

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
Ecole Nationale Polytechnique

Département de Génie Civil

Mémoire de projet de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Génie Civil

Etude de Tablier du Pont ferroviaire Tindouf-Bechar- Gara
Djebilet - Etude de l'Interaction Voie-ouvrage

AISSAOUI Mohamed El Amine & SAMER Aamer Chakib

Sous la direction de

Dr. CHERID Djamila & Dr. MOHABEDDINE Hafida

Présenté et soutenu publiquement le (14/07/2024)

Composition du jury :

Président :	Dr. TADJADIT Abdelmadjid	MCB	ENP
Promotrice :	Dr. CHERID Djamila	MCA	ENP
Co-Promotrice :	Dr. MOHABEDDINE Hafida	MCA	ENP
Examineur :	Dr. BENZAOUZ Brahim-Khalil	MCA	ENP
Invité :	M. DJERIR Abdelaziz	Ingénieur, expert	SETIRAIL

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
Ecole Nationale Polytechnique

Département de Génie Civil

Mémoire de projet de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Génie Civil

Etude de Tablier du Pont ferroviaire Tindouf-Bechar- Gara
Djebilet - Etude de l'Interaction Voie-ouvrage

AISSAOUI Mohamed El Amine SAMER Aamer Chakib

Sous la direction de

Dr. CHERID Djamila & Dr. MOHABEDDINE Hafida

Présenté et soutenu publiquement le (14/07/2024)

Composition du jury :

Président :	Dr. TADJADIT Abdelmadjid	MCB	ENP
Promotrice :	Dr. CHERID Djamila	MCA	ENP
Co-Promotrice :	Dr. MOHABEDDINE Hafida	MCA	ENP
Examineur :	Dr. BENZAOUZ Brahim-Khalil	MCA	ENP
Invité :	M. DJERIR Abdelaziz	Ingénieur,expert	SETIRAIL

ملخص:

الهدف من هذا العمل هو دراسة سطح جسر السكك الحديدية مزدوج المسار على مستوى جزء من خط غار جبيلات (تندوف) - بشار جبيلات وتفاعل المسار مع الهيكل. خط بشار-تندوف هو خط استراتيجي بطول 950 كم. يقع الجسر الذي تمت دراسته بين النقطتين الكيلومتريتين (6+450) و(7+450) ويتكون من 26 امتدادًا متساويًا أحادي السكون، طول كل منها 38 مترًا وعرضه 12.7 مترًا، ويعبر الوادي. يرتكز السطح على 25 عمودًا ودعامتين، بنصف قطر انحناء يبلغ 1600 متر.

تمت الدراسة وفقًا للوثائق والأنظمة المعمول بها. تم تنفيذ نمذجة وحسابات الإجهادات باستخدام برنامج Autodesk Robot Structural 2025 بالإضافة إلى ذلك، تم استخدام برنامج Midas Civil 2022 لتحليل ظاهرة تفاعل المسار مع الهيكل.

تُظهر النتائج أن السطح يعمل جيدًا تحت الإجهادات ويلبي التفاوتات المحددة. ومع ذلك، بعض المعايير في تحليل تفاعل المسار مع الهيكل لم تتحقق بشكل كامل. لذلك من الضروري إجراء دراسة أكثر تفصيلاً لضبط صلابه الأعمدة وتضمين أجهزة تمدد لضمان الأداء الأمثل.

الكلمات المفتاحية: جسر السكة الحديد، الخرسانة سابقة الإجهاد، تفاعل المسار مع الهيكل، النمذجة الهيكلية.

Abstract

The aim of this work is to study the deck of the railway bridge on a section of the GARA DJEBILET (TINDOUF) - BECHAR line and the track-structure interaction. The Béchar-Tindouf line is a strategic 950 km line. The studied bridge is located between kilometer points PK (6+450-7+450) and consists of 26 identical isostatic spans, each 38 meters long and 12.7 meters wide, crossing a wadi. The deck rests on 25 piers and two abutments, with a curvature radius of 1600 m.

The study was conducted in accordance with the current documents and regulations. The modeling and calculation of stresses were carried out using Autodesk Robot Structural software. Additionally, Midas Civil 2022 software was used to analyze the track-structure interaction phenomenon.

The results show that the deck performs well under the stresses and meets the defined tolerances. However, some criteria in the roadway interaction analysis were not fully verified. Therefore, a more detailed study is necessary to adjust the support stiffness and include expansion devices to ensure optimal performance .

Keywords : railway bridge, prestressed concrete, track-structure interaction, structural modeling, Midas Civil, Autodesk Robot Structural.

Résumé

Le but de ce travail consiste à étudier le tablier d'un pont ferroviaire dans un tronçon de la ligne GARA DJEBILET(TINDOUF)-BECHAR et l'interaction voie-ouvrage. La ligne Béchar-Tindouf est une ligne stratégique de 950 km. Le pont étudié se situe entre les points kilométriques PK (6+450-7+450) , comporte 26 travées identiques isostatiques de 38 m de longueur chacune et de 12,7 m de largeur, traversant un oued. Le tablier repose sur 25 piles et deux culées, avec un rayon de courbure de 1600 m.

L'étude a été réalisée en conformité avec les documents et règlements en vigueur. Les modélisations et les calculs des sollicitations ont été effectués à l'aide du logiciel Autodesk Robot Structural. De plus, le logiciel Midas Civil 2022 a été utilisé pour analyser le phénomène d'interaction voie-ouvrage d'art.

Les résultats obtenus montrent que le tablier répond bien aux sollicitations et respecte les tolérances définies. Cependant, certains critères de l'analyse de l'interaction voie-ouvrage n'ont pas tous été vérifiés. Une étude plus détaillée est donc nécessaire pour ajuster les raideurs des appuis et inclure des appareils de dilatations afin de garantir une performance optimale .

Mots clés : pont ferroviaire, béton précontraint, interaction voie-ouvrage, modélisation structurelle, Midas Civil, Autodesk Robot Structural.

Remerciements

En préambule à ce mémoire, nous tenons tout d'abord à remercier ALLAH le Tout-puissant et miséricordieux, qui nous aide et qui nous a donné la force, le courage et la patience d'accomplir ce modeste travail.

Nous tenons à remercier nos encadrantes Dr. CHERID Djamila et Dr. MOHABEDDINE Hafida pour leurs précieux conseils, leur aide et leur disponibilité durant toute la période de ce travail.

Nous remercions également M. A. DJERIR, ingénieur expert à SETI Rail, et Mme H. ADJABI, ingénieure à SAETI, pour leur aide précieuse et leur soutien.

Nous remercions nos très chers parents qui ont toujours été là pour nous.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à tous les membres du jury pour l'honneur qu'ils nous font et le temps précieux qu'ils ont consacré à l'évaluation de ce travail.

Enfin, nous tenons également à remercier toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

AISSAOUI Mohamed El Amine

SAMER Aamer Chakib

Dédicace 1

Tout d'abord, je tiens à dédier ce modeste travail :

A mes très chers parents, que Dieu les garde et les protège pour leur soutien inconditionnel, moral, financier et ses encouragements.

A mes très chers " Rima, Nihel, Manel, Amel et Farès ", ceux qui m'ont donné le désir d'apprendre et de savoir-vivre, ma fierté et mon symbole de joie, je vous souhaite une vie pleine de bonheur et de succès et qu'ALLAH vous protège.

À mes professeurs de l'École Nationale Polytechnique d'Alger.

A tous mes amis et camarades d'études de la promotion 2024.

À toute personne ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail.

AISSAOUI Mohamed El Amine

Dédicace 2

Je tiens à dédier ce modeste travail :

À mes très chers parents, que Dieu les garde et les protège, pour leur soutien inconditionnel, moral et financier, et pour leurs encouragements.

À ma sœur et mon frère, Afnane et Soheib, pour leur amour et leur soutien constants, vous êtes ma fierté, mon symbole de joie. Je vous souhaite une vie comblée de bonheur et de succès, sous la protection d'Allah.

À mon oncle Nassim, toujours présent pour moi, ainsi qu'à mes grands-parents que Dieu garde et protège.

À mes professeurs de l'École Nationale Polytechnique d'Alger, pour leur enseignement et leur guidance tout au long de mon parcours académique.

À tous mes amis et camarades d'études, pour les moments partagés et le soutien mutuel.

À toute personne ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail, merci pour votre aide et vos encouragements.

Aamer Chakib SAMER

Table des matières

Liste des tableaux

Liste des figures

Introduction générale	18
1 Présentation de l'ouvrage - Caractéristiques des matériaux	20
1.1 Introduction :	21
1.2 Description du projet :	21
1.2.1 Données fonctionnelles :	21
1.2.2 Données naturelles :	23
1.2.3 Les éléments du pont :	24
1.3 Caractéristiques des matériaux	28
1.3.1 Le béton :	28
1.3.2 Les aciers :	30
1.4 Conclusion :	31
2 Etude du tablier	32
2.1 Introduction :	33
2.2 Pré dimensionnement du tablier :	33
2.2.1 La hauteur de la poutre h :	33
2.2.2 Epaisseur d'Hourdis :	33
2.2.3 la table de compression :	33
2.2.4 Le talon :	34
2.2.5 Epaisseur de l'âme :	34
2.2.6 Gousset	35

2.2.7	Nombre des poutres :	36
2.2.8	Détermination des caractéristiques géométriques de la poutre :	37
2.3	Évaluation des charges et surcharges :	42
2.3.1	Charges permanentes :	42
2.3.2	Les actions dues au trafic :	46
2.3.3	Autres actions variables-valeurs caractéristiques :	50
2.3.4	Actions accidentelles :	51
2.3.5	Groupes de charges :	53
2.3.6	Combinaisons des actions :	53
2.4	Calcul des sollicitations	56
2.4.1	Modélisation :	56
2.4.2	Les étapes de la modélisation :	56
2.4.3	Calcul des efforts :	58
2.4.4	Vérification de la flèche sous le poids propre :	60
2.4.5	Les combinaisons les plus défavorables :	61
2.5	Conclusion :	61
3	Etude de la précontrainte	62
3.1	Introduction :	63
3.2	Précontrainte par post-tension :	63
3.3	Calcul du nombre de câble de précontrainte :	64
3.3.1	Tension à l'origine :	64
3.3.2	Calcul de la précontrainte :	64
3.3.3	Vérification de la borne supérieure de précontrainte :	65
3.3.4	Détermination du nombre de câbles à l'about :	66
3.3.5	Vérification des contraintes normales :	67
3.4	Dispositions constructives des câbles :	70
3.4.1	Disposition des câbles à l'about :	70
3.4.2	Disposition des câbles à mi-travée :	71
3.5	Angles de relevages :	71
3.6	Allure des câbles	73

3.7	Calcul des caractéristiques nettes des sections :	78
3.8	Calcul des pertes de la précontrainte :	78
3.8.1	Pertes instantanées :	79
3.8.2	Pertes différées :	85
3.9	VERIFICATION DES CONTRAINTES DE LA POUTRE LA PLUS SOLLICITÉE :	90
3.9.1	Justifications aux E.L.S :	90
3.9.2	Justifications aux ELU :	92
3.10	Justification des contraintes tangentielles	98
3.10.1	Justifications aux E.L.S :	99
3.10.2	Justifications aux E.L.U :	100
3.11	Etude de la zone d'about :	101
3.12	Conclusion :	103
4	Calcul de la dalle	104
4.1	Introduction :	105
4.2	Ferraillage de la dalle :	105
4.2.1	Flexion transversale :	105
4.2.2	Ferraillage sous flexion transversale :	106
4.2.3	Calcul à l'ELU :	106
4.2.4	Calcul à l'ELS :	107
4.2.5	Ferraillage à l'axe des poutres :	108
4.2.6	Ferraillage entre axes des poutres :	108
4.3	Calcul des Déformations :	109
4.3.1	Calcul des flèches :	109
4.3.2	Calcul des rotations	111
4.3.3	Calcul des déplacements	112
4.3.4	Etat limite de fatigue :	113
4.3.5	Modèle de trafic vis-à-vis de la fatigue – Action de trafic	114
4.3.6	Formule de vérification pour les ponts-rails :	116
4.3.7	Calcul des contraintes	117
4.4	Conclusion :	118

5	Analyse de l'interaction rails structure	119
5.1	Introduction :	120
5.2	Étude du phénomène :	121
5.2.1	Principes de fonctionnement des longs rails soudés continus sur plate-forme courante :	121
5.2.2	Paramètres du phénomène :	122
5.2.3	Comportement de la voie :	124
5.2.4	Comportement du pont :	125
5.2.5	Actions à considérer dans l'analyse d'interaction :	126
5.2.6	Combinaisons des effets de cas de charge :	127
5.2.7	Exigences de conception :	127
5.2.8	Les appareils de dilatation :	128
5.3	Analyse et modélisation du phénomène	129
5.3.1	Méthode des graphes :	129
5.3.2	Méthode numérique :	129
5.3.3	Modèle type :	129
5.4	Analyse du modèle numérique :	131
5.4.1	Analyse simplifiée séparée :	131
5.4.2	Analyse complète :	131
5.5	Application de l'analyse IRS sur l'ouvrage	131
5.5.1	Caractéristiques de l'ouvrage :	132
5.5.2	Discretisation du système voie-ouvrage :	133
5.5.3	Caractéristiques de l'interface voie-structure :	134
5.5.4	Résultats de l'analyse :	135
5.5.5	Vérification par rapport aux valeurs admissibles :	137
5.5.6	Interprétation des résultats :	138
5.6	Conclusion :	138
	Conclusion :	139
	Bibliographie	140
	A Calcul des Raideurs des Appuis et Résultats de Déplacements	141

1.1	Calcul de la raideur longitudinale des appuis :	141
1.2	Résultats de déplacements :	144
1.2.1	Déplacement absolu du tablier du a la charge freinage/démarrage :	144
1.2.2	Déplacements dus à la flexion verticale :	145
B	Profil en long et profil en travers	146

Liste des tableaux

2.1	Caractéristiques géométriques de la poutre à l'about sans hourdis	38
2.2	Caractéristiques de la section poutre seule	38
2.3	Caractéristiques géométriques de la poutre à l'about avec hourdis	39
2.4	Caractéristiques de la section poutre + hourdis	39
2.5	Caractéristiques géométriques de la poutre à mi travée sans hourdis	39
2.6	Caractéristiques de la section poutre seule	40
2.7	Caractéristiques géométriques de la poutre avec hourdis à mi-travée	40
2.8	Caractéristiques de la section poutre + hourdis	40
2.9	Caractéristiques géométriques de la poutre intermédiaire sans hourdis	41
2.10	Caractéristiques de la section poutre seule	41
2.11	Caractéristiques géométriques de la poutre intermédiaire avec hourdis	41
2.12	Caractéristiques de la section poutre + hourdis	42
2.13	Tableau récapitulatif des charges permanentes	45
2.14	Valeurs des charges verticales pour le modèle SW/2	47
2.15	Groupes de charges	53
2.16	Efforts dus aux Combinaisons des charges les plus défavorables	61
3.1	Positions du câble 1.	73
3.2	Positions du câble 2.	74
3.3	Positions du câble 3.	75
3.4	Positions du câble 4.	75
3.5	Positions du câble 5.	76
3.6	Positions du câble 6.	77
3.7	Positions du câble 7.	77
3.8	Tableau des données pour poutre et poutre + dalle	78

3.9	Pertes dues au frottement à $x = 0L$	79
3.10	Pertes dues au frottement à $x = 0,25L$	79
3.11	Pertes dues au frottement à $x = 0,5L$	80
3.12	Pertes dues au frottement à $x = 0,75L$	80
3.13	Pertes dues au frottement à $x = L$	80
3.14	Pertes dues au recul d'ancrage à $x = 0L$	82
3.15	Pertes dues au recul d'ancrage à $x = 0,25L$	82
3.16	Pertes dues au recul d'ancrage à $x = 0,5L$	82
3.17	Pertes dues au recul d'ancrage à $x = 0,75L$	82
3.18	Pertes dues au recul d'ancrage à $x = L$	83
3.19	Pertes dues au raccourcissement du béton à $x = 0L$	84
3.20	Pertes dues au raccourcissement du béton à $x = 0,25L$	84
3.21	Pertes dues au raccourcissement du béton à $x = 0,5L$	84
3.22	Pertes dues au raccourcissement du béton à $x = 0,75L$	84
3.23	Pertes dues au raccourcissement du béton à $x = L$	85
3.24	Récapitulative des pertes instantanées	85
3.25	Les pertes dues au retrait de la 1ère famille	86
3.26	Les pertes dues au retrait de la 2ème famille	86
3.27	Pertes dues à la relaxation de l'acier.	87
3.28	Pertes dues au fluage	88
3.29	Récapitulatif des pertes différées	88
3.30	Pertes totales	89
3.31	Les différentes phases de construction	90
3.32	les valeurs de f_{tj} et f_{cj} aux différents âges du béton	91
3.33	Justification des contraintes à L'ELS	91
3.34	Vérification des contraintes normales à l'ELS	91
3.35	Vérification des contraintes tangentielles à l'E.L.S.	99
4.1	Moments de flexion transversal	106
4.2	Données de précontrainte	110
4.3	Courbes de fatigue	114

4.4	Efforts internes sous le schéma de charge UIC 71	117
4.5	Contraintes normales dans la poutre sous moment positif (mi-travée) . . .	117
4.6	Contraintes normales dans la poutre sous moment négatif (appuis)	117
5.1	Caractéristiques des deux rails UIC60	132
5.2	Caractéristiques matériaux	132
5.3	Caractéristiques de la section du tablier	133
5.4	Contraintes de traction et de compression de l'analyse complète	137
5.5	Résultats de l'analyse et valeurs admissibles	137
1.1	Raideurs horizontales des piles	143

Liste des figures

1.1	Tracé en plan.	22
1.2	Profil en long.	22
1.3	Profil en travers.	23
1.4	carte de zonage sismique de l'Algérie.	23
1.5	Vitesse de vent moyen.	24
1.6	Coupe longitudinale sur la pile.	25
1.7	Coupe transversale des poutres.	26
1.8	Le rail.	27
1.9	Traverse en béton armé.	27
1.10	Diagramme contrainte-déformation de béton à ELU.	30
1.11	Diagramme conventionnel contraintes-déformations des armatures.	30
2.1	Coupe transversale de la poutre en T et de la dalle.	34
2.2	Les angles alpha	35
2.3	Dimensionnement de la poutre about	36
2.4	Dimensionnement de la poutre à mi-travée	36
2.5	Dimensionnement de la poutre médiane	36
2.6	les sections de la poutre.	38
2.7	Coupe en plan de la poutre	43
2.8	Les sections des poutres	43
2.9	Traverse bi-blocs.	44
2.10	Profil de rail UIC60 [12]	45
2.11	Modele de charge 71 [11]	46
2.12	Exentricité des charges verticales [9]	46
2.13	Modèle de charge SW	47

2.14 Répartition de force d'essieu sur une bande de largeur a1 [9]	48
2.15 Répartition de force d'essieu sur deux bande de largeur a2 [9]	48
2.16 Valeurs des gradients thermiques [13]	51
2.17 Cas 1- charge équivalente q_{A1d} [9]	52
2.18 Cas 2- charge équivalente q_{A2d} [9]	52
2.19 Préférences du projet	57
2.20 Introduction du système de charge UIC71	57
2.21 Moment dû au poids propre des poutres	58
2.22 Moment fléchissant dû au poids propre du tablier	58
2.23 Moment fléchissant dû au poids des éléments fixes	58
2.24 Diagramme du moment pour la position défavorable du LM71 sur une voie	59
2.25 Diagramme du moment pour la position défavorable de SW/2	59
2.26 Effort tranchant dû au poids propre des poutres	59
2.27 Effort tranchant dû au poids propre	60
2.28 Effort tranchant dû au poids des éléments fixes	60
2.29 Effort tranchant dû au passage du système UIC71 sur une voie	60
3.1 Schéma représente l'effet de la précontrainte.	63
3.2 Procédé de précontrainte par post tension [16].	64
3.3 Disposition des câbles à l'about	70
3.4 Disposition des câbles à mi- travée	71
3.5 Pertes par recul d'ancrage	81
3.6 Courbe d'interaction effort normal-moment fléchissant	93
3.7 Diagramme des contraintes à l'ELU	94
3.8 Diagramme des contraintes à l'ELU.	95
3.9 Equation d'équilibre.	96
3.10 Armatures passive (FeE50)	97
3.11 Armatures actives (torons)	98
3.12 Ferrailage de la poutre médiane.	101
3.13 Zone de concentration des contraintes	102
3.14 Zone de régularisation des encrages.	102

4.1	Diagramme du moment fléchissant transversal à l'ELS	105
4.2	Diagramme du moment fléchissant transversal à l'ELU	106
4.3	ferraillage sur une coupe transversal entraxe d'une poutre	109
4.4	Diagramme des moments sous l'effet du précontrainte	110
4.5	Les valeurs λ_1 applicables aux poutres sur appuis simples [10]	115
5.1	Fish Plate Joint.	120
5.2	Rails soudées.	121
5.3	Principe de fonctionnement d'un long rail soudé sous les effets thermiques.	121
5.4	Longueur dilatable d'un tablier isostatique	122
5.5	Facteurs intervenant pour déterminer la raideur K des appuis.	123
5.6	Section transversale d'un rail UIC60.	124
5.7	Résistance de la voie en fonction du déplacement longitudinal.	124
5.8	Modèle bilinéaire du comportement de la voie.	125
5.9	Schéma fonctionnel simple	126
5.10	Rotation d'appui sous charge ferroviaire verticale [21].	127
5.11	Déplacements relatifs et absolus.	128
5.12	Rotation des extrémités [20]	128
5.13	Schéma structure pour la détermination des effets d'interaction voie - pont [19]	129
5.14	Modèle type du système voie - tablier - appareil d'appui [19]	130
5.15	Modèle 2D de l'interaction voie - ouvrage d'art [21]	131
5.16	Dimensions de la section du rail UIC60 [21]	132
5.17	(a) section des piles en plan; (b) coupe sur pile	133
5.18	Vue en 3D	134
5.19	Disposition des éléments dans le plan oyz	134
5.20	Loi de comportement du ballast (voie non chargée)	135
5.21	Diagramme des contraintes dans les rails dues au chargement thermique (V1 et V2)	135
5.22	Diagramme des contraintes dans les rails dues au chargement vertical (voie 1)	135
5.23	Diagramme des contraintes dans les rails dues au chargement vertical (voie 2)	136

5.24	Diagramme des contraintes dans les rails dues au chargement horizontal (voie 1)	136
5.25	Diagramme des contraintes dans les rails dues au chargement horizontal (voie 2)	136
5.26	Contraintes dans les rails (voie 1)	136
5.27	Contraintes dans les rails (voie 2)	137
1.1	Flexion d'une poutre à inertie variable	141
1.2	Distribution de l'inertie suivant la hauteur	142
1.3	Déplacement absolu du tablier du a la charge freinage/démarrag	144
1.4	Déplacements dans la voie1 et dans le tablier dus à la charge de freinage/démarrage	144
1.5	Déplacements dans la voie1 et dans le tablier dus à la charge de freinage/démarrage	144
1.6	Déplacements des extrémités du tablier et de la culé	145
1.7	Déplacements des extrémités du tablier	145
2.1	Profil en long.	146
2.2	Tracé en plan.	146

Introduction générale

“Les meilleurs professeurs sont ceux qui savent se transformer en ponts, et qui invitent leurs élèves à les franchir”

Nikos Kazantzakis,

En Algérie, le développement des infrastructures de transport a été une priorité pour le gouvernement, avec des investissements majeurs dans les réseaux routiers, autoroutiers et ferroviaires. Les ouvrages d'art, en particulier les ponts, jouent un rôle crucial dans ce développement en facilitant la traversée d'obstacles naturels et en assurant la continuité des voies de communication.

Dans le cadre d'un grand projet de voies ferrées, la ligne Béchar-Tindouf s'inscrit comme une ligne stratégique de 950 km. À cet effet, le franchissement de l'oued Béchar a rendu nécessaire la réalisation d'un viaduc pour assurer la liaison sur la ligne Tindouf – Béchar – Gara Djebilet.

Les contraintes techniques et économiques ont abouti au choix d'un pont à poutres préfabriquées en béton précontraint par post-tension dont l'étude du tablier fera l'objet de la première partie du présent travail.

Afin de mettre l'accent sur les principaux aspects caractérisant ce projet, Nous avons introduit ce travail en commençant par une présentation de cet ouvrage, Nous nous intéresserons par la suite aux matériaux utilisés : le béton, l'acier et la précontrainte, servant à la réalisation des éléments du tablier.

Après avoir prédimensionné les sections transversales, nous aborderons les charges et surcharges qui sollicitent la structure, ainsi que les différentes combinaisons de charge. Une fois toutes les charges définies, nous nous attaquerons au calcul des sollicitations induites. Pour ce faire, nous avons utilisé le logiciel Robot Structural Analysis qui permet de déterminer toutes les sollicitations ainsi que les positions les plus critiques des charges et des sections dangereuses. Par la suite, nous consacrerons une partie à l'étude de la précontrainte, où nous donnerons un descriptif du procédé utilisé, ainsi que le nombre de câbles nécessaires. Nous établirons alors leur tracé et nous calculerons les pertes de précontrainte instantanées et différées. Nous établirons alors la justification des contraintes normales à l'Etat Limite de Service (ELS) ainsi qu'à l'Etat Limite Ultime(ELU). La vérification se fera pour les différentes phases de construction. Par la suite, viens la justification des contraintes tangentielles afin d'assurer une résistance à l'effort tranchant. Nous nous intéresserons aussi à l'étude de la zone d'about, en établissant les justifications relatives à l'introduction de la force de précontrainte.

Nous entamerons l'étude de la dalle, en considérant à la fois la flexion transversale et la flexion longitudinale. Nous vérifierons également les flèches, les rotations et les déplacements du tablier, ainsi que la résistance de la structure à la fatigue, conformément aux normes en vigueur pour les ponts-rails.

Nous concluons ce travail par un chapitre consacré à l'analyse de l'interaction voie-ouvrage d'art. Lorsqu'une voie équipée de longs rails soudés (LRS) passe sur un pont, le mouvement du pont influence le rail soutenu par le tablier. Dans ce chapitre, une étude phénoménologique

sera présentée dans un premier temps, afin de comprendre le fonctionnement des LRS et d'identifier les différents paramètres qui affectent ce phénomène. Ensuite, les critères à suivre pour analyser cette interaction seront exposés. Nous terminerons ce chapitre par l'analyse de notre ouvrage, où nous évaluerons et interpréterons les contraintes additionnelles dans la voie ainsi que les différents déplacements dans le tablier, en les comparant aux valeurs admissibles.

Enfin, une conclusion générale dressera un bilan du travail accompli, ainsi qu'une synthèse des connaissances et des aptitudes acquises.

Chapitre 1

Présentation de l'ouvrage - Caractéristiques des matériaux

1.1 Introduction :

En général, un pont est une structure construite pour permettre le franchissement d'obstacles naturels ou artificiels tels que des rivières, des vallées, des routes, des voies ferrées, ou des canaux. Le type de voie supportée par le pont peut varier : elle peut être routière (pont-route), piétonne (passerelle), ferroviaire (pont-rail), ou encore aquatique (pont-canal) [1]

Dans la conception d'un pont, l'ingénieur doit équilibrer plusieurs paramètres essentiels, incluant l'économie, la sécurité des usagers, l'esthétique de l'ouvrage et les délais de réalisation. Il est indispensable de prendre en compte les contraintes naturelles et fonctionnelles spécifiques de chaque projet.

Les principales caractéristiques des matériaux utilisés pour la construction du tablier sont décrites conformément aux normes techniques de construction des ouvrages en Béton Armé aux États Limites (BAEL) et en Béton Précontraint aux États Limites (BPEL) de 1991, révisées en 1999.

1.2 Description du projet :

L'ouvrage étudié est un pont-rail faisant partie intégrante du projet de la nouvelle ligne ferroviaire Tindouf – Bechar – Gara Djilet, s'étendant sur une longueur totale de 950 km. Implanté sur cette ligne, le pont se situe entre le PK 6+450 et le PK 7+450, dans la région de Bechar. Ce pont a pour fonction de permettre le franchissement de l'oued Bechar.

Le pont est constitué de 26 travées, chacune mesurant 38 mètres de longueur. Ces travées, conçues pour supporter deux voies ferrées, assurent la stabilité et la continuité de l'ouvrage, répondant ainsi aux exigences techniques du projet et aux contraintes spécifiques de la région.

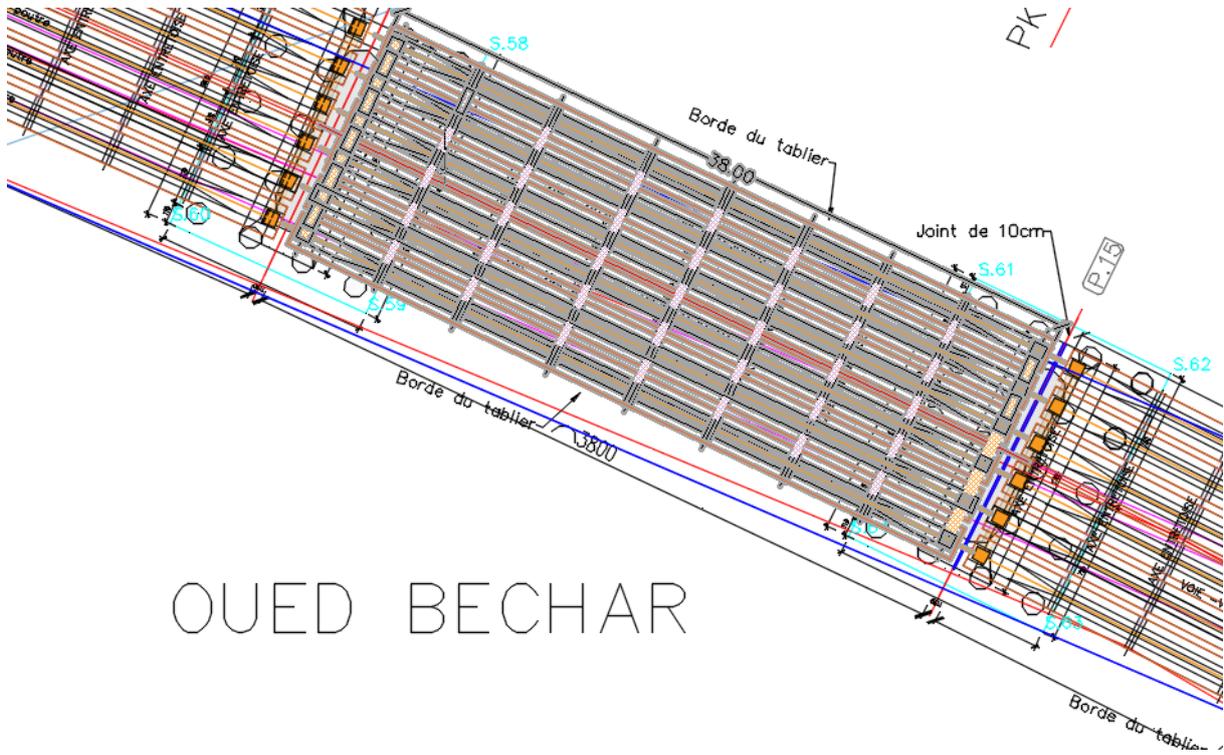
1.2.1 Données fonctionnelles :

Les données fonctionnelles comprennent l'ensemble des caractéristiques nécessaires pour que le pont remplisse sa fonction de structure de franchissement. Ces données se divisent en deux catégories :

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

1.2.1.1 Tracé en plan :

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessinée sur un plan de situation et repérée par les coordonnées de ses points caractéristiques.



OUED BECHAR

FIGURE 1.1 – Tracé en plan.

1.2.1.2 Profil en long :

Le profil en long, situé sur l'axe de l'ouvrage, doit être déterminé en prenant en considération de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle franchi ainsi qu'aux contraintes naturelles. La longueur totale du pont est de 988 mètres.

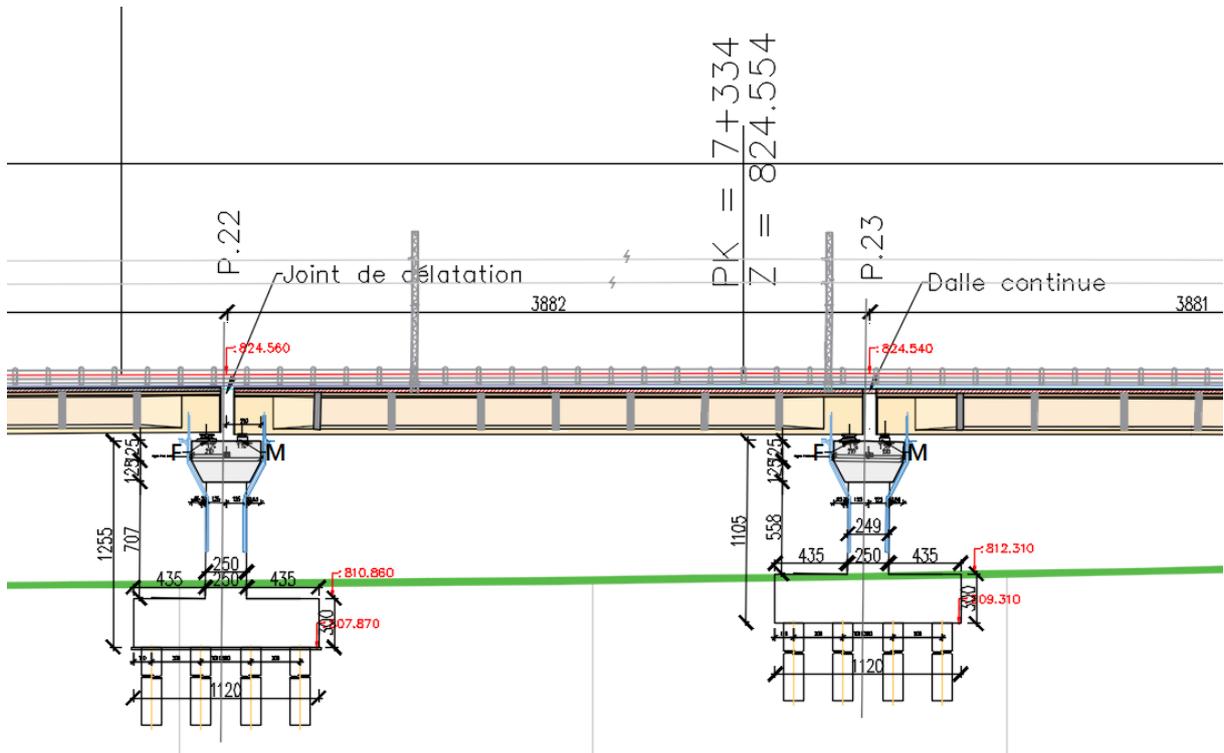


FIGURE 1.2 – Profil en long.

1.2.1.3 Profil en travers :

Le profil en travers regroupe tous les éléments qui définissent la géométrie et l'équipement de la voie dans le sens perpendiculaire à son axe.

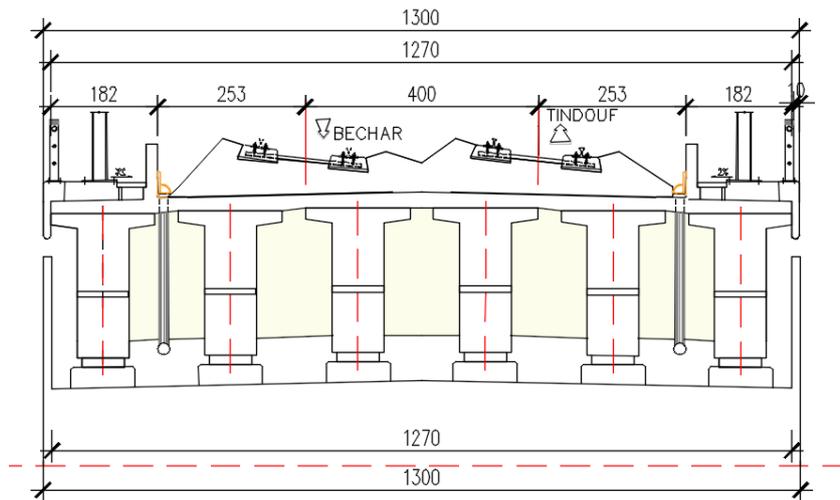


FIGURE 1.3 – Profil en travers.

1.2.2 Données naturelles :

1.2.2.1 Les données sismologiques :

Conformément au règlement parasismique algérien RPOA/2008, la région de Bechar est classée en zone Z0, caractérisée par une très faible sismicité.

