)	E_M (KPa)	a	K_f (kPa m)	$K\tau$ (KN/m^3)	Kq (KN/m^3)
0	0	0	1	0	0	0
1	12,02	12022,3	1	96379,18	20037,16	110204,41
2	13,24	13247	1	106197,24	22078,33	121430,83
3	16,47	16476	1	132083,17	27460	151030
4	14,63	14632	1	117300,37	24386,66	134126,66
5	17,6	17600	1	141093,94	29333,33	161333,33
6	27,2	27200	1	218054,27	45333,33	249333,33
7	24,5	24500	1	196409,18	40833,33	224583,33
8	25	25000	1	200417,53	41666,66	229166,66
9	35,2	35200	1	282187,89	58666,66	322666,66
10	32,93	32935,61	1	264034,95	54892,68	301909,75
11	36,9	36900	1	295816,28	61500	338250
12	45,02	45029,27	1	360986,20	75048,78	412768,29
13	46,71	46719,61	1	374537,14	77866,01	428263,07
14	42,68	42682,93	1	342176,28	71138,21	391260,16
15	37,9	37900	1	303832,98	63166,66	347416,66
16	48,53	48532,51	1	389070,64	80887,51	444881,34
17	47,3	47300	1	379189,97	78833,33	433583,33
18	53,76	53760	1	430977,87	89600	492800
19	28	28000	1	224467,64	46666,66	256666,66
20	23,4	23400	1	187590,81	39000	214500

ANNEXE B
RESULTATS DE CALCUL AUTOMATIQUE

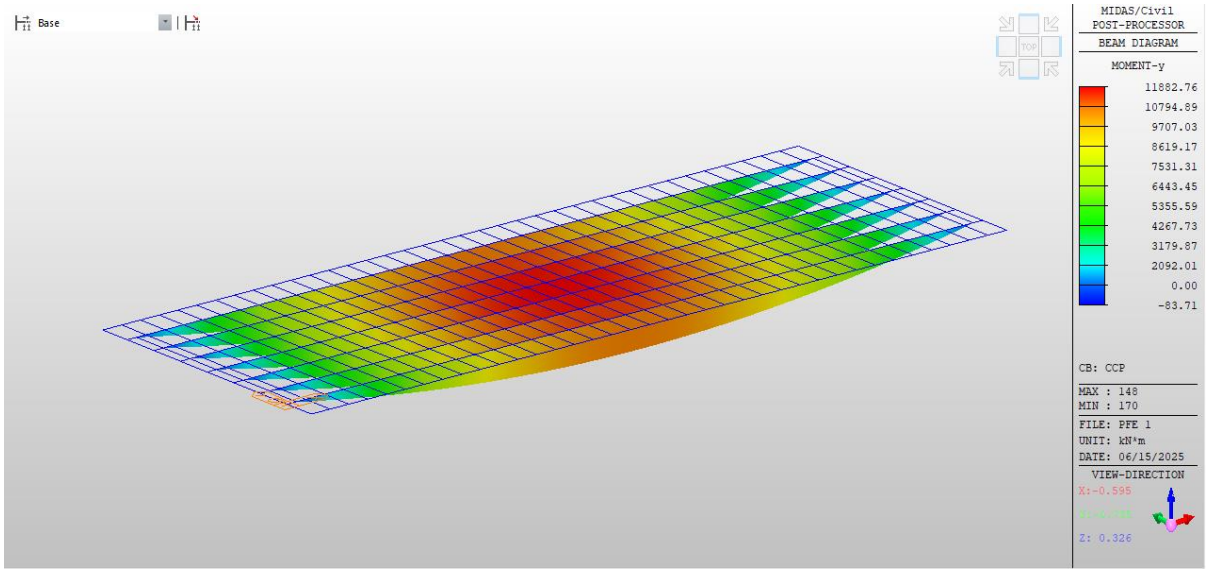


Figure 0.1 : Moment fléchissant longitudinal maximum sous G+CCP a ELU (KN.m)

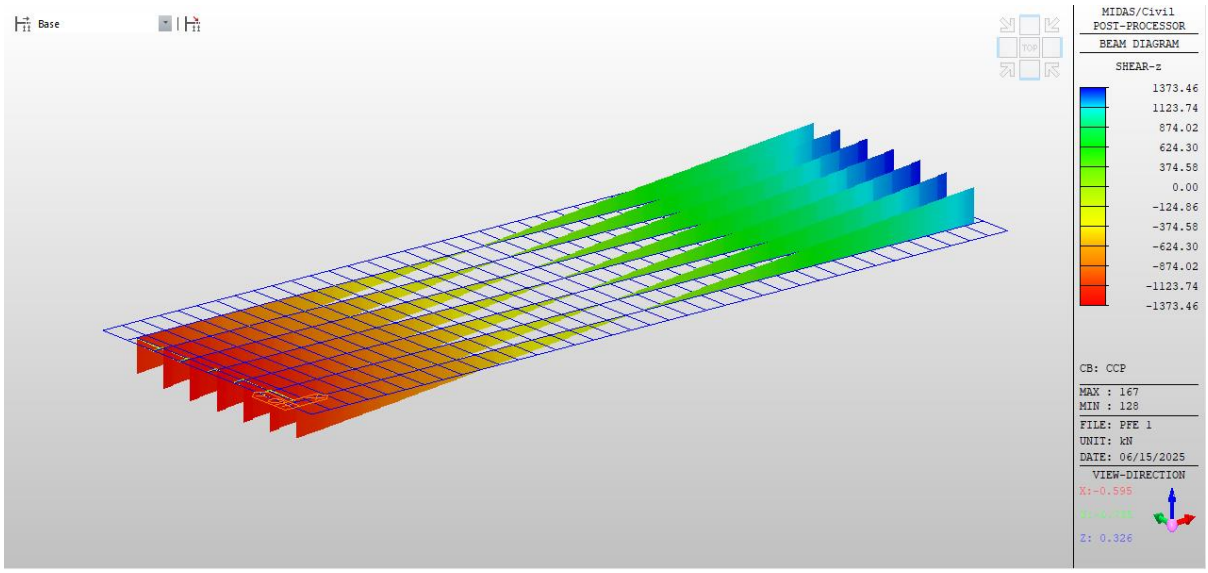


Figure B.2 : Effort tranchant maximum longitudinal sous SOUS G+CCP a ELU (KN).

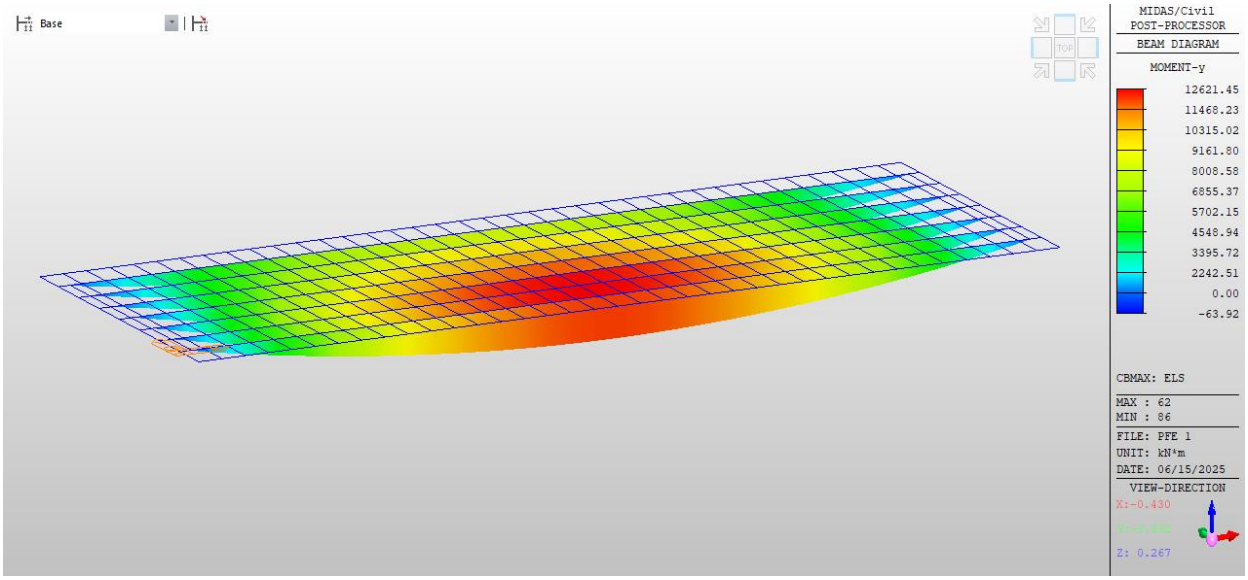


Figure B.3 : Moment fléchissant longitudinal maximum sous G+GRP11 a ELS (KN.m)

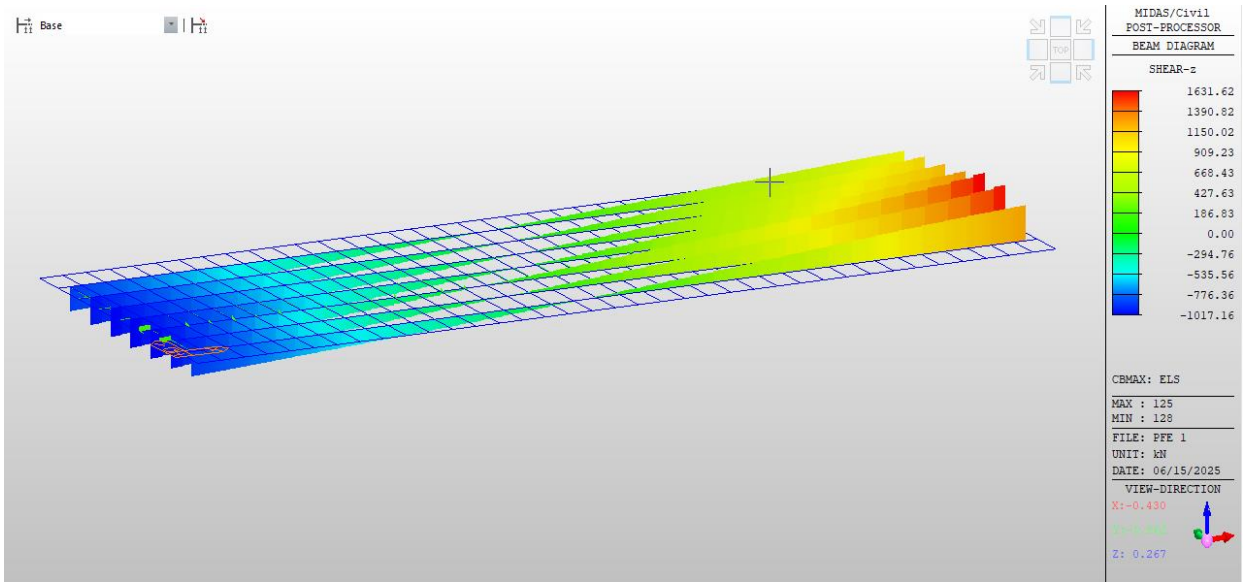


Figure 0.4 : Effort tranchant maximum longitudinal sous SOUS G+ GRP11 a ELS (KN).

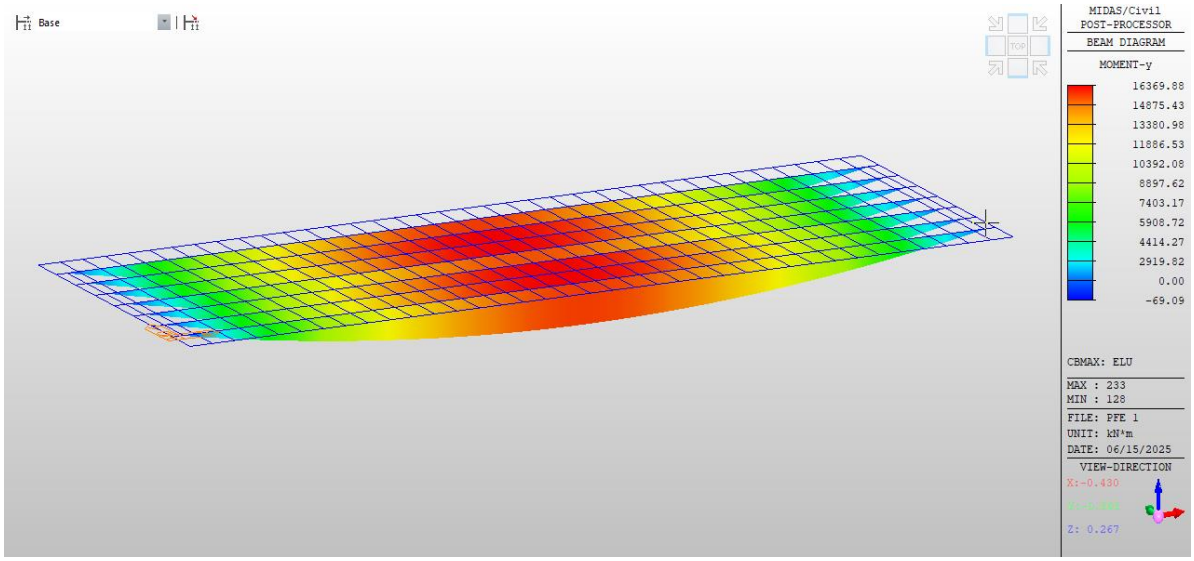


Figure 0.5 : Moment fléchissant longitudinal maximum sous G+GRP21 a ELU (KN.m).