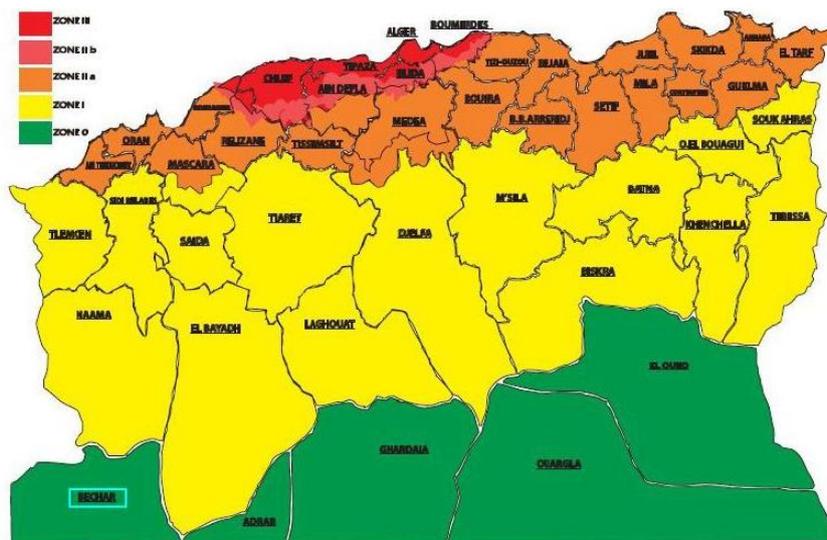


FIGURE 1.4 – carte de zonage sismique de l'Algérie.

1.2.2.2 Données climatiques :

La température : Les effets de la température sont bien évidemment pris en compte dans le calcul des constructions. Ces effets influencent plusieurs aspects tels que les propriétés des matériaux, la longueur des travées, le dimensionnement des éléments structuraux et les systèmes de retenue. [2]

Pour notre étude, nous considérons une variation uniforme de la température entre +4°C et 40°C.

Le vent : La région de Gara Djebilet connaît une vitesse du vent variant entre 15 km/h et 24 km/h tout au long de l'année, avec une moyenne de 19 km/h [3].

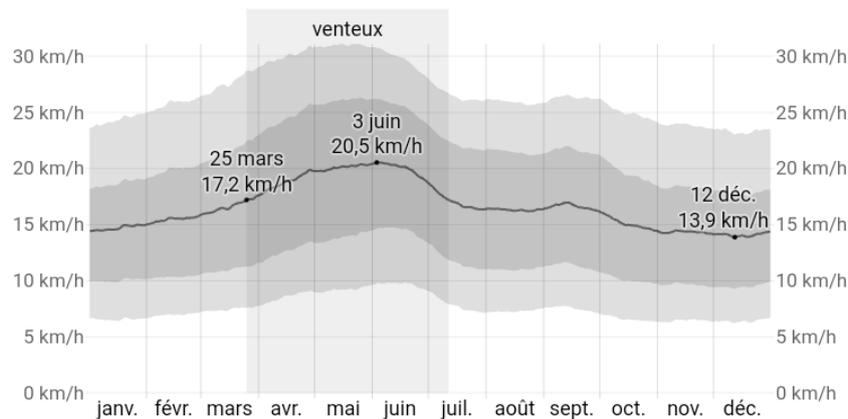


FIGURE 1.5 – Vitesse de vent moyen.

1.2.2.3 Données géotechniques :

L'étude géotechnique préliminaire a été réalisée par le Laboratoire des Travaux Publics de l'Est. Le programme de reconnaissance géotechnique comprend :

- Des sondages carottés,
- Des sondages pressiométriques,
- Des essais en laboratoire.

1.2.3 Les éléments du pont :

Chaque composant de l'ouvrage est soigneusement sélectionné pour assurer à la fois une intégration harmonieuse dans l'ensemble de la structure et une fonctionnalité optimale. Ainsi, nous avons choisi les éléments suivants :

1.2.3.1 Les piles :

Les piles jouent un rôle crucial dans la transmission du poids du tablier au sol. Le choix du type de piles dépend de leurs caractéristiques géométriques, mécaniques, ainsi que du contexte d'implantation et des sollicitations spécifiques qu'elles doivent supporter.

Pour ce projet, les piles sont conçues en voile avec chevêtre, tandis que la partie centrale est creuse.

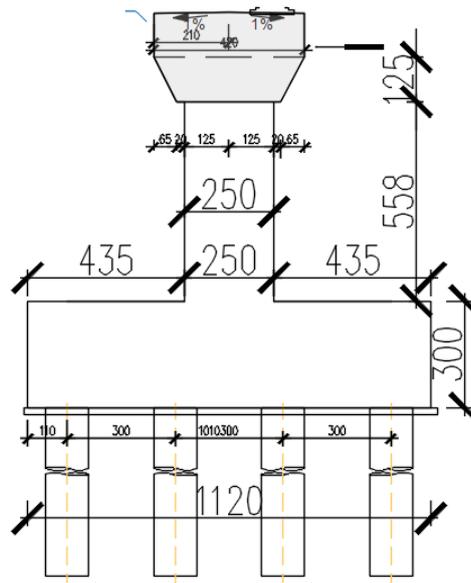


FIGURE 1.6 – Coupe longitudinale sur la pile.

1.2.3.2 Les appareils d'appui :

Dans ce projet, les appareils d'appui adoptés au niveau de tous les points d'appui sont des dispositifs en élastomère fretté de forme rectangulaire. Ils sont spécialement conçus pour absorber les déplacements du tablier.

1.2.3.3 Le tablier :

Le tablier de cet ouvrage isostatique est composé de la dalle et des poutres principales. .

Les poutres principales : Pour les 26 travées du pont, six (06) poutres principales préfabriquées en béton précontraint ont été sélectionnées. Ces poutres, de forme en T, sont adaptées aux caractéristiques géométriques requises pour cette gamme de portées. Chaque poutre préfabriquée mesure 38 mètres de longueur.

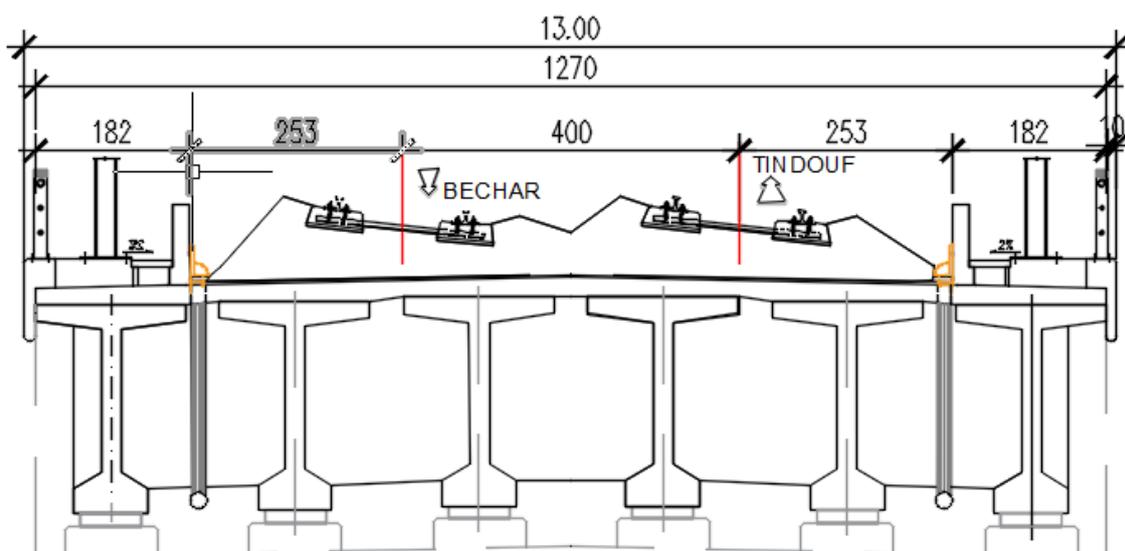


FIGURE 1.7 – Coupe transversale des poutres.

La dalle du tablier : La dalle du tablier, également désignée sous le terme de hourdis, est constituée de béton armé coulé sur place. Cette structure joue un rôle crucial en supportant la chaussée et en assurant la continuité de la voie ferrée. Elle est conçue pour répondre aux exigences de résistance et de durabilité nécessaires à la circulation ferroviaire.

1.2.3.4 Les équipements et accessoires :

Les équipements du pont ne contribuent pas à sa résistance structurelle, mais ils sont cruciaux pour l'esthétique du tablier, la sécurité des usagers et la durabilité de l'ouvrage. Ils doivent être minutieusement pris en compte dès la phase initiale de conception.

Parmi ces éléments : les corniches , les joints de dilatations et le système d'évacuation des eaux de pluie [4] .

1.2.3.5 La superstructure de la voie ferrée :

La superstructure de la voie ferrée est composée par [5] :

Le rail : Le rail est une poutre de répartition des charges de roues dans le sens vertical, transversal et longitudinal. Il sert au guidage et au maintien de la stabilité de l'essieu, assurant le contact roue-rail acier/acier. Ce système présente l'avantage de limiter la résistance à l'avancement grâce à une surface réduite de contact, tout en assurant le transfert des charges à la traverse via le système d'attaches.

Les rails sont caractérisés par :

- Leur profil,
- La nuance d'acier qui les compose.

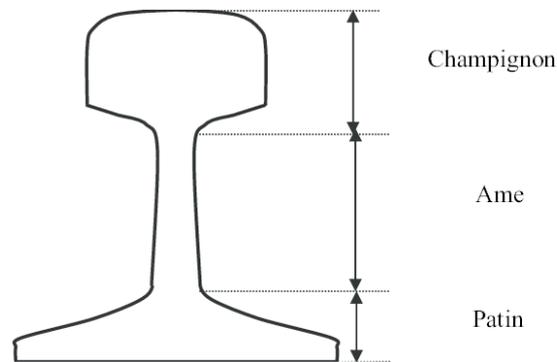


FIGURE 1.8 – Le rail.

La traverse en béton armé : Une traverse est un élément fondamental de la voie ferrée. C'est une pièce posée en travers de la voie, sous les rails, pour en maintenir l'écartement et l'inclinaison, et transmettre au ballast les charges des véhicules circulant sur les rails. Une traverse remplit plusieurs fonctions essentielles :

- Répartir les charges verticales : Augmenter la surface d'appui sur le ballast.
- Ancrer la voie transversalement : Contribuer à la stabilité du châssis de voie en charge (efforts des véhicules) ou à vide (stabilité LRS).
- Contribuer à la position géométrique des rails : Maintenir l'écartement et l'inclinaison des rails.
- Intégrer l'interface avec les systèmes d'attaches.



FIGURE 1.9 – Traverse en béton armé.

Le ballast : La superstructure de la voie ferrée, notamment le ballast, joue un rôle essentiel dans la stabilité et la performance globale de la voie. Voici quelques aspects importants à considérer :

1. **Matériaux utilisés pour le ballast :** Le choix des matériaux du ballast (pierre concassée, gravier, etc.) affecte directement la capacité de drainage et la résistance globale de la voie ferrée.
2. **Normes de dimensionnement :** Les normes spécifiques régissent la taille, la forme des particules de ballast, assurant ainsi une répartition uniforme des charges et un bon comportement mécanique.
3. **Techniques d'installation :** Les techniques d'installation du ballast, telles que le compactage et l'alignement précis, sont cruciales pour garantir la stabilité à long terme de la voie ferrée.
4. **Entretien :** Un entretien régulier du ballast, incluant le nivellement, le remplacement des matériaux dégradés et le contrôle du drainage, est nécessaire pour assurer la sécurité et la fiabilité opérationnelle de la voie.

1.3 Caractéristiques des matériaux

1.3.1 Le béton :

La principale caractéristique est la résistance à la compression à 28 jours, à partir de laquelle sont dérivées les valeurs des caractéristiques suivantes :

- Les résistances à la compression à des âges différents de 28 jours.
- Les résistances à la traction à divers âges.
- Le module de déformation longitudinale du béton.

1.3.1.1 Résistance à la compression :

La résistance caractéristique à la compression à « j » jours, est déterminée par les relations suivantes [6] :

$$f_{cj} = \begin{cases} \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} & \text{si } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28} & \text{si } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{cases}$$

Dans notre cas :

- Pour les éléments préfabriqués, $f_{c28} = 35$ MPa.
- Pour les éléments coulés sur place, $f_{c28} = 25$ MPa.

1.3.1.2 Résistance à la traction :

La résistance à la traction (f_{tj}) est définie à partir de (f_{cj}) [6] :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06\sqrt{f_{cj}} \text{ MPa}$$

1.3.1.3 Déformations longitudinales instantanées :

Module de déformation instantanée : Sous des contraintes normales d'une durée inférieure à 24 heures, et en l'absence de mesures directes, on considère que le module de déformation longitudinale instantanée du béton à l'âge de j jours (E_{ij}) peut être estimé par la formule suivante [6] :

$$E_{ij} = 11000\sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa}$$

On obtient donc les valeurs suivantes :

$$\implies E_{ij} = 35981,73 \text{ MPa} \quad \text{Pour les éléments préfabriqués .}$$

$$\implies E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa} \quad \text{Pour les éléments coulés sur place .}$$

Module de déformation différée : Sous l'effet de charges de longue durée, le module de déformation différée (E_{vj}) est donné par la formule suivante [6] :

$$E_{vj} = 3700\sqrt{f_{cj}} \quad (\text{MPa})$$

On obtient donc les valeurs suivantes :

$$E_{vj} = 12102,94 \text{ MPa} \quad \text{Pour les éléments préfabriqués .}$$

$$E_{vj} = 10818,86 \text{ MPa} \quad \text{Pour les éléments coulés sur place .}$$

1.3.1.4 Déformation transversale du béton :

Le module de déformation transversale est donné par la formule suivante [6] :

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

où ν est le coefficient de Poisson du béton.

$$\nu = \begin{cases} 0 & \text{pour un béton fissuré} \\ 0.2 & \text{pour un non béton fissuré} \end{cases}$$

1.3.1.5 Les états-limites :

Etat limite ultime (ELU) : La formule pour calculer la contrainte limite de compression du béton, f_{bu} , est donnée par [6] :

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

où θ : coefficient qui dépend de la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée.

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{si } t > 24 \text{ heures} \\ 0.9 & \text{si } 1 \text{ heure} \leq t \leq 24 \text{ heures} \\ 0.85 & \text{si } t < 1 \text{ heure} \end{cases}$$

et γ_b : coefficient de sécurité qui prend les valeurs suivantes :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{dans le cas durable ou transitoire} \\ 1.15 & \text{dans le cas accidentel} \end{cases}$$

Etat limite de service(ELS) : Dans le cas de notre ouvrage [6] : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$

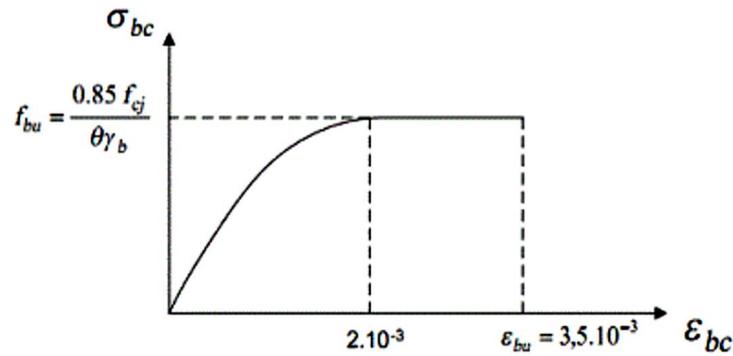


FIGURE 1.10 – Diagramme contrainte-déformation de béton à ELU.

1.3.2 Les aciers :

Les aciers utilisés en précontrainte sont de deux natures différentes :

- Les aciers actifs qui créent et maintiennent la précontrainte .
- Les aciers passifs nécessaires pour le montage, pour reprendre les efforts tranchants, et pour limiter la fissuration.

1.3.2.1 Les aciers passifs :

Nous utiliserons dans ce projet une nuance d'acier : FeE500 type Haute Adhérence (HA).

- Sa limite élastique : $\sigma_e = 500$ MPa.
- Son module d'élasticité longitudinale : $E_s = 2 \times 10^5$ MPa.

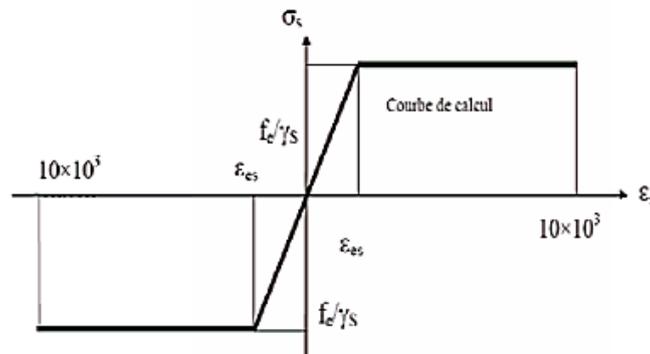


FIGURE 1.11 – Diagramme conventionnel contraintes-déformations des armatures.

Etat limite ultime (ELU) : La contrainte admissible à la traction est donnée par la formule suivante :

$$f_{su} = \frac{\bar{\sigma}_s}{\gamma_s}$$

Coefficient de sécurité γ_s :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1.0 & \text{Dans le cas accidentel} \\ 1.15 & \text{Dans le cas durable.} \end{cases}$$

Etat limite de service (ELS) : La contrainte admissible à la traction est donnée par les formules suivantes :

$$\bar{\sigma}_{st} = \begin{cases} \min \left[\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta} \times f_{tj} \right] & \text{Fissuration préjudiciable .} \\ \min \left[\frac{1}{2}f_e; 90\sqrt{\eta} \times f_{tj} \right] & \text{Fissuration très préjudiciable .} \end{cases}$$

η : Coefficient de fissuration

$$\eta = \begin{cases} 1.6 & \text{pour les aciers de haute adhérence.} \\ 1 & \text{pour les aciers ronds lisses.} \end{cases}$$

1.3.2.2 Les aciers actifs :

Les câbles utilisés sont des fils adhérents 12T15 Très Basse Relaxation de classe 1860 dont les caractéristiques sont les suivantes [7] :

a. Caractéristiques géométriques :

- Section $A_p = 140 \text{ mm}^2$.
- Diamètre de la gaine : $\varnothing = 80 \text{ mm}$

b. Caractéristiques mécaniques :

- Limite de rupture garantie de l'acier de précontrainte : $f_{prg} = 1860 \text{ MPa}$.
- Limite d'élasticité de l'acier de précontrainte : $f_{peg} = 1674 \text{ MPa}$.
- Coefficient de frottement angulaire : $f = 0,2 \text{ rad}^{-1}$
- Coefficient de frottement linéaire : $\zeta = 2 \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$
- Recul d'ancrage : $g = 6 \text{ mm}$.
- Relaxation à 1000 heures : $\rho_{1000} = 2,5\%$.
- Module d'élasticité de l'acier : $E_p = 195000 \text{ MPa}$.

1.4 Conclusion :

La superstructure de notre ouvrage ferroviaire, qui comprend les poutres et les dalles, est un élément essentiel de ce projet. Sa conception et sa construction doivent assurer non seulement la résistance structurelle nécessaire, mais aussi une durabilité optimale face aux contraintes opérationnelles et environnementales attendues. Pour atteindre ces objectifs, des matériaux spécifiques ont été choisis :

1. Béton de résistance caractéristique à 28 jours :

- 35 MPa pour les éléments préfabriqués.
- 25 MPa pour les éléments coulés sur place.

2. Aciers :

- Aciers passifs (Fe500).
- Aciers actifs (câbles 12T15 de classe 1860).

Ces choix de matériaux garantissent que la superstructure de notre ouvrage pourra supporter les charges et les conditions environnementales auxquelles elle sera soumise, tout en maintenant une durabilité à long terme.

Chapitre 2

Etude du tablier

2.1 Introduction :

Le pré-dimensionnement des poutres préfabriquées se fera suivant les prescriptions des documents SETRA et le LIVRET 2.01 de la SNCF.

L'impact des charges permanentes et des surcharges sur les ouvrages d'art tout au long de leur durée de service sera abordé. Nous procéderons au calcul de ces charges et à la détermination des combinaisons de charges qui agissent sur notre ouvrage à la fois pendant sa phase de service et d'exécution. Nous utiliserons la documentation fournie par le livret 2.01 de la SNCF et le Code UIC 776-1.

Étant donné que le pont est isostatique et que toutes les travées ont la même longueur, le calcul des sollicitations sera réalisé pour une travée unique, ce qui permettra de généraliser les résultats à l'ensemble de la structure.

2.2 Pré dimensionnement du tablier :

Pour le prédimensionnement des poutres, nous prendrons une longueur standard de $L = 38,00$ m, représentant la longueur de toutes les travées qui sont uniformes.

2.2.1 La hauteur de la poutre h :

La hauteur (h) doit être inférieure à la longueur (L) divisée par 18 [8] :

$$h < \frac{L}{18}$$

Avec $L = 38$ m, nous avons :

$$h \leq \frac{38}{18} \approx 2.1$$

On prend $h = 2,1$ m.

2.2.2 Epaisseur d'Hourdis :

L'hourdis joue trois rôles principaux. Il sert de dalle de couverture, supporte les surcharges et les transmet aux poutres, et il joue le rôle d'entretoisement transversal. Selon l'article 2b.9 du livret 2.01 de la SNCF, l'épaisseur moyenne de l'hourdis est inférieure ou égale à 35 cm [9]. Pour notre pont, on le fixe à 30 cm.

2.2.3 la table de compression :

La largeur (b) doit être comprise entre $0.6h_t$ et $0.7h_t$:

$$0.6 h_t < b < 0.7 h_t$$

Avec $h_t = h_{poutre} + e_{Hourdis} = 2.4$ m, nous avons :

$$1.44 < b < 1.68$$

Donc, on prend $b = 1.5$ m.

La table de compression joue les rôles suivants :

- De coffrage perdu. Elle facilite ainsi le bétonnage de la dalle,
- Son épaisseur de 15 cm permet la bonne mise en place des armatures passives.
- Elle assure l'encastrement physique de la table à l'âme.

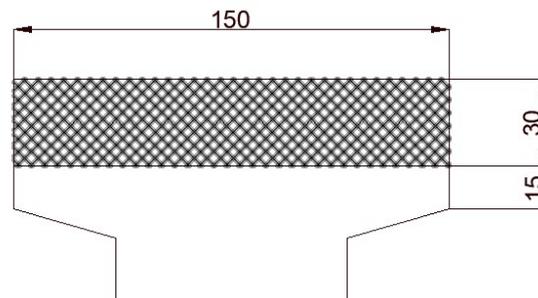


FIGURE 2.1 – Coupe transversale de la poutre en T et de la dalle.

2.2.4 Le talon :

2.2.4.1 Largeur de talon (L_t) :

Les talons des poutres constituant la fibre inférieure de la structure doivent permettre de loger les câbles de précontrainte dans de bonnes conditions d'enrobage et d'espacement [8].

On a : $60 \text{ cm} \leq L_T \leq 90 \text{ cm}$

On prend : $L_T = 80 \text{ cm}$

2.2.4.2 L'épaisseur du talon e_t :

La partie verticale du talon ou pied de talon est généralement comprise entre 0,10 m et 0,20 m pour des largeurs de talons variant de 0,60 m à 0,90 m.

Le pan incliné du talon doit être relativement pentu, ce qui est favorable à une bonne mise en œuvre du béton et conduit à faciliter le relevage des câbles de précontrainte. La tangente de l'angle α est normalement comprise entre 1 et 1,5, et il est préférable de se rapprocher de la valeur supérieure. En tout état de cause, on exclura les talons rectangulaires [8].

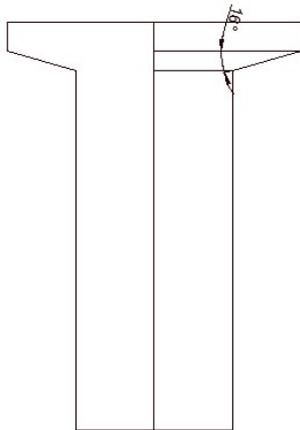
On fixe $e_t = 20 \text{ cm}$.

2.2.5 Epaisseur de l'âme :

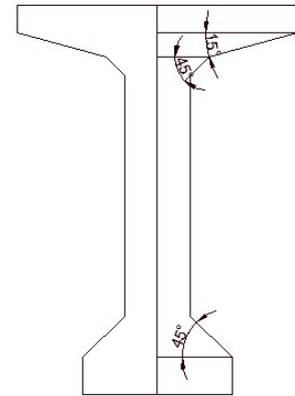
- À mi-travée : b_0 est donné par : $18 \leq b_0 \leq 25$. On prend : $b_0 = 25 \text{ cm}$.
- Intermédiaire : $25 \leq b_0 \leq 35 \text{ cm}$. On prend : $b_0 = 35 \text{ cm}$.
- Aux abouts d'appuis : On fixe : $b_0 = 90 \text{ cm}$.

2.2.6 Gousset

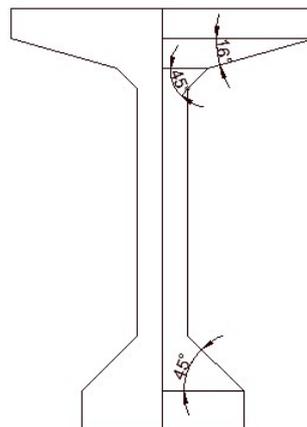
C'est l'angle disposé pour permettre d'améliorer la section et déplacer les armatures d'acier et les câbles précontraints, ainsi pour faciliter la mise en œuvre du béton.. Cet angle est fixé entre : $45^\circ < \alpha < 60^\circ$ [7].



(a) Poutre d'about



(b) Poutre intermediaire



(c) Poutre médiane

FIGURE 2.2 – Les angles alpha .

2.2.6.1 Gousset du talon :

À mi-travée : $\alpha_3 = 45^\circ$ donc $e_3 = 32.5$ cm.

Intermédiaire : $\alpha_3 = 45^\circ$ donc $e_3 = 27.5$ cm.

2.2.6.2 Gousset de la table de compression :

La jonction de l'âme et de la table de compression est assurée par un gousset supérieur qui joue un triple rôle :

- Il facilite, de par sa forme, la mise en œuvre du béton,

- Il assure l'encastrement physique du hourdis dans l'âme,
- Il permet de loger les ancrages des câbles relevés en travée dans de bonnes conditions.

À mi-travée :

- $\alpha_1 = 16^\circ$ donc $e_1 = 15$ cm
- $\alpha_2 = 45^\circ$ donc $e_2 = 10$ cm

Intermédiaire :

- $\alpha_1 = 15^\circ$ donc $e_1 = 13$ cm
- $\alpha_2 = 45^\circ$ donc $e_2 = 10$ cm

Aux abouts d'appuis :

- $\alpha_1 = 18^\circ$ donc $e_1 = 10$ cm

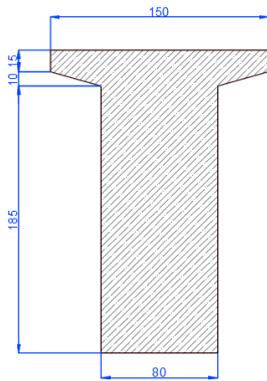


FIGURE 2.3
Dimensionnement
de la poutre about

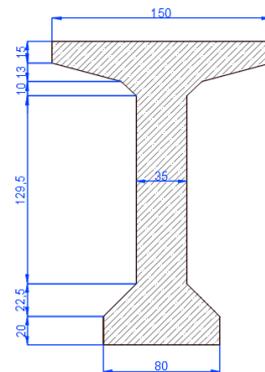


FIGURE 2.4
Dimensionnement
de la poutre à mi-travée

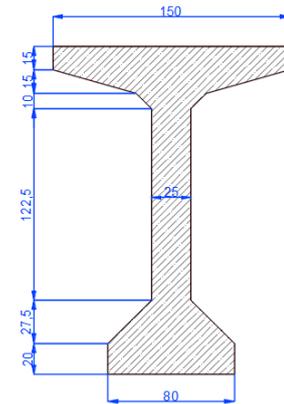


FIGURE 2.5
Dimensionnement
de la poutre médiane

2.2.7 Nombre des poutres :

Le nombre des poutres est déterminé par le rapport entre la largeur et l'espacement entre les poutres :

$$N = \left(\frac{L_a}{\lambda} \right) \quad (2.1)$$

L'espacement entre poutres est compris entre : $1,5 < \lambda < 2,5$. On prend $\lambda = 2,24$ m et $L_a = 12,71$ m.

Alors,

$$N = \left(\frac{12,71}{2,24} \right) \approx 5,67$$

Donc, on prend $N = 6$ poutres.

Justification de l'espacement entre les poutres

La dalle du pont repose sur 6 poutres ce qui veut dire qu'il existe 5 espacements entre les poutres. En retranchant les deux demi-longueur de la table de compression de 0,75 m à gauche et à droite de la dalle, puis en divisant cette différence par 5, on obtient :

$$\lambda = \frac{12,71 - (2 \times 0,75)}{5} = 2,24 \text{ m}$$

2.2.8 Détermination des caractéristiques géométriques de la poutre :

Les caractéristiques géométriques des sections sont :

- (A) : l'axe pris au niveau de la fibre inférieure extrême.
- I/Δ : Moment d'inertie par rapport à Δ .
 - S/Δ : Moment statique.
 - $V = S/\Delta / B$: distance du centre de gravité de la fibre inférieure.
 - I_0 : Moment d'inertie/G de la section considérée.
 - o Pour une section triangulaire $\Rightarrow I_0 = \frac{bh^3}{36}$
 - o Pour une section rectangulaire $\Rightarrow I_0 = \frac{bh^3}{12}$
 - I_G : Moment d'inertie par rapport au centre de gravité de toute la section.
 - A : aire de la section (i)
 - Y_i : position du c.d.g. de la section (i) par rapport à l'axe.
 - B : c'est la section de la poutre

$$B_{(\text{nette})} = B_{(\text{brute})} - 5\%B_{(\text{brute})}$$

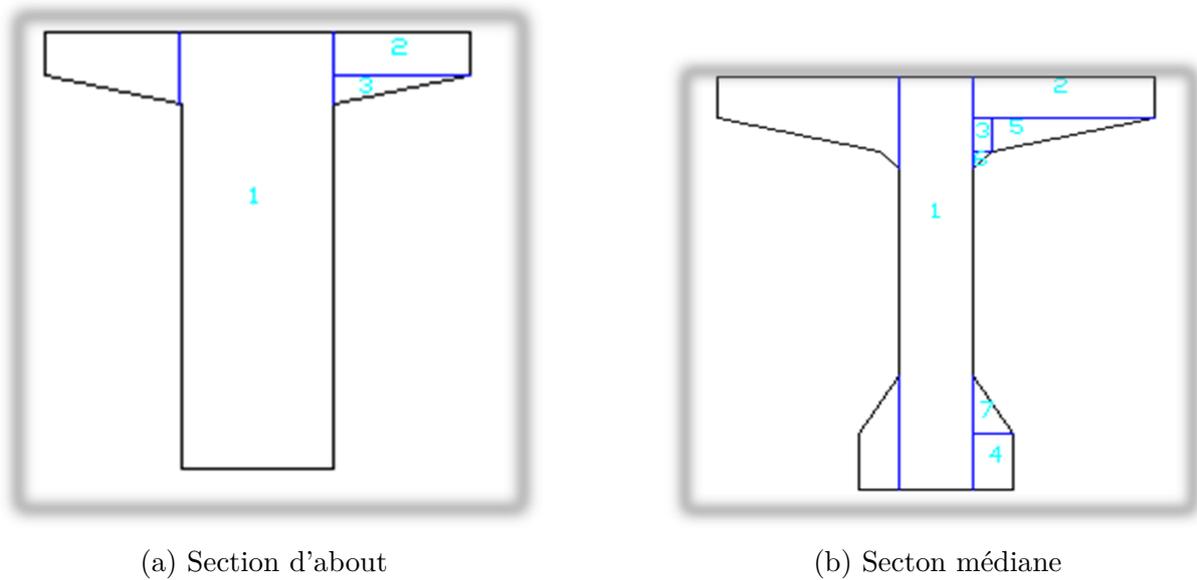
$$S/\Delta_{(\text{nette})} = S/\Delta_{(\text{brute})} - 5\%S/\Delta_{(\text{brute})}$$

$$I/\Delta_{(\text{nette})} = I/\Delta_{(\text{brute})} - 10\%I/\Delta_{(\text{brute})}$$

$$I_G = \sum (I_{G_i} + B_i (y_i - y_g)^2)$$

$$Y_g = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i}$$

$$\text{Rendement géométrique : } \rho = \frac{I_G}{(V \times V' \times B)}$$



(a) Section d'about

(b) Section médiane

FIGURE 2.6 – les sections de la poutre.

2.2.8.1 Caractéristiques géométriques de la poutre à l'about sans hourdis :

TABLE 2.1 – Caractéristiques géométriques de la poutre à l'about sans hourdis

désignation	b	h	B	Z	S/Δ	I	$I/\Delta = I + B \times Z^2$
1	80	210	16800	105	1764000	61740000	246960000
2	35	15	1050	202.5	212625	9843.75	43066406.3
3	35	10	350	166.67	58334.5	972.222222	9723583.34
B brute (cm²)			18200				
B nette (cm²)			17290				
s brute/Δ (cm³)					2034959.5		
s nette/Δ (cm³)					1933211.53		
I/Δ brute (cm⁴)						299749990	
I/Δ nette (cm⁴)							284762490

TABLE 2.2 – Caractéristiques de la section poutre seule

Paramètre	Valeur
v' (cm)	111.81
V (cm)	98.19
I_G (cm ⁴)	72219211,6
ρ (%)	36.14

2.2.8.2 Caractéristiques géométriques de la poutre à l'about avec hourdis :

TABLE 2.3 – Caractéristiques géométriques de la poutre à l'about avec hourdis

désignation	b	h	B	Z	S/ Δ	I	$I/\Delta = I + B \times Z^2$
poutre			18200		2034959.5		299749990
hourdis	150	30	4500	225	1012500	337500	228150000
B brute (cm ²)			22700				
B nette (cm ²)			21565				
s brute/ Δ (cm ³)					3047459.5		
s nette/ Δ (cm ³)					2895086.53		
I/ Δ brute (cm ⁴)						527899990	
I/ Δ nette (cm ⁴)							501504991

TABLE 2.4 – Caractéristiques de la section poutre + hourdis

Paramètre	Valeur
v' (cm)	134,25
V (cm)	105,75
I_G (cm ⁴)	118780633
ρ (%)	36,86

2.2.8.3 Caractéristiques géométriques de la poutre à mi travée sans hourdis :

TABLE 2.5 – Caractéristiques géométriques de la poutre à mi travée sans hourdis

désignation	b	h	B	Z	S/ Δ	I	$I/\Delta = I + B \times Z^2$
1*1	25	210	5250	105	551250	19293750	77175000
2*2	62,5	15	1875	202,5	379687,5	17578,125	76904296,9
3*2	10	15	300	187,5	56250	2812,5	10549687,5
4*2	27,5	20	1100	10	11000	18333,3333	128333,333
5*2	52,5	15	787,5	190	149625	4921,875	28433671,9
6*2	10	10	100	176,67	17667	277,777778	3121506,67
7*2	27,5	27,5	756,25	29,167	22057,5438	15886,5017	659238,88
B brute (cm ²)			10168,75				
B nette (cm ²)			9660,3125				
s brute/ Δ (cm ³)					1187537,04		
s nette/ Δ (cm ³)					1128160,19		
I/ Δ brute (cm ⁴)						196971735	
I/ Δ nette (cm ⁴)							187123148

TABLE 2.6 – Caractéristiques de la section poutre seule

Paramètre	Valeur
v' (cm)	116,78
V (cm)	93,22
I_G (cm ⁴)	58287607,1
ρ (%)	52,65

2.2.8.4 Caractéristiques géométriques de la poutre avec hourdis à mi-travée :

TABLE 2.7 – Caractéristiques géométriques de la poutre avec hourdis à mi-travée

désignation	b	h	B	Z	S/ Δ	I	$I/\Delta = I + B \times Z^2$
poutre			10168,75		1187537,04		196971735
hourdis	150	30	4500	225	1012500	337500	228150000
B brute (cm ²)			14668,75				
B nette (cm ²)			13935,3125				
s brute/ Δ (cm ³)					2200037,04		
s nette/ Δ (cm ³)					2090035,19		
I/ Δ brute (cm ⁴)						425121735	
I/ Δ nette (cm ⁴)							403865648

TABLE 2.8 – Caractéristiques de la section poutre + hourdis

Paramètre	Valeur
v' (cm)	149,98
V (cm)	90,02
I_G (cm ⁴)	95157492,3
ρ (%)	48,05

2.2.8.5 Caractéristiques géométriques de la poutre intermédiaire sans hourdis :

TABLE 2.9 – Caractéristiques géométriques de la poutre intermédiaire sans hourdis

désignation	b	h	B	Z	S/ Δ	I	$I/\Delta = I + B \times Z^2$
1*1	35	210	7350	105	771750	27011250	108045000
2*2	57,5	15	1725	202,5	349312,5	16171,875	70751953,1
3*2	10	13	260	188,5	49010	1830,83333	9240215,83
4*2	22,5	20	900	10	9000	15000	105000
5*2	47,5	13	617,5	190,67	117738,725	2898,81944	22452141,5
6*2	10	10	100	178,67	17867	277,777778	3192574,67
7*2	22,5	22,5	506,25	27,5	13921,875	7119,14063	389970,703
B brute (cm²)			11458,75				
B nette (cm²)			10885,8125				
s brute/Δ (cm³)					1328600,1		
s nette/Δ (cm³)					1262170,1		
I/Δ brute (cm⁴)						214176856	
I/Δ nette (cm⁴)							203468013

TABLE 2.10 – Caractéristiques de la section poutre seule

Paramètre	Valeur
v' (cm)	115,95
V (cm)	94,05
I_G (cm ⁴)	60130539,8
ρ (%)	48,12

2.2.8.6 Caractéristiques géométriques de la poutre intermédiaire avec hourdis :

TABLE 2.11 – Caractéristiques géométriques de la poutre intermédiaire avec hourdis

désignation	b	h	B	Z	S/ Δ	I	$I/\Delta = I + B \times Z^2$
poutre			11458,75		1328600,1		214176856
hourdis	150	30	4500	225	1012500	337500	228150000
B brute (cm²)			15958,75				
B nette (cm²)			15160,8125				
s brute/Δ (cm³)					2341100,1		
s nette/Δ (cm³)					2224045,1		
I/Δ brute (cm⁴)						442326856	
I/Δ nette (cm⁴)							420210513

TABLE 2.12 – Caractéristiques de la section poutre + hourdis

Paramètre	Valeur
v' (cm)	146,7
V (cm)	93,3
I_G (cm ⁴)	98894589,8
ρ (%)	45,27

2.3 Évaluation des charges et surcharges :

Les charges appliquées à un pont sont :

- Les charges permanentes (hors trafic).
- Les surcharges d'exploitation (dues au trafic ferroviaire).
- Les actions accidentelles

2.3.1 Charges permanentes :

Les charges permanentes sont réparties en deux classes :

- Les actions dues au poids propre.
- Les actions dues aux poids des équipements fixes.

Le poids des différents éléments est déterminé en fonction de leurs dimensions et de leur densité égale à $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$.

2.3.1.1 Poids propre :

Poids propre de la poutre :

- Pour une travée quelconque

$L = 38\text{m}$; $n = 6$ poutres.

P_i : poids propre de l'élément i (KN/m).

$$P_{si} = L_i \times S_i \times \rho$$

Avec :

L_i : longueur de la section.

S_i : la surface de chaque section.

On calcule d'abord le poids de la moitié de la poutre car elle est en section variable :

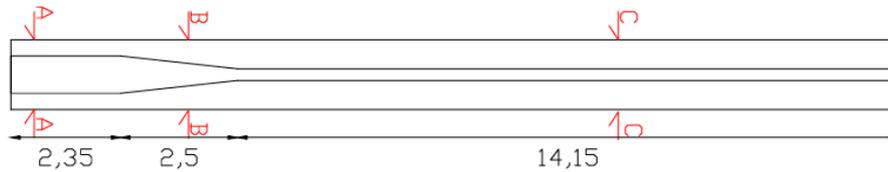


FIGURE 2.7 – Coupe en plan de la poutre

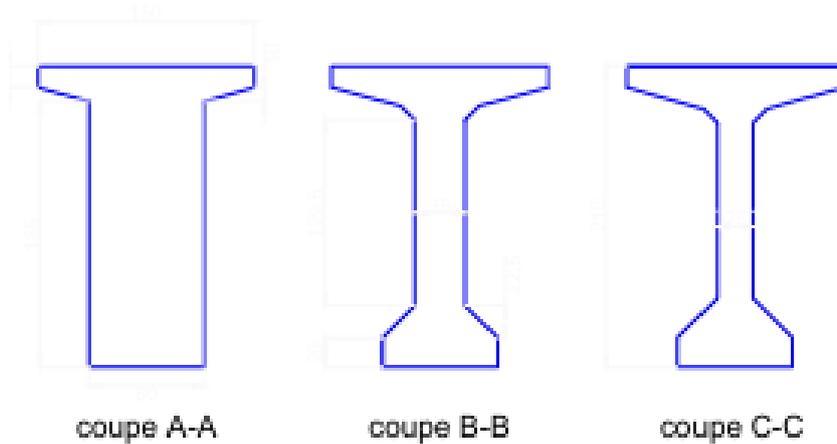


FIGURE 2.8 – Les sections des poutres

$$P = P_{s1} + P_{s2} + P_{s3}.$$

$$P_{s1} = 2,35 \times 1,82 \times 2,5 = 10,5 \text{ t.}$$

$$P_{s2} = 2,5 \times 1,145875 \times 2,5 = 7,16 \text{ t.}$$

$$P_{s3} = 14,15 \times 1,016875 \times 2,5 = 36 \text{ t.}$$

Donc le poids total de la poutre sera :

$$P_p = 2 \times \sum P_{si} = 107,22 \text{ t} \implies P_p = \frac{107,22}{38} = 2,84 \text{ t/ml}$$

Poids propre de la dalle : $P_{pdalle} = 0,3 \times 12,71 \times 2,5 = 9,56 \text{ t/ml.}$

2.3.1.2 Poids des éléments fixes :

Etanchéité : L'imperméabilisation de notre ouvrage est constituée d'une couche de 7 cm de béton de protection surmontée d'une chape d'étanchéité de 2 cm d'épaisseur. Le poids volumique moyen des deux couches est de 22 kN/m^3 . Le poids linéaire est de :

$$P_{\text{étanchéités}} = (0,02 + 0,07) \times 12,71 \times 2,2 = 2,52 \text{ t/ml}$$

Ballastage :

D'après la norme européenne 1345, l'épaisseur à prendre est de 30 cm, son poids volumique est de 20 kN/m^3 d'où le poids linéaire du ballast.

$$P_{ballast} = 2 \times 0,3 \times 11,21 = 6,73 \text{ t/ml.}$$

Remarque : Il convient de spécifier l'épaisseur nominale du ballast sur les ponts rails et de tenir compte d'un écart de $\pm 30\%$ par rapport à celle-ci pour déterminer les valeurs caractéristiques inférieure et supérieure [10]. Donc le poids de ballastage est :

$$P_{ballast} = 8,75 \text{ t/ml.}$$

Trottoir : Dans les infrastructures ferroviaires, les trottoirs sont utilisés pour abriter les câbles électriques et pour fixer les garde-corps. Chaque trottoir est équipé d'une corniche à son extrémité. (Une majoration de 20% est appliquée pour les câbles).

$$P_{trottoirs} = (2,5 \times 0,75 \times 0,2 \times 2) = 0,75 \text{ t/ml.}$$

Le poids de trottoir plus les câbles est :

$$P_{trottoirs} = (20\% \times 0,75 + 0,75) = 0,9 \text{ t/ml.}$$

Caténaire : La caténaire est un dispositif servant à suspendre les fils électriques qui alimentent les locomotives. Les caténaires ont un poids de 0,24 t/ml.

Garde-corps : Dans les ouvrages ferroviaires, les garde-corps sont utilisés pour contenir d'éventuelles projections de ballast causées par le souffle résultant des passages répétitifs des trains. Le poids de cet équipement est de 0.2 t/ml.

Corniches : $P_{corniche} = (0,155 \times 2,5 \times 2) = 0,77 \text{ t/ml.}$

Les traverses : Les traverses utilisées sont en béton bi-blocs, d'une longueur de 2,24 à 2,50 m et d'un poids de 245 kg à 300 kg ; les traverses sont posées à raison de 1666 unités au kilomètre [9].

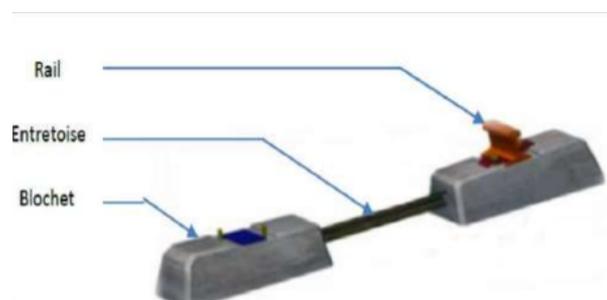


FIGURE 2.9 – Traverse bi-blocs.

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

1000 m \rightarrow 1666 unités.

Donc : 988 m \rightarrow N traverses.

D'où :

$$N = 1646 \text{ travers}$$

Le nombre de traverse est de 1646, chacune d'entre elle pèse environ 280 kg, donc le poids linéaire se déduit comme suit :

$$P_{traverse} = (0,28 \times 1646)/988 = 0,46 \text{ t/ml.}$$

Le rail : La voie est constituée de longs rails soudés de profil UIC 60, d'une hauteur de 172 mm et d'un poids de 60,3 kg/ml, le poids linéique de l'armement de la voie est de 1500 N/m/voie [11] .

$P_{rail} = (0,15 \times 2voies)988 = 0,3 \text{ t/ml}$. **Récapitulatif :**

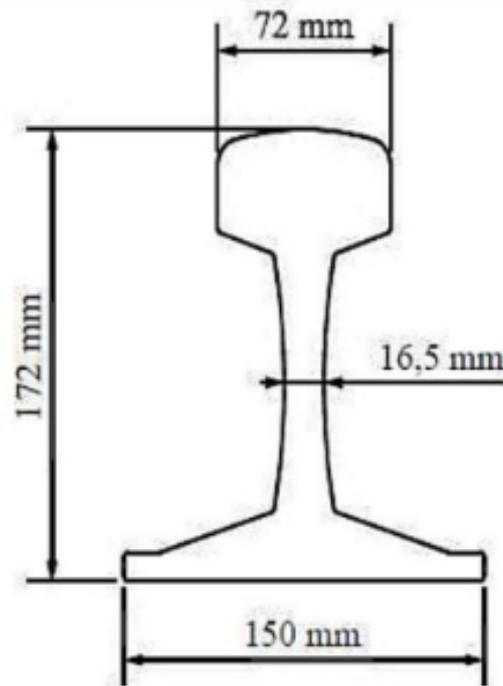


FIGURE 2.10 – Profil de rail UIC60 [12]

TABLE 2.13 – Tableau récapitulatif des charges permanentes

Élément	Poids propre (t/ml)
Poutre	17,04
Dalle	9,56
rail	0,3
traverse	0,46
Ballast	8,75
Étanchéité	2,52
Caténaire	0,24
Trottoir	0,9
Garde-corps	0,2
Corniche	0,77
totale	40,74

2.3.2 Les actions dues au trafic :

2.3.2.1 Charges verticales :

2.3.2.1.1 Effets statiques :

Modèle de charge UIC 71 : Le modèle de charge UIC71 représente l'effet statique d'un chargement vertical résultant du trafic ferroviaire normal. La disposition et les valeurs caractéristiques des charges verticales sont définies comme indiqué à la figure suivante [11] :

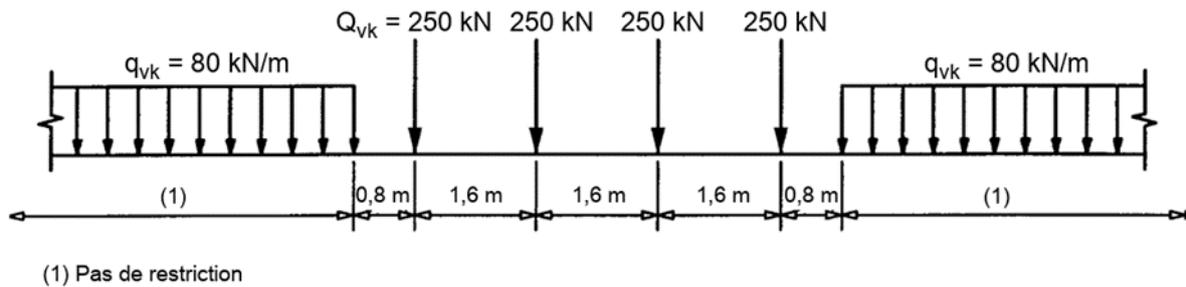


FIGURE 2.11 – Modèle de charge 71 [11]

Ces valeurs caractéristiques indiquées sur la figure 2.11 sont multipliées par un coefficient α sur les lignes acheminant un trafic plus lourds ou plus léger que le trafic ferroviaire normal. On obtient des charges appelées « charges verticales classées » après multiplication par ce coefficient qu'on le prend égal à 1,1.

Pour le schéma de charge UIC71, l'effet d'excentrement des charges verticales doit être pris en considération en limitant le rapport des charges de roue d'un même essieu à 1.25/1.00. L'excentricité correspondante est indiquée à la figure 2.12 :

Q_{v1} , Q_{v2} : charges des roues

$Q_{v1}+Q_{v2}$: charges de l'essieu

$$e = \frac{S}{18} = \frac{1435}{18} = 79.72 \text{ mm} \approx 8 \text{ cm}$$

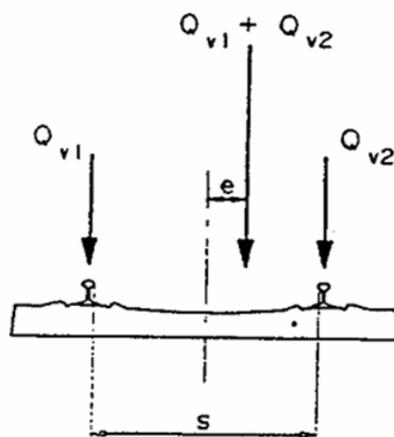


FIGURE 2.12 – Excentricité des charges verticales [9] .

Modèle de charge SW : Le modèle de charge SW/2 représente l'effet statique de chargement vertical dû à un trafic ferroviaire lourd [11].

La disposition des charges est celle indiquée à la figure avec des valeurs caractéristiques des charges verticales conformes à celles mentionnées dans le tableau.

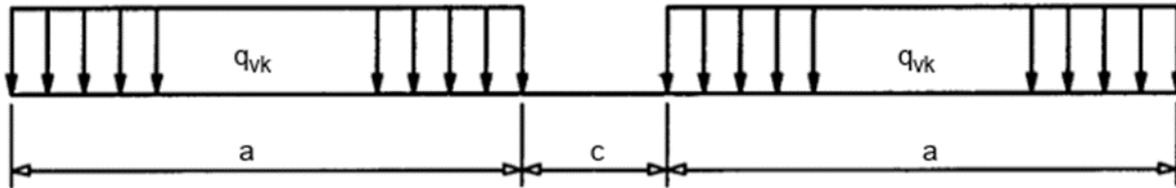


FIGURE 2.13 – Modèle de charge SW

TABLE 2.14 – Valeurs des charges verticales pour le modèle SW/2

Modèle de charges	q_{vk}	a[m]	c[m]
SW/2	150	25,0	7,0

Train à vide : Pour certaines vérifications, un schéma de charges particulières est utilisé 'Train à vide'. Il consiste en une charge linéaire verticale uniforme, ayant une valeur de 12,5 KN/ml est appliqué sur toute la longueur de l'ouvrage [9].

Chargements verticaux : Les chargements verticaux à prendre en compte systématiquement sont les trois suivants [9] :

- UIC71
- SW/2
- Train à vide

Tous les effets des chargements doivent être déterminés en considérant les charges et les forces positionnées de la façon la plus défavorable.

Transmission des charges aux structures :

Pose de voie ballastée : On tient compte de la répartition en considérant les deux options suivantes, quel que soit le type de traverse retenu :

- **Répartition due au ballast :** La force d'essieu ponctuelle de 250KN se répartit sur une bande longitudinale continue de largeur $a_1 = 2,25 + e/2$ où (e) défini sur le schéma ci-dessous (e en m) [9].

La charge sur la bande est uniforme et égale à :

$$e = 0,3 \text{ m}; a_1 = 2,4$$

$$P = \frac{25}{1.60 \times a_1} \text{ t/m}^2 = 6,25 \text{ t/m}^2$$

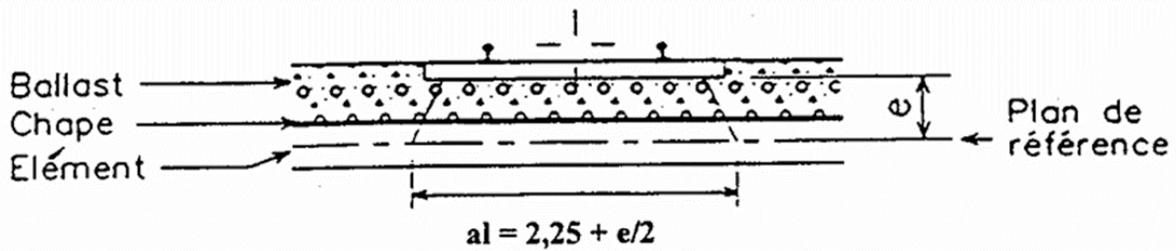


FIGURE 2.14 – Répartition de force d'essieu sur une bande de largeur a_1 [9]

- **Répartition due aux rails :** La force d'essieu ponctuelle de 25 t se répartit sur 2 bandes longitudinales continues de largeur $a_1 = 0,30 + e/2$ où (e) est défini sur le schéma ci-dessous, (e en m). La charge sur la bande est uniforme et égale à :

$$e = 0,3 \text{ m}; a_2 = 0,45$$

$$P = \frac{25}{1,60 \times 2a_2} \text{ t/m}^2 = 17,36 \text{ t/m}^2$$

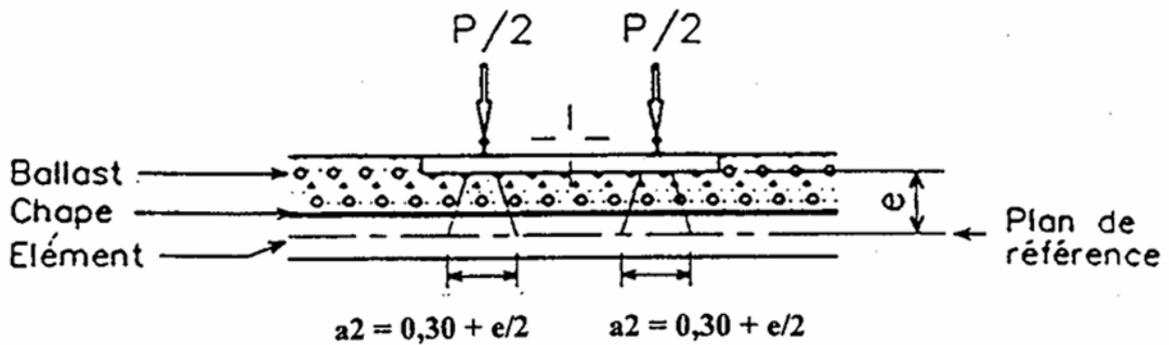


FIGURE 2.15 – Répartition de force d'essieu sur deux bande de largeur a_2 [9]

2.3.2.1.2 Effets dynamiques : Le comportement dynamique de la structure est influencé par les facteurs suivants [9] :

- La fréquence propre de la structure ;
- L'espacement des essieux ;
- La vitesse de franchissement ;
- L'amortissement de la structure ;
- L'espacement régulier des éléments d'appui de la voie et de ceux de l'ouvrage (Traverses, pièces de ponts) ;
- Les défauts verticaux de la voie ;
- Les défauts des roues ;

Ces effets dynamiques sont pris en compte au moyen de coefficients ϕ_2 ou ϕ_3 .

Coefficients dynamiques ϕ (ϕ_2, ϕ_3) :

Domaine d'application :

Le coefficient dynamique ϕ tient compte de l'amplification dynamique des effets et de vibrations dans la structure mais il ignore les effets de résonance [11].

Important : Selon le livret 2.01 ces coefficients dynamiques ne sont valables que pour :

1. Des vitesses $V < 220$ km/h
2. Une flèche sous poids permanent est située entre les limites :

Limite supérieure de la flèche (poids propre + poids de superstructure)

δ_s : Pour une portée $L=38$ m : $20 \text{ m} \leq L \leq 100 \text{ m}$

$$\delta_s = 0.564L^{1.184} = 41.85 \text{ mm}$$

Limite inférieure de la flèche sous poids propre δ_i : Lorsque la portée $L > 25$ m, il n'existe pas de limite inférieure.

Donc : la condition sur la flèche est :

$$f < 41.85 \text{ mm}$$

Définition du coefficient dynamique ϕ : Le coefficient dynamique ϕ qui augmente les effets de la charge statiques dans les modèles de charges UIC71 et SW est défini en tant que ϕ_2 , ϕ_3 . En général, le coefficient dynamique ϕ est défini comme ϕ_2 ou ϕ_3 [11]. En fonction de la qualité de la maintenance de la voie selon les modalités suivantes :

- Pour une voie soigneusement entretenue :

$$\phi_2 = \frac{1.44}{\sqrt{L_\phi} - 0.2} + 0.82 \quad \text{avec} \quad 1.00 \leq \phi_2 \leq 1.67$$

- Pour une voie normalement entretenue :

$$\phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_\phi} - 0.2} + 0.73 \quad \text{avec} \quad 1.00 \leq \phi_3 \leq 2.00$$

Où :

L_ϕ est la longueur caractéristique en (m) :

L_ϕ = la portée dans le sens de la poutre principale égale à 38 m [11].

Dans notre cas on va utiliser une voie normalement entretenue :

$$\phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_\phi} - 0.2} + 0.73 = 1.092 \approx 1.1 \quad \text{Vérfié}$$

2.3.2.2 Charges horizontales :

2.3.2.2.1 Effort de lacet : L'effort de lacet doit être considéré comme une force concentrée agissant horizontalement, au niveau supérieur des rails, perpendiculairement à l'axe de la voie. Il doit être appliqué aussi bien sur les voies en alignement que sur les voies en courbe. La valeur caractéristique de l'effort de lacet doit être prise égale à $Q_{sk} = 100$ kN [9]

2.3.2.2.2 Actions imputables à la traction et au freinage : Les forces de freinage et de démarrage agissent au niveau supérieur des rails suivant l'axe longitudinal de la voie [9].

Les valeurs caractéristiques des forces de traction et de freinage sont les suivantes :

- **Forces de traction :**

Pour le schéma de charges UIC 71 :

$$Q_{lak} = 33 \text{ (kN m}^{-1}\text{)} \times L \text{ (m)}$$

La longueur d'influence L correspond à la portée de la travée car elle est isostatique donc :

$$L = 38 \text{ m ; } Q_{lak} = 1254 \text{ kN}$$

- **Force de freinage :**

Pour le schéma de charges UIC 71 :

$$Q_{lbk} = 20 \text{ (kN m}^{-1}\text{)} \times L \text{ (m)} \leq 6000 \text{ kN}$$

$$Q_{lbk} = 760 \text{ kN}$$

Pour le schéma de charges SW/2 :

$$Q_{lbk} = 35 \text{ (kN m}^{-1}\text{)} \times L \text{ (m)}$$

$$Q_{lbk} = 1330 \text{ kN}$$

2.3.3 Autres actions variables-valeurs caractéristiques :

2.3.3.1 Actions dues au vent :

Selon le RCPR 2008, les effets du vent sont intégrés dans les calculs sous forme de pressions horizontales statiques appliquées aux surfaces exposées. Leur intensité, considérée comme une valeur caractéristique, est de :

- 2.00 kN/m² pour les ouvrages en service ;
- 1.25 kN/m² pour les ouvrages en cours de construction.

2.3.3.2 Action due aux variations de température :

Les structures exposées aux conditions atmosphériques sont soumises à des actions provenant des variations de température. La grandeur des variations de température est principalement influencée par les conditions climatiques régionales et locales ainsi que par le type d'ouvrage et les propriétés des matériaux. Les variations de température dans une section peuvent être décomposées en [13] :

- Une variation de température uniforme (température constante sur la hauteur de la section).
- Un gradient thermique (température linéaire sur la hauteur de la section).

Composante de température uniforme : Les valeurs caractéristiques minimale et maximale de la température de l'air sous abri doivent correspondre à l'emplacement du chantier. Selon le RCPR on adopte les variations de températures uniforme $+45^{\circ}\text{C}$ et -20°C pour le proche et moyen sud avec une température moyenne initial de 25°C , ce qui donne : Température pendant l'exécution : $T_0 = 25^{\circ}\text{C}$

Température extérieure maximale : $T_{e,\max} = +45^{\circ}\text{C}$

Température extérieure minimale : $T_{e,\min} = -20^{\circ}\text{C}$

Augmentation de la température : $\Delta T_N = 45 - 25 = 20^{\circ}\text{C}$

Réduction de la température : $\Delta T_N = 25 - (-20) = 45^{\circ}\text{C}$

Composante linéaire de la température (composante verticale) L'échauffement et le refroidissement de la surface supérieure du tablier de pont entraîneront un gradient thermique, Le groupe de tablier de notre pont est le 3 et les valeurs caractéristiques des gradients linéaires de température selon le tableau 3.2 du RCPR sont les suivantes :

- En phase de construction : $\pm 12^{\circ}\text{C}$
- En service : $\pm 7^{\circ}\text{C}$

	En phase de construction	En service
	Gradient ($^{\circ}\text{C}$)	Gradient ($^{\circ}\text{C}$)
Type 1 (tablier métallique)	± 18	± 10
Type 2 (tablier mixte)	± 15	± 8
Type 3 (tablier béton)	± 12	± 7

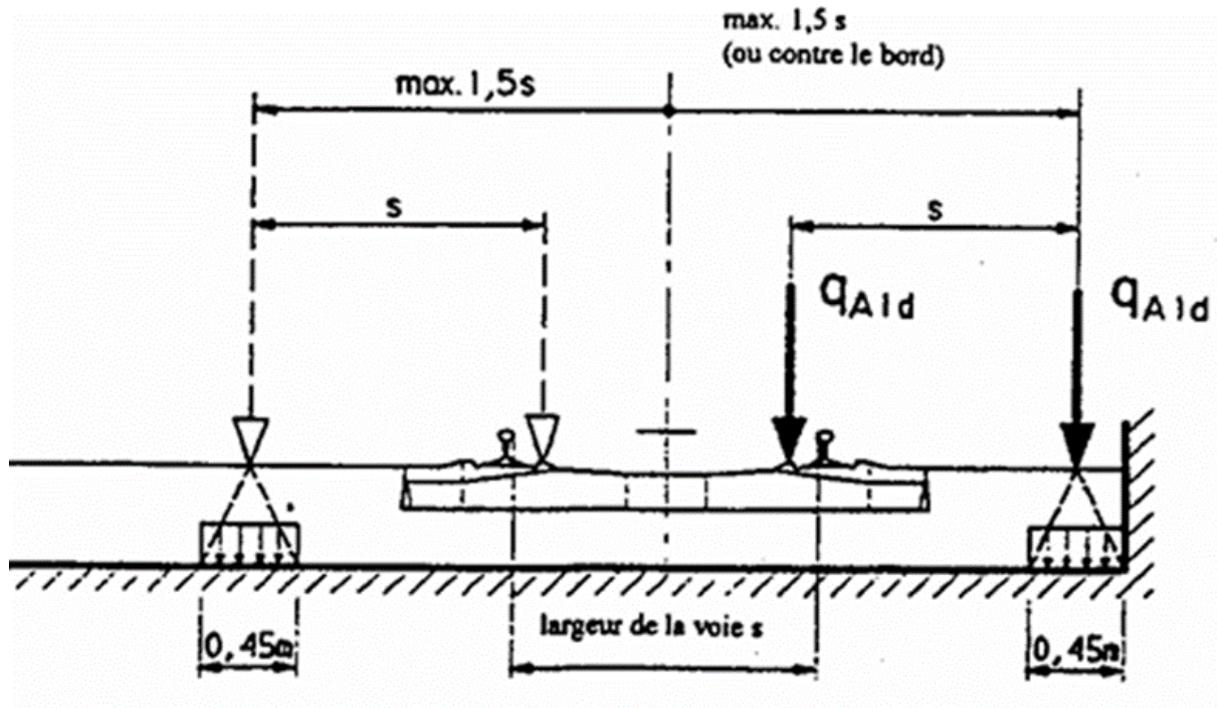
FIGURE 2.16 – Valeurs des gradients thermiques [13]

2.3.4 Actions accidentelles :

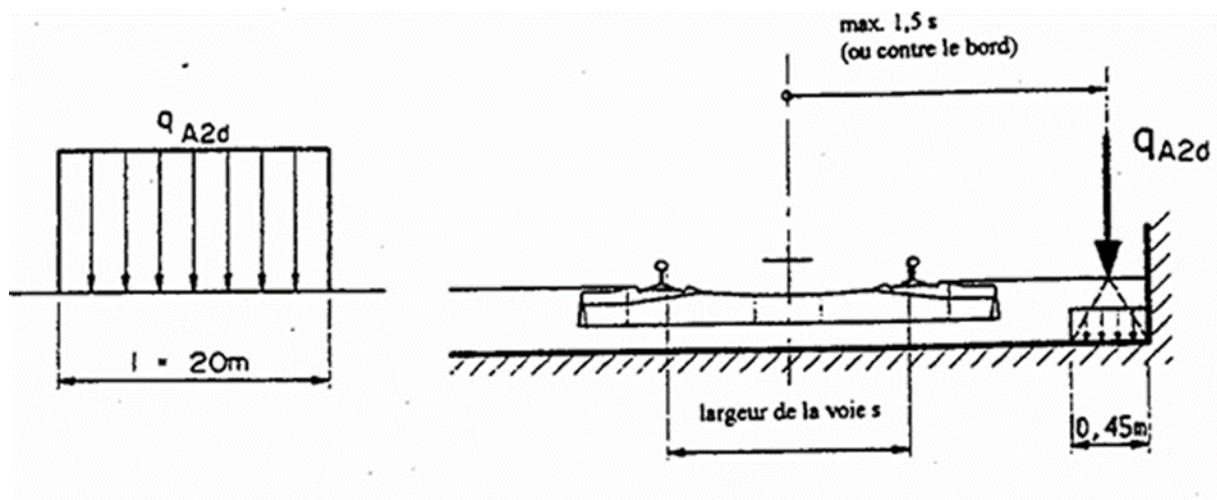
2.3.4.1 Actions dues au déraillement d'un train sur le pont :

Le déraillement d'un train sur un pont ferroviaire doit être considéré comme une situation de Projet accidentel. Deux situations de calcul doivent être considérées [9] :

Pour le cas 1 : Il convient d'éviter l'effondrement de la plus grande partie de la structure mais on peut tolérer des dommages locaux. Les parties de la structure concernées doivent être dimensionnées à l'ELU pour les charges équivalentes suivantes : Deux charges linéaires d'intensité, $q_{A1d} = 50 \text{ kN m}^{-1}$ disposées sur une longueur de 6.40m, écartées de 1.40m parallèles à la voie et se trouvant dans la position la plus défavorable dans une zone de largeur égale 1.5 fois l'écartement des rails, s'étendant de part et d'autre de l'axe de la voie.

FIGURE 2.17 – Cas 1- charge équivalente q_{A1d} [9]

Pour le cas 2 : Le pont ne doit pas se renverser ou s'effondrer. Pour le calcul de stabilité générale, il y a lieu de prendre comme charge équivalente une charge linéaire verticale, d'intensité $q_{A2d} = 80 \text{ kN m}^{-1}$, disposée sur une longueur totale de 20m et située transversalement : soit à une distance maximale de 1.5 fois l'écartement des rails, soit sur le bord de la structure concernée.

FIGURE 2.18 – Cas 2- charge équivalente q_{A2d} [9]

2.3.5 Groupes de charges :

Après avoir défini les actions élémentaires dues aux circulations pour une voie, on procède à leur assemblages. Les actions composées résultantes sont appelées groupes de charges ; ils tiennent compte d'une simultanéité des diverses charges élémentaires sur une et deux voies. Chacun de ces groupes de charges, qui s'excluent l'un l'autre, doit être considéré comme définissant une action d'exploitation pour les combinaisons avec les charges autres que de circulation ferroviaire.

En se limitant à deux voies, comme c'est le cas pour l'ouvrage étudié, les groupes de charges à considérer sont décrits ci-dessous selon le livret 2.01 :

TABLE 2.15 – Groupes de charges

Groupes de charges		
Une voie chargée	Grp1	UIC71 + Effort de freinage/Démarrage
	Grp2	UIC71 + 0.5 Effort de freinage/Démarrage
	Grp4	SW/2 + Effort de freinage/Démarrage
	Grp5	Train à vide
Deux voies chargées	Grp 11	Voie1 : UIC71 + Effort de freinage/Démarrage Voie2 : UIC71 + Effort de freinage/Démarrage
	Grp 12	Voie1 : UIC71 + 0,5 Effort de freinage/Démarrage Voie2 : UIC71 + 0,5 Effort de freinage/Démarrage
	Grp 14	Voie1 : UIC71 + 0,75 Effort de freinage/Démarrage Voie2 : UIC71 + 0,75 Effort de freinage/Démarrage

2.3.6 Combinaisons des actions :

Les combinaisons de charges sont prises conformément à l'article 1.7 du livret 2.01 de la SNCF. On désigne par :

G_{\max} : L'ensemble des actions permanentes défavorables.

G_{\min} : L'ensemble des actions permanentes favorables.

$G1$: L'ensemble des parties des actions permanentes, y compris les parties du poids propre, qui ont un effet stabilisateur.

$G2$: L'ensemble des parties des actions permanentes, y compris les parties du poids propre, qui ont un effet déstabilisateur.

Q : Actions variables.

$Q1$: Actions de base.

Qi : Actions d'accompagnement.

T : Actions thermiques.

$W0$: Action du vent sans circulation ferroviaire.

$W1$: Action du vent avec circulation ferroviaire.

Ψ : Coefficient pour les actions variables (ELU et ELS).

Γ : Coefficient pour les actions à l'ELU. Les valeurs des coefficients sont données dans les tableaux 1.9 et 1.10 du livret 2.01.

$(TR)i$: Modèle de trafic à la fatigue.

E : Action sismique limitée au mouvement d'ensemble, obtenue par la combinaison la plus défavorable des composantes de l'action sismique.