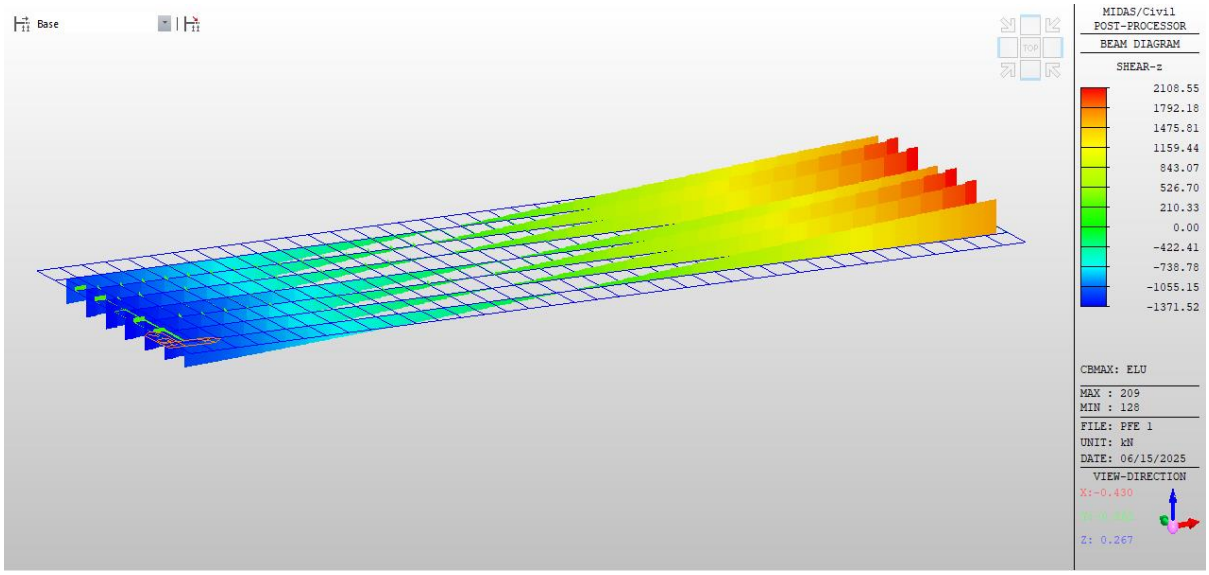


Figure 0.6 : Effort tranchant maximum longitudinal sous SOUS G+ GRP21 a ELU (KN).

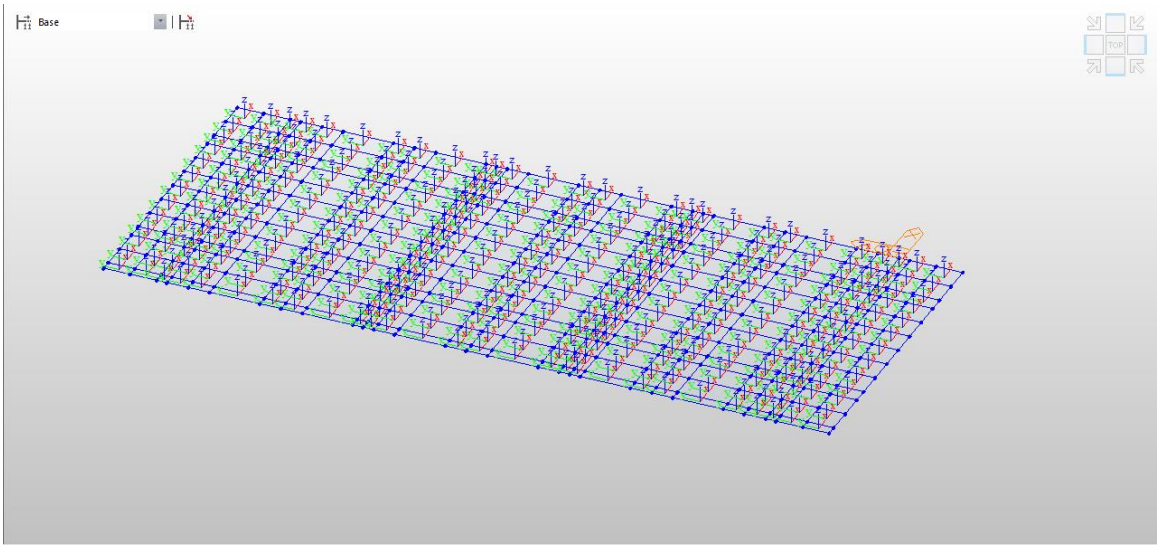


Figure B.7 : Les repères locaux de la semelle culée [MIDAS]

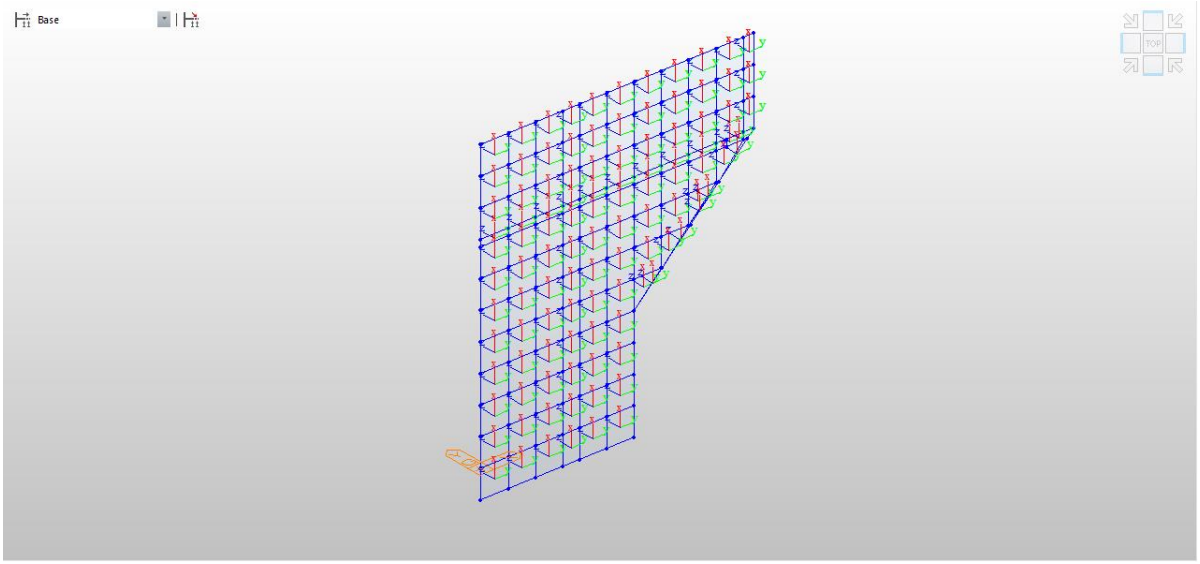


Figure 0.8 : Les repères locaux du mur en retour [MIDAS]

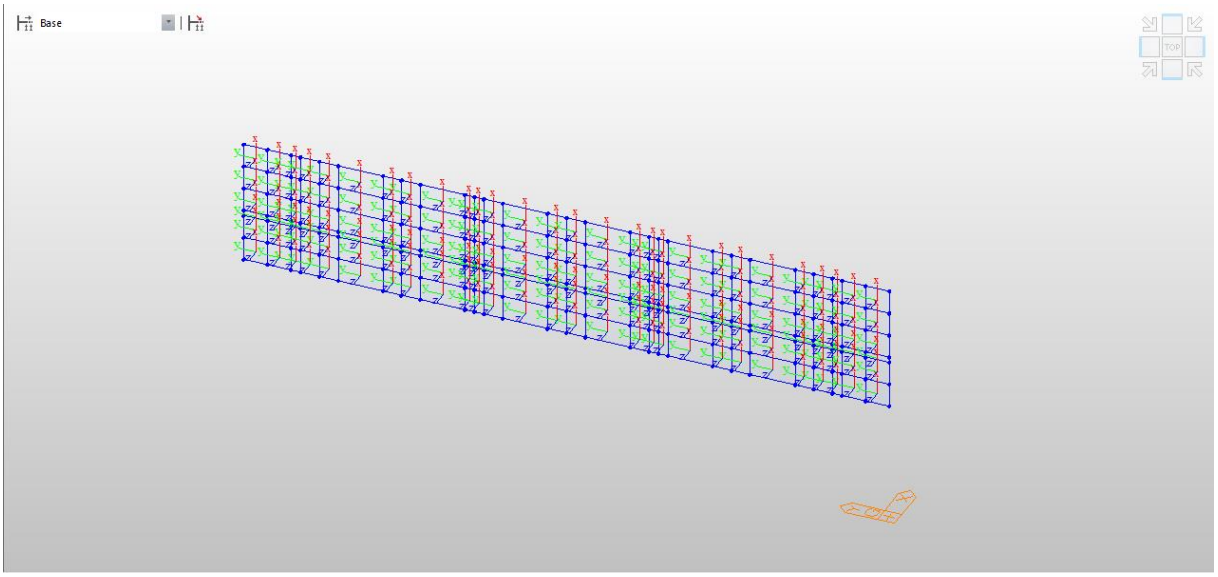


Figure 0.9 : Les repères locaux du mur garde grève [MIDAS]