2.3.6.1 E.L.U. d'équilibre statique :

Forme générale :

$$\gamma_{G1}G1 + \gamma_{G2}G2 + \gamma_{Q1}Q1 + \sum_{i>1} 1.5\Psi_{0i}Q_i$$

Avec les coefficients suivants :

$$\begin{cases} \gamma_{G1} = 0,9 \\ \gamma_{G2} = 1,1 \times 1,3 \end{cases} \quad \text{Cas de ballast}$$

Pour 0 voie chargée :

$$\gamma_{G1}G1 + \gamma_{G2}G2 + 1.5W0$$

Pour 1 voie chargée :

$$\begin{aligned} &\gamma_{G1}G1 + \gamma_{G2}G2 + 1.45Gr2 + 0.9T_k + 0.9W_1 \\ &\max[1.45Gr1, 1.35Gr4] + 0.9T_k \\ &1.5T_k + 1.16Gr1 \end{aligned}$$

Pour 2 voies chargées :

$$\begin{aligned} &\gamma_{G1}G1 + \gamma_{G2}G2 + 1.45Gr12 + 0.9T_k + 0.9W_1 \\ &\max[1.45Gr11, 1.35Gr14] + 0.9T_k \\ &1.5T_k + 1.16Gr11 \end{aligned}$$

2.3.6.2 ELU fondamentaux (résistance) :

Forme générale :

$$\gamma_p P_k + 1.35G_{\text{MAX}} + G_{\text{MIN}} + \gamma_{Q1}Q1 + \sum_{i>1} 1.5\Psi_{0i}Q_i \quad [\text{pour le ballast : } 1.35 \times 1.3]$$

Avec les coefficients suivants :

$$\gamma_p = 1.00 \quad \text{dans le cas usuel}$$

Pour 0 voie chargée :

$$\gamma_p P_k + 1.35G_{\text{MAX}} + G_{\text{MIN}} + 1.5W0$$

Pour 1 voie chargée :

$$\begin{aligned} &\gamma_p P_k + 1.35G_{\text{MAX}} + G_{\text{MIN}} + 1.45Gr2 + 0.9T_k + 0.9W_1 \\ &\max[1.45Gr1, 1.35Gr4] + 0.9T_k \\ &1.5T_k + 1.16Gr1 \\ &1.5W_1 + 1.00Gr5 \end{aligned}$$

Pour 2 voies chargées :

$$\begin{aligned} & \gamma_p P_k + 1.35G_{\text{MAX}} + G_{\text{MIN}} + 1.45Gr12 + 0.9T_k + 0.9W_1 \\ & \max[1.45Gr11, 1.35Gr14] + 0.9T_k \\ & 1.5T_k + 1.16Gr11 \end{aligned}$$

2.3.6.3 ELU accidentels (résistance, équilibre statique) :

Forme générale :

$$P_k + G_{\text{MAX}} + G_{\text{MIN}} + A_d + \Psi_{11}Q_{k1} + 0.5T_k \quad (P_k = 0 \text{ pour l'équilibre statique})$$

Pour 0 voie chargée :

$$P_k + G_{\text{MAX}} + G_{\text{MIN}} + A_d + 0.6T_k$$

Pour 1 voie chargée :

$$P_k + G_{\text{MAX}} + G_{\text{MIN}} + A_d + 0.8Gr4 + 0.5T_k$$

Pour 2 voies chargées :

$$P_k + G_{\text{MAX}} + G_{\text{MIN}} + A_d + 0.6Gr14 + 0.5T_k$$

2.3.6.4 ELS rares :

Forme générale :

$$P_k + G_{\text{MAX}} + G_{\text{MIN}} + Q_{k1} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{\theta i} Q_{ki}$$

Pour 0 voie chargée :

$$P_k + G_{\text{MAX}} + G_{\text{MIN}} + W_0$$

Pour 1 voie chargée :

$$\begin{aligned} & P_k + G_{\text{MAX}} + G_{\text{MIN}} + Gr2 + 0.6T_k + 0.6W_1 \\ & Gr1 + 0.6T_k \\ & T_k + 0.8Gr1 \\ & W_1 + 1.00Gr5 \end{aligned}$$

Pour 2 voies chargées :

$$\begin{aligned} & P_k + G_{\text{MAX}} + G_{\text{MIN}} + Gr12 + 0.6T_k + 0.6W_1 \\ & Gr11 + 0.6T_k \\ & T_k + 0.8Gr11 \end{aligned}$$

2.3.6.5 ELS fréquents :

Forme générale :

$$P_k + G_{\text{MAX}} + G_{\text{MIN}} + \Psi_{11}Q_{k1} + 0.5T_k$$

Pour 0 voie chargée :

$$P_k + G_{\text{MAX}} + G_{\text{MIN}} + 0.6T_k$$

Pour 1 voie chargée :

$$P_k + G_{\text{MAX}} + G_{\text{MIN}} + 0.8(Gr1 \text{ ou } Gr3) + 0.5T_k$$

Pour 2 voies chargées :

$$P_k + G_{\text{MAX}} + G_{\text{MIN}} + 0.8(Gr11 \text{ ou } Gr14) + 0.5T_k$$

2.3.6.6 ELS quasi-permanants :

Forme générale :

$$P_k + G_{\text{MAX}} + G_{\text{MIN}} + 0.5T_k$$

2.4 Calcul des sollicitations

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

2.4.1 Modélisation :

Pour l'élaboration du modèle, un certain nombre de simplifications ont été faites, notamment au niveau du tracé. Étant donné l'ordre de grandeur du rayon de courbure en plan $R = 1600m$ qui dépasse largement le rayon minimal $R = 1500m$, nous avons opté pour un tracé rectiligne en plan. Ensuite, nous avons adopté une structure avec une seule travée isostatique en béton précontraint. Les poutres sont considérées comme des éléments « poutre », appuyées d'un côté sur un appui simple et de l'autre côté sur un appui double, tandis que la dalle est considérée comme un élément « panneau ».

2.4.2 Les étapes de la modélisation :

1^{ère} étape : Définition des :

- Caractéristiques des matériaux.
- Unités et systèmes métriques utilisés.
- Normes et règlements.



(a) Caractéristiques des matériaux

(b) Unités

FIGURE 2.19 – Préférences du projet

2^{ème} étape : Définition de la structure :

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

3^{ème} étape : Introduction des charges et surcharges

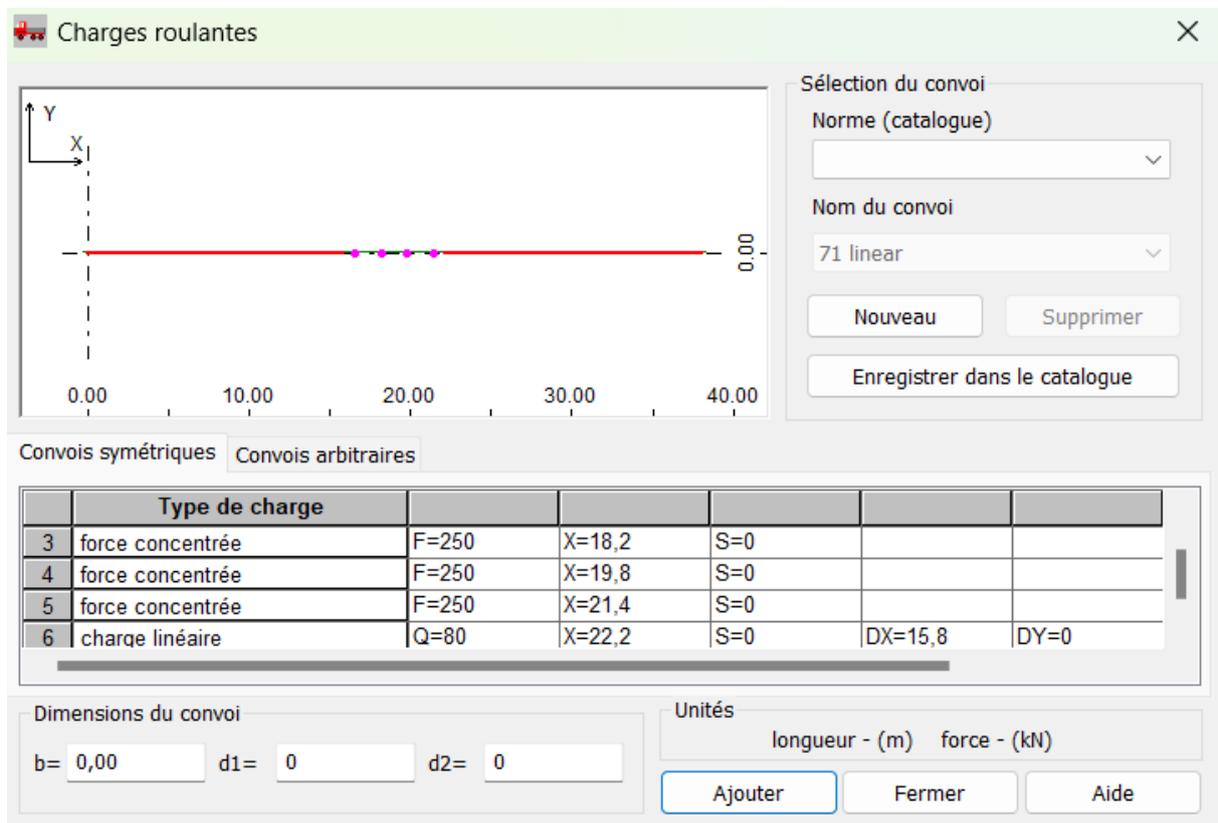


FIGURE 2.20 – Introduction du système de charge UIC71

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

5^{ème} étape : Lancement de calculs.

6^{ème} étape : Affichage des résultats.

2.4.3 Calcul des efforts :

2.4.3.1 Calcul du moment flechissant :

2.4.3.1.1 Moment flechissant dû au poids propre des poutres : Le moment au milieu de la poutre dû au poids propre est $M_{pp} = 4321,19 \text{ kN.m}$.

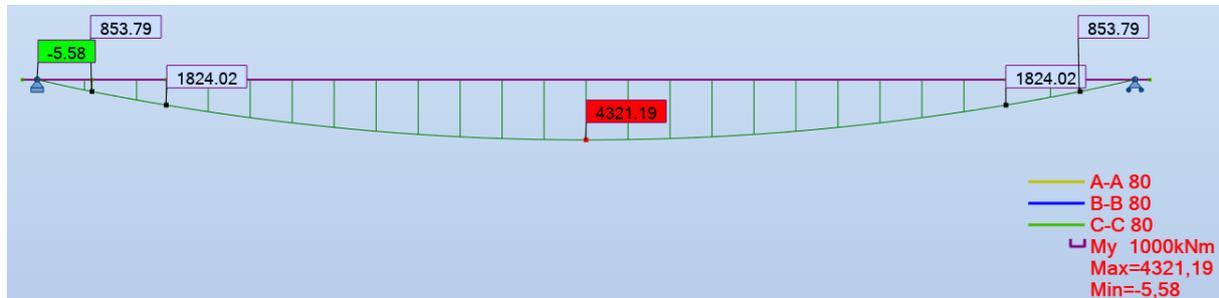


FIGURE 2.21 – Moment du au poids propre des poutres

2.4.3.1.2 Moment flechissant dû au poids propre(poutres+dalle) : Le moment flechissant dû au poids propre de la poutres avec la dalle est $M_{p+d} = 6944,32 \text{ kN.m}$.



FIGURE 2.22 – Moment flechissant dû au poids propre du tablier

2.4.3.1.3 Moment flechissant dû au poids des éléments fixes : Il s'agit du moment que génère le poids des différents équipements fixes que le tablier supportera en phase d'exploitation $M_{les\text{éléments}\text{fixes}} = 2006,63 \text{ kN.m}$.



FIGURE 2.23 – Moment flechissant dû au poids des éléments fixes

2.4.3.1.4 Moment dû à la surcharge d'exploitation :

Passage du système UIC71 sur une voie : Le moment dû au passage du système UIC71 est $M_{71} = 4267,58 \text{ kN.m}$.

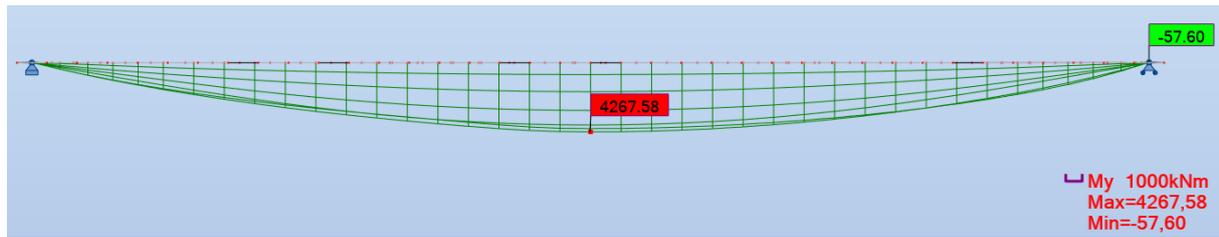


FIGURE 2.24 – Diagramme du moment pour la position défavorable du LM71 sur une voie

Passage du système SW/2 : Le moment dû au passage du système SW/2 est $M_{71} = 5451,2 \text{ kN.m}$.

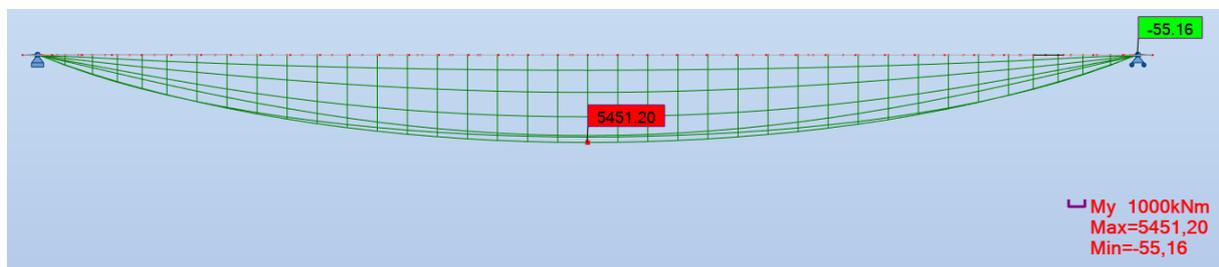


FIGURE 2.25 – Diagramme du moment pour la position défavorable de SW/2

2.4.3.2 Calcul de l'effort tranchant

Le calcul de l'effort tranchant se fait parallèlement au calcul de M, on suivra alors le même cheminement :

2.4.3.2.1 Effort tranchant dû au poids propre des poutres : Les valeurs des effort tranchant dû au poids propre des poutres sont : $T^+ = 505,82 \text{ KN}$ et $T^- = -505,82 \text{ KN}$



FIGURE 2.26 – Effort tranchant dû au poids propre des poutres

2.4.3.2 Effort tranchant dû au poids propre(poutres+dalle) : Les valeurs des effort tranchant dû au poids propre des poutres avec la dalle sont : $T^+ = 814,49KN$ et $T^- = -783,87KN$



FIGURE 2.27 – Effort tranchant dû au poids propre

2.4.3.2.3 Effort tranchant dû au poids des éléments fixes : Il s'agit de l'effort tranchant généré par le poids des différents équipements fixes que le tablier supportera en phase d'exploitation, On a $T^+ = 21,22KN$ et $T^- = -21,36KN$

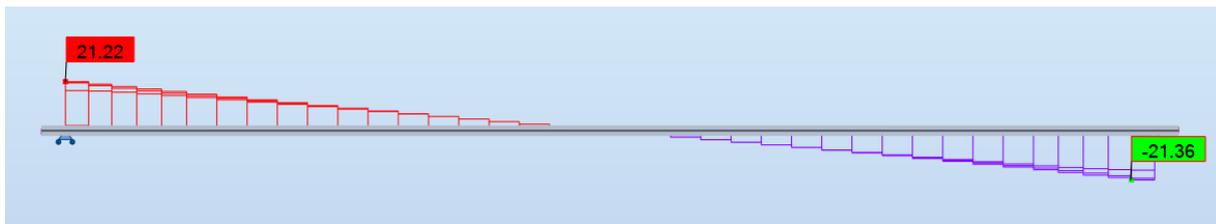


FIGURE 2.28 – Effort tranchant dû au poids des éléments fixes

2.4.3.2.4 Effort tranchant dû à la surcharge d'exploitation :

Passage du système UIC71 sur une voie : Les valeurs des effort tranchant dû au système UIC71 sont : $T^+ = 547,41KN$ et $T^- = -540,72KN$

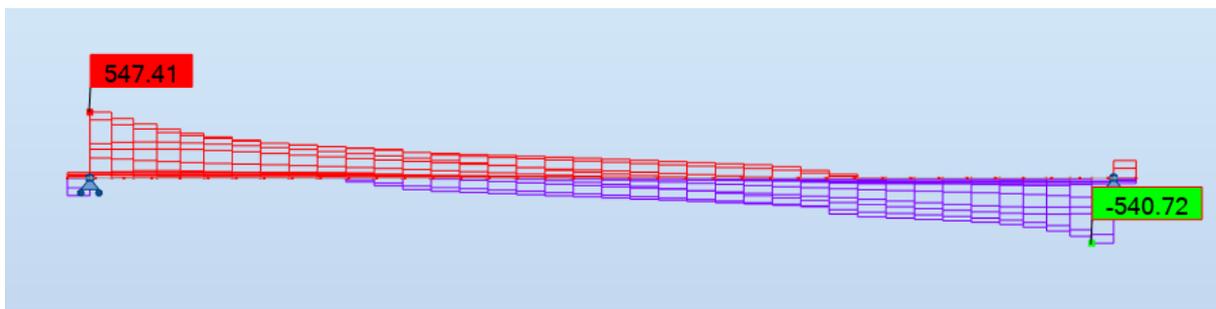


FIGURE 2.29 – Effort tranchant dû au passage du système UIC71 sur une voie

2.4.4 Vérification de la flèche sous le poids propre :

La flèche maximale est inférieure à la limite supérieure désigné par le livret 2.01, la condition est donc vérifiée.

$$U_{\max} \approx 10 \text{ mm} < \delta_s = 41,85 \text{ mm}$$

2.4.5 Les combinaisons les plus défavorables :

Etat limite ultime de résistance (ELU) :

Deux voies chargées :

$$1,35.G_{\max} + 1,35.\gamma_{\text{ballast}}.G_{\text{ballast}} + 1,45.\phi.\alpha(\text{UIC71} + \text{SW}/2)$$

Etat limite de service (ELS) :

Deux voies chargées :

$$G_{\max} + \gamma_{\text{ballast}}.G_{\text{ballast}} + \phi.\alpha(\text{UIC71} + \text{SW}/2)$$

On a :

$$\gamma_{\text{ballast}} = 1,33$$

$$\phi = 1,1$$

$$\alpha = 1,1$$

Avec :

- ϕ : Coefficient dynamique .

TABLE 2.16 – Efforts dus aux Combinaisons des charges les plus défavorables

	ELU	ELS
M^+ (kN.m)	29409,22	20580
T^+ (kN)	3467	2477,4
T^- (kN)	-2524	-1803,7

2.5 Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons détaillé les diverses actions influençant le tablier ainsi que les différentes combinaisons de charges à l'État Limite Ultime et à l'État Limite de Service nécessaires pour le calcul des sollicitations. Cela nous permet d'aborder la modélisation en appliquant ces concepts pour analyser et prédire le comportement structurel du tablier sous les différentes charges et contraintes identifiées.

Grâce au logiciel de calcul, nous avons obtenu l'enveloppe des moments et des efforts tranchants résultant des différentes combinaisons de charges, permettant ainsi d'identifier les cas les plus défavorables. Nous pouvons donc procéder au calcul de la précontrainte.

Chapitre 3

Etude de la précontrainte

3.1 Introduction :

Le principe de la précontrainte consiste à appliquer judicieusement une force de compression axiale aux éléments pour éliminer ou réduire considérablement les sollicitations de traction dans le béton [14].

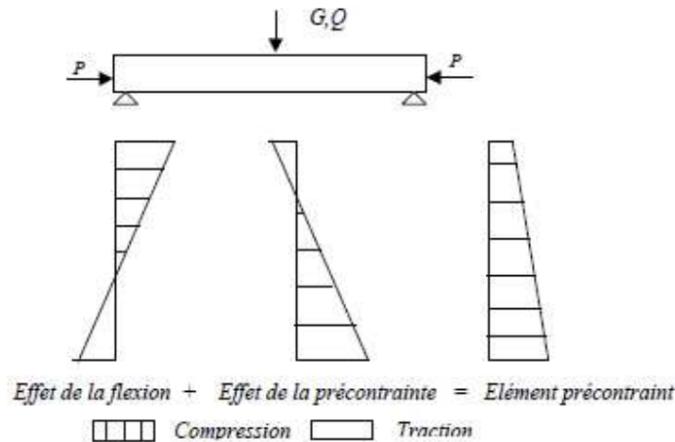


FIGURE 3.1 – Schéma représente l'effet de la précontrainte.

On distingue deux modes de mise en œuvre de la précontrainte [15] :

Précontrainte par pré-tension :

- Les câbles de précontrainte sont tendus avant le coulage du béton.
- Cette technique utilise des bancs de fabrication.
- Les travées peuvent atteindre jusqu'à 25 mètres.

Précontrainte par post-tension :

- La mise en tension des câbles se fait après que le béton a été coulé et durci.
- Les travées peuvent atteindre jusqu'à 50 mètres.

3.2 Précontrainte par post-tension :

La précontrainte par post-tension est réalisée par des armatures actives (câbles ou torons) mises en tension après coulage et durcissement du béton. Ce dernier doit avoir une résistance mécanique à la compression suffisante, pour lui permettre de supporter les efforts de précontrainte auxquels il sera soumis. Dans ce procédé de précontrainte, le câble logé dans sa gaine, et sous l'action du vérin auquel il est attaché, s'allonge et se tend à l'effort P . Le vérin qui prend appui le béton de la pièce à précontraindre, exerce sur elle un effort de compression égal à P (principe de l'action et la réaction). P est donc l'effort de précontrainte développé par le câble. Une fois tendu, ce dernier est ancré sur le béton, ce qui assure une permanence de la compression [16].

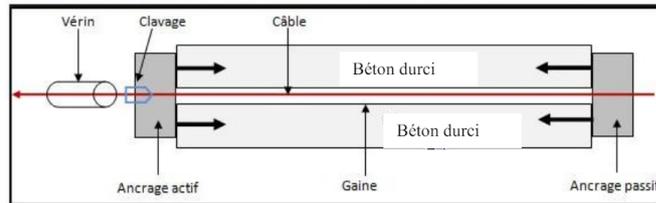


FIGURE 3.2 – Procédé de précontrainte par post tension [16].

3.3 Calcul du nombre de câble de précontrainte :

3.3.1 Tension à l'origine :

les données :

- Section pour 12T15 : $A_p = 1680 \text{ mm}^2$
- Diamètre de la gaine : $\varnothing = 80 \text{ mm}$
- Contrainte limite élastique garantie : $f_{peg} = 1674 \text{ MPa}$
- Contrainte limite de rupture garantie : $f_{prg} = 1860 \text{ MPa}$
- Coefficient de frottement angulaire : $f = 0.2 \text{ rad}^{-1}$
- Coefficient de frottement linéaire : $\phi = 2 \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$
- Recul d'ancrage : $g = 6 \text{ mm}$

Tension à l'origine :

$$\sigma_0 = \min(0,80 \times f_{prg}; 0,90 \times f_{peg})$$

$$\implies \min(0,80 \times 1860; 0,90 \times 1674) = \min(1488; 1506,6) = 1488 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{p0} = 1488 \text{ MPa} \implies P_0 = \sigma_{p0} \times A_p = 2,5 \text{ MN}$$

3.3.2 Calcul de la précontrainte :

NB : Les caractéristiques géométriques prises en compte sont celles de la poutre avec hourdis à mi-travée .

- Section nette : $B_{nette} = 13935,3125 \text{ cm}^2$
- Inertie nette de la poutre : $I_{Gnette} = 0,9 \times I_G = 0,856417307 \text{ cm}^4$
- Hauteur de la poutre avec hourdis : $h_t = v' + v = 240 \text{ cm}$
- $v' = 149,98 \text{ cm}$
- $v = 90,02 \text{ cm}$
- Rendement géométrique de la section : $\rho = 48,05\%$
- Enrobage : $d = 0,1h = 0,1 \times 2,10 = 0,21 \text{ m}$
- Résistance en compression à 28 jours : $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$
- Résistance en traction à 28 jours : $f_{t28} = 2,7 \text{ MPa}$

Les moments Max et Min à l'ELS sont les suivants :

- Moment maximal : $M_{\text{Max}} = 20,58 \text{ MN.m}$
- Moment minimal : $M_{\text{Min}} = 6,94 \text{ MN.m}$
- Différence de moments : $\Delta M = 13,64 \text{ MN.m}$

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

On a :

$$P_I = \frac{\Delta M}{\rho h} \quad (3.1)$$

$$P_{II} = \frac{M_{\text{max}}}{-c + v' - d_i} \quad (3.2)$$

Avec

$$-c = \rho \times v$$

Section sous-critique :

$$P_I = \frac{13,64}{2,4 \times 0,48} = 11,85 \text{ MN}$$

Section sur-critique :

$$P_{II} = \frac{20,58}{0,48 \times 0,9 + 1,5 - 0,24} = 12,16 \text{ MN}$$

On a :

$$P_{\text{min}} = \max(P_I; P_{II})$$

$$P_{\text{min}} = \max\{11,85 \text{ MN}; 12,16 \text{ MN}\} = 12,16 \text{ MN}$$

donc la Section est sur-critique car $P_{II} > P_I$.

Nous estimons les pertes de précontrainte à 25% de P_0 .

$$n \geq \frac{P}{0,75P_0} = \frac{12,16}{0,75 \times 2,5} = 6,5$$

On adoptera donc 7 câbles de 12T15 à mi-travée .

3.3.3 Vérification de la borne supérieure de précontrainte :

Les pertes sont estimées à 25% de P_0 , donc $P = P_0 - \Delta P = 0,75P_0$.

On vérifie que : $P \times n \leq \sigma_{bc} \times Bn - \frac{\Delta M}{\rho \times h}$

Avec :

- σ_{bc} : Contrainte de compression en construction $\implies 0.6 f_{c28} = 21 \text{ MPa}$
- B_n : la Section nette.

AN :

$$0.75 \times 2.5 \times 7 \leq 21 \times 1.4 - \frac{2.68}{0.52 \times 2.4}$$

$$13.12 \text{ MN} \leq 27.07 \text{ MN}$$

La condition est vérifiée.

3.3.4 Détermination du nombre de câbles à l'about :

Les pertes instantanées sont estimées à 10% de P_0 . Donc :

$$P = 0.9 P_0 = 0.9 \times 2.5 = 2.25 \text{ MN}$$

- **fibre supérieure** : $\sigma_{\text{sup}} \geq \bar{\sigma}_{bt}$
- **fibre inférieure** : $\sigma_{\text{inf}} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\begin{cases} \sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{B_n} + \frac{V}{I_n}(P \cdot e_0 + M_g) \geq -0.7 f_{tj} \\ \sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{B_n} + \frac{V}{I_n}(P \cdot e_0 + M_g) \leq -0.6 f_{cj} \end{cases}$$

Avec :

$$M_g = 4.16 \text{ MN.m}$$

$$e_0 = -(V' - d') = -0.93 \text{ m}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{0.97} + \frac{0.93}{0.5} (P(-0.93) + 4.16) \geq -4.05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{0.97} - \frac{1.17}{0.5} (P(-0.93) + 4.16) \leq 21 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\begin{cases} \sigma_{\text{sup}} = -0.7P + 7.74 \geq -4.05 & \rightarrow P \leq 213 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{inf}} = 3.2P - 9.74 \leq 21 & \rightarrow P \leq 9.6 \text{ MPa} \end{cases}$$

Par conséquent :

$$P = 9.6 \text{ MPa}$$

Donc :

$$n = \frac{P}{0.9P_0} = \frac{9.6}{2.25} = 4.627$$

On va obtenir 5 câbles de 12T15 à l'about.

3.3.5 Vérification des contraintes normales :

Première étape :

- Après le septième jour, la mise en tension est à 50 %.
- Les pertes considérées sont de 10 %.

$$f_{c7} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} \times f_{c28} = 23.17 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} = 13.91 \text{ MPa}$$

$$f_{t7} = 0.6 + 0.06 \times f_{c7} = 0.6 + 0.06 \times 23.18 = 1.99 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bt} = -2.98 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{B_n} + \frac{V}{I_n}(P.e_0 + M_g) \geq -0.7f_{tj} \\ \sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{B_n} + \frac{V}{I_n}(P.e_0 + M_g) \leq -0.6f_{cj} \end{cases}$$

Avec

$$\Rightarrow P = 3 \times 0.9 \times 2.5 \times 0.5 = 3.375 \text{ MN}$$

$$\Rightarrow M_g = 4.16 \text{ MN.m}$$

Calculs des contraintes :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{3.375}{0.97} + \frac{0.93}{0.5} (3.375(-0.93) + 4.16) \geq -2.98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{3.375}{0.97} - \frac{1.17}{0.5} (3.375(-0.93) + 4.16) \leq 13.91 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\sigma_{\text{sup}} = 4.6 \text{ MPa} \geq -2.98 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Vérifiée.}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = 2.08 \text{ MPa} \leq 13.91 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Vérifiée.}$$

Deuxième étape :

- La mise en tension des câbles est de 100 % à 28 jours.
- Les pertes considérées sont de 20 %.
- $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$.
- $\sigma_{bc} = 21 \text{ MPa}$.
- $f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.7 \text{ MPa}$
- $\sigma_{bt} = -4.05 \text{ MPa}$

Avec :

$$\implies P = 5 \times 0.8 \times 2.5 = 10 \text{ MN}$$

$$\implies M_g = 4.16 \text{ MN.m}$$

Calculs des contraintes :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{10}{0.97} + \frac{0.93}{0.5} (10(-0.93) + 4.16) \geq -4.05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{10}{0.97} - \frac{1.17}{0.5} (10(-0.93) + 4.16) \leq 21 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\sigma_{\text{sup}} = 4.72 \text{ MPa} \geq -4.05 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Vérfiée.}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = 17.33 \text{ MPa} \leq 21 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Vérfiée.}$$

Troisième étape :

- On pose les poutres sur leurs appuis définitifs et on coule l'hourdis sur place.
- Les efforts considérés dans cette phase sont :
 - Efforts dus à la deuxième phase.
 - Poids propre de l'hourdis coulé sur place.

Vu que l'hourdis n'est pas assez résistant dans cette phase, la section résistante reste celle de la poutre seule.

Avec :

Moment sous poids propre du tablier :

$$M = 6.94 \text{ MN.m}$$

et

$$P = 5 \times 0.8 \times 2.5 = 10 \text{ MN}$$

Calcul des contraintes :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{10}{0.97} + \frac{0.93}{0.5} (10(-0.93) + 6.94) \geq -4.05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{10}{0.97} - \frac{1.17}{0.5} (10(-0.93) + 6.94) \leq 21 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\sigma_{\text{sup}} = 5.91 \text{ MPa} \geq -4.05 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Vérifiée.}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = 15.83 \text{ MPa} \leq 21 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Vérifiée.}$$

Quatrième étape :

Tablier à vide (poutres + superstructures).

- La mise en tension du troisième câble est faite à 100 %.
- Les pertes considérées sont de 25 %.
- $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$.
- $\sigma_{\text{bc}} = 0.5 f_{c28} = 17.5 \text{ MPa}$ en exploitation (la combinaison quasi permanente).
- $\sigma_{\text{bt}} = -4.05 \text{ MPa}$.

Avec

Moment sous poids propre du tablier :

$$M = 6.94 \text{ MN.m}$$

et

$$P = 7 \times 0.75 \times 2.5 = 13,125 \text{ MN}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{13.125}{1.4} + \frac{0.9}{0.856}(13.125 \cdot (-1.26) + 6.94) \geq -4.05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{13.125}{1.4} - \frac{1.5}{0.856}(13.125 \cdot (-1.26) + 6.94) \leq 17.5 \text{ MPa}$$

Donc,

$$\sigma_{\text{sup}} = -0.7 \text{ MPa} \geq -4.05 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifiée.}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = 18.04 \text{ MPa} \leq 21 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifiée.}$$

Cinquième étape :

L'ouvrage est en service.

- Mise en tension est déjà faite à 100 %.
- Les pertes considérées sont de 25 %.
- $f_{cj} = 35 \text{ MPa}$.
- Moment max à l'ELS.
- $\sigma_{\text{bc}} = 0.6 f_{c28} = 21 \text{ MPa}$. En exploitation, la combinaison est rare.

Avec

moment du au poids propre de la poutre + hourdis + superstructure :

$$M = 20.58 \text{ MN.m}$$

et

$$P = 7 \times 0.75 \times 2.5 = 13,125 \text{ MN}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{13.125}{1.4} + \frac{0.9}{0.856}(13.125 \cdot (-1.26) + 20.58) \geq -4.05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{13.125}{1.4} - \frac{1.5}{0.856}(13.125 \cdot (-1.26) + 20.58) \leq 17.5 \text{ MPa}$$

Donc,

$$\sigma_{\text{sup}} = 13.62 \text{ MPa} \geq -4.05 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifiée.}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = 2.29 \text{ MPa} \leq 17.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifiée.}$$

3.4 Dispositions constructives des câbles :

selon le BPEL [18] :

3.4.1 Disposition des câbles à l'about :

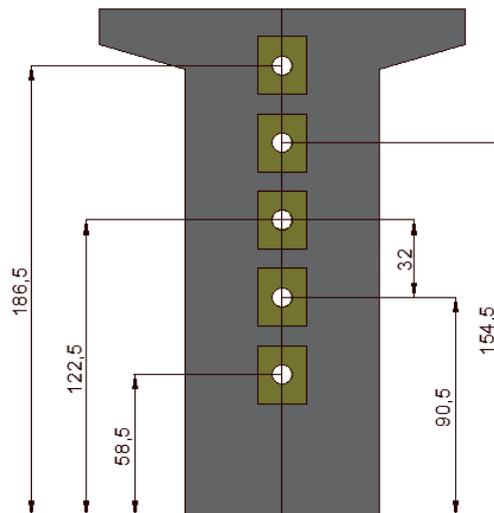


FIGURE 3.3 – Disposition des câbles à l'about

3.4.2 Disposition des câbles à mi- travée :

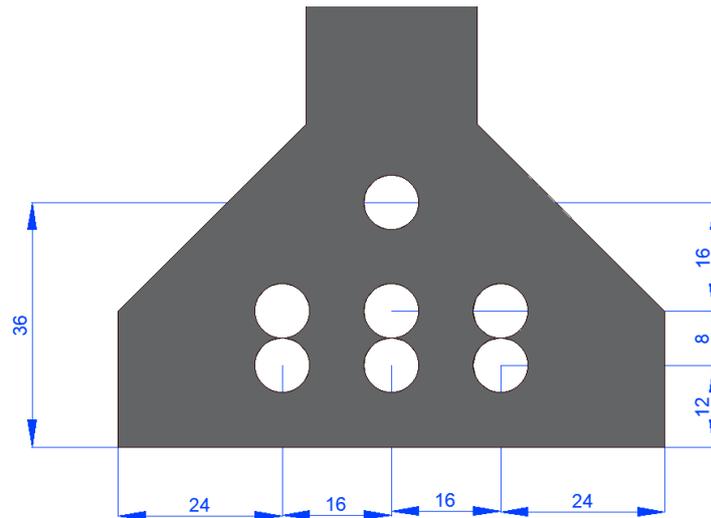


FIGURE 3.4 – Disposition des câbles à mi- travée

3.5 Angles de relevages :

L'angle de relevage est déterminé par l'intervalle suivant :

$$\arcsin\left(\frac{V_M - \bar{V}}{P}\right) \leq \alpha \leq \arcsin\left(\frac{V_m + \bar{V}}{P}\right) \quad (3.3)$$

L'optimum théorique de l'angle de relevage est donné par :

$$\alpha_{\text{opt}} = \arcsin\left(\frac{V_m + V_M}{2P}\right) \quad (3.4)$$

Avec :

- \bar{V} : Effort tranchant limite que peut supporter la section d'about.

$$\bar{V} = \bar{\tau} \cdot b_n \cdot 0,8 \cdot h$$

- $\bar{\tau}$: Contrainte tangentielle limite en état limite de service.

$$\bar{\tau} = \left[0,4f_{tj} \left(f_{tj} + \frac{2}{3}\sigma_x\right)\right]^{\frac{1}{2}}$$

- σ_x : Contrainte normale au niveau de la fibre neutre.

$$\sigma_x = \frac{P}{b_n}$$

Avec :

$$P = 0,75 \times 5 \times 2,5 = 9,375 \text{ MN}$$

- B_n : la section nette.

$$B_n = B(p+d) - n \frac{\pi \phi^2}{4}$$

- b_n : la largeur nette.

$$b_n = b_0 - mk\Phi$$

Données

- $B_{p+d} = 2,27 \text{ m}^2$
- $m = 1$: Nombre de gaines par lit.
- $b_0 = 0,50 \text{ m}$
- $k = 0,5$: pour post-tension avec injection de colis de ciment
- $\Phi = 8 \text{ cm}$: Diamètre de la gaine.
- $f_{t28} = 3 \text{ MPa}$
- V_M : Effort tranchant Max à l'ELS = 1,15 MN
- V_m : Effort tranchant sous poids propre à l'ELS = 0,67 MN

Donc :

$$B_n = 2,26 \text{ m}^2$$

$$b_n = 0,8 - 3 \times 0,5 \times 0,08 = 0,68 \text{ m}$$

$$\sigma_x = \frac{9,375}{2,26} = 4,15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \left[0,4 \times 3 \left(3 + \frac{2}{3} \times 2,58 \right) \right]^{\frac{1}{2}} = 2,43 \text{ MPa}$$

$$\bar{V} = 2,43 \times 0,68 \times 0,8 \times 2,4 = 3,17 \text{ MN}$$

En remplaçant par les valeurs numériques dans (*), on trouve :

$$-13,36^\circ \leq \alpha \leq 46,09^\circ$$

$$\alpha_{\text{opt}} = \arcsin \left(\frac{2.447 + 0.788}{2 \times 9.375} \right) = 9.35^\circ$$

$$-4,42^\circ \leq \alpha_{\text{opt}} \leq 24,97^\circ \quad \rightarrow \text{Vérfiée}$$

3.6 Allure des câbles

Le tracé d'un câble de précontraint non rectiligne doit suivre la forme du moment fléchissant, il peut être assimilé à une parabole du deuxième degré dont l'équation et ses dérivées sont :

$$y = ax^2 + bx + c$$

$$y' = 2ax + b = \tan(\alpha)$$

câble 1 :

$$x = 0 \Rightarrow y = c = 0.12$$

et

$$\tan(\alpha) = y' = 2ax + b \Rightarrow b = 0$$

$$x = 19 \Rightarrow y = 1.225 \Rightarrow y = a(19)^2 + 0.12 = 1.225$$

$$\text{donc } a = \frac{1.225 - 0.12}{19^2} = 3.06 \times 10^{-3}$$

$$\text{Donc l'équation du câble 1 est : } y = 3.06 \times 10^{-3}x^2 + 0.12 \quad (3.5)$$

Positions du câble 1 :

TABLE 3.1 – Positions du câble 1.

X(m)	Y(m)	α (rad)	α (deg)	$\tan(\alpha)$
0	0,12	0	0	0
2	0,13224	0,01223939	0,70126532	0,01224
4	0,16896	0,02447511	1,4023206	0,02448
6	0,23016	0,03670351	2,10295618	0,03672
8	0,31584	0,04892094	2,80296315	0,04896
10	0,426	0,06112376	3,50213372	0,0612
12	0,56064	0,07330839	4,2002616	0,07344
14	0,71976	0,08547126	4,89714235	0,08568
16	0,90336	0,09760883	5,59257373	0,09792
18	1,11144	0,10971761	6,28635606	0,11016
19	1,22466	0,11576014	6,6325672	0,11628

câble 2 :

$$x = 0 \Rightarrow y = c = 0,12$$

et

$$\tan(\alpha) = y' = 2ax + b \Rightarrow b = 0$$

$$x = 16,5 \Rightarrow y = 2,4 \Rightarrow y = a(16,5)^2 + 0,12 = 2,4$$

$$\text{donc } a = \frac{2,4 - 0,12}{16,5^2} = 8,37 \times 10^{-3}$$

$$\text{Donc l'équation du câble 2 est : } y = 8,37 \times 10^{-3}x^2 + 0,12 \quad (3.6)$$

Positions du câble 2 :

TABLE 3.2 – Positions du câble 2.

X(m)	Y(m)	α (rad)	α (deg)	$\tan(\alpha)$
0	0.12	0	0	0
2	0,15349862	0,0334861	1,91861225	0,03349862
4	0,25399449	0,06689727	3,83293136	0,06699725
6	0,4214876	0,10015959	5,73872159	0,10049587
8	0,65597796	0,13320108	7,63185996	0,13399449
10	0,95746556	0,16595268	9,50838813	0,16749311
12	1,32595041	0,19834897	11,3645588	0,20099174
14	1,76143251	0,23032894	13,1968759	0,23449036
16	2,26391185	0,26183651	15,002127	0,26798898
18	2,83338843	0,29282101	16,777408	0,3014876
19	3,14325069	0,30810281	17,6529908	0,31823691

câble 3 :

$$x = 0 \Rightarrow y = c = 0,12$$

et

$$\tan(\alpha) = y' = 2ax + b \Rightarrow b = 0$$

$$x = 19 \Rightarrow y = 0,585 \Rightarrow y = a(19)^2 + 0,12 = 0,585$$

$$\text{donc } a = \frac{0,585 - 0,12}{19^2} = 1,29 \times 10^{-3} \quad (3.7)$$

$$\text{Donc l'équation du câble 3 est : } y = 1,29 \times 10^{-3}x^2 + 0,12$$

Positions du câble 3 :

TABLE 3.3 – Positions du câble 3.

$X(m)$	$Y(m)$	$\alpha(\text{rad})$	$\alpha(\text{deg})$	$\tan(\alpha)$
0	0,12	0	0	0
2	0,12515235	0,00515231	0,29520556	0,00515235
4	0,14060942	0,01030434	0,59039545	0,01030471
6	0,16637119	0,01545583	0,88555399	0,01545706
8	0,20243767	0,0206065	1,18066554	0,02060942
10	0,24880886	0,02575608	1,47571445	0,02576177
12	0,30548476	0,03090429	1,7706851	0,03091413
14	0,37246537	0,03605086	2,06556189	0,03606648
16	0,44975069	0,04119552	2,36032925	0,04121884
18	0,53734072	0,046338	2,65497165	0,04637119
19	0,585	0,04890833	2,80224115	0,04894737

câble 4 :

$$x = 0 \Rightarrow y = c = 0,2$$

et

$$\tan(\alpha) = y' = 2ax + b \Rightarrow b = 0$$

$$x = 19 \Rightarrow y = 0,905 \Rightarrow y = a(19)^2 + 0,2 = 0,905$$

$$\text{donc } a = \frac{0,905 - 0,2}{19^2} = 1,95 \times 10^{-3}$$

$$\text{Donc l'équation du câble 4 est : } y = 1,95 \times 10^{-3}x^2 + 0,2 \quad (3.8)$$

Positions du câble 4 :

TABLE 3.4 – Positions du câble 4.

$X(m)$	$Y(m)$	$\alpha(\text{rad})$	$\alpha(\text{deg})$	$\tan()$
0	0,2	0	0	0
2	0,20781163	0,00781148	0,44756458	0,00781163
4	0,23124654	0,015622	0,89507454	0,01562327
6	0,27030471	0,02343061	1,34247531	0,0234349
8	0,32498615	0,03123637	1,78971241	0,03124654
10	0,39529086	0,03903833	2,23673145	0,03905817
12	0,48121884	0,04683553	2,68347822	0,04686981
14	0,58277008	0,05462704	3,12989871	0,05468144
16	0,6999446	0,06241191	3,57593913	0,06249307
18	0,83274238	0,07018922	4,02154599	0,07030471
19	0,905	0,07407474	4,24417019	0,07421053

câble 5 :

$$x = 0 \Rightarrow y = c = 0,2$$

et

$$\tan(\alpha) = y' = 2ax + b \Rightarrow b = 0$$

$$x = 19 \Rightarrow y = 2,4 \Rightarrow y = a(16,5)^2 + 0,2 = 2,4$$

$$\text{donc } a = \frac{2,4 - 0,2}{16,5^2} = 8,08 \times 10^{-3}$$

$$\text{Donc l'équation du câble 5 est : } y = 8,08 \times 10^{-3}x^2 + 0,2 \quad (3.9)$$

Positions du câble 5 :

TABLE 3.5 – Positions du câble 5.

$X(m)$	$Y(m)$	$\alpha(\text{rad})$	$\alpha(\text{deg})$	$\tan()$
0	0,2	0	0	0
2	0,23232323	0,03231198	1,85134022	0,03232323
4	0,32929293	0,06455663	3,69882265	0,06464646
6	0,49090909	0,09666746	5,53863753	0,0969697
8	0,71717172	0,12857962	7,36706964	0,12929293
10	1,00808081	0,16023068	9,18054196	0,16161616
12	1,36363636	0,19156132	10,9756552	0,19393939
14	1,78383838	0,2225159	12,7492221	0,22626263
16	2,26868687	0,253043	14,4982962	0,25858586
18	2,81818182	0,28309579	16,2201937	0,29090909
19	3,11717172	0,29793099	17,0701884	0,30707071

câble 6 :

$$x = 0 \Rightarrow y = c = 0,2$$

et

$$\tan(\alpha) = y' = 2ax + b \Rightarrow b = 0$$

$$x = 19 \Rightarrow y = 1,545 \Rightarrow y = a(19)^2 + 0,2 = 1,545$$

$$\text{donc } a = \frac{1,545 - 0,2}{19^2} = 3,72 \times 10^{-3}$$

$$\text{Donc l'équation du câble 6 est : } y = 3,72 \times 10^{-3}x^2 + 0,2 \quad (3.10)$$

Positions du câble 6 :

TABLE 3.6 – Positions du câble 6.

$X(m)$	$Y(m)$	$\alpha(\text{rad})$	$\alpha(\text{deg})$	$\tan()$
0	0,2	0	0	0
2	0,21490305	0,01490194	0,85381849	0,01490305
4	0,25961219	0,02979727	1,70725794	0,02980609
6	0,33412742	0,04467939	2,55994031	0,04470914
8	0,43844875	0,05954173	3,41148959	0,05961219
10	0,57257618	0,07437778	4,26153273	0,07451524
12	0,7365097	0,0891811	5,10970069	0,08941828
14	0,93024931	0,10394534	5,95562933	0,10432133
16	1,15379501	0,11866424	6,79896031	0,11922438
18	1,40714681	0,13333167	7,63934202	0,13412742
19	1,545	0,1406442	8,05831904	0,14157895

câble 7 :

$$x = 0 \Rightarrow y = c = 0,36$$

et

$$\tan(\alpha) = y' = 2ax + b \Rightarrow b = 0$$

$$x = 19 \Rightarrow y = 1,865 \Rightarrow y = a(19)^2 + 0,36 = 1,865$$

$$\text{donc } a = \frac{1,865 - 0,36}{19^2} = 4,17 \times 10^{-3}$$

$$\text{Donc l'équation du câble 7 est : } y = 4,17 \times 10^{-3}x^2 + 0,2 \quad (3.11)$$

Positions du câble 7 :

TABLE 3.7 – Positions du câble 7.

$X(m)$	$Y(m)$	$\alpha(\text{rad})$	$\alpha(\text{deg})$	$\tan()$
0	0,36	0	0	0
2	0,3766759	0,01667435	0,95537015	0,0166759
4	0,4267036	0,03333944	1,91020935	0,0333518
6	0,5100831	0,04998603	2,86398841	0,0500277
8	0,6268144	0,06660493	3,81618165	0,0667036
10	0,77689751	0,08318708	4,76626867	0,0833795
12	0,96033241	0,09972351	5,71373597	0,1000554
14	1,17711911	0,11620539	6,65807862	0,1167313
16	1,42725762	0,13262411	7,59880178	0,1334072
18	1,71074792	0,14897122	8,5354222	0,1500831
19	1,865	0,15711535	9,00204638	0,15842105

3.7 Calcul des caractéristiques nettes des sections :

$$B_n = B_{br} - nB(\Phi)$$

$$B(\Phi) = \frac{\pi\Phi^2}{4}$$

- n : nombre de câbles
- Φ : diamètre de la gaine

$$V'_n = \frac{V'_{br} \times B_{br} - B(\Phi) \sum y}{B_n}$$

$$V_n = h - V'_n$$

$$I_n = I_{br} - B_{br} \left((V'_n - V'_{br})^2 \right) - \left[B(\Phi) \sum (y_i - V'_n)^2 \right]$$

$$\rho_{net} = \frac{I}{V'_n \cdot V_n \cdot B_n}$$

TABLE 3.8 – Tableau des données pour poutre et poutre + dalle

	poutre		poutre + dalle	
	about	Médiane	about	Médiane
Bn (m²)	1,8	0,98	2,24	1,43
Vn' (m)	1,1215	1,203	1,3477	1,5320
Vn (m)	0,9785	0,897	1,0523	0,868
In (m⁴)	0,7286	0,5483	1,1902	0,8899
p net	36,89	51,84	37,47	46,8

3.8 Calcul des pertes de la précontrainte :

D'une manière générale, les pertes de précontrainte désignent toute différence entre la force appliquée par le vérin lors de la mise en tension et la force agissant en un point donné d'une armature à un instant t donné. Le calcul des valeurs initiales et finales de la force de précontrainte nécessite donc une évaluation précise de l'évolution de ces pertes. Ces pertes se répartissent en deux catégories [17] :

Les pertes instantanées :

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

Les pertes différées :

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

3.8.1 Pertes instantanées :

3.8.1.1 Pertes dues au frottement du câble sur la gaine :

Ce type de pertes survient en raison du frottement des câbles sur la gaine lors de la mise en tension. La tension appliquée, σ_{p0} , à l'origine, diminue entre le point d'application et un point d'abscisse x donné. Sa nouvelle valeur est donnée par la relation suivante :

$$\Delta\sigma_{\text{frot}}(x) = \sigma_{p0} \left(1 - e^{-(f\alpha + \phi x)}\right) \quad (3.12)$$

- La tension à l'origine $\sigma_{p0} = \min(0.8f_{prg}, 0.9f_{peg}) = 1488$ MPa.
- f : coefficient de frottement en courbe = 0.18 rd^{-1} .
- α : l'angle de relevage du câble.
- ϕ : coefficient de frottement par unité de longueur = 0.002 m^{-1} .
- x : la distance de la section considérée (m).

TABLE 3.9 – Pertes dues au frottement à $x = 0L$

Section	N° câble	f	α (rad)	ϕ	σ_{p0}	$\Delta\sigma_f$ (MPa)	$\Delta\sigma_f$ (MPa) moy
0L	1	0,18	0	0,002	1488	0	0
	3	0,18	0	0,002	1488	0	
	4	0,18	0	0,002	1488	0	
	6	0,18	0	0,002	1488	0	
	7	0,18	0	0,002	1488	0	
	2	0,18	0	0,002	1488	0	0
5	0,18	0	0,002	1488	0		

TABLE 3.10 – Pertes dues au frottement à $x = 0,25L$

Section	N° câble	f	α (rad)	ϕ	σ_{p0}	$\Delta\sigma_f$ (MPa)	$\Delta\sigma_f$ (MPa) moy
0,25L	1	0,18	0.02906	0,002	1488	21,7587749	21,1991018
	2	0,18	0.012254	0,002	1488	17,3165622	
	4	0,18	0,018522	0,002	1488	18,9749104	
	6	0,18	0,03532	0,002	1488	23,410005	
	7	0,18	0,03959	0,002	1488	24,5352564	
	2	0,18	0,068943	0,002	1488	30,4263111	30,1137694
	5	0,18	0,066561	0,002	1488	29,8012278	

TABLE 3.11 – Pertes dues au frottement à $x = 0,5L$

Section	N° câble	f	α (rad)	ϕ	σp_0	$\Delta\sigma_f$ (MPa)	$\Delta\sigma_f$ (MPa) moy
0,5L	1	0,18	0.0580746	0,002	1488	43,1875678	42,0780864
	2	0,18	0,024505	0,002	1488	34,4308184	
	4	0,18	0,037033	0,002	1488	37,704982	
	6	0,18	0,07056	0,002	1488	46,4309529	
	7	0,18	0,0790648	0,002	1488	48,6361108	
	2	0,18	0,13723	0,002	1488	60,0618703	59.4586259
	5	0,18	0,132538	0,002	1488	58,8553815	

TABLE 3.12 – Pertes dues au frottement à $x = 0,75L$

Section	N° câble	f	α (rad)	ϕ	σp_0	$\Delta\sigma_f$ (MPa)	$\Delta\sigma_f$ (MPa) moy
0,75L	1	0,18	0,08689	0,002	1488	64,2521347	62,6214577
	3	0,18	0,036748	0,002	1488	51,3438483	
	4	0,18	0,0555178	0,002	1488	56,1894928	
	6	0,18	0,105625	0,002	1488	69,045353	
	7	0,18	0,11829	0,002	1488	72,2764596	
	2	0,18	0,204268	0,002	1488	88,7803387	87,9118922
	5	0,18	0,197376	0,002	1488	87,0434457	

TABLE 3.13 – Pertes dues au frottement à $x = L$

Section	N° câble	f	α (rad)	ϕ	σp_0	$\Delta\sigma_f$ (MPa)	$\Delta\sigma_f$ (MPa) moy
L	1	0,18	0,11576	0,002	1488	85,0233804	82,8373654
	3	0,18	0,0489807	0,002	1488	68,0574537	
	4	0,18	0,0739648	0,002	1488	74,4287942	
	6	0,18	0,140429	0,002	1488	91,2393748	
	7	0,18	0,1571533	0,002	1488	95,4378241	
	2	0,18	0,2694907	0,002	1488	116,473147	115,37204
	5	0,18	0,26057749	0,002	1488	114,270934	

3.8.1.2 Pertes dues au recul d'ancrage. :

Cette perte de tension résulte du glissement de l'armature par rapport à son ancrage, ou de la déformation de l'ancrage.

Son influence diminue à partir de l'ancrage jusqu'à s'annuler à une distance « d » à partir de laquelle la tension demeure inchangée.

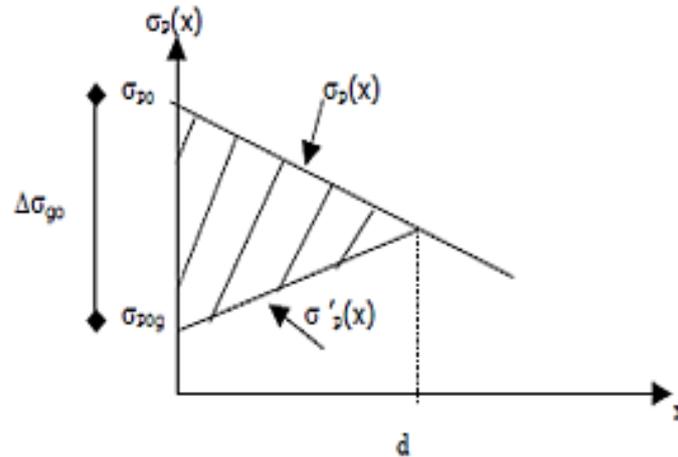


FIGURE 3.5 – Pertes par recul d'ancrage

On a :

$$d = \sqrt{\frac{gE_p}{\sigma_{p0} \cdot \varphi}} \quad \text{et} \quad \varphi = \left(\frac{f \cdot \alpha}{L} + \phi \right)$$

Avec :

- d : la longueur de glissement du bloc d'ancrage.
- g : l'intensité du recul d'ancrage = 6 mm.
- E_p : module d'élasticité de l'acier = $1,95 \times 10^5$ MPa.
- l : longueur de câble.

$$\Delta\sigma_{\text{recul}} = 2\sigma_{p0} \varphi (d - x) \quad (3.13)$$

Pour le calcul des pertes aux différentes sections, on utilise le théorème de THALES appliqué aux diagrammes des tensions.

$$\Delta\sigma_{\text{recul.f}} = \Delta\sigma_{\text{recul}} \left(1 - \frac{d}{x} \right) \quad (3.14)$$

TABLE 3.14 – Pertes dues au recul d’ancrage à $x = 0L$.

Section	N° câble	ψ	d(m)	$\Delta\sigma_{\text{rec}}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\text{rec},f}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\text{rec},\text{moy}}$ (MPa)
0L	1	0,0032	15,68	149,323776	149,323776	146,112672
	3	0,0025	17,73	131,9112	131,9112	
	4	0,0027	17,06	137,080512	137,080512	
	6	0,0034	15,21	153,900864	153,900864	
	7	0,0036	14,78	158,347008	158,347008	
	2	0,0055	12,54	205,25472	205,25472	203,388768
	5	0,0054	12,54	201,522816	201,522816	

TABLE 3.15 – Pertes dues au recul d’ancrage à $x = 0,25L$.

Section	N° câble	ψ	d(m)	$\Delta\sigma_{\text{rec}}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\text{rec},f}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\text{rec},\text{moy}}$ (MPa)
0,25L	1	0,0032	15,68	104,088576	72,5566413	72,0674144
	3	0,0025	17,73	96,5712	70,6990511	
	4	0,0027	17,06	98,913312	71,3729701	
	6	0,0034	15,21	105,838464	72,7856892	
	7	0,0036	14,78	107,457408	72,92272	
	2	0,0055	12,54	137,73672	92,4285884	91,5883285
	5	0,0054	12,54	135,232416	90,7480686	

TABLE 3.16 – Pertes dues au recul d’ancrage à $x = 0,5L$.

Section	N° câble	ψ	d(m)	$\Delta\sigma_{\text{rec}}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\text{rec},f}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\text{rec},\text{moy}}$ (MPa)
0,5L	1	0,0032	15,68	58,853376	23,1960372	24,0871615
	3	0,0025	17,73	61,2312	28,4226044	
	4	0,0027	17,06	60,746112	26,9191446	
	6	0,0034	15,21	57,776064	21,689765	
	7	0,0036	14,78	56,567808	20,2082562	
	2	0,0055	12,54	70,21872	24,0221937	23,8038101
	5	0,0054	12,54	68,942016	23,5854265	

TABLE 3.17 – Pertes dues au recul d’ancrage à $x = 0,75L$.

Section	N° câble	ψ	d(m)	$\Delta\sigma_{\text{rec}}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\text{rec},f}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\text{rec},\text{moy}}$ (MPa)
0,75L	1	0,0032	15,68	13,618176	1,24196376	2,17191332
	3	0,0025	17,73	25,8912	5,0818599	
	4	0,0027	17,06	22,578912	3,71903533	
	6	0,0034	15,21	9,713664	0,61309122	
	7	0,0036	14,78	5,678208	0,20361639	
	2	0,0055	12,54	2,70072	0,03553579	0,03521274
	5	0,0054	12,54	2,651616	0,03488968	

TABLE 3.18 – Pertes dues au recul d’ancrage à $x = L$.

Section	N° câble	ψ	d(m)	$\Delta\sigma_{\text{rec}}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\text{rec},f}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\text{rec},\text{moy}}$ (MPa)
L	1	0,0032	15,68	0	0	0
	3	0,0025	17,73	0	0	
	4	0,0027	17,06	0	0	
	6	0,0034	15,21	0	0	
	7	0,0036	14,78	0	0	
	2	0,0055	12,54	0	0	0
	5	0,0054	12,54	0	0	

3.8.1.3 Pertes dues au raccourcissement instantané du béton :

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

$$\Delta\sigma_{\text{rac}}(x) = \frac{E_p(n-1)}{2n} \cdot \frac{\sigma_b(x)}{E_{bi}} \quad (3.15)$$

- n : nombre de gaines
- E_p : module d’élasticité des armatures = $1,95 \times 10^5$ MPa
- E_{ij} : module de déformation instantané du béton au jour « j »

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 35981,73 \text{ MPa (à 28 jours)}$$

- $e(x)$: excentricité du câble de précontrainte.

La contrainte normale du béton, $gma_b(x)$, est donnée par :

$$\sigma_b(x) = \frac{P(x)}{B_n} + \frac{Mp}{I_n} e(x) + \frac{M(x)}{I_n} e(x)$$

où $M(x)$ est le moment sous poids propre, donné par :

$$M(x) = g_p \left(\frac{1-x}{x} \right) x$$

et $P(x)$ est donné par :

$$P(x) = n \times A_p \times (\Delta\sigma_0 - \Delta\sigma_{\text{frot}} + \Delta\sigma_{\text{recul}}) \quad (3.16)$$

TABLE 3.19 – Pertes dues au raccourcissement du béton à $x = 0L$.

Section	N° câble	P(x)	$\sigma_p(x)$	$\Delta\sigma_{acc}$	$\Delta\sigma_{acc}$ moy
0L	1	2,3880172	14,3840406	31,1812459	28,5267565
	3	2,4193584	14,4732205	31,3745671	
	4	2,41005508	13,164418	28,5373885	
	6	2,37977844	13,0867556	28,3690344	
	7	2,37177539	10,6891325	23,1715466	
	2	2,2873415	14,0975859	30,5602788	29,2263337
	5	2,29405893	12,8668768	27,8923885	

TABLE 3.20 – Pertes dues au raccourcissement du béton à $x = 0,25L$.

Section	N° câble	P(x)	$\sigma_p(x)$	$\Delta\sigma_{acc}$	$\Delta\sigma_{acc}$ moy
0,25L	1	2,48703225	13,0614884	28,314261	25,9685737
	3	2,4983719	13,7197855	29,7412956	
	4	2,49417382	12,2393122	26,5319747	
	6	2,48364775	11,6214105	25,192508	
	7	2,48137564	9,25506811	20,0628295	
	2	2,43566118	11,1525297	24,1760838	23,0737145
	5	2,43981127	10,1354745	21,9713452	

TABLE 3.21 – Pertes dues au raccourcissement du béton à $x = 0,5L$.

Section	N° câble	P(x)	$\sigma_p(x)$	$\Delta\sigma_{acc}$	$\Delta\sigma_{acc}$ moy
0,5L	1	2,53730951	9,0305708	19,5761716	18,312357
	3	2,54366384	11,120467	24,1065793	
	4	2,54047657	9,28598856	20,1298578	
	6	2,53418271	7,40639862	16,0553451	
	7	2,5328014	5,39441382	11,6938312	
	2	2,50544868	4,18852415	9,07974363	8,64351985
	5	2,50840655	3,7860604	8,20729607	

TABLE 3.22 – Pertes dues au raccourcissement du béton à $x = 0,75L$.

Section	N° câble	P(x)	$\sigma_p(x)$	$\Delta\sigma_{acc}$	$\Delta\sigma_{acc}$ moy
0,75L	1	2,53891062	4,38209557	9,49936133	9,84902975
	3	2,55523373	7,3429644	15,9178345	
	4	2,54896465	5,437782	11,7878433	
	6	2,5314148	3,19887013	6,9344045	
	7	2,52633586	2,35528334	5,1057506	
	2	2,49693143	2,69608056	5,84447395	5,9310666
	5	2,500059	2,77597167	6,01765924	

TABLE 3.23 – Pertes dues au raccourcissement du béton à $x = L$.

Section	N° câble	P(x)	$\sigma_p(x)$	$\Delta\sigma_{acc}$	$\Delta\sigma_{acc}$ moy
L	1	2,50375792	1,42840244	3,09644339	4,62333754
	3	2,53429568	2,4027082	5,2071294	
	4	2,52282817	1,56364482	3,38961733	
	6	2,49256913	1,99578444	4,32639526	
	7	2,48501192	3,27392333	7,09710233	
	2	2,44714834	7,67933424	16,6470059	16,6741142
	5	2,45111232	7,70434641	16,7012225	

Récapitulative des pertes instantanées :

TABLE 3.24 – Récapitulative des pertes instantanées

Section	câble	$\Delta\sigma_{frot}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{rec}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{racc}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{inst tot}$ (MPa)
0L	1ère famille	0	146,112672	28,5267565	174,6394285
	2ème famille	0	203,388768	29,263337	232,6151017
0,25L	1ère famille	21,1991018	72,0674144	25,9685737	119,2350899
	2ème famille	30,1137694	91,5883285	23,0737145	144,7758124
0,5L	1ère famille	42,0780864	24,0871615	18,312357	84,4776049
	2ème famille	59,4586259	23,8038101	8,64351985	91,9059585
0,75L	1ère famille	62,6214577	2,17191332	9,84902975	74,64240077
	2ème famille	87,9118922	0,03521274	5,9310666	93,87817154
L	1ère famille	82,8373654	0	4,62333754	87,46070294
	2ème famille	115,37204	0	16,6741142	132,0461542

3.8.2 Pertes différées :

3.8.2.1 Pertes due au retrait du béton :

La formule permettant de calculer les pertes dues au retrait du béton s'exprime comme suit [18] :

$$\Delta\sigma_r = E_p \times \varepsilon_r (1 - r(t)) \quad (3.17)$$

Avec :

- ε_r : retrait total du béton à 3×10^{-4} (climat nord d'Algérie) (BPEL)
- $r(t)$: fonction traduisant l'évolution du retrait en fonction du temps

$$r(j) = \frac{j}{j + 9 \cdot r_m} \quad (3.18)$$

- r_m : le rayon moyen

$$r_m = \frac{\text{aire de la section nette}}{\text{périmètre de cette section}}$$

a. Pertes de tension dues au retrait (1ère famille)

TABLE 3.25 – Les pertes dues au retrait de la 1ère famille

Section	Jour	r_m (cm)	$r(j)$	$\Delta\sigma_r$
0L	7	10,4859262	0,06905169	90,7674604
	28	10,4859262	0,22880801	75,1912186
0,25L	7	10,4859262	0,06905169	90,7674604
	28	10,4859262	0,22880801	75,1912186
0,5L	7	10,4859262	0,06905169	90,7674604
	28	10,4859262	0,22880801	75,1912186
0,75L	7	10,4859262	0,06905169	90,7674604
	28	10,4859262	0,22880801	75,1912186
L	7	21,6649791	0,03465607	94,121033
	28	21,6649791	0,12556909	85,2570137

b. Pertes de tension dues au retrait (2ème famille)

TABLE 3.26 – Les pertes dues au retrait de la 2ème famille

Section	Jour	r_m (cm)	$r(j)$	$\Delta\sigma_r$
0L	28	14,371548	0,17795411	80,1494739
0,25L	28	14,371548	0,17795411	80,1494739
0,5L	28	14,371548	0,17795411	80,1494739
0,75L	28	14,371548	0,17795411	80,1494739

3.8.2.2 Pertes dues à la relaxation de l'acier :

La relation suivante permet d'évaluer la relaxation finale d'une armature tendue à sa tension initiale [18] :

$$\Delta\sigma_{\text{relax}} = \frac{6 \cdot \rho_{1000}}{100} (\mu - \mu_0) \sigma_{pi}(x) \quad (3.19)$$

Avec :

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

- $\sigma_{pi}(x)$: contrainte dans les armatures de précontrainte après les pertes instantanées
 $\implies \sigma_{pi} = \sigma_{p0} - \sigma_{p \text{ inst}}$
- $f_{prg} = 1860$ MPa
- ρ_{1000} : relaxation à 1000h = 2,5%
- $\mu_0 = 0,43$ pour les armatures à très basse relaxation

TABLE 3.27 – Pertes dues à la relaxation de l'acier.

Section	Câble	σ_{p0}	$\Delta\sigma_{inst\ tot}$	σ_{pi}	μ	$\Delta\sigma_{relax}$
0L	1ère famille	1488	174,639429	1313,36057	0,706107834	54,3943714
	2ème famille	1488	232,615102	1255,3849	0,674938117	46,123742
0,25L	1ère famille	1488	119,23509	1368,76491	0,735895113	62,8047745
	2ème famille	1488	144,775812	1343,22419	0,722163542	58,8661704
0,5L	1ère famille	1488	84,4776049	1403,5224	0,754581933	68,3337018
	2ème famille	1488	91,9059559	1396,0904	0,750588196	67,1356906
0,75L	1ère famille	1488	74,6424008	1413,3576	0,75989677	69,9335722
	2ème famille	1488	93,8781715	1394,12183	0,749527865	66,8191157
L	1ère famille	1488	87,4607029	1400,5393	0,752978117	67,8515317
	2ème famille	1488	132,046154	1355,95385	0,729007444	60,816044

3.8.2.3 Pertes due au fluage du béton :

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.

où :

- σ_M : contrainte maximale dans le béton au niveau de câble moyen à la mise en tension ;
- σ_b : contrainte finale après toutes les pertes dans le béton au niveau du câble moyen sous les charges de longue durée d'application.

$$\Delta\sigma_{flu} = (\sigma_M + \sigma_b) \cdot \frac{E_p}{E_{bij}} \quad (3.20)$$

1ère famille : 28ème jours.

$$\begin{cases} \sigma_m = \frac{M_g^{(p)}}{I_n} \cdot e_{n1} + n \cdot A_p(\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{ins}) \left(\frac{1}{B_n} + \frac{e_{n1}^2}{I_n} \right) \\ \sigma_b = \frac{M_g^T}{I_n} \cdot e_{n1} + n \cdot A_p(\sigma_{p0} - \Delta\sigma_T) \left(\frac{1}{B_n} + \frac{e_{n1}^2}{I_n} \right) + n \cdot A_p(\sigma_{p0} - \Delta\sigma_T) \left(\frac{1}{B_n} + \frac{e_{n1} \cdot e_{n2}}{I_n} \right) \end{cases}$$

Remarques :

- Pour le calcul de σ_M , on prend les caractéristiques géométriques de la poutre seule.
- Pour le calcul de σ_b , on prend les caractéristiques géométriques de la poutre+dalle.
- M_g^p : moment dû au poids propre de la poutre.
- M_g^T : moment dû au poids propre de tablier.

2ème famille à 56 jours :

$$\begin{cases} \sigma_m = \frac{M_g^{(p+d+e)}}{I_n} \cdot e_{n2} + n \cdot A_p(\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{ins}) \left(\frac{1}{B_n} + \frac{e_{n2}^2}{I_n} \right) \\ \sigma_b = \frac{M_g^T}{I_n} \cdot e_{n2} + n \cdot A_p(\sigma_{p0} - \Delta\sigma_T) \left(\frac{1}{B_n} + \frac{e_{n1}^2}{I_n} \right) + n \cdot A_p(\sigma_{p0} - \Delta\sigma_T) \left(\frac{1}{B_n} + \frac{e_{n1} \cdot e_{n2}}{I_n} \right) \end{cases}$$

Remarques :

- Pour le calcul de σ_m et σ_b , on prend les caractéristiques géométriques de la poutre + dalle.
- $M_g^{(p+d+e)}$: moment dû au poids propre de la poutre + dalle .

TABLE 3.28 – Pertes dues au fluage

Section	câble	σ_{pm}	σ_{pb}	$\Delta\sigma_{\text{flu}}$
0L	1 ^{ère} famille	15,38	3,84	99,65
	2 ^{ème} famille	8,18	16,34	127,13
0,25L	1 ^{ère} famille	15,04	4,29	100,23
	2 ^{ème} famille	7,86	15,97	123,57
0,5L	1 ^{ère} famille	12,01	5,09	88,63
	2 ^{ème} famille	4,91	11,85	83,61
0,75L	1 ^{ère} famille	9,43	5,85	79,21
	2 ^{ème} famille	2,13	6,85	46,54
L	1 ^{ère} famille	4,08	4,80	49,98
	2 ^{ème} famille	1,67	4,84	33,75

Récapitulative des pertes différées :

$$\Delta\sigma_{\text{diff}} = \Delta\sigma_{\text{retrait}} + \Delta\sigma_{\text{flu}} + \frac{5}{6}\Delta\sigma_{\text{relax}} \quad (3.21)$$

TABLE 3.29 – Récapitulatif des pertes différées

Section	câble	$\Delta\sigma_{\text{ret}}$	$\Delta\sigma_{\text{relax}}$	$\Delta\sigma_{\text{flu}}$	$\Delta\sigma_{\text{diff}}$
0L	1 ^{ère} famille	75,1912186	54,3943714	99,65	220,169861
	2 ^{ème} famille	80,1494739	46,123742	127,13	245,715926
0,25L	1 ^{ère} famille	75,1912186	62,8047745	100,23	227,758531
	2 ^{ème} famille	80,1494739	58,8661704	123,57	252,774616
0,5L	1 ^{ère} famille	75,1912186	68,3337018	88,63	220,76597
	2 ^{ème} famille	80,1494739	67,1356906	83,61	219,705883
0,75L	1 ^{ère} famille	75,1912186	69,9335722	79,21	212,679195
	2 ^{ème} famille	80,1494739	66,8191157	46,54	182,37207
L	1 ^{ère} famille	85,2570137	67,8515317	49,98	191,779957
	2 ^{ème} famille	86,8109394	60,816044	33,75	171,240976

Récapitulation des pertes totales :

TABLE 3.30 – Pertes totales

Section	câble	$\Delta\sigma_{\text{diff}}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\text{inst}}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\text{tot}}$ (%)
0L	1ère famille	220,169861	174,639429	23,5328824
	2ème famille	245,715926	232,615102	24,1459024
0,25L	1ère famille	227,758531	119,23509	23,3194637
	2ème famille	252,774616	144,775812	21,7170987
0,5L	1ère famille	220,76597	84,4776049	20,5136811
	2ème famille	219,705883	91,9059559	20,9416558
0,75L	1ère famille	212,679195	74,6424008	19,3092471
	2ème famille	182,37207	93,8781715	18,5652044
L	1ère famille	191,779957	87,4607029	18,7661734
	2ème famille	171,240976	132,046154	20,3821996

3.9 VERIFICATION DES CONTRAINTES DE LA POUTRE LA PLUS SOLLICITÉE :

3.9.1 Justifications aux E.L.S :

3.9.1.1 Vérification des contraintes normales :

Dans la réalisation de l'ouvrage, certaine phase provoque des contraintes beaucoup plus importantes donc on doit vérifier les contraintes en phase de construction et en phase de service [18].

TABLE 3.31 – Les différentes phases de construction

Phase	Date (jour)	Opération	Caractéristiques
1ère	7	Mise en tension des 5 câbles de la 1ère famille	La poutre est sur un banc de préfabrication. Les 5 câbles sont tirés au 7ème jour à 50% de P_0 . Ces câbles ont consommé 50% des pertes instantanées. <ul style="list-style-type: none"> • Section résistante : section nette de la poutre seule. • Le moment dû au poids propre de la poutre seule.
2ème	28	Mise en tension finale des 5 câbles de la 1ère famille	La poutre est toujours sur le banc de préfabrication. Les 5 câbles sont tirés à 100% de P_0 , et ils consomment 100% des pertes instantanées.
3ème	30	Coulage de l'hourdis	La poutre est posée sur les appuis et la dalle est coulée. Les 5 câbles consomment en plus des pertes instantanées, des pertes différées.
4ème	56	Mise en tension des 2 câbles de la 2ème famille	Après durcissement de la dalle, les câbles de l'extrados sont tirés à 100% de P_0 et consomment 100% des pertes instantanées. <ul style="list-style-type: none"> • Section résistante : section nette de la poutre + dalle.
5ème	60	Mise en place de la superstructure	Mise en place des éléments de tabliers. Les 7 câbles consomment les pertes différées. <ul style="list-style-type: none"> • Section résistante : poutre + dalle (caractéristiques nettes).
6ème	> 90	Mise en service	Mise en service de l'ouvrage, les câbles consomment la totalité des pertes : <ul style="list-style-type: none"> • Section résistante : poutre + dalle • Le moment considéré est le moment maximum à l'ELS.