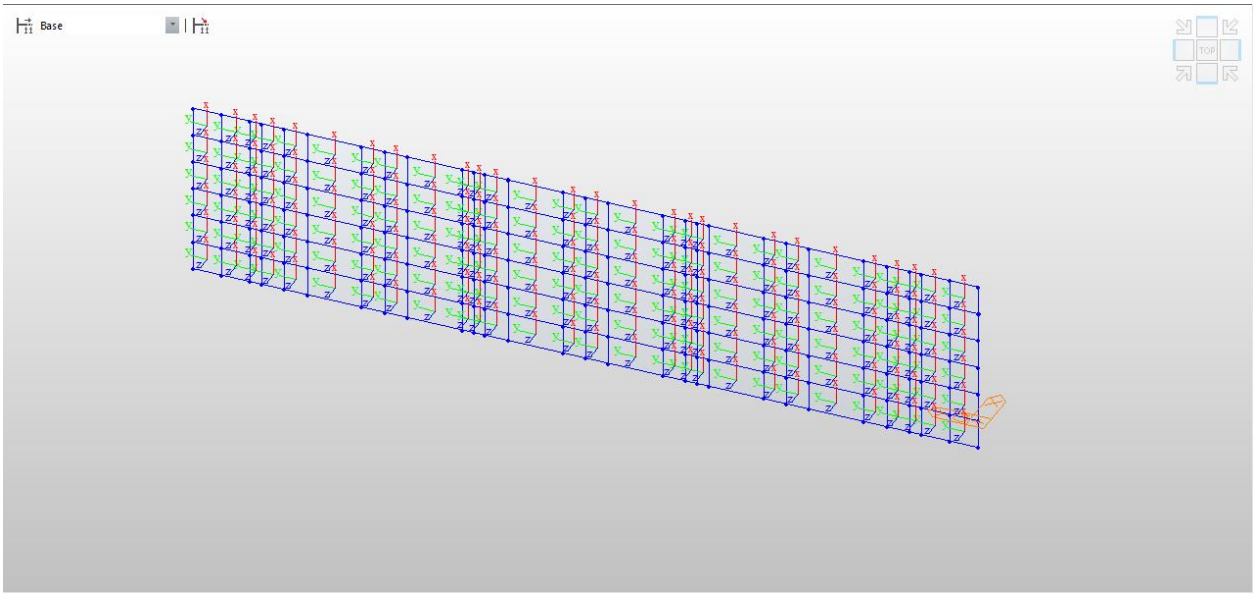


Figure 0.10 : Les repères locaux du mur frontal [MIDAS]

Tableau 0.1 : Action de tablier à l'ELS.

NODE	LOAD-CASE	FX (KN)	FY (KN)	FZ (KN)
45262	GR26.8(min)	-470.78181	-117.2863	446.022196
45262	GR21.5(all)	293.742971	-85.240109	1338.83284
45262	GR27.5(min)	-199.89673	-237.79901	324.216374
45062	GR21.8(all)	230.046902	-84.350486	6571.56843
45062	GR26.8(min)	-464.8376	-117.49723	988.74917
45062	GR27.5(min)	-181.13318	-238.15179	1006.71399
45060	GR26.8(min)	-465.27223	-117.42908	1012.08442
45060	GR21.8(all)	229.568661	-84.269627	5031.1999
45060	GR27.5(min)	-184.19132	-238.08645	1018.94472
45058	GR21.5(all)	300.235988	-85.428506	2276.09382
45058	GR26.8(min)	-465.64135	-117.43189	1016.19136
45058	GR27.5(min)	-187.1337	-238.07384	1030.16329
45056	GR21.8(all)	227.431936	-84.246526	2130.11157
45056	GR26.8(min)	-466.92282	-117.41583	985.988019
45056	GR27.5(min)	-190.94508	-238.02974	1001.99392
45054	GR21.8(all)	225.38477	-84.207627	2034.25992
45054	GR26.8(min)	-468.64388	-117.37546	886.075725
45054	GR27.5(min)	-195.19553	-237.9477	883.166534
45064	GR26.8(min)	-463.56381	-117.7528	844.850148
45064	GR27.5(min)	-177.16507	-238.37312	1033.19177
45064	GR26.8(min)	-390.61507	-451.82312	1347.73177

Tableau B.2 : Action de tablier à l'ELU.

NODE	LOAD-CASE	FX (KN)	FY (KN)	FZ (KN)
45262	GR26.8U(max)	-674.36055	-163.74984	1698.43646
45262	GR21.5U(all)	431.591945	-123.68316	1854.85676
45262	GR27.5U(min)	-284.18562	-344.89357	383.66289
45062	GR21.6U(max)	344.9239	-116.60961	9424.34611
45062	GR26.6U(max)	-654.75817	-164.67239	9366.20158
45062	GR27.5U(min)	-256.87715	-345.39818	1355.44618
45060	GR26.6U(max)	-655.60547	-163.92674	7122.10383
45060	GR21.8U(max)	334.978203	-115.73919	7185.68108
45060	GR27.5U(min)	-261.37761	-345.30498	1367.83285
45058	GR21.5U(max)	440.999662	-117.40481	3189.95715
45058	GR26.8U(min)	-673.10195	-170.29882	1363.06579
45058	GR27.5U(min)	-265.68638	-345.28781	1383.35788
45056	GR21.6U(all)	340.89661	-122.28308	2979.14769
45056	GR26.8U(min)	-674.9624	-170.27771	1320.18027
45056	GR27.7U(min)	-280.27489	-345.12412	1343.30603
45054	GR21.8U(max)	328.903483	-115.75393	2845.72759
45054	GR26.6U(min)	-668.43656	-170.32003	1179.86595
45054	GR27.7U(min)	-286.38857	-345.00913	1177.30101
45064	GR26.8U(min)	-669.95735	-170.7573	1137.35512
45064	GR27.5U(min)	-251.04526	-345.71746	1411.5288
45064	GR27.5U(all)	-251.04526	-345.71746	2838.48689

Tableau 0.3 : Action de tablier à l'ELA.