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{B_n} + (M + Pe) \cdot \frac{v}{I_n} \geq \bar{\sigma}_{bt} \\ \sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{B_n} - (M + Pe) \cdot \frac{v'}{I_n} \leq \bar{\sigma}_{bc} \end{cases} \quad (3.22)$$

Les valeurs caractéristiques de la précontrainte selon (article 4.1.31.BPEL) sont :

$$P_1 = n \cdot A_p \cdot (1,02\sigma_{p0} - 0,8\Delta\sigma) \quad \text{phase de construction} \quad (3.23)$$

$$P_2 = n \cdot A_p \cdot (0,98\sigma_{p0} - 1,2\Delta\sigma) \quad \text{phase d'exploitation} \quad (3.24)$$

où :

- σ_{p0} : Tension à l'origine .
- $\Delta\sigma$: Pertes totales de tension.

TABLE 3.32 – les valeurs de f_{tj} et f_{cj} aux différents âges du béton

Date	7 jours	28 jours
$f_{cj}(MPa)$	23,17	35
$f_{tj}(MPa)$	1,99	2,7

TABLE 3.33 – Justification des contraintes à L'ELS

Désignation	En construction	En exploitation
σ_{bt}	$-1,5f_{tj}$	$-1,5f_{t28}$
σ_{bc}	$0,6f_{cj}$	$0,6f_{c28}$

TABLE 3.34 – Vérification des contraintes normales à l'ELS

Désignation	1ère phase	2ème phase	3ème phase	4ème phase	5ème phase	6ème phase
B_{net} (m ²)	0,98	0,98	0,98	1,43	1,43	1,43
V (m)	0,897	0,897	0,897	0,868	0,868	0,868
V' (m)	1,203	1,203	1,203	1,532	1,532	1,532
I_{net} (m ⁴)	0,5483	0,5483	0,5483	0,8899	0,8899	0,8899
e_{p1} (m)	-1,083	-1,083	-1,083	-1,412	-1,412	-1,412
e_{p2} (m)	/	/	/	-1,332	-1,332	-1,332
M (MN.m)	4,16	4,16	6,94	6,94	6,94	20,58
P_1 (MN)	6,51	12,40	12,24	12,01	11,85	8,86
P_2 (MN)	/	/	/	4,79	4,79	3,18
σ_{sup} (MPa)	6.79	3.93	10.21	-1.04	0.67	8.51
σ_{inf} (MPa)	4.04	11.76	7.09	18.45	14.83	4.09
Vérification	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

3.9.1.2 Ferrailage passif longitudinal :

Dans les ouvrages précontraints, deux types d'armatures sont à prévoir [18] :

- Armatures de peau ;
- Armatures dans les zones tendues.

a. Armatures longitudinales de peau :

Elles limitent les fissurations prématurées susceptibles de se produire avant la mise en tension des câbles de précontrainte. Elles sont à prévoir aussi du fait de leur intervention dans la répartition des effets du retrait différentiel, et les variations de température.

La disposition des armatures de peau doit être uniforme, avec un espacement approprié selon la taille des éléments. La section des armatures de peau alignées parallèlement à la fibre neutre d'une poutre doit être d'au moins 3 cm^2 par mètre de longueur de surface mesurée perpendiculairement à leur direction, sans être inférieure à 0,10 % de la section transversale de la poutre en béton.

Pour cela, nous choisissons :

$$A_{S \min} = 0,1\% \times B = 0,001 \times 9800 = 9,8 \text{ cm}^2$$

avec 14 barres HA12 .

b. Armatures longitudinales dans la zone tendue :

La vérification se faisant en classe 1, il n'y a pas lieu de disposer des armatures longitudinales dans la zone tendue, on aura que les armatures de peau.

$$A_s = \frac{B_t}{1000} + \frac{N_{bt} \times f_{tj}}{\sigma_{bt} \times f_e} \quad (3.25)$$

- B_t : Section du béton tendu.
- h_t : Hauteur de la partie tendue.
- N_{bt} : Intensité de la résultante des efforts de traction.
- $f_e = 500 \text{ MPa}$: La limite élastique des armatures utilisées.
- σ_{bt} : Valeur absolue de la contrainte maximale de traction.

On a :

$$\begin{cases} \sigma_{\text{inf}} = 4.09 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{sup}} = 8.51 \text{ MPa} \end{cases}$$

Avec

$$h_t = \frac{h}{1 + \frac{\sigma_{\text{sup}}}{\sigma_{\text{inf}}}} = 74.66 \text{ cm}$$

Et

$$B_t = 3722.75 \text{ cm}^2$$

Avec

$$N_{bt} = \frac{\sigma_{bt} \cdot B_t}{2}$$

Donc :

$$A_s = 3.73 \text{ cm}^2$$

Nous optons pour 6HA12.

3.9.2 Justifications aux ELU :

a. Hypothèses de calcul :

- Négliger la contribution du béton tendu ;
- Maintien de la planéité des sections droites ;
- Absence de glissement entre les armatures en acier et le béton ;
- Le diagramme des déformations doit respecter la règle des trois pivots.

b. Principe de la méthode de justification :

Pour bien mener la justification d'une section aux ELU, il suffit de partir d'un diagramme de déformation limite de la section et de remonter aux contraintes, par l'intermédiaire des diagrammes contraintes-déformations de calcul, et de déterminer la sollicitation S_u qui équilibre ces contraintes. Donc on définira (comme indiqué dans la méthode exposée par le BPEL Art : 6.3.2) pour une section droite un domaine résistant dont la frontière est constituée par l'ensemble des sollicitations constantes ultimes S_u (M_u , N_u) qui seront placées sur un repère orthonormé (N , M), et on définit une courbe fermée dite « courbe d'interaction effort normal-moment fléchissant ».

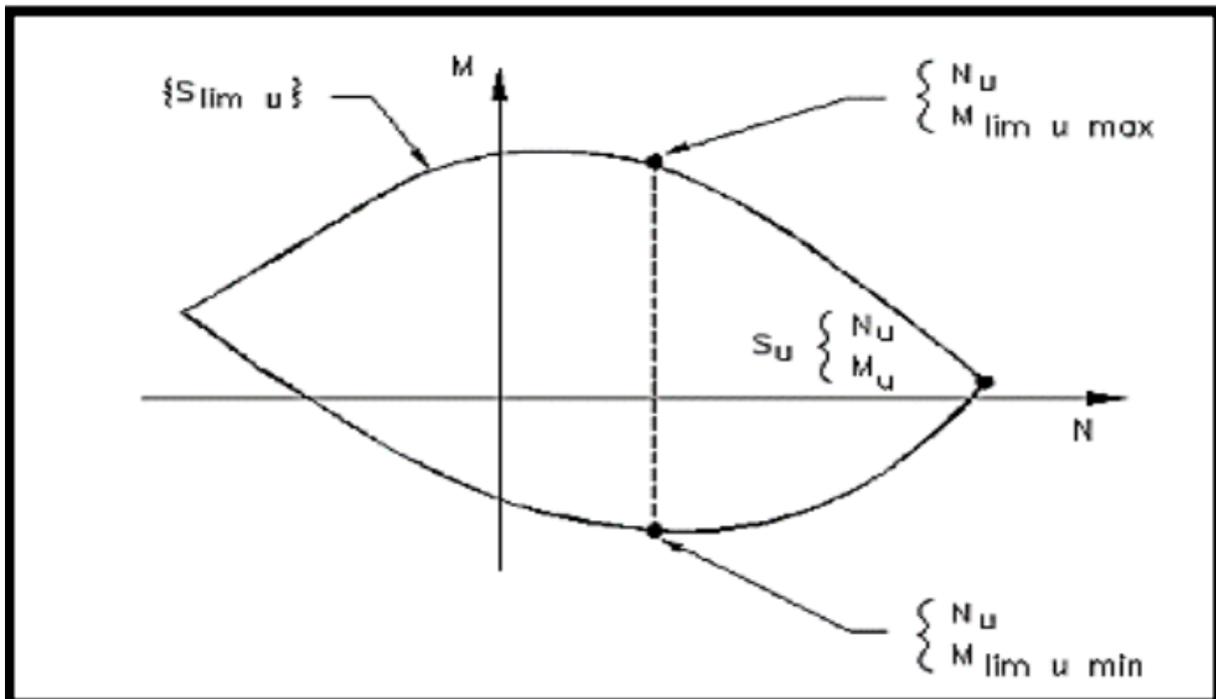


FIGURE 3.6 – Courbe d'interaction effort normal-moment fléchissant

Démarche à suivre :

- On fixe N_U ;
- On détermine les deux moments résistants ultimes ($\bar{M}_{U,\min}$ et $\bar{M}_{U,\max}$) correspondants à N_U ;
- On procède à la justification sur le moment M_U et on doit avoir :

$$\bar{M}_{U,\min} < M_U < \bar{M}_{U,\max}.$$

Les sollicitations à l'ELU :

En admettant le diagramme des contraintes suivant :

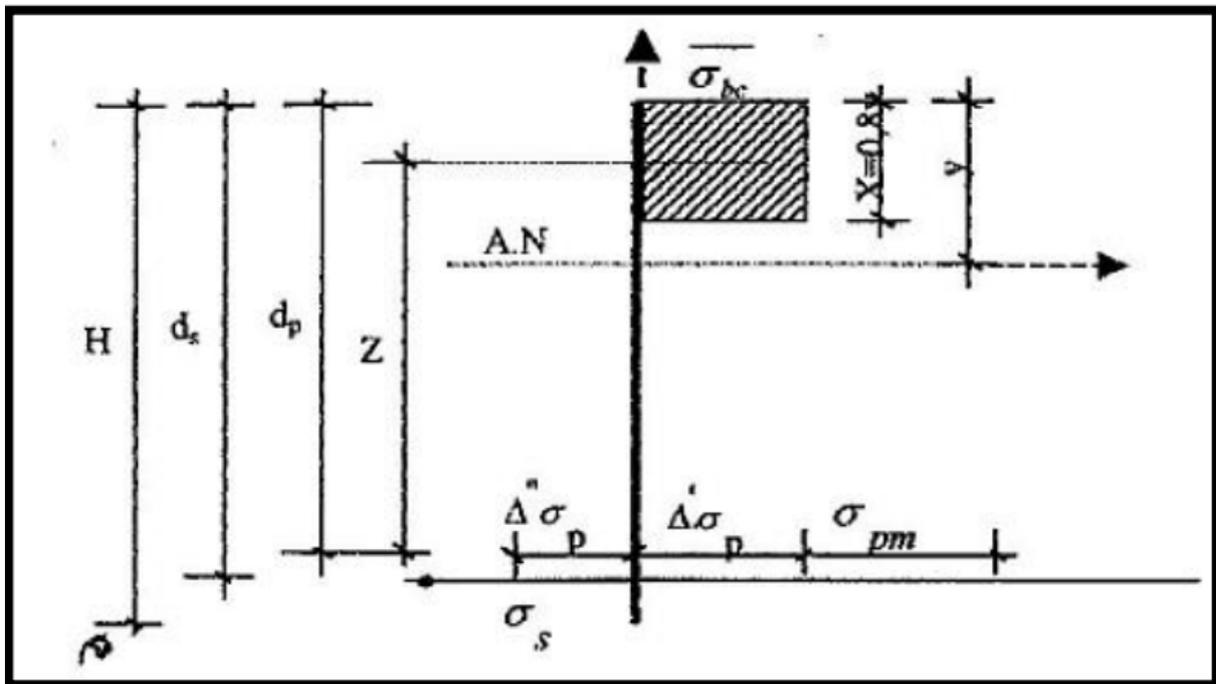


FIGURE 3.7 – Diagramme des contraintes à l'ELU

Avec :

- σ_{pm} : contrainte probable à vide ;
- $\Delta\sigma_p'$: 1er complément de contraintes accompagnant le retour à zéro du béton adjacent ;
- $\Delta\sigma_p''$: complément de contraintes jusqu'à l'épuisement de la résistance de la section.

Les sollicitations à l'ELU sont :

$$N_U = B(\mathbf{x}) \cdot \left(\frac{0.85 \cdot f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} \right) - A_p \cdot \Delta\sigma_p - A_s \cdot \sigma_s \quad (3.26)$$

$$\bar{M}_{U_{\max}} = B(\mathbf{x}) \cdot \left(\frac{0.85 \cdot f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} \right) \times Z + A_s \cdot (d_s - d_p) \cdot \sigma_s \quad (3.27)$$

Avec :

- $A_p \cdot \Delta\sigma_p$: Surtension de la précontrainte
- $A_s \cdot \sigma_s$: Tension dans les armatures passives ;
- Z : bras de levier du moment de l'effort de compression par rapport au point de passage de l'effort de précontrainte.

Équations liées à l'hypothèse des sections planes

A partir des considérations sur la similitude des triangles dans le diagramme des déformations considéré comme suit :

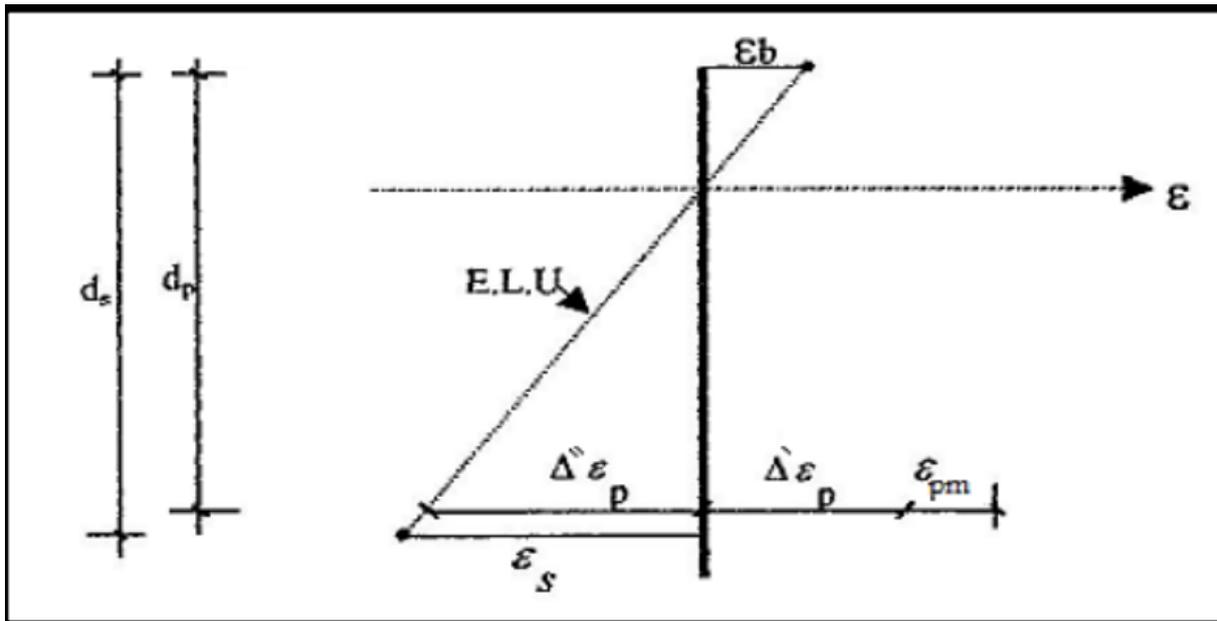


FIGURE 3.8 – Diagramme des contraintes à l'ELU.

on a :

$$\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_b} = \frac{d_s - y}{y} = \frac{0,8 \cdot d_s}{x} - 1 \quad (3.28)$$

$$\frac{\Delta''\varepsilon_p}{\varepsilon_b} = \frac{d_p - y}{y} = \frac{0,8 \cdot d_p}{x} - 1 \quad (3.29)$$

Equation traduisant le comportement de l'acier :

Pour les armatures passives : $\sigma_s = g \cdot \varepsilon_p$

Pour les armatures de précontrainte : $\Delta\sigma_p = f(\varepsilon_{pm} + \Delta'\varepsilon_p + \Delta''\varepsilon_p) - f(\varepsilon_{pm})$

g et f sont fonction du type d'acier utilisé.

Equation traduisant l'atteinte d'un état ultime :

Il existe deux possibilités suivant que cet état est atteint sur le béton ou sur l'acier :

$$\begin{cases} \varepsilon_b = \varepsilon_{bu} = 3,5\text{‰} & (\text{pivot B}) \\ \varepsilon_s = \varepsilon_{su} = 10\text{‰} & (\text{pivot A}) \end{cases} \quad (3.30)$$

Nous constatons qu'il y'a donc 3.30 équations à écrire comportant 7 inconnues qui sont :

$$\varepsilon_s, \varepsilon_b, y, \sigma_s, \Delta''\varepsilon_p, \Delta\sigma_p, \overline{M}_u.$$

on calcul

$$N_{u1} = B_c \times f_{bu} - A_p \times \Delta\sigma_p - A_s \times \sigma_s$$

On fait une comparaison entre N_{u1} et N_u :

- Si $N_{u1} = N_u$: on calcule directement M_u ;

- Si $N_{u1} > N_u$: cela signifie que la section du béton comprimé est trop grande, on devra pivoter le diagramme de déformation autour de A , c'est-à-dire faire une autre itération avec une nouvelle valeur de ϵ_b ;
- Si $N_{u1} < N_u$: on fait une nouvelle itération mais en pivotant autour du pivot B jusqu'à avoir $N_{u1} = N_u$.

c. Application au projet :

Équations d'équilibre :

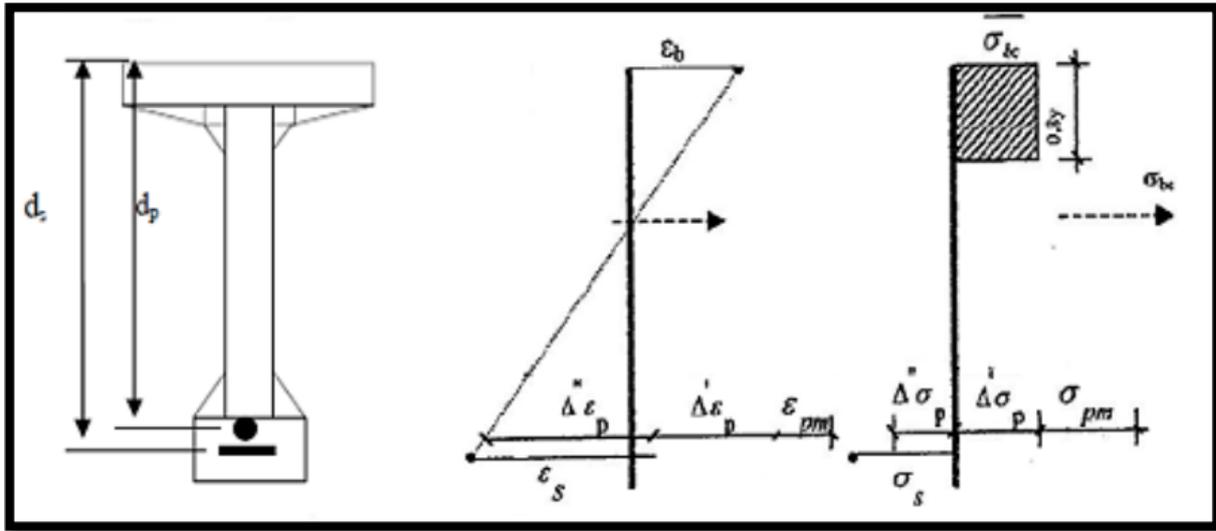


FIGURE 3.9 – Equation d'équilibre.

$$N_u = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_p) \cdot n \cdot A_p = 5.99 \text{ KN}$$

De 3.26 on a :

$$N_u = B(x) \cdot 19,83 - A_p \cdot \Delta\sigma_p - A_s \cdot \sigma_s = 19,83 \cdot B(x) - 0,0126 \cdot \Delta\sigma_p - 10,18 \cdot 10^{-4} \cdot \sigma_s$$

De 3.27 on a :

$$\overline{M}_{U_{\max}} = B(x) \cdot 19,83 \cdot Z + 7,13 \cdot 10^{-5} \cdot \sigma_s$$

NB : les forces en MN et les surfaces en m^2

Et d'après les équations 3.28 et 3.28 on aura :

$$\frac{\epsilon_s}{\epsilon_b} = \frac{2,05 - y}{y} = \frac{1,64}{x} - 1 \implies y = 0,52 \text{ m} \quad (3.31)$$

$$\frac{\Delta''\epsilon_p}{\epsilon_b} = \frac{1,98 - y}{y} = \frac{1,584}{x} - 1 \implies \Delta''\epsilon_p = 9,83 \text{ ‰} \quad (3.32)$$

Equations traduisant le comportement des aciers :

- Armatures passives (FeE50)

$$\begin{cases} \epsilon_s < \frac{f_e}{\gamma_s E_s} & \implies \sigma_s = E_s \cdot \epsilon_s \\ \epsilon_s \geq \frac{f_e}{\gamma_s E_s} & \implies \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \end{cases}$$

- Armatures actives (torons)

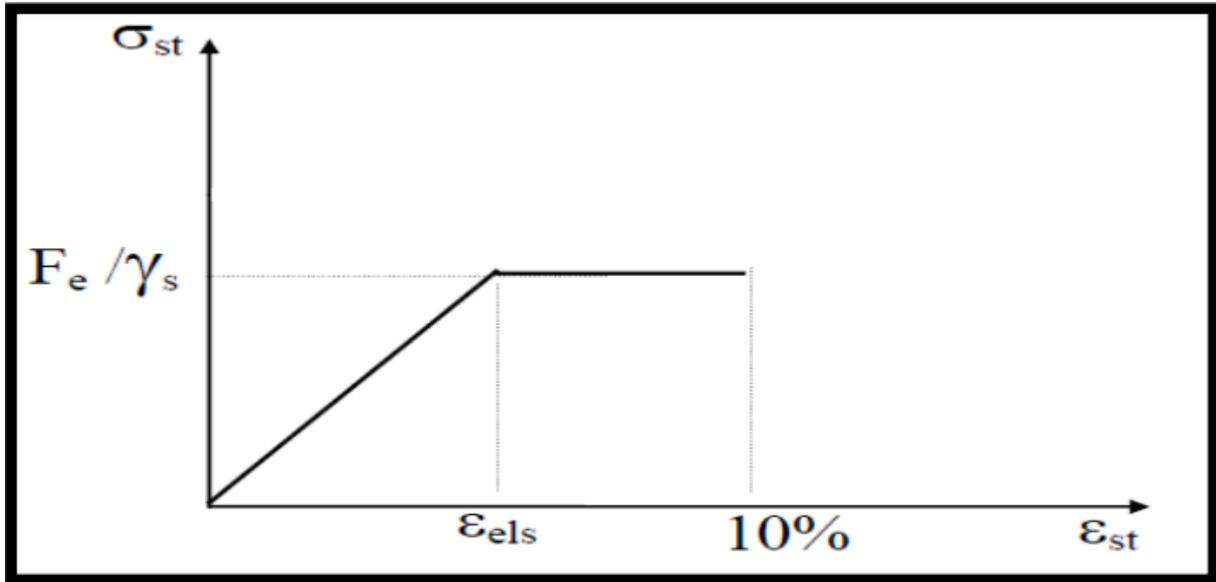


FIGURE 3.10 – Armatures passive (FeE50)

$$\begin{cases} \epsilon_p < 0,9 \frac{f_{peg}}{\gamma_s E_s} & \implies \sigma_p = E_p \cdot \epsilon_p \\ \epsilon_p \geq 0,9 \frac{f_{peg}}{\gamma_s E_s} & \implies \sigma_p \text{ sera calculée par approximations successives.} \end{cases}$$

On a :

$$\begin{cases} \sigma_{pm} = \frac{P_m}{A_p} = \frac{12,9}{12,6 \times 10^{-3}} = 1023,81 \text{ MPa} \\ \sigma_{bpm} = \frac{P_m}{B} + (P_m \cdot e_p + M_{\min}) \frac{e_p}{I} = 5,66 \text{ MPa} \end{cases}$$

D'où :

$$\begin{cases} \epsilon_{pm} = \frac{\sigma_{pm}}{E_p} = \frac{1023,55}{195000} = 5,25 \text{ ‰} \\ \Delta' \epsilon_p = 5 \frac{\sigma_{bpm}}{E_p} = 5 \frac{6,35}{195000} = 0,145 \text{ ‰} \end{cases}$$

D'où :

$$\begin{cases} \epsilon_{pm} = 5,25 \text{ ‰} \implies \sigma_p = E_p \cdot \epsilon_p = 1023,75 \text{ MPa} \\ \epsilon_{pm} + \Delta' \epsilon_p + \Delta'' \epsilon_p = 5,25 + 0,145 + 9,83 = 15,225 \text{ ‰} \implies \sigma_p = 1464,95 \text{ MPa} \end{cases}$$

Donc : $\Delta \sigma_p = 1446,95 \sim 1023,81 = 423,14 \text{ MPa}$

De 3.26 :

$$\begin{aligned} B_c = 0,8 \times y \times b = 0,624 \text{ m}^2 & \implies N_{u1} = 0,624 \times 19,83 = 126 \cdot 10^{-4} \times 423,14 \sim 10,18 \cdot 10^{-4} \times 434,78 \\ & \implies N_{u1} = 7,04 \text{ MN} \end{aligned}$$

Donc :

$$N_{u1} > N_u$$

Remarque :

Le diagramme des déformations adopté conduit à une section comprimée de béton excessivement grande. Par conséquent, il est nécessaire de pivoter le diagramme autour du pivot A. Il sera alors nécessaire de recalculer N_{u1} afin de le rapprocher au maximum de la valeur de N_u en réduisant ϵ_b .

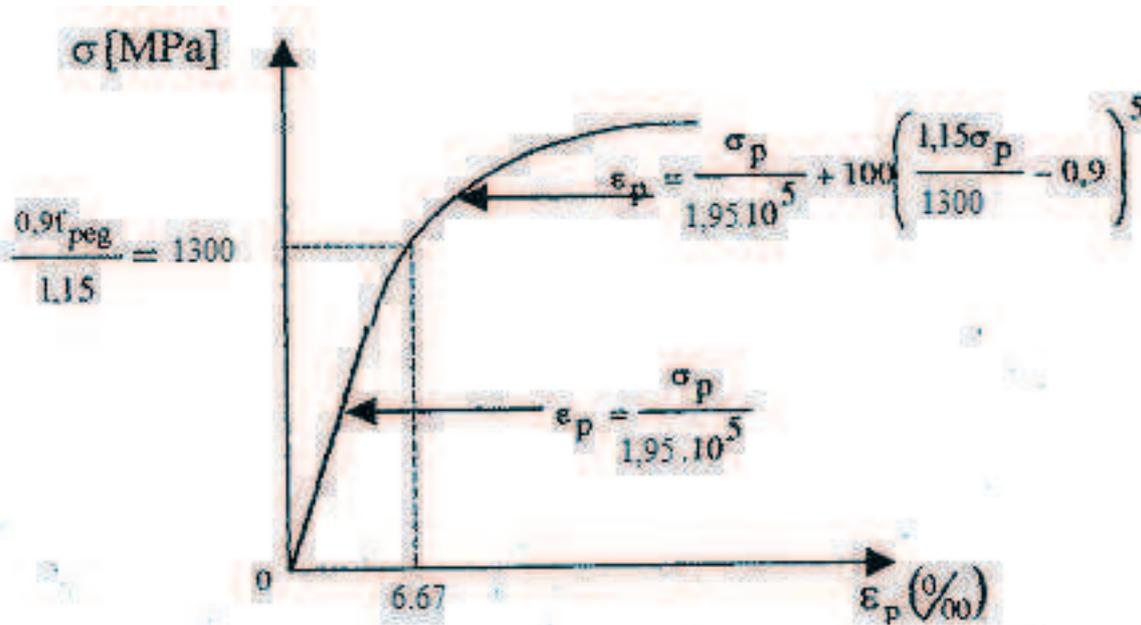


FIGURE 3.11 – Armatures actives (torons)

On a :

$$N_u = Bc \times 19,83 - 126 \cdot 10^{-4} \times 423,14 - 10,18 \times 10^{-4} \times 434,78$$

$$\Rightarrow Bc = \frac{N_u + 126 \cdot 10^{-4} \times 423,14 + 10,18 \times 10^{-4} \times 434,78}{19,83}$$

$$\Rightarrow Bc = 0,351 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow y = 0,29 \text{ m}$$

On obtient donc :

$$\varepsilon_b = 1,65\text{‰}$$

$$\Delta'' \varepsilon_p = 9,61\text{‰}$$

$$\Rightarrow \varepsilon_{pm} + \Delta' \varepsilon_p + \Delta'' \varepsilon_p = 5,25 + 0,145 + 9,61 = 15\text{‰}$$

$$\Rightarrow \Delta \sigma_p = 1437,3 - 1029,6 = 407,7 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow N_{u1} = 5,985 \text{ MN} \approx 5,99 \text{ MN}$$

De (8) on calcule :

$$\bar{M}_{U_{\max}} = 19,32 \text{ MN.m}$$

$$M_{Max} = 10,23 \text{ MN.m} < \bar{M}_{U_{\max}} = 19,32 \text{ MN.m}$$

La résistance à l'ELU est assurée.

3.10 Justification des contraintes tangentielles

La section résistante d'une poutre soumise à l'effort tranchant est constituée par l'âme. Celle-ci doit être dimensionnée pour :

- résister à l'effort tranchant ;

- permettre un bétonnage adéquat à travers la cage d'armatures et les gaines de précontrainte.

Conformément au B.P.E.L 91, nous procédons comme suit :

- En ELS, à une vérification des contraintes tangentielles ;
- En ELU, à une vérification de la section d'acier transversal.

3.10.1 Justifications aux E.L.S :

Le but de cette vérification est de montrer que les effets d'un effort tranchant cumulés aux effets du moment fléchissant et de l'effort normal ne compromettent pas la sécurité de l'ouvrage

Dans notre cas, l'étude est réalisée en classe I ($\sigma_t = 0$) , On doit donc vérifier :

$$\tau^2 \leq 0,4f_{tj} \left(f_{tj} + \frac{2}{3}\sigma_x \right) \quad (3.33)$$

$$\tau^2 \leq \frac{2f_{tj}}{f_{cj}} (0,6f_{cj} - \sigma_x) \left(f_{tj} + \frac{2}{3}\sigma_x \right) \quad (3.34)$$

La contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant est donnée par la formule suivante :

$$\tau = \frac{V_{\text{red}} \cdot S}{b_n \cdot I}$$

- σ_x : Contrainte normale longitudinale ;
- V_{red} : Effort tranchant réduit $\implies V_{\text{red}} = V_G - V_p$
- V_G Effort tranchant dû au poids propre.
- V_p : Effort tranchant dû à la précontrainte totale. $\implies V_p = \Sigma P \sin \alpha$
- S Moment statique par rapport à l'axe neutre .
- b_{net} Épaisseur nette de l'âme.
- I Moment d'inertie de la section considérée.

TABLE 3.35 – Vérification des contraintes tangentielles à l'E.L.S.

	Phase 1	Phase 2	Phase 3	Phase 4	Phase 5	Phase 6
P1 (MN)	2,71	4,781	5,3	5,24	5,22	4,3
Bn (m²)	1,8	1,8	1,8	2,24	2,24	2,24
In (m⁴)	0,7286	0,7286	0,7286	1,1902	1,1902	1,1902
S (m³)	0,365	0,365	0,365	0,646	0,646	0,646
bn (m)	0,72	0,72	0,72	0,72	0,72	0,72
Vser (MN)	0,34	0,34	0,5	0,5	0,92	1,98
Vrédu (MN)	-0,54	-0,96	-0,98	-0,856	-0,701	0,0956
σ_x (MPa)	3,78	4,98	5,9	3,5	3,5	2,89
τ^2 (MPa)	1,09	7,43	7,66	8,2	1,02	0,54
0,4 ftj ($ftj + \frac{2}{3}\sigma_x$)	4,01	7,45	7,66	6,03	6,03	5,8
$\frac{2ftj}{f_{cj}}(0,6f_{cj} - \sigma_x)(ftj + \frac{2}{3}\sigma_x)$	9,3	18,3	18,68	15,46	15,46	15,07
Vérification	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

3.10.2 Justifications aux E.L.U :

3.10.2.1 Minimum d'armatures transversales :

Les calculs sont effectués en se basant sur la section d'about, là où l'effort tranchant est maximal. Les armatures passives sont définies par leur section (A_t) et leur espacement (S_t). On a la condition suivante pour S_t :

$$S_t \leq \min(1 \text{ m}; 0,8h; 3b_0)$$

Avec :

- h : Hauteur de la poutre.
- b_0 : Largeur brute de l'âme.

Donc :

$$S_t \leq \min(1 \text{ m}; 0,8 \times 2,4 \text{ m}; 3 \times 0,8 \text{ m}) = \min(1 \text{ m}; 1,92 \text{ m}; 2,4 \text{ m})$$

Finalement :

$$S_t \leq 1 \text{ m}$$

Pour éviter une rupture due à l'effort tranchant, on disposera d'un minimum d'armatures transversales de façon à satisfaire la condition suivante :

$$\frac{A_t}{b_n S_t} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq 0,6 \text{ MPa} \implies \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,6 \gamma_s \cdot b_n}{f_e}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,6 \times 0,72 \times 1,15}{500} = 9,4 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{ml}$$

Donc :

$$A_t \geq 9,4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Ce minimum est à respecter dans la zone centrale où l'effort tranchant est faible, et ces dispositions ont pour but d'éviter une grande fragilité du béton de l'âme de la poutre.

Nous optons pour des cadres HA16 .

Nous optons pour : $S_t = 15 \text{ cm}$ pour la section d'about ; et $S_t = 25 \text{ cm}$ pour la section médiane.

3.10.2.2 Justification des armatures transversales :

Le but de cette justification est de montrer que les armatures transversales sont suffisantes pour assurer la résistance des parties tendues du treillis constitués par les bielles du béton et les armatures.

$$\tau_{\text{red}} \cdot u \leq \tau_u = \left(\frac{b}{A_t \cdot n \cdot S_t} \times \frac{f_e}{1,15} \right) \times \cot(\beta) + f \quad (3.35)$$

Avec :

- $\tau_{\text{red}} \cdot u = \frac{V_{\text{red}} \cdot u \cdot S}{I \cdot b_n} = 1,3 \text{ MPa}$
- $V_{\text{red}} \cdot u = V - P \cdot \sin \alpha = 0,83 \text{ MN}$

- β : l'angle d'inclinaison des bielles de béton, qui est égal à :

$$\tan 2\beta = \frac{2 \cdot \tau_{\text{red}} \cdot u}{\sigma_x} \quad (3.36)$$

- On vérifie : $\tan 2\beta = 2,47 \Rightarrow \beta = 33,97^\circ$
- $\tau_{\text{red}} \cdot u \leq 5,3 \text{ MPa} \Rightarrow$ condition vérifiée

3.10.2.3 Justification des bielles de béton :

Cette condition est traduite pour éviter tout calcul complémentaire en une vérification de la contrainte de cisaillement agissant sur les sections droites de l'ouvrage.

$$\tau_{\text{red},u} \leq \frac{f_{cj}}{6} \quad (3.37)$$

$$0,824 \text{ MPa} \leq \frac{40}{6} = 5,83 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

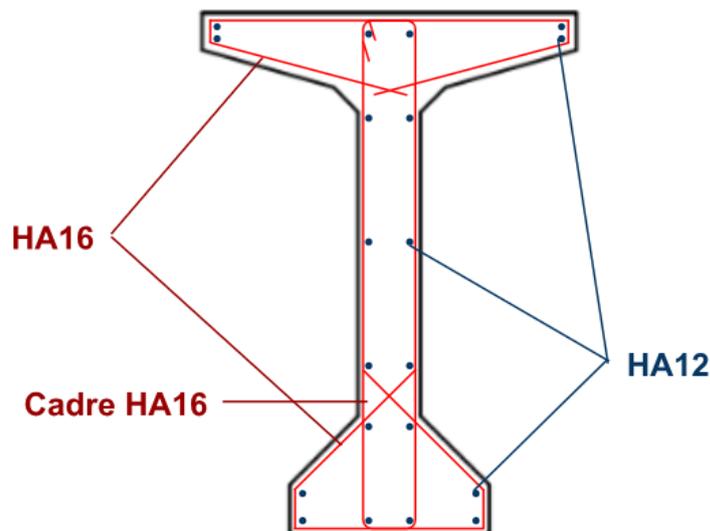


FIGURE 3.12 – Ferrailage de la poutre médiane.

3.11 Etude de la zone d'about :

Selon les recherches expérimentales du BPEL mentionnées dans l'annexe 4, il existe trois zones distinctes en aval des points d'application des forces de précontrainte [18] :

- Une zone de surface subissant des forces de traction ;
- Une zone intermédiaire en compression ;
- Une zone de d'éclatement, également soumise à des forces de traction.

3.11.0.1 Effet de surface :

On doit disposer un ferrailage de surface A_s ; donnée par la formule :

$$A_s = 0,04 \frac{P_{j0}}{\sigma_{S \text{ lim}}}$$

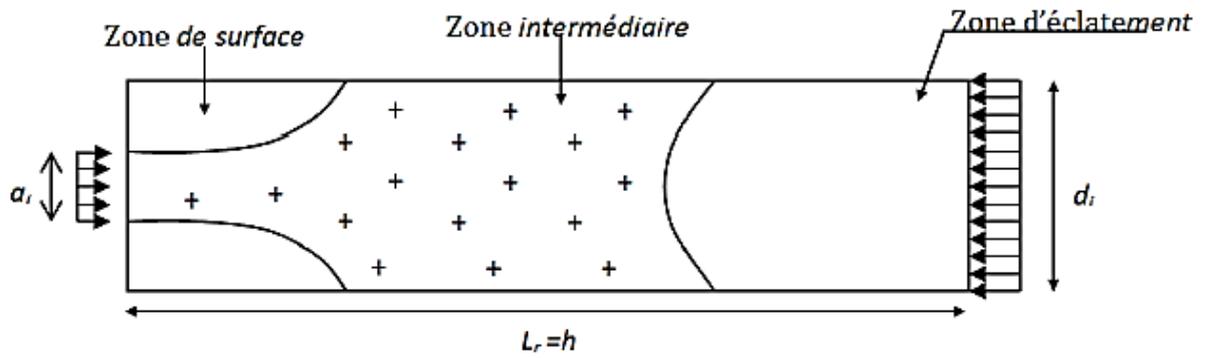


FIGURE 3.13 – Zone de concentration des contraintes .

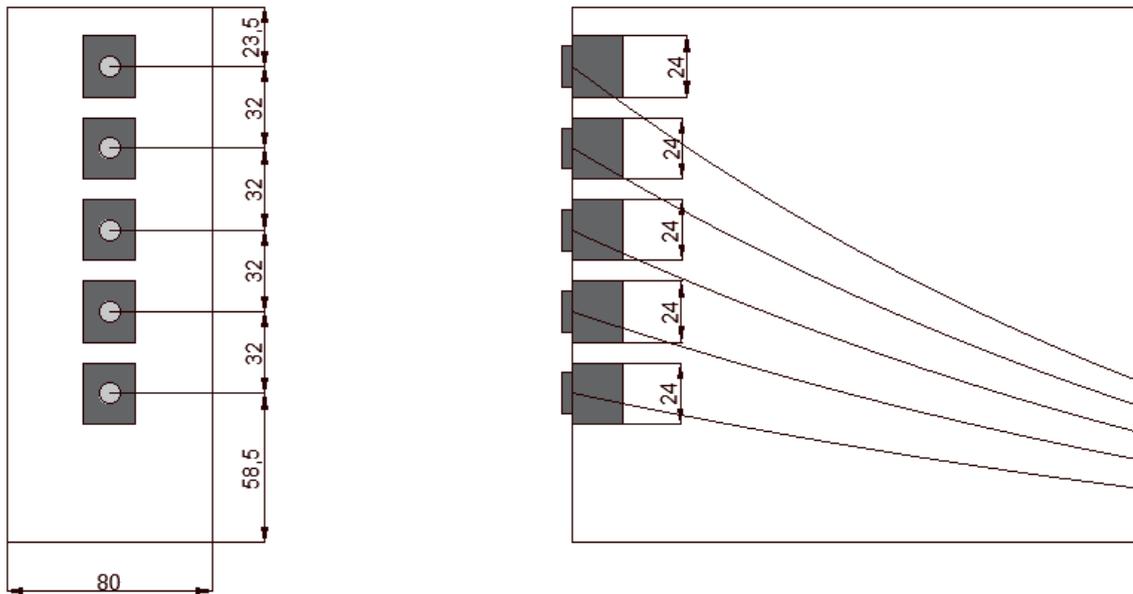


FIGURE 3.14 – Zone de régularisation des encrages.

Avec :

$$\sigma_{S\text{lim}} = \frac{2}{3} f_e$$

$$P_{j0} = 2,5 \text{ MN}$$

Nous avons :

$$A_s = 0,04 \times \frac{2,6}{\frac{2}{3} \times 500} = 3 \text{ cm}^2$$

Soit 2 cadres de HA14 autour de chaque plaque d'ancrage ($A_s = 3,08 \text{ cm}^2$).

3.11.0.2 Effet d'éclatement :**Vérification des contraintes de cisaillement :**

On doit vérifier :

$$\sigma_{tj} = 0,5 \left(1 - \frac{a_j}{d_j}\right) \cdot \frac{P_{j0}}{b \times d_j} \leq 1,25 f_{tj}$$

Avec :

- $d_j = d_1 = d_2 = d_3 = d_4 = d_5 = 0,24 \text{ m}$: La hauteur du prisme symétrique associée au niveau j .
- $a_j = 0,24 \text{ m}$: Dimension moyenne dans le plan d'étalement des organes d'ancrage.
- $b = 0,8 \text{ m}$: Base du talon.

$$\begin{aligned} \Rightarrow \sigma_{tj} &= 0,5 \left(1 - \frac{0,2}{0,24}\right) \cdot \frac{2,5}{0,8 \times 0,24} = 1,08 \leq 1,25 \times 2,7 = 3,375 \\ &1,08 \text{ MPa} \leq 3,375 \text{ MPa} \\ &\text{condition vérifiée} \end{aligned}$$

La contrainte moyenne de compression longitudinale doit vérifier :

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

AN :

$$\begin{aligned} \sigma_{cj} &= \frac{2,5}{0,8 \times 0,24} = 13,02 \text{ MPa} \leq \frac{2}{3} \times 35 = 23,33 \text{ MPa} \\ &\text{condition vérifiée} \end{aligned}$$

Ferraillage d'éclatement :

$$A_e = \max \left\{ 0,25 \left(1 - \frac{a_j}{d_j}\right) \times \frac{P_{j0}}{K_j \times \frac{2}{3} f_e}; \quad 0,15 \times \frac{\max P_{j0}}{\frac{2}{3} f_e} \right\} \quad (3.38)$$

Avec :

- $K = 1$: pour un ancrage d'extrémité
- $K = 1,5$: pour un ancrage intermédiaire

$$\Rightarrow A_e = \max \{31,25 \text{ cm}^2; 11,25 \text{ cm}^2\}$$

Donc :

$$A_e = 31,25 \text{ cm}^2$$

On choisit 7 cadres de HA25 (7HA25 ; $A = 34,36 \text{ cm}^2$) sur la distance de $d_j = 24 \text{ cm}$.

3.12 Conclusion :

L'estimation des pertes totales (déférées et instantanées) est de 21,084 % pour la 1^{ère} famille et de 21,148 % pour la 2^{ème} famille, ce qui est inférieur à la valeur initialement proposée. Après vérification des pertes estimées à 25 %, nous confirmons que le nombre de câbles, soit 7 câbles de 12T15 chacun, est suffisant. Nous avons également démontré que la résistance des sections est conforme aux prescriptions du BPEL 91, tant à l'ELU qu'à l'ELS.

Chapitre 4

Calcul de la dalle

4.1 Introduction :

Le tablier de pont sera soumis à une flexion simple, ce qui rend indispensable le dimensionnement de cette dalle en tenant compte des efforts internes et du ferrailage des armatures passives. De plus, la mise en précontrainte de la pièce engendre des déformations telles que des flèches, des rotations des appuis et des raccourcissements. Il est essentiel que ces déformations puissent se produire librement, sinon les effets de la précontrainte seraient altérés, entraînant des modifications des contraintes et pouvant provoquer des désordres, voire des fissures, sur certaines sections.

4.2 Ferrailage de la dalle :

4.2.1 Flexion transversale :

4.2.1.1 Charges permanentes :

Bilan des charges qui s'appliquent sur la dalle en béton armé de section 1 x 3 :

Poids propre de la dalle	7.5 KN/ml
Ballaste et revêtements	25.8 KN/ml
Rail et matériel de voie.....	6,1 KN/ml
Poids de la corniche.....	7.7 KN/ml
Poids de la passerelle de service (trottoir).....	5 KN/ml

4.2.1.2 Surcharge d'exploitation :

La surcharge d'exploitation représente la force générée par l'essieu des trains selon les recommandations du livret 2.01 de la SNCF.

4.2.1.3 Diagrammes des moments fléchissant résultant :

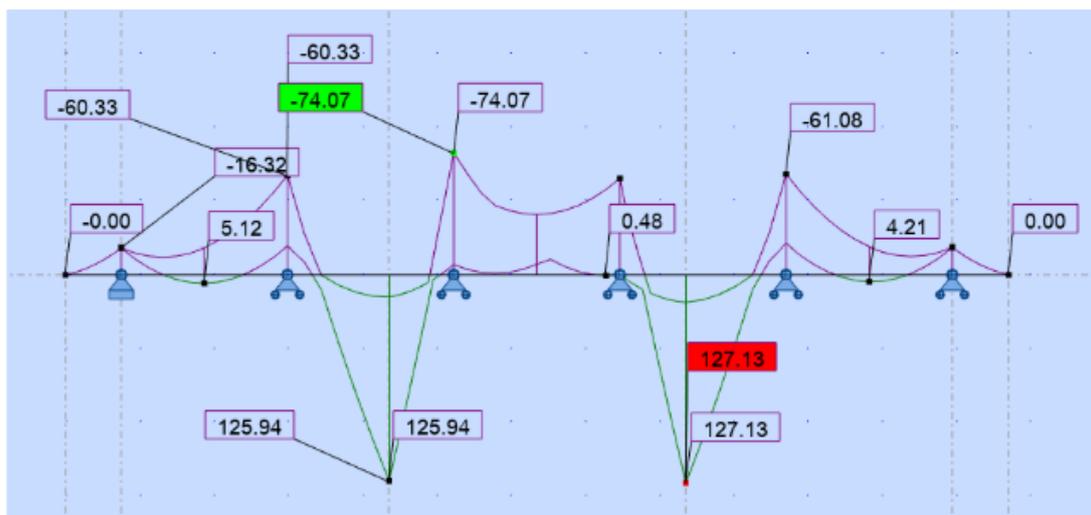


FIGURE 4.1 – Diagramme du moment fléchissant transversal à l'ELS

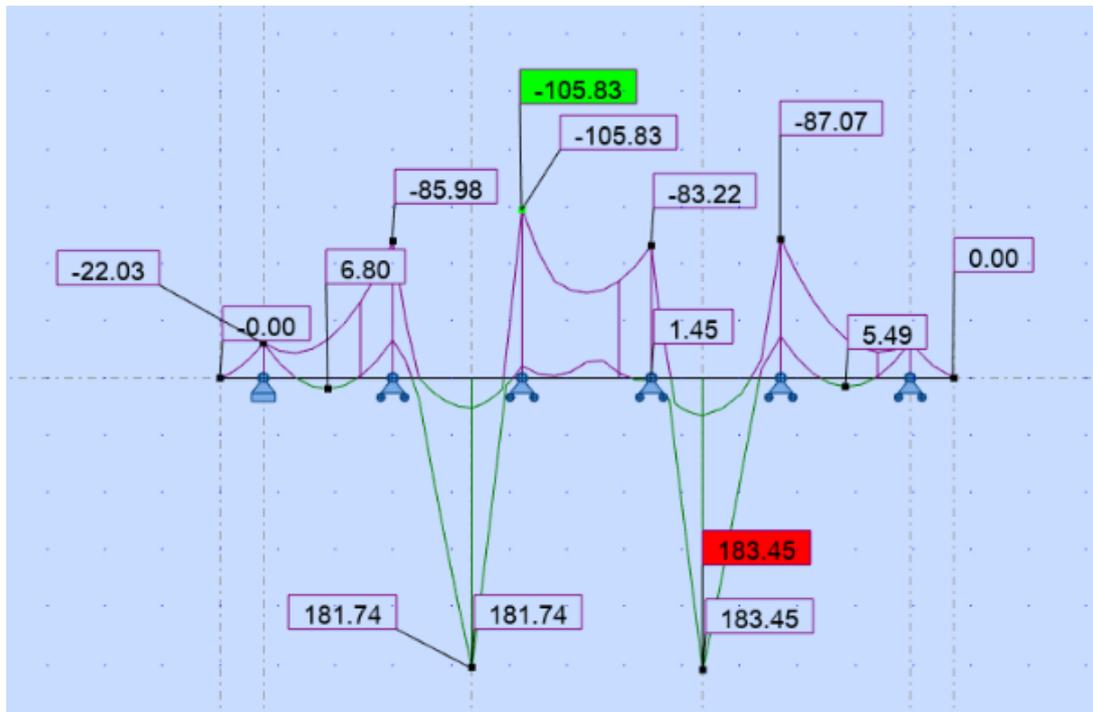


FIGURE 4.2 – Diagramme du moment fléchissant transversal à l'ELU

4.2.2 Ferrailage sous flexion transversale :

On considère une bande de 1m lors du ferrailage de la dalle du tablier en flexion simple.

Nous considérerons le cas de fissuration préjudiciable. Nous dimensionnerons d'abord les armatures à l'état limite ultime (ELU), puis l'état limite de service (ELS). Nous retiendrons ensuite la section la plus grande. Le calcul sera effectué conformément aux règles de la B.A.E.L .

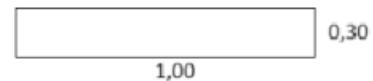


TABLE 4.1 – Moments de flexion transversal

	ELU	ELS
Moment en travée (KN.m)	183.45	127.13
Moment sur appui (KN.m)	-105.83	-74.07

4.2.3 Calcul à l'ELU :

Données :

$$- f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \text{ avec } f_{c28} = 25 \text{ MPa et } \gamma_b = 1,5$$

D'où :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$- \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435 \text{ MPa avec } f_e = 500 \text{ MPa et } \gamma_s = 1,15$$

On prend $d = 0,9h = 0,9 \times 0,3 = 0,27 \text{ m}$.

4.2.3.1 Section entre axes des poutres :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{183,45 \times 10^{-3}}{1 \times 0,27^2 \times 14,17} = 0,178 \leq 0,186 \quad \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0,246$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,27(1 - 0,4 \times 0,246) = 0,243$$

$$A_{su} = \frac{M_u}{z\sigma_s} = \frac{183,45 \times 10^{-3}}{0,243 \times 435} = 17,35 \text{ cm}^2$$

4.2.3.2 Section à l'axe de la poutre

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{105,83 \times 10^{-3}}{1 \times 0,27^2 \times 14,17} = 0,102 \leq 0,186 \quad \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0,135$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,27(1 - 0,4 \times 0,135) = 0,255$$

$$A_{su} = \frac{M_u}{z\sigma_s} = \frac{105,83 \times 10^{-3}}{0,255 \times 435} = 9,54 \text{ cm}^2$$

4.2.4 Calcul à l'ELS :

Données :

- $f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$
- $\eta = 1,6$ pour les hautes adhérences (HA)

La contrainte admissible des aciers

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3}f_e = 334 \text{ MPa} \\ \max \left(0,5f_e = 250 \text{ MPa}, 110\sqrt{\eta f_{tj}} = 202 \text{ MPa} \right) \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa}$$

Contrainte admissible du béton

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

4.2.4.1 Section entre axes des poutres

$$\mu_{\text{ser}} = \frac{M_{\text{ser}}}{bd^2 \bar{\sigma}_{bc}} = \frac{127,13 \times 10^{-3}}{1 \times 0,27^2 \times 15} = 0,116$$

$$\alpha_r = \frac{15\bar{\sigma}_{bc}}{15\bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 250} = 0,47$$

$$z_r = d \left(1 - \frac{\alpha_r}{3} \right) = 0,27 \left(1 - \frac{0,47}{3} \right) = 0,23$$

$$A_{\text{ser}} = \frac{M_{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_s z_r} = \frac{127,13 \times 10^{-3}}{250 \times 0,23} = 22 \text{ cm}^2$$

4.2.4.2 Section à l'axe des poutres

$$\mu_{\text{ser}} = \frac{M_{\text{ser}}}{bd^2 \bar{\sigma}_{bc}} = \frac{74,07 \times 10^{-3}}{1 \times 0,27^2 \times 15} = 0,07$$

$$\alpha_r = \frac{15 \bar{\sigma}_{bc}}{15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 250} = 0,47$$

$$z_r = d \left(1 - \frac{\alpha_r}{3} \right) = 0,27 \left(1 - \frac{0,47}{3} \right) = 0,23$$

$$A_{\text{ser}} = \frac{M_{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_s z_r} = \frac{74,07 \times 10^{-3}}{250 \times 0,23} = 12,87 \text{ cm}^2$$

4.2.4.3 Condition de non fragilité :

$$A_{\text{min}} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 2,6 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_U, A_{\text{ser}}, A_{\text{min}})$$

4.2.5 Ferrailage à l'axe des poutres :

$$A_{s1} = 12,87 \text{ cm}^2; \quad \text{on prend alors 8HA14; Espacement } t = 12 \text{ cm/ml}$$

Les armatures longitudinales sont données par :

$$A_{sl1} = \max(A_{\text{min}} = 2,6 \text{ cm}^2; \frac{1}{3} A_{s1} = 4,3 \text{ cm}^2) = 4,3 \text{ cm}^2$$

On prend donc : 4HA12; Espacement $t = 20 \text{ cm/ml}$.

4.2.6 Ferrailage entre axes des poutres :

$$A_{s2} = 22 \text{ cm}^2; \quad \text{on prend alors 7HA20; Espacement } t = 15 \text{ cm/ml}$$

Les armatures longitudinales sont données par :

$$A_{sl2} = \max(A_{\text{min}} = 2,6 \text{ cm}^2; \frac{1}{3} A_{s2} = 7,3 \text{ cm}^2) = 7,3 \text{ cm}^2$$

On prend donc : 5HA14; Espacement $t = 20 \text{ cm/ml}$.

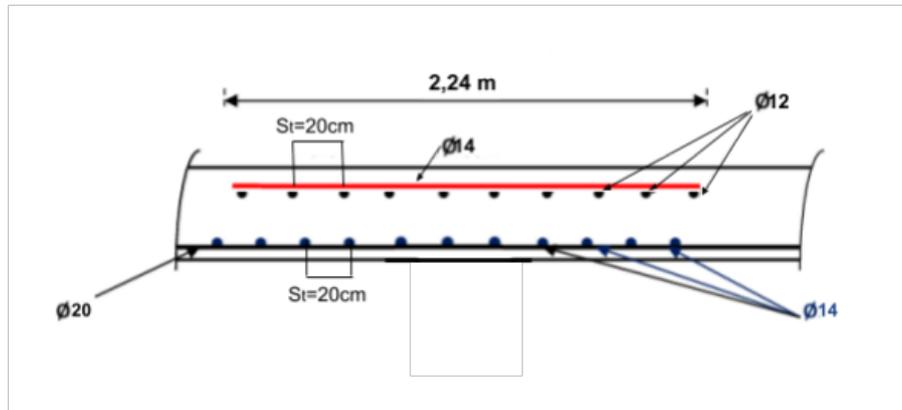


FIGURE 4.3 – ferrailage sur une coupe transversal entraxe d'une poutre

4.3 Calcul des Déformations :

4.3.1 Calcul des flèches :

4.3.1.1 Calcul de la flèche due au poids propre :

On étudie la section médiane, la rigidité flexionnelle de la poutre est supposée constante. La flèche à mi-travée est donnée par l'expression :

$$f_G = \frac{5 \times M_G \times L^2}{48 \times E_v \times I} \quad (4.1)$$

Avec :

- $M_G = 6944,3 \text{ kN.m}$
- L : La portée = 38 m
- E_v : Module de déformation longitudinal à long terme
 $E_v = \frac{E_{inst}}{3} = \frac{11000}{3} \sqrt[3]{f_{c28}} = 11993,9 \text{ MPa}$
- I : Moment d'inertie de la section « poutre + hourdis » = $0,951574923 \text{ m}^4$

$$f_G = \frac{5 \times 6944,3 \times 38^2}{48 \times 11993,9 \times 10^3 \times 0,951574923} = 0,097 \text{ m}$$

$$f_G = 9,7 \text{ cm}$$

4.3.1.2 Flèche due à la surcharge (UIC71 + SW/2)

On considère que les surcharges sont uniformément réparties :

$$f_s = \frac{5 \times M_s \times L^2}{48 \times E_v \times I}$$

Avec :

- $M_s = 8046,88 \text{ kN.m}$
- Les autres paramètres sont les mêmes que pour le calcul de f_G .

$$f_s = \frac{5 \times 8046,88 \times 38^2}{48 \times 11993,9 \times 10^3 \times 0,951574923} = 0,11 \text{ m}$$

$$f_s = 11 \text{ cm}$$

4.3.1.3 Contre-flèche

D'après la méthode de VERESCHEAGUINE, la flèche due à la précontrainte est donnée par la formule :

$$f_p = - \int_0^{L/2} \frac{M_p \cdot X}{E_v \cdot I} dx = - \frac{1}{E_v \cdot I} \sum A_i \cdot X_{G,i} \quad (4.2)$$

Avec :

- M_p (MN.m) : Le moment de précontrainte ;
- A_i (MN.m²) : L'aire de la section i ;
- $X_{G,i}$ (m) : Distance du centre de gravité de la section i ;

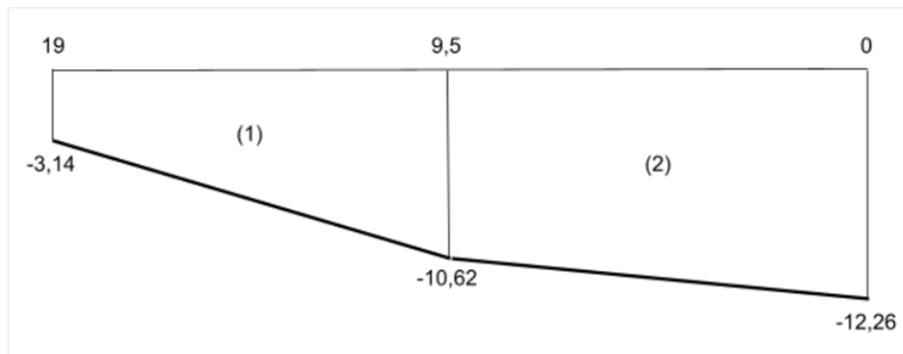


FIGURE 4.4 – Diagramme des moments sous l'effet du précontrainte

Dans la section considérée, on a :

$$M_i = N_i \times e_i$$

Avec :

$$N_i = P_i \times \cos(\alpha_i)$$

TABLE 4.2 – Données de précontrainte

X (m)	P _i (MN)	E _i (m)	N _i (MN)	M _i (MN.m)
0	8,68	-1,412	8,68	-12,26
9,5	9,828	-1,082	9,814	-10,62
19	10,108	-0,312	10,05	-3,14

Calcul de la section et du centre de gravité de chaque trapèze :

$$A_i = B \cdot \left(\frac{H \cdot h}{2} \right) \quad X_G = \frac{X}{3} \left(\frac{y_i + 2y_f}{y_i + y_f} \right)$$

1er Trapèze :

$$A_1 = 65,36 \text{ m}^2; \quad X_G = \frac{9,5}{3} \left(\frac{3,14 + 2 \cdot 10,62}{3,14 + 10,62} \right) = 5,61 \text{ m}$$

2ème Trapèze :

$$A_2 = 108,68 \text{ m}^2; \quad X_G = \frac{9,5}{3} \left(\frac{10,62 + 2 \cdot 12,26}{10,62 + 12,26} \right) + 9,5 = 14,36 \text{ m}$$

Calcul de la flèche :

$$f_p = \frac{-(65,36 \cdot 5,61 + 108,68 \cdot 14,36)}{11993,9 \times 0,8899} = -0,1805 \text{ m}$$

$$f_p = -18,05 \text{ cm}$$

Flèche totale :

Flèche en service à vide :

$$f_{\text{tot}} = f_p + f_G = -18,05 + 9,7 = -8,35 \text{ cm}$$

Flèche en service à charge :

$$f_{\text{tot}} = f_p + f_G + f_s = -18,05 + 9,7 + 11 = 2,65 \text{ cm}$$

Vérification de la flèche :

$$f_{\text{lim}} = \frac{L}{500} = \frac{38}{500} = 0,076 \text{ m} = 7,6 \text{ cm}$$

$$f_{\text{tot}} = 2,65 \text{ cm} < f_{\text{lim}} = 7,6 \text{ cm} \quad (\text{vérifié})$$

4.3.2 Calcul des rotations

4.3.2.1 Rotation due aux charges permanentes

La rotation à l'appui est donnée par l'expression suivante :

$$\theta_G = \frac{M_G \times L}{3 \times E_v \times I} \quad (4.3)$$

$$\theta_G = \frac{6944,3 \times 38}{3 \times 11993,9 \times 10^3 \times 0,9988} = 7,34 \times 10^{-3} \text{ rd}$$

4.3.2.2 Rotation due à la surcharge (UIC71+SW/0)

$$\theta_s = \frac{M_s \times L}{3 \times E_v \times I}$$

$$\theta_s = \frac{8046,88 \times 38}{3 \times 11993,9 \times 10^3 \times 0,9988} = 8,51 \times 10^{-3} \text{ rd}$$

4.3.2.3 Rotation due à la précontrainte

$$\theta_p = - \int_0^L \frac{M_p}{2 \times E_v \times I} dx = - \frac{\sum A_i}{E_v \times I} \quad (4.4)$$

A_i : aire du diagramme de précontrainte.

$$\theta_p = - \frac{65,36 + 108,68}{11993,9 \times 0,9988} = -14,5 \times 10^{-3} \text{ rd}$$

4.3.2.4 Rotation totale

En service à vide :

$$\theta_{\text{tot}} = \theta_P + \theta_G = (-14,5 + 7,34) \times 10^{-3} = -7,16 \times 10^{-3} \text{ rd}$$

En service à charge :

$$\theta_{\text{tot}} = \theta_P + \theta_G + \theta_S = (-14,5 + 7,34 + 8,51) \times 10^{-3} = 1,35 \times 10^{-3} \text{ rd}$$

4.3.3 Calcul des déplacements

4.3.3.1 Déplacement dû à une rotation d'appui

$$\Delta_{\theta} = \theta_{\text{tot}} \times \frac{h}{2} \quad (4.5)$$

Avec h la hauteur totale (poutre + hourdis).

$$\Delta_{\theta} = 1,35 \times 10^{-3} \times \frac{2,4}{2} = 1,62 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$\Delta_{\theta} = 0,162 \text{ cm}$$

4.3.3.2 Déplacement dû au retrait

D'après le BPEL, le déplacement dû au retrait est calculé selon la formule :

$$\Delta_r = \frac{L}{2} \varepsilon_r (r(t) - r(t_0)) \quad (4.6)$$

Avec ε_r la valeur finale du retrait, $\varepsilon_r = 3 \times 10^{-4}$ (BPEL ; climat tempéré sec) et $r(t) = \frac{t}{t+9r_m}$ une fonction du temps qui varie entre 0 et 1, $r(t \rightarrow \infty) = 1$.

$$\Delta_r = \frac{38}{2} \times 3 \times 10^{-4} = 57 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$$\Delta_r = 0,57 \text{ cm}$$

4.3.3.3 Déplacement dû au fluage

$$\Delta_{\text{flu}} = \frac{L}{2} \times \frac{\Delta\sigma_{\text{flu}}}{E_p} \quad (4.7)$$

Avec $E_p = 1.95 \times 10^5$ MPa.

$$\Delta_{\text{flu}} = \frac{38}{2} \times \frac{75.23}{1.95 \times 10^5} = 7.33 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$\Delta_{\text{flu}} = 0.733 \text{ cm}$$

4.3.3.4 Déplacement dû à la variation de température

$$\Delta_T = \frac{L}{2} \times \varepsilon_T \quad (4.8)$$

Avec :

$$\varepsilon_T = \alpha \times \Delta T \quad (4.9)$$

Avec ΔT la différence de température et α le coefficient de dilatation ou d'expansion thermique ($\alpha = 12 \times 10^{-6}$ pour le béton).

$$\varepsilon_T = 3 \times 10^{-6} \text{ (longue durée)}$$

$$\varepsilon_T = 2 \times 10^{-6} \text{ (courte durée)}$$

$$\Delta_T = \frac{38}{2} \times 3 \times 10^{-4} = 5,7 \times 10^{-3} \text{ m (longue durée)}$$

$$\Delta_T = \frac{38}{2} \times 2 \times 10^{-4} = 3,8 \times 10^{-3} \text{ m (courte durée)}$$

$$\Delta_T = 0,57 \text{ cm (longue durée)}$$

$$\Delta_T = 0,38 \text{ cm (courte durée)}$$

4.3.3.5 Déplacement total

Le déplacement maximal est :

$$\Delta_{\max} = \frac{2}{3}(\Delta_r + \Delta_{\text{flu}}) + \Delta_T + \Delta_{\theta} \quad (4.10)$$

$$\Delta_{\max} = \begin{cases} \frac{2}{3}(0.57 + 0.733) + 0.57 + 0.162 = 1.6 \text{ cm} & \text{(action de courte durée)} \\ \frac{2}{3}(0.57 + 0.733) + 0.38 + 0.162 = 1.41 \text{ cm} & \text{(actions de longue durée)} \end{cases}$$

La fatigue :

4.3.4 Etat limite de fatigue :

La fatigue est définie par l'endommagement d'un élément de structure créé par la propagation lente et progressive d'une fissure sous l'effet de variations de contraintes répétées dès qu'elles dépassent une certaine amplitude [9].

Le principe de base pour la conception des ponts-rails consiste à réaliser une construction qui soit peu sensible à la fatigue. D'autres conditions doivent être respectées telles que l'exécution soignée et l'entretien aisé de l'ouvrage.

La vérification de la sécurité à la fatigue doit être effectuée pour tous les éléments de l'ouvrage sollicités par le schéma de charge UIC, conformément aux prescriptions des règlements : livret 2.01 de la SNCF et EC.

4.3.5 Modèle de trafic vis-à-vis de la fatigue – Action de trafic

4.3.5.1 Principes :

Selon le livret 2.01, le trafic à prendre en compte vis-à-vis de la fatigue est caractérisé par :

- Son volume/voie : tonnage annuel circulant sur chacune des voies du pont,
- Sa composition/voie : représentée par une sélection de trains-types, prise en compte avec 2 mélanges de trafic (mixte et à prédominance de trains lourds),
- L'influence du nombre de voies : le trafic est considéré sur 2 voies au maximum et 12% du trafic se croise sur le pont.

4.3.5.2 Modèle de trafic :

Le trafic défini ci-dessus est pris en compte au moyen d'un coefficient de correction λ appliqué au schéma de charges UIC 71.

$$\text{Modèle trafic} = (\text{UIC 71}) \times \lambda$$

Le coefficient de correction λ s'exprime sous la forme d'un produit de facteurs élémentaires :

$$\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 < \lambda_{\max}$$

Où :

- λ_1 : facteur tenant compte de la composition du trafic (et de la portée),
- λ_2 : facteur tenant compte du volume de trafic,
- λ_3 : facteur tenant compte de la durée d'utilisation de l'ouvrage,
- λ_4 : facteur tenant compte de l'influence de deux voies chargées,
- λ_{\max} : limite supérieure pour la valeur de λ .

Calcul de λ_1 : λ_1 est un coefficient prenant en compte le type d'élément et l'effet préjudiciable du volume de trafic en fonction de la longueur critique de la ligne ou de la zone d'influence.

Pour la détermination de ce facteur, nous avons besoin des caractéristiques des aciers de précontrainte et des aciers d'armature qui sont comme suit :

TABLE 4.3 – Courbes de fatigue

Acier de précontrainte	Acier d'armature
Câbles de précontrainte dans gaines en acier	Barres droites et courbées (dBr > 25 ds)
$N^* = 10^6$	$N^* = 10^6$
$K1 = 3$	$K1 = 5$
$K2 = 7$	$K2 = 9$

	L [m]	s*	h*
[1]	≤ 2	0,90	0,95
	≥ 20	0,65	0,70
[2]	≤ 2	1,00	1,05
	≥ 20	0,70	0,70
[3]	≤ 2	1,25	1,35
	≥ 20	0,75	0,75
[4]	≤ 2	0,80	0,85
	≥ 20	0,40	0,40

FIGURE 4.5 – Les valeurs λ_1 applicables aux poutres sur appuis simples [10]

Avec :

s* trafic mixte standard ;

h* trafic mixte lourd ;

- [1] Acier de béton armé, précontrainte par pré-tension (tous les éléments), précontrainte par post-tension (torons dans des gaines en plastique et armatures de précontrainte rectilignes dans des gaines en acier) ; courbe S-N de fatigue avec $k_1 = 3$, $k_2 = 7$ et $N^* = 10^6$.
- [2] Précontrainte par post-tension (armatures de précontrainte courbes dans des gaines en acier) ; courbe S-N de fatigue avec $k_1 = 3$, $k_2 = 5$ et $N^* = 10^6$.
- [3] Dispositifs de couplage (acier de précontrainte) ; courbe S-N de fatigue avec $k_1 = 3$, $k_2 = 5$ et $N^* = 10^6$.
- [4] Dispositifs de couplage (acier de béton armé) ; barres soudées, notamment les soudures par points et les soudures bout à bout ; courbe S-N de fatigue avec $k_1 = 3$, $k_2 = 5$ et $N^* = 10^7$.

D'ou les résultats suivants :

- $\lambda_1 = 0,65$ pour aciers d'armatures
- $\lambda_1 = 0,7$ pour acier de précontrainte
- $\lambda_1 = 0,7$ armatures d'efforts tranchants

Calcul de λ_2 : La valeur λ_2 caractérise l'influence du volume annuel de trafic et peut être calculée à partir de l'expression :

$$\lambda_2 = \sqrt[k_2]{\frac{T}{25 \cdot 10^6}} \quad \text{pour un volume annuel de } 25 \cdot 10^6 \text{ tonnes par voie [9]}$$

Avec T : volume de trafic en tonnes par voie par an, $T = 25 \cdot 10^6$ t/an/voie.

D'où :

$$\lambda_2 = 1$$

Calcul de λ_3 : La valeur λ_3 caractérise l'influence de la durée d'utilisation du projet et peut être calculée à partir de l'expression :

$$\lambda_3 = \sqrt[k_2]{\frac{N}{100}} \quad \text{pour une durée de vie de 100 ans}$$

Avec $N = 100$ ans, durée d'utilisation exprimée en années.

D'où :

$$\lambda_3 = 1$$

Calcul de λ_4 : La valeur λ_4 caractérise l'effet d'un chargement d'au moins deux voies de circulation :

$$\lambda_4 = \sqrt[k_2]{n + (1 - n) \cdot s_1^{k_2} + (1 - n) \cdot s_2^{k_2}}$$

$$s_1 = \frac{\Delta\sigma_1}{\Delta\sigma_{1+2}} \text{ et } s_2 = \frac{\Delta\sigma_2}{\Delta\sigma_{1+2}}.$$

Avec : n : proportion de trafic présent simultanément sur le pont, $n = 0, 1, 2$ selon le livret 2.01

k_2 : Inclination de courbe Wöhler ; selon le tableau 6.4.N de l'EN 1992-1-1 :

$$k_2 = \begin{cases} 9 & \text{pour les armatures de BA} \\ 7 & \text{pour les armatures de précontrainte} \end{cases}$$

$\Delta\sigma_1, \Delta\sigma_2$: étendues de contrainte dans la section à vérifier, dues au modèle de charge 71 appliqué sur une voie.

$\Delta\sigma_{1+2}$: étendue de contrainte dans la même section, due au modèle de charge 71 sur deux voies, conformément à l'EN 1991-2.