NODE	LOAD-CASE	FX (KN)	FY (KN)	FZ (KN)
45262	GR23.1S(max)	1122.24357	24.249914	1960.00652
45262	GR26.5S(max)	-256.46923	128.785041	1259.10496
45262	GR27.10s(all)	-513.17409	-444.47964	1637.17529
45062	GR22.11S(all)	649.785773	-21.416604	9737.74799

45062	GR23.1S(max)	1139.3092	23.406193	9530.55784
45062	GR27.10s(all)	-486.6153	-445.00124	9673.20559
45060	GR23.1S(max)	1136.86803	24.213569	7258.18679
45060	GR26.5S(max)	-246.66272	128.814145	2628.26368
45060	GR27.12s(all)	-490.63388	-444.93137	7428.10016
45058	GR22.9S(all)	646.132444	-21.225035	3519.618
45058	GR23.1S(max)	1133.8811	24.323297	3208.65686
45058	GR27.12s(all)	-494.62474	-444.92481	3449.49814
45056	GR22.9S(all)	643.737674	-21.178808	3302.94369
45056	GR23.1S(max)	1130.62808	24.191054	2871.55884
45056	GR27.12s(min)	-500.0259	-444.8623	1638.99149
45054	GR22.9S(all)	640.262205	-21.120222	3152.93189
45054	GR23.1S(max)	1126.53338	24.217146	2717.01214
45054	GR27.12s(min)	-506.20847	-444.73097	1455.70439
45064	GR23.1S(max)	1141.98199	23.31621	2867.45749
45064	GR27.10s(min)	-481.39595	-445.27812	1523.83816
45064	GR27.5s(all)	69.644821	-48.60272	3309.27625

ANNEXE C
FERRAILLAGE

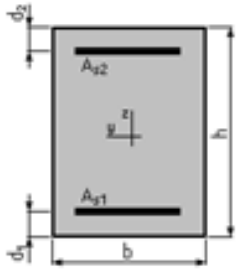
Calcul de Section en Flexion Simple
Entretoise nappe superieur

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 35.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 35.0 (cm)
h = 170.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	600.54	0.00
Etat Limite de Service	401.04	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 8.5 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 6.1 (cm2)		
théorique	ρ = 0.15 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0.11 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 600.54 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1.00	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 6.7	(cm)
Bras de levier:	Z = 162.3	(cm)
Déformation du béton:	s_b = 0.42	(‰)
Déformation de l'acier:	s_s = 10.00	(‰)

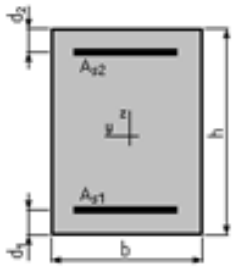
Calcul de Section en Flexion Simple
Entretoise de nappe inferieure

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 25.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 35.0 (cm)
h = 170.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	238.98	0.00
Etat Limite de Service	159.28	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 5.8 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 5.8 (cm2)		
théorique	ρ = 0.10 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0.10 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 238.98 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1.71	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 6.3	(cm)
Bras de levier:	Z = 162.5	(cm)
Déformation du béton:	s_b = 0.40	(‰)
Déformation de l'acier:	s_s = 10.00	(‰)

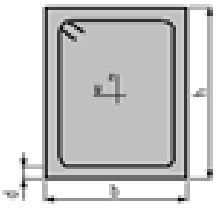
Calcul de Section à l'effort Tranchant
Entretoise ferraillage transversal

1. Hypothèses :

Béton: fc28 = 35.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration non préjudiciable
- Pas de reprise de bétonnage
- Calcul en poutre

2. Section :



b = 35.0 (cm)
h = 170.0 (cm)
d = 5.0 (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas N°	Type	**V** (kN)	**N** (kN)
1.	ELU	1707.86	0.00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale τ_u = 3.0 (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim}$ = 4.7 (MPa)

Armatures transversales
Inclinaison des armatures : α = 90 (deg) Longueur de la travée : L = 10.5 (m)
Armatures d'effort tranchant : Section A_t = 0.6 (cm2)
Cadres: 2 ∅ 6
Espacement : S_t = 2.9 (cm)
Espacement maximum : $S_{t,max}$ = 40.0 (cm)

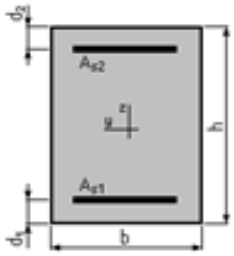
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 25.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 30.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	89.31	0.00
Etat Limite de Service	0.00	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 8.7 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 2.8 (cm2)		
théorique	ρ = 0.35 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0.11 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU **M_{max} = 89.31 (kN*m)** **M_{min} = 0.00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1.00	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 3.3	(cm)
Bras de levier:	Z = 23.7	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 1.54	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 10.00	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	σ_s = 434.8	(MPa)

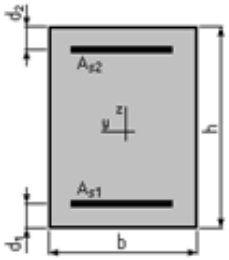
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 25.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 30.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	72.87	0.00
Etat Limite de Service	0.00	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 7.0 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 2.8 (cm2)		
théorique	ρ = 0.28 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0.11 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU **M_{max} = 72.87 (kN*m)** **M_{min} = 0.00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1.00	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 2.7	(cm)
Bras de levier:	Z = 23.9	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 1.20	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 10.00	(‰)
Contrainte de l'acier: tendue:	σ_s = 434.8	(MPa)

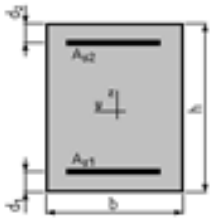
Calcul de Section en Flexion Composée
MUR FRONTAL EXX

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 25.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 60.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	-30.05	-3.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 6.4 (cm2) Section théorique A_{s2} = 6.4 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 12.8 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 300.0 (cm2)
théorique ρ = 0.21 (%)
minimum ρ_{min} = 0.21 (%) maximum ρ_{max} = 5.00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU N = -30.05 (kN) M = -3.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 13.23 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = -0.1 (cm)
Bras de levier: Z = 55.0 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 0.00 (‰)
Contrainte de l'acier:

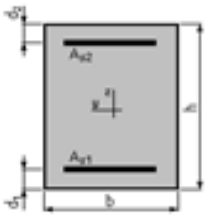
Calcul de Section en Flexion Composée
MUR FRONTAL XX RM

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 25.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 160.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	-302.56	-569.10
2.	ELU	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 16.0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 16.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 32.0 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 800.0 (cm2)
théorique ρ = 0.20 (%)
minimum ρ_{min} = 0.20 (%) maximum ρ_{max} = 5.00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU N = -302.56 (kN) M = -569.10 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.33 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 3.0 (cm)
Bras de levier: Z = 153.8 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 0.20 (‰)
Contrainte de l'acier:

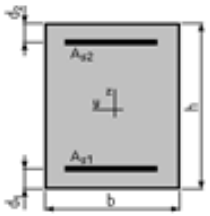
Calcul de Section en Flexion Composée
MUR FRONTAL YY EX

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 25.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 160.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	-551.32	2487.41
2.	ELU	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 44.3 (cm2) Section théorique A_{s2} = 44.3 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 32.0 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 800.0 (cm2)
théorique ρ = 0.55 (%)
minimum ρ_{min} = 0.20 (%) maximum ρ_{max} = 5.00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU N = -551.32 (kN) M = 2487.41(kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 9.6 (cm)
Bras de levier: Z = 151.1 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 0.66 (‰)
Contrainte de l'acier:

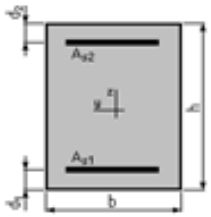
Calcul de Section en Flexion Composée
MUR FRONTAL YY RM

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 25.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 160.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	-344.65	-1700.34
2.	ELU	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 29.8 (cm2) Section théorique A_{s2} = 29.8 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 32.0 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 800.0 (cm2)
théorique ρ = 0.37 (%)
minimum ρ_{min} = 0.20 (%) maximum ρ_{max} = 5.00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU N = -344.65 (kN) M = -1700.34 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 7.5 (cm)
Bras de levier: Z = 152.0 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 0.51 (‰)
Contrainte de l'acier:

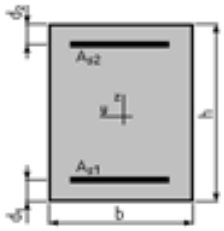
Calcul de Section en Flexion Composée
MUR GARDE GREVE XX RM

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 25.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 60.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	53.92	355.23

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 14.9 (cm2) Section théorique A_{s2} = 14.9 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 12.8 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 300.0 (cm2)
théorique ρ = 0.50 (%)
minimum ρ_{min} = 0.21 (%) maximum ρ_{max} = 5.00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU N = 53.92 (kN) M = 355.23 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 5.8 (cm)
Bras de levier: Z = 52.7 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 1.17 (‰)
Contrainte de l'acier:

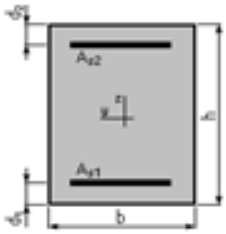
Calcul de Section en Flexion Composée
MUR GARDE GREVE XX EX

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 25.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 60.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	-30.05	-302.69

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 13.5 (cm2) Section théorique A_{s2} = 13.5 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 12.8 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 300.0 (cm2)
théorique ρ = 0.45 (%)
minimum ρ_{min} = 0.21 (%) maximum ρ_{max} = 5.00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU N = -30.05 (kN) M = -302.69 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 4.9 (cm)
Bras de levier: Z = 53.0 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 0.99 (‰)
Contrainte de l'acier:

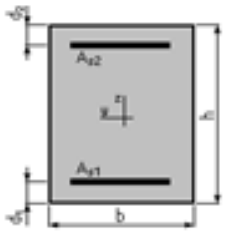
Calcul de Section en Flexion Composée
MUR GARDE GREVE YY EX

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 25.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 60.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	66.94	587.47

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 25.5 (cm2) Section théorique A_{s2} = 25.5 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 12.8 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 300.0 (cm2)
théorique ρ = 0.85 (%)
minimum ρ_{min} = 0.21 (%) maximum ρ_{max} = 5.00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU N = 66.94 (kN) M = 587.47 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 7.8 (cm)
Bras de levier: Z = 51.9 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 1.64 (‰)
Contrainte de l'acier:

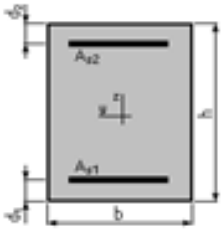
Calcul de Section en Flexion Composée
MUR GARDE GREVE YY RM

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 25.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 60.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	-106.62	-409.47

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 19.3 (cm2) Section théorique A_{s2} = 19.3 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 12.8 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 300.0 (cm2)
théorique ρ = 0.64 (%)
minimum ρ_{min} = 0.21 (%) maximum ρ_{max} = 5.00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU N = -106.62 (kN) M = -409.47 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 5.9 (cm)
Bras de levier: Z = 52.7 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 1.19 (‰)
Contrainte de l'acier:

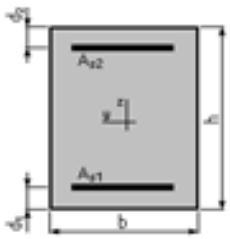
Calcul de Section en Flexion Composée
MUR EN RETOUR XX EX

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 25.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 50.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	-219.53	180.95

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 12.1 (cm2) Section théorique A_{s2} = 12.1 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 12.0 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 250.0 (cm2)
théorique ρ = 0.48 (%)
minimum ρ_{min} = 0.24 (%) maximum ρ_{max} = 5.00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU N = -219.53 (kN) M = 180.95 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 3.5 (cm)
Bras de levier: Z = 43.6 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 0.84 (‰)
Contrainte de l'acier:

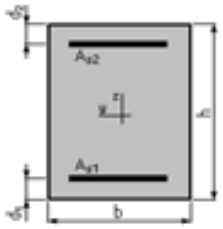
Calcul de Section en Flexion Composée
MUR EN RETOUR XX RM

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 25.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 50.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	-289.35	259.51

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 17.3 (cm2) Section théorique A_{s2} = 17.3 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 12.0 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 250.0 (cm2)
théorique ρ = 0.69 (%)
minimum ρ_{min} = 0.24 (%) maximum ρ_{max} = 5.00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU N = -289.35 (kN) M = 259.51 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 4.5 (cm)
Bras de levier: Z = 43.2 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 1.11 (‰)
Contrainte de l'acier:

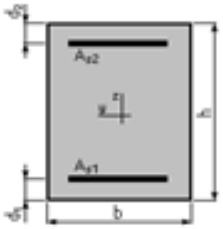
Calcul de Section en Flexion Composée
MUR EN RETOUR YY EX

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 25.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 50.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	220.58	-345.69

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 16.3 (cm2) Section théorique A_{s2} = 16.3 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 12.0 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 250.0 (cm2)
théorique ρ = 0.65 (%)
minimum ρ_{min} = 0.24 (%) maximum ρ_{max} = 5.00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU N = 220.58 (kN) M = -345.69 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 6.8 (cm)
Bras de levier: Z = 42.3 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 1.79 (‰)
Contrainte de l'acier:

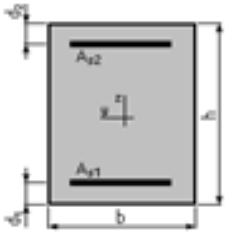
Calcul de Section en Flexion Composée
MUR EN RETOUR YY RM

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 25.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 50.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	-354.57	397.43

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 25.9 (cm2) Section théorique A_{s2} = 25.9 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 12.0 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 250.0 (cm2)
théorique ρ = 1.04 (%)
minimum ρ_{min} = 0.24 (%) maximum ρ_{max} = 5.00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU N = -354.57 (kN) M = 397.43 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 5.8 (cm)
Bras de levier: Z = 42.7 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 1.49 (‰)
Contrainte de l'acier:

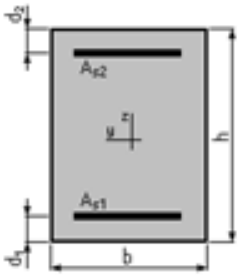
Calcul de Section en Flexion Simple
SEMELLE PILE XX INFERIEUR

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 30.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 150.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	3571.94	0.00
Etat Limite de Service	0.00	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 59.8 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 14.5 (cm2)		
théorique	ρ = 0.41 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0.10 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 3571.94 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1.00	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 19.1	(cm)
Bras de levier:	Z = 137.4	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 1.52	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 10.00	(‰)

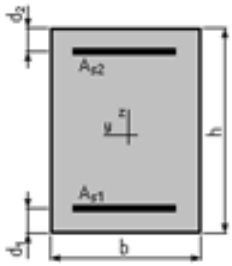
Calcul de Section en Flexion Simple
SEMELLE PILE XX SUPERIEUR

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 30.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 150.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	3299.61	0.00
Etat Limite de Service	0.00	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 55.0 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 14.5 (cm2)		
théorique	ρ = 0.38 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0.10 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU **M_{max} = 3299.61 (kN*m)** **M_{min} = 0.00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1.00	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 17.6	(cm)
Bras de levier:	Z = 138.0	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 1.38	(‰)

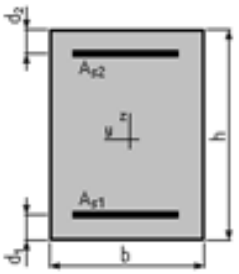
Calcul de Section en Flexion Simple
PILE YY INFERIEUR

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 30.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 150.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	5853.65	0.00
Etat Limite de Service	0.00	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 102.0 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 14.5 (cm2)		
théorique	ρ = 0.70 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0.10 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU **M_{max} = 5853.65 (kN*m)** **M_{min} = 0.00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1.00	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 32.6	(cm)
Bras de levier:	Z = 132.0	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 2.90	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 10.00	(‰)

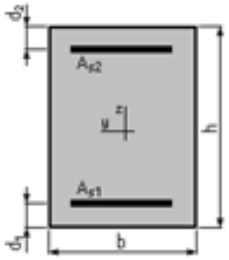
Calcul de Section en Flexion Simple
SEMELLE PILE YY SUP

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 30.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 150.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	4219.46	0.00
Etat Limite de Service	0.00	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 71.4 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 14.5 (cm2)		
théorique	ρ = 0.49 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0.10 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 4219.46 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1.00	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 22.8	(cm)
Bras de levier:	Z = 135.9	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 1.87	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 10.00	(‰)

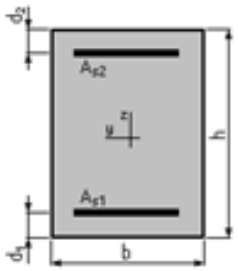
Calcul de Section en Flexion Simple
SEMELLE CULEE YY INFERIEURE

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 30.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 150.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	3595.05	0.00
Etat Limite de Service	0.00	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 60.2 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 14.5 (cm2)		
théorique	ρ = 0.42 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0.10 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU **M_{max} = 3595.05 (kN*m)** **M_{min} = 0.00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1.00	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 19.3	(cm)
Bras de levier:	Z = 137.3	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 1.53	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 10.00	(‰)

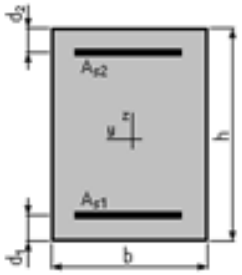
Calcul de Section en Flexion Simple
SEMELLE CULEE XX INFERIEURE

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 30.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 150.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	3020.89	0.00
Etat Limite de Service	0.00	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 50.1 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 14.5 (cm2)		
théorique	ρ = 0.35 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0.10 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU **M_{max} = 3020.89 (kN*m)** **M_{min} = 0.00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1.00	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 16.0	(cm)
Bras de levier:	Z = 138.6	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 1.24	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 10.00	(‰)

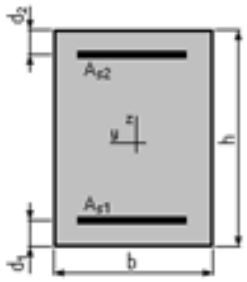
Calcul de Section en Flexion Simple
SEMELLE CULEE XX SUP

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 30.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 150.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	2575.33	0.00
Etat Limite de Service	0.00	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 42.4 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 14.5 (cm2)		
théorique	ρ = 0.29 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0.10 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU **M_{max} = 2575.33 (kN*m)** **M_{min} = 0.00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1.00	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 13.6	(cm)
Bras de levier:	Z = 139.6	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 1.03	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 10.00	(‰)

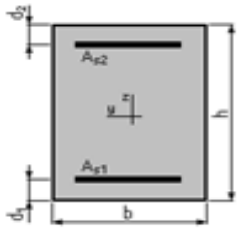
Calcul de Section en Flexion Simple
SEMELLE CULEE YY SUPERIEURE

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 30.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 150.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	3135.35	0.00
Etat Limite de Service	0.00	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 52.1 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 14.5 (cm2)		
théorique	ρ = 0.36 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0.10 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 3135.35 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1.00	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 16.7	(cm)
Bras de levier:	Z = 138.3	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 1.30	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 10.00	(‰)

ANNEXE D :
LES MODES PROPRES

Tableau 0.1 : Modes propres.

Mode No	TRAN-X	Column1	TRAN-Y	Column2	TRAN-Z	Column3	ROTN-X	Column4	ROTN-Y	Column5	ROTN-Z	Column6
	MASS (%)	SUM (%)	MASS (%)	SUM (%)	MASS (%)	SUM (%)	MASS (%)	SUM (%)	MASS (%)	SUM (%)	MASS (%)	SUM (%)
1	3.36	3.36	5.3	5.3	0	0	0	0	0	0	25.53	25.53
2	52.52	55.87	28.24	33.54	0	0	0	0.01	0	0	1.14	26.67
3	26.1	81.98	38.85	72.39	0	0	0.01	0.01	0	0	0.15	26.82
4	0.04	82.02	1.46	73.85	0	0	0	0.01	0	0	49.59	76.41
5	0.49	82.51	5.5	79.35	0	0	0	0.01	0	0	1.99	78.4
6	0.08	82.58	0.39	79.74	0	0	0	0.01	0	0	6.41	84.81
7	0.02	82.6	0.43	80.17	0	0	0	0.01	0	0	0.14	84.95
8	0	82.6	0	80.17	0.25	0.25	0.01	0.02	0	0	0.01	84.96
9	0.01	82.61	0.01	80.18	0	0.25	0	0.02	0	0	0.4	85.36
10	0	82.61	0.04	80.22	0	0.25	0	0.02	0	0	0.01	85.38
11	0	82.61	0	80.23	0	0.25	0	0.02	0	0	0.06	85.44
12	0.09	82.7	0.01	80.24	0	0.25	1.26	1.28	1.32	1.32	0	85.44
13	0	82.7	0.01	80.25	0	0.25	0	1.28	0	1.33	0	85.44
14	0	82.7	0.02	80.27	0.01	0.26	0	1.28	0	1.33	0	85.44
15	0.04	82.74	0.01	80.27	0	0.27	0	1.28	0	1.33	0	85.44
16	3.05	85.79	0.57	80.84	0.01	0.27	0.07	1.35	0.09	1.41	0.06	85.5
17	0.01	85.8	0	80.84	0	0.27	0	1.35	0	1.41	0.01	85.51
18	1.21	87.02	0.06	80.9	0.26	0.54	0.09	1.44	0	1.41	0.06	85.57
19	0.06	87.08	0	80.91	1.26	1.8	0.92	2.37	0.1	1.52	0	85.57
20	1.48	88.56	0.13	81.03	0.13	1.93	0.17	2.54	0.03	1.54	0.04	85.62
21	0	88.56	0	81.03	2.67	4.6	17.87	20.41	14.59	16.13	0	85.62
22	0	88.56	0	81.04	0.29	4.89	1.81	22.22	1.17	17.3	0	85.62
23	0	88.56	0	81.04	0.4	5.29	1.3	23.52	0.27	17.57	0	85.62
24	0	88.56	0	81.04	0.53	5.82	2.91	26.44	2.37	19.94	0	85.62
25	0.17	88.73	0.05	81.09	2.72	8.54	0.22	26.66	0.01	19.95	0.01	85.62
26	0.01	88.74	0	81.09	0	8.54	0.27	26.93	0.42	20.36	0	85.62

27	0.01	88.75	0.02	81.1	0.14	8.69	0.52	27.44	1.51	21.87	0	85.62
28	0.05	88.8	0.02	81.12	0.12	8.81	0.57	28.01	0.75	22.62	0	85.62
29	0.01	88.8	0	81.12	0.4	9.21	0.21	28.22	0.81	23.43	0	85.62
30	0.11	88.91	0.02	81.14	0.1	9.31	0.03	28.25	0.07	23.49	0	85.63
31	0	88.91	0	81.14	1.16	10.47	1.45	29.7	4.26	27.75	0	85.63
32	0	88.91	0	81.14	0.01	10.48	0	29.7	0	27.75	0	85.63
33	0	88.91	0	81.14	0	10.48	0	29.7	0	27.75	0	85.63
34	0	88.91	0	81.14	44	54.49	0.16	29.87	1.44	29.19	0	85.63
35	0	88.91	0	81.14	3.44	57.93	32.86	62.73	31.72	60.91	0	85.63
36	0.14	89.05	0.06	81.2	2.58	60.5	0.01	62.74	1.85	62.76	0	85.63
37	1.55	90.61	0.61	81.81	0	60.5	0.05	62.79	0.04	62.8	0.05	85.68
38	0	90.61	0	81.81	0	60.5	0	62.79	0	62.8	0	85.68
39	0	90.61	0	81.81	0.01	60.51	0	62.79	0	62.8	0	85.69
40	0	90.61	0	81.81	0	60.51	0.01	62.8	0	62.8	0	85.69
41	0	90.61	0	81.81	0	60.51	0.14	62.94	0.14	62.95	0	85.69
42	0	90.61	0	81.81	0.01	60.52	1.07	64	1.25	64.2	0	85.69
43	0	90.61	0	81.81	0	60.52	0.02	64.02	0	64.2	0	85.69
44	0	90.62	0	81.81	0	60.52	0	64.02	0.01	64.21	0	85.69
45	0	90.62	0	81.81	0	60.52	0.01	64.03	0	64.21	0	85.69
46	0	90.62	0	81.81	0	60.52	0	64.03	0	64.21	0	85.69
47	0.01	90.62	0	81.81	0	60.52	0	64.03	0	64.21	0	85.69
48	0.01	90.63	0	81.81	0	60.52	0	64.03	0	64.21	0	85.69
49	0.01	90.64	0	81.81	0	60.52	0	64.03	0	64.21	0	85.69
50	0.03	90.67	0	81.81	0	60.52	0	64.03	0	64.21	0	85.69
51	0.01	90.68	0	81.81	0	60.52	0	64.04	0	64.21	0	85.69
52	0.03	90.71	0	81.81	0	60.52	0	64.04	0.01	64.22	0.01	85.7
53	0.05	90.76	0	81.81	0	60.52	0	64.04	0	64.22	0	85.7
54	1.07	91.83	0.02	81.84	0	60.52	0	64.04	0	64.23	0.09	85.79
55	0.04	91.87	0.03	81.86	0	60.53	0.02	64.06	0	64.23	0	85.79
56	0.01	91.87	0.02	81.88	0.02	60.54	0.06	64.11	0.01	64.23	0	85.79
57	0	91.87	0	81.88	0	60.54	0	64.12	0.01	64.24	0	85.79

58	0	91.87	0	81.88	0	60.54	0	64.12	0	64.24	0	85.79
59	0	91.87	0	81.88	0.06	60.6	0.02	64.14	0	64.24	0	85.79
60	0	91.87	0	81.88	0	60.6	0	64.14	0	64.24	0	85.79
61	0.81	92.68	0.43	82.32	0	60.6	0	64.14	0	64.24	0.05	85.84
62	0	92.68	0	82.32	0	60.6	0	64.14	0	64.24	0	85.84
63	0	92.68	0	82.32	0	60.6	0.05	64.19	0.06	64.3	0	85.84
64	0	92.68	0	82.32	0.01	60.61	0	64.19	0	64.3	0	85.84
65	0	92.68	0	82.32	0	60.61	0	64.19	0	64.31	0	85.84
66	0	92.68	0	82.32	0	60.61	0	64.19	0	64.31	0	85.84
67	0	92.68	0	82.32	0	60.61	0	64.19	0	64.31	0	85.84
68	0	92.68	0	82.32	0	60.61	0	64.2	0	64.31	0	85.84
69	0	92.68	0	82.32	0	60.61	0	64.2	0	64.31	0	85.84
70	0	92.68	0	82.32	0	60.61	0	64.2	0	64.31	0	85.84
71	0	92.68	0	82.32	0	60.61	0	64.2	0	64.31	0	85.84
72	0	92.69	0	82.32	0	60.61	0	64.2	0	64.31	0	85.84
73	0	92.69	0	82.32	0	60.61	0	64.2	0	64.31	0	85.84
74	0	92.69	0	82.32	0	60.61	0	64.2	0	64.31	0	85.84
75	0	92.69	0	82.32	0.07	60.68	0.18	64.38	0.13	64.44	0	85.84
76	1.07	93.75	0.01	82.33	0	60.68	0	64.38	0	64.44	0.12	85.96
77	0	93.75	0	82.33	0.12	60.8	0.1	64.48	0.14	64.58	0	85.96
78	0	93.75	0	82.33	0.13	60.93	0	64.48	0.02	64.6	0	85.96
79	0	93.75	0	82.33	0	60.94	0.02	64.51	0.01	64.61	0	85.96
80	0	93.76	0	82.33	0	60.94	0	64.51	0	64.61	0	85.96
81	0	93.76	0	82.33	0	60.94	0	64.51	0	64.61	0	85.96
82	0	93.76	0	82.33	0	60.94	0	64.51	0	64.61	0	85.96
83	0	93.76	0	82.33	0	60.94	0	64.51	0.01	64.62	0	85.96
84	0	93.76	0	82.33	0	60.94	0.01	64.53	0.02	64.64	0	85.96
85	0	93.76	0	82.33	0.01	60.95	0	64.53	0	64.64	0	85.96
86	0.02	93.78	0.1	82.42	0	60.95	0	64.53	0	64.64	0	85.96
87	0.01	93.79	0	82.43	0	60.95	0	64.53	0	64.64	0.17	86.14
88	0.79	94.58	4.32	86.74	0	60.95	0.01	64.54	0	64.64	0.06	86.2

89	0	94.58	0	86.75	0	60.95	0.01	64.55	0.01	64.66	0	86.2
90	0	94.58	0	86.75	0	60.95	0	64.55	0	64.66	0	86.2
91	0	94.58	0	86.75	0	60.96	0	64.55	0	64.66	0	86.2
92	0.06	94.64	1.32	88.07	0	60.96	0	64.55	0	64.66	0.94	87.14
93	0	94.64	0	88.07	0	60.96	0	64.55	0	64.66	0	87.14
94	0.01	94.65	0.09	88.16	0	60.96	0	64.55	0	64.66	0.05	87.19
95	0	94.65	0	88.16	0	60.96	0	64.55	0	64.66	0	87.19
96	0.15	94.8	1.84	90	0	60.96	0	64.55	0	64.66	0.66	87.85
97	0	94.8	0.05	90.04	0	60.96	0	64.55	0	64.66	0.01	87.86
98	0	94.8	0	90.04	0	60.96	0	64.55	0	64.66	0	87.86
99	0	94.8	0.01	90.05	0	60.96	0	64.55	0	64.66	0	87.86
100	0.6	95.4	0.36	90.41	0	60.96	0	64.56	0	64.66	0.05	87.91