D'après les résultats obtenus par le logiciel Robot :

$$s_1 = s_2 = 0,65$$

D'où :

$$\lambda_4 = 0,813$$

Calcul de λ :

$$\lambda = 0,65 \times 1 \times 1 \times 0,813 = 0,53 \quad \text{Pour toutes les travées.}$$

$$\lambda = 0,7 \times 1 \times 1 \times 0,813 = 0,57 \quad \text{Pour armatures de cisaillement avec section sur appuis.}$$

4.3.6 Formule de vérification pour les ponts-rails :

La sécurité à la fatigue est vérifiée en s'assurant que pour ce qui concerne les contraintes normales σ , la condition suivante est remplie, étant entendu que pour les contraintes de cisaillement τ , il y a lieu de mener une vérification analogue :

$$\gamma_{FF} \cdot \lambda \cdot \Phi \cdot \Delta\sigma_{UIC} \leq \frac{\Delta\sigma_{c,t}}{\gamma_{MF}} \quad (4.11)$$

où :

- γ_{FF} : Coefficient de sécurité partiel pour la fatigue, $\gamma_{FF} = 1$
- λ : Facteur de correction (calculé précédemment)
- Φ : Coefficient dynamique, $\Phi = 1.1$
- $\Delta\sigma_{UIC}$: Différence de contraintes entre les valeurs extrêmes σ_{\max} et σ_{\min} dues au schéma de charges UIC placé dans les positions les plus défavorables :

$$\Delta\sigma_{UIC} = \sigma_{\max} - \sigma_{\min}$$

- $\Delta\sigma_{c,t}$: Résistance à la fatigue normale (déduite de la courbe de Wöhler)
- γ_{MF} : Coefficient de sécurité partiel pour la résistance dépendant du matériau, $\gamma_{MF} = 1.15$

4.3.7 Calcul des contraintes

4.3.7.1 Résistance à la fatigue

La résistance à la fatigue est déduite directement de la courbe de Wöhler. Pour notre cas, les valeurs de cette résistance sont les suivantes :

- Aciers d'armature : $\Delta\sigma_{c,t} = 195\,000 \text{ KN/m}^2$
- Aciers de précontrainte : $\Delta\sigma_{c,t} = 120\,000 \text{ KN/m}^2$

4.3.7.2 Contraintes dues à l'exploitation ferroviaire :

TABLE 4.4 – Efforts internes sous le schéma de charge UIC 71

	M (kN.m)
Max	4267,51
Min	-57,51

TABLE 4.5 – Contraintes normales dans la poutre sous moment positif (mi-travée)

Contraintes	Valeurs (kN/m ²)
$\sigma_s = \frac{M}{W_s}$	1384,14
$\sigma_i = \frac{M}{W_i}$	-2760,11

TABLE 4.6 – Contraintes normales dans la poutre sous moment négatif (appuis)

Contraintes	Valeurs (kN/m ²)
$\sigma_s = \frac{M}{W_s}$	-18,65
$\sigma_i = \frac{M}{W_i}$	37,2

$\sigma_{\max} = 1384.14 \text{ kN/m}^2$, $\sigma_{\min} = -2760.11 \text{ kN/m}^2$, $\Delta\sigma_{\text{UIC}} = 4144.25 \text{ kN/m}^2$
Vérification des détails :

Contraintes normales :

$$\frac{\Delta\sigma_{(c,t)}}{\gamma_{MF}} = \begin{cases} \frac{195000}{1.15} = 169565.2174 \text{ kN/m}^2 & \text{Pour les aciers passifs} \\ \frac{120000}{1.15} = 10434.8261 \text{ kN/m}^2 & \text{Pour la précontrainte} \end{cases}$$

Donc :

$$\gamma_{FF} \cdot \lambda \cdot \Phi \cdot \Delta\sigma_{\text{UIC}} = 2598.44 \text{ kN/m}^2 < \Delta\sigma_{(c,t)}/\gamma_{MF} \quad \text{vérifiée}$$

4.4 Conclusion :

L'analyse du ferrailage de la dalle du tablier a confirmé sa capacité à supporter les charges prévues, garantissant ainsi sa robustesse et sa sécurité. Les vérifications des déformations ont montré que les flèches observées sont largement inférieures aux limites admissibles, validant la conception du tablier. Ces études détaillées attestent de l'intégrité structurelle du pont et de sa conformité aux exigences de conception.

Chapitre 5

Analyse de l'interaction rails structure

5.1 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'use, 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 5.1 – 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 [19].

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 [19]. 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.

5.2 Étude du phénomène :

5.2.1 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 [19].



FIGURE 5.2 – Rails soudés.

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 [19].

Ceci se traduit vis-à-vis des effets thermiques par la figure ci-après :

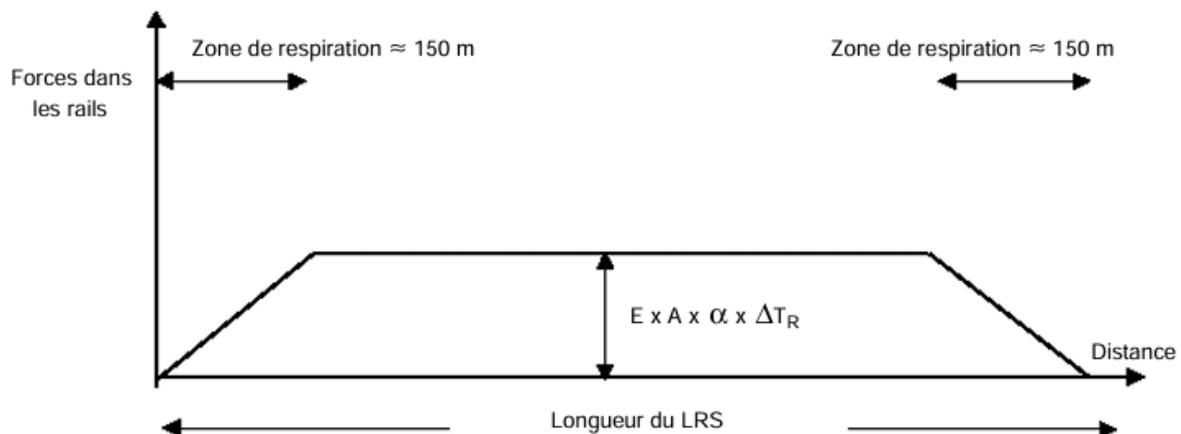


FIGURE 5.3 – Principe de fonctionnement d'un long rail soudé sous les effets thermiques.

Avec :

- α : 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/mm²)
- A : section de 2 rails pour la voie
- f : force dans la voie
- la force maximale au niveau de la zone neutre entre les zones de respiration est donnée par le relation :

$$F = E \times A \times \alpha \times \Delta T_R$$

5.2.2 Paramètres du phénomène :

On distingue des paramètres propres à l'ouvrage et d'autres paramètres propres à la voie.

5.2.2.1 Paramètres ouvrage d'art :

a- La 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.[2] Dans le cas d'un pont à tablier isostatique, la longueur dilatable est la longueur de la travée ou la longueur totale du tablier.

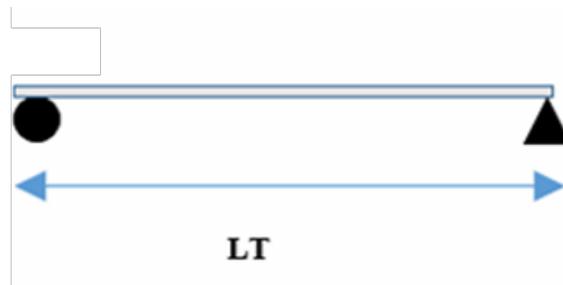


FIGURE 5.4 – Longueur dilatable d'un tablier isostatique

b-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.

c-Raideur des appuis :

La résistance du tablier au déplacement horizontal est un paramètre important, déterminé par la raideur K des appuis et fondations, et est calculée à l'aide de la relation [19] :

$$K = \frac{H}{\sum \delta_i}$$

Avec :

$$\sum \delta_i = \delta_p + \delta_\Phi + \delta_h + \delta_a \quad (\text{cm})$$

Où :

- H (kN) : Force longitudinale / réaction horizontale d'appui

- 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 :

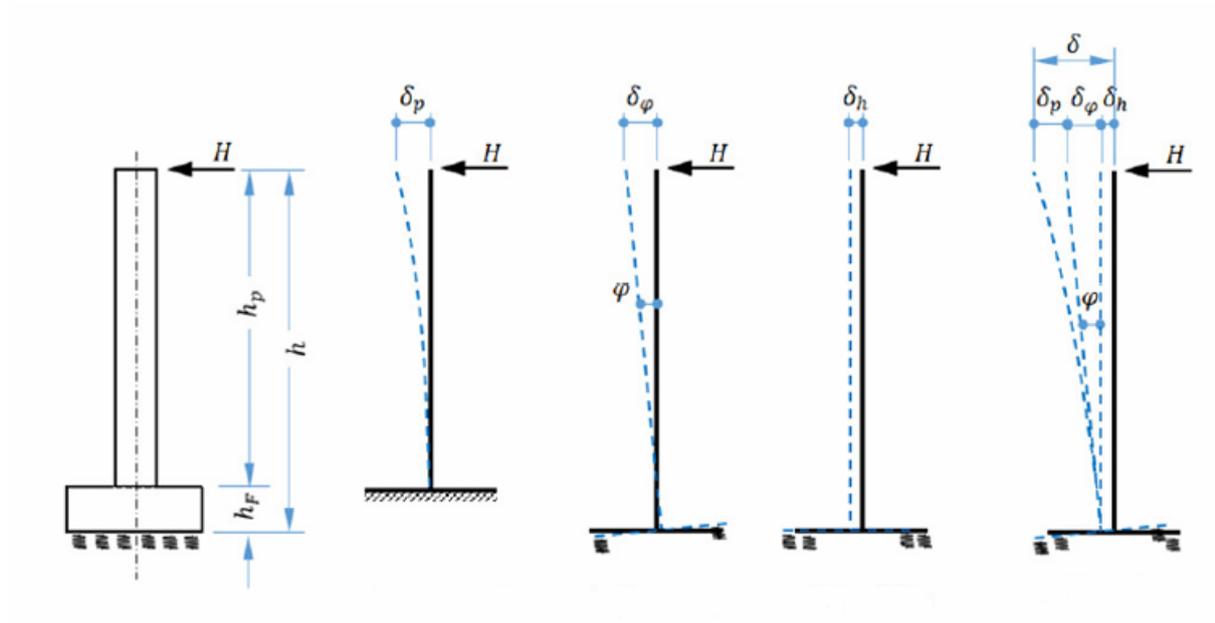


FIGURE 5.5 – Facteurs intervenant pour déterminer la raideur K des appuis.

d-Raideur du tablier à la flexion

e-Hauteur du tablier

5.2.2.2 Paramètres de la voie :

a-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 [19].

b-Section transversale du rail :

Un autre paramètre de la voie est la section des rails.

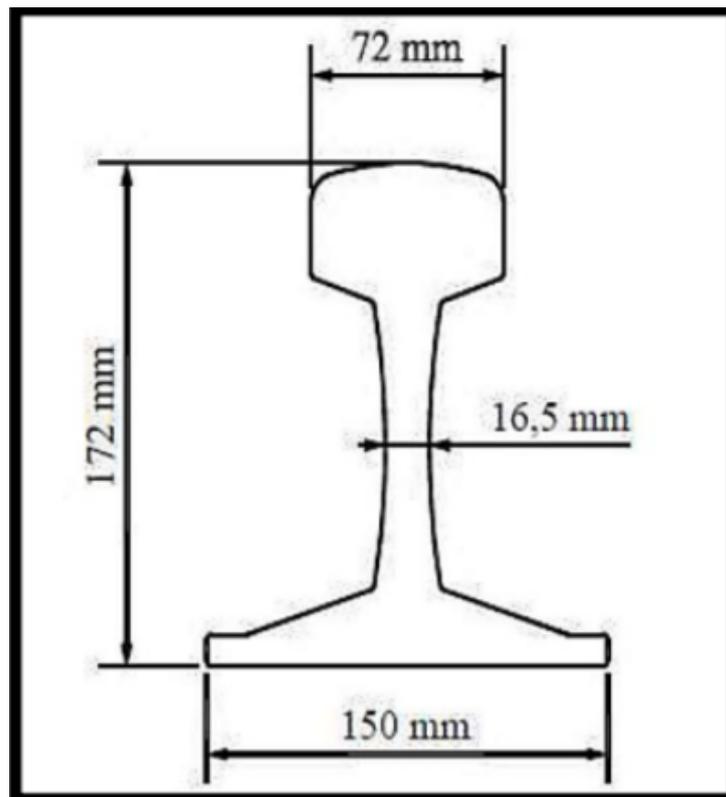


FIGURE 5.6 – Section transversale d'un rail UIC60.

5.2.3 Comportement de la voie :

La résistance au déplacement longitudinale d'une voie ballastée est fonction de deux facteurs [19] :

- 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.

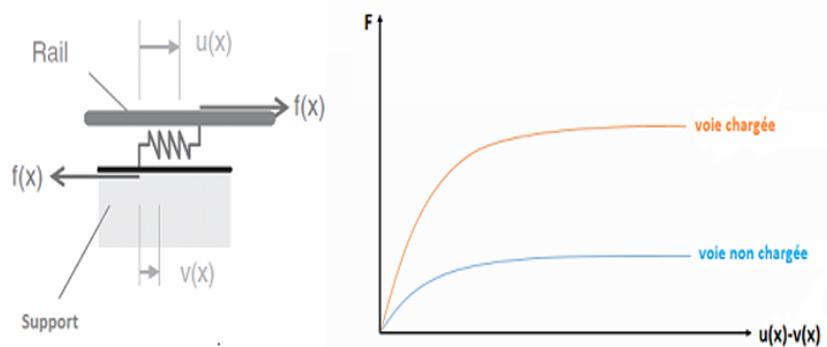


FIGURE 5.7 – Résistance de la voie en fonction du déplacement longitudinal.

Comme illustré dans la figure ?? et afin de simplifier l'analyse, les courbes de la figure 5.7 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.

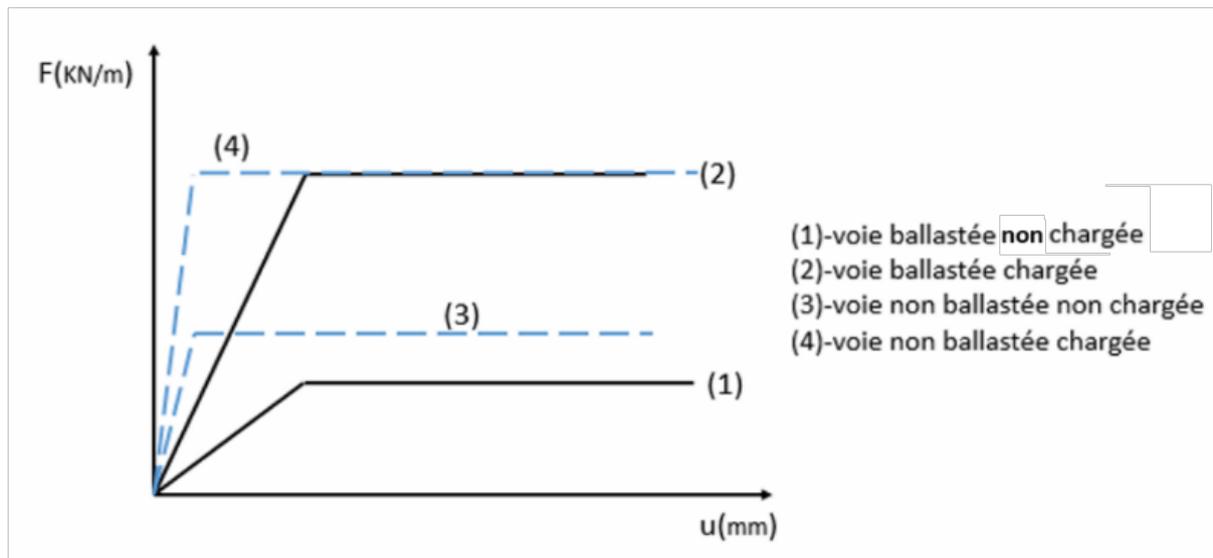


FIGURE 5.8 – Modèle bilinéaire du comportement de la voie.

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 :
 - $k = 12$ kN/m pour la résistance de la traverse dans le ballast (voie non chargée), entretien moyen
 - $k = 20$ kN/m pour la résistance de la traverse dans le ballast (voie non chargée), bon entretien
 - $k = 60$ kN/m pour la résistance de la voie chargée

5.2.4 Comportement du pont :

L'étude du phénomène d'interaction voie-ouvrage d'art est basée sur les éléments suivants concernant le pont [19] :

- Le schéma fonctionnel de l'ouvrage .
- La raideur totale d'appui .
- Le comportement du tablier à la flexion .

5.2.4.1 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.

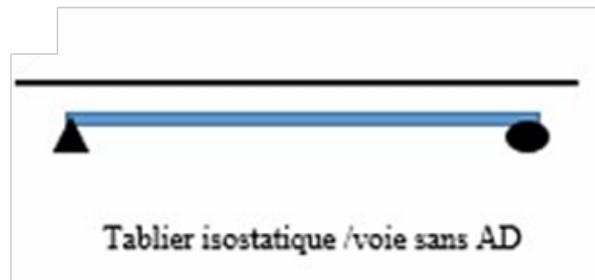


FIGURE 5.9 – Schéma fonctionnel simple

5.2.5 Actions à considérer dans l'analyse d'interaction :

Les efforts pouvant conduire à des effets d'interactions sont les suivants [19] :

- 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 .

5.2.5.1 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 $\pm 35^{\circ}\text{C}$.

5.2.5.2 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.

5.2.5.3 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 [19].

5.2.5.4 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.

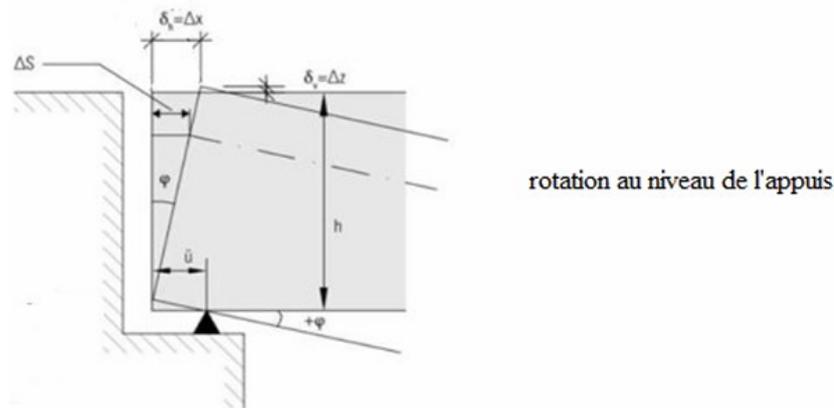


FIGURE 5.10 – Rotation d'appui sous charge ferroviaire verticale [21].

5.2.6 Combinaisons des effets de cas de charge :

Pour le calcul de la réaction d'appui totale du tablier et afin de comparer la contrainte globale dans le rail à la valeur admissible fixée par chaque Réseau, l'effet global $\sum R$ est calculé comme suit :

$$\sum R = \alpha R_{\text{Action Thermique}} + \beta R_{\text{Action de la charge verticale}} + \gamma R_{\text{Action Freinage/Démarrage}}$$

Pour le calcul des valeurs globales des contraintes dans le rail et des déplacements, les facteurs de combinaison α , β et γ ont tous la valeur 1 pour les tabliers isostatiques ou continus [19].

5.2.7 Exigences de conception :

Contraintes supplémentaires admissibles dans les LRS :

- Compression : 72.00 MPa
- Traction : 92.00 MPa

Sous conditions que :

- Rails UIC 60
- Nuance d'acier minimale = 900 MPa
- Rayon horizontal $\geq 1\,500.00$ m
- Voies ballastées avec traverses lourdes en béton, espacées au maximum de 65.00 cm
- Épaisseur du ballast sous traverses ≥ 30.00 cm

Lorsque les conditions ci-dessus ne sont pas satisfaites, il convient de procéder à une étude particulière ou de prendre des mesures supplémentaires.

5.2.7.1 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.

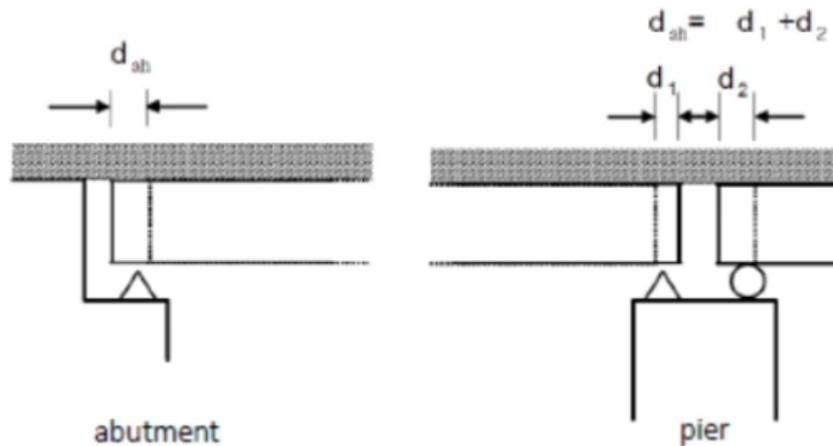


FIGURE 5.11 – Déplacements relatifs et absolus.

5.2.7.2 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.

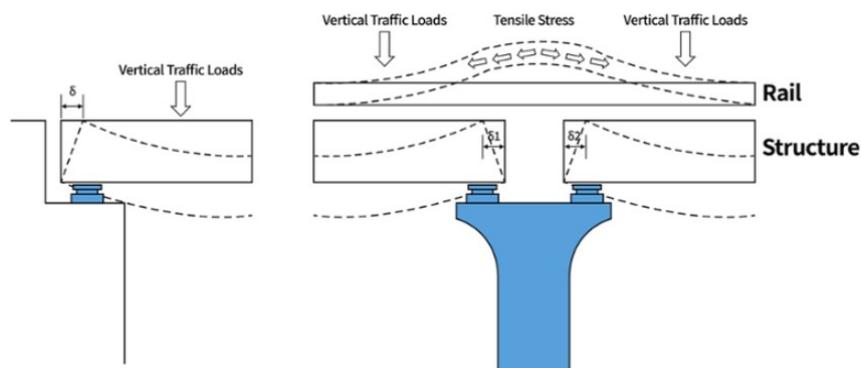


FIGURE 5.12 – Rotation des extrémités [20]

5.2.8 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.

5.3 Analyse et modélisation du phénomène

5.3.1 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 [21].

5.3.2 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 [21].

5.3.3 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 étapes que faut- il modifier 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 [19].

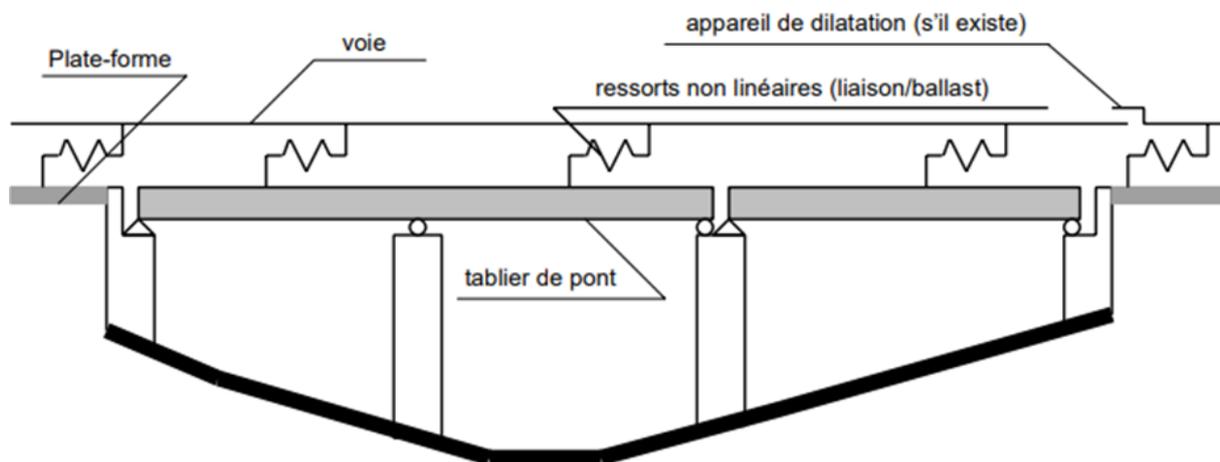


FIGURE 5.13 – Schéma structure pour la détermination des effets d'interaction voie - pont [19]

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 [19]. Tous les éléments sont interconnectés par des nœuds qui admettent des déplacements et des rotations à chaque point spécifique du modèle.

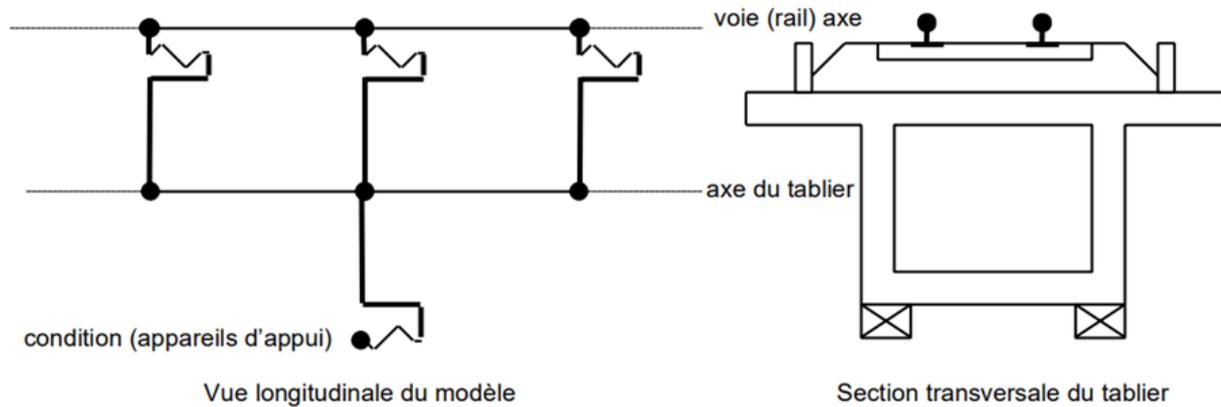


FIGURE 5.14 – Modèle type du système voie - tablier - appareil d'appui [19]

5.3.3.1 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.

5.3.3.2 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.

5.3.3.3 La plateforme

La plateforme est représentée par des nœuds.

5.3.3.4 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.

5.3.3.5 La liaison voie/ouvrage :

La voie doit être connectée par des liaisons élastoplastiques 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 [21].

Dans le cas tri-dimensionnelle, Les éléments de connexion élastoplastiques qui modélisent l'interface voies-structure sont positionnés en plan. En appliquant les recommandations précédentes, on aboutit aux modèles représentés sur les Figures Ci-dessous :

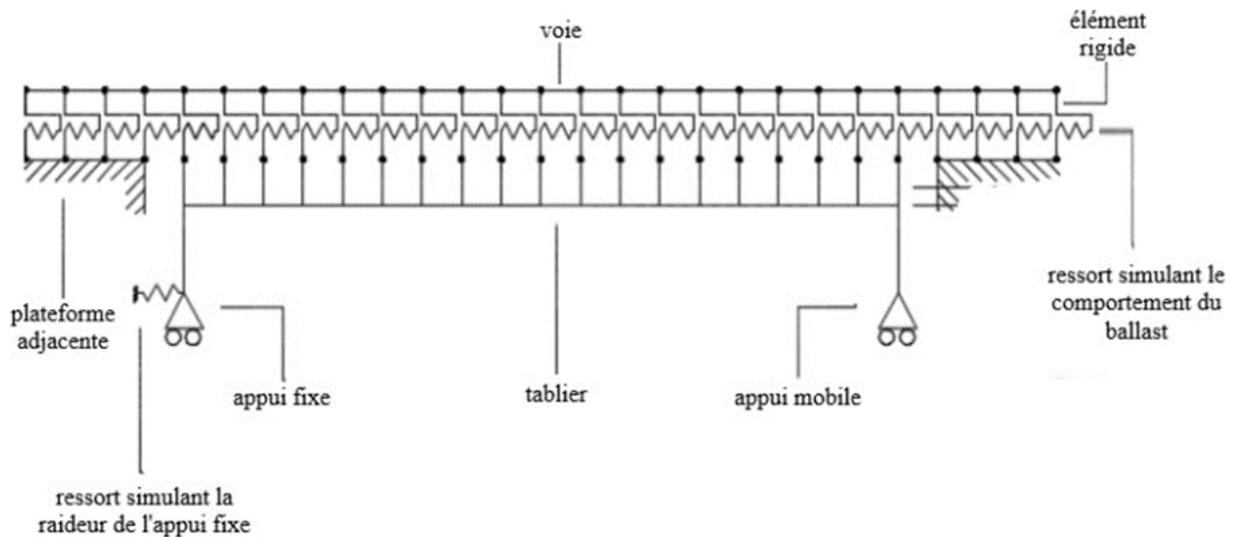


FIGURE 5.15 – Modèle 2D de l'interaction voie - ouvrage d'art [21]

5.4 Analyse du modèle numérique :

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 [22].

- 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.

5.4.1 Analyse simplifiée séparée :

Est une analyse simplifiée séparée Pour la variation 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 [22] .

5.4.2 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 [19].

5.5 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.

5.5.1 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 : 1031,61 m.
- Rayon de courbure en plan : 1600 m.
- 26 travées isostatiques.
- Longueur de chaque travée : 38 m.
- Largeur du tablier : 12,70 m.
- Entraxe des voies : 4 m.
- 25 piles.
- Chaque pile supporte quatre appareils d'appuis : deux mobiles et deux fixes.
- Deux culées de 7 m de hauteur chacune, servant d'appuis fixes.

5.5.1.1 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 .

TABLE 5.1 – Caractéristiques des deux rails UIC60

E [GPa]	α [1/°C]	S [m ²]	I_{xx} [m ⁴]	I_{yy} [m ⁴]
210	$1,2 \times 10^{-5}$	$1,537 \times 10^{-2}$	$6,0726 \times 10^{-5}$	$1,02091 \times 10^{-5}$

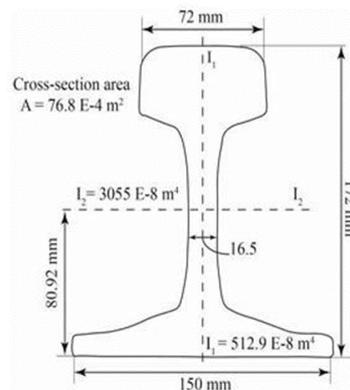


FIGURE 5.16 – Dimensions de la section du rail UIC60 [21]

5.5.1.2 Caractéristiques de la structure :

Le pont étudié est un pont à poutres en béton précontraint, son tablier est composé de 6 poutres de hauteur $H = 2.1 m$ et d'une dalle en béton d'épaisseur de 30 cm. Afin d'étudier le phénomène d'interaction voie-structure, on doit étudier la section transversale du tablier.

TABLE 5.2 – Caractéristiques matériaux

Matériau	E (Gpa)	ν
Béton_35_poutres	34,077	0,2
Béton_25_dalle	31,475	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 :

TABLE 5.3 – 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	6.38058	2.4	9.78172	1.6821

5.5.1.3 La raideur longitudinale des appuis :

L'hypothèse de la base rigide est considérée dans le calcul de la rigidité longitudinale des piles. Le pont comporte 25 piles avec des hauteurs allant de 8,43 m jusqu'à 17,53 m, la section des piles est variable. Chaque pile comporte une partie pleine de 2m de hauteur au niveau de la tête et de 3m de hauteur au niveau du pied, tandis que la partie centrale est creuse. Le calcul des raideurs a montré que la rigidité des piles varie d'un maximum de 1388,9 kN/m pour la plus petite pile à un minimum d'environ 40 kN/m (voir annexe).

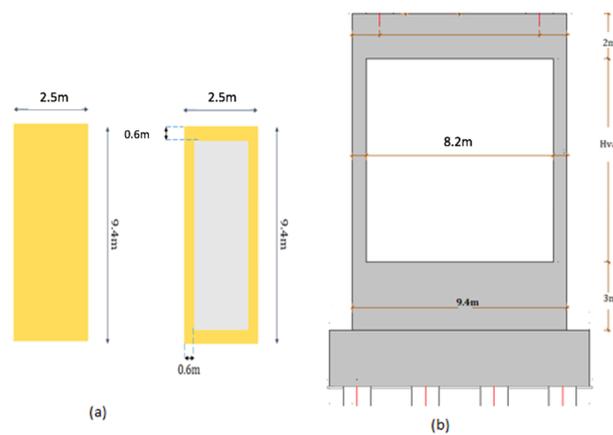


FIGURE 5.17 – (a) section des piles en plan ; (b) coupe sur pile

5.5.2 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 rigidité latérale de l'infrastructure : **Point spring support** ;
- La discrétisation des éléments sera d'environ 1.00 m

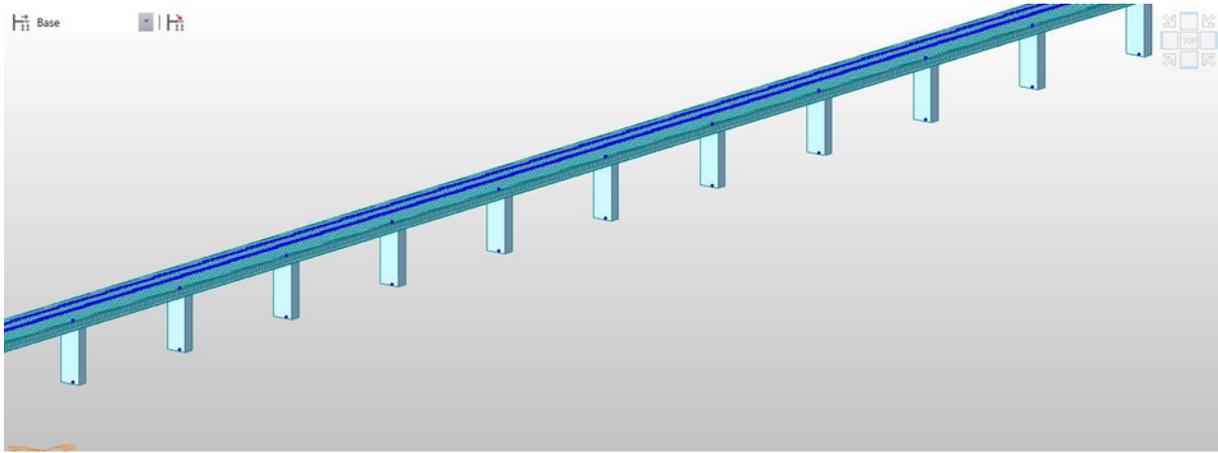


FIGURE 5.18 – Vue en 3D

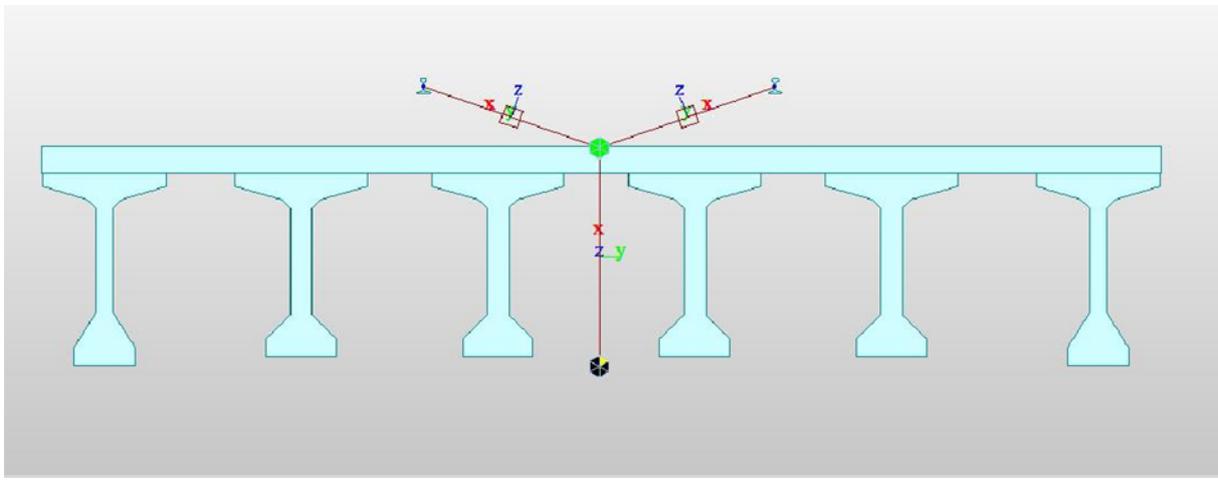


FIGURE 5.19 – Disposition des éléments dans le plan yoz

Le frottement au niveau des appuis mobiles est négligé, et 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 4898 nœuds, 4189 éléments beam.

5.5.3 Caractéristiques de l'interface voie-structure :

Les caractéristiques de l'interface voie-structure utilisées dans cette modélisation correspondent à celles d'une voie ballastée. Les éléments non linéaires de cette interface suivent la loi de comportement élastoplastique pour les voies ballastées. La résistance élastique limite est de 20 kN/m pour une voie non chargée et de 60 kN/m pour une voie chargée, avec un déplacement élastique limite de 2 mm dans les deux cas.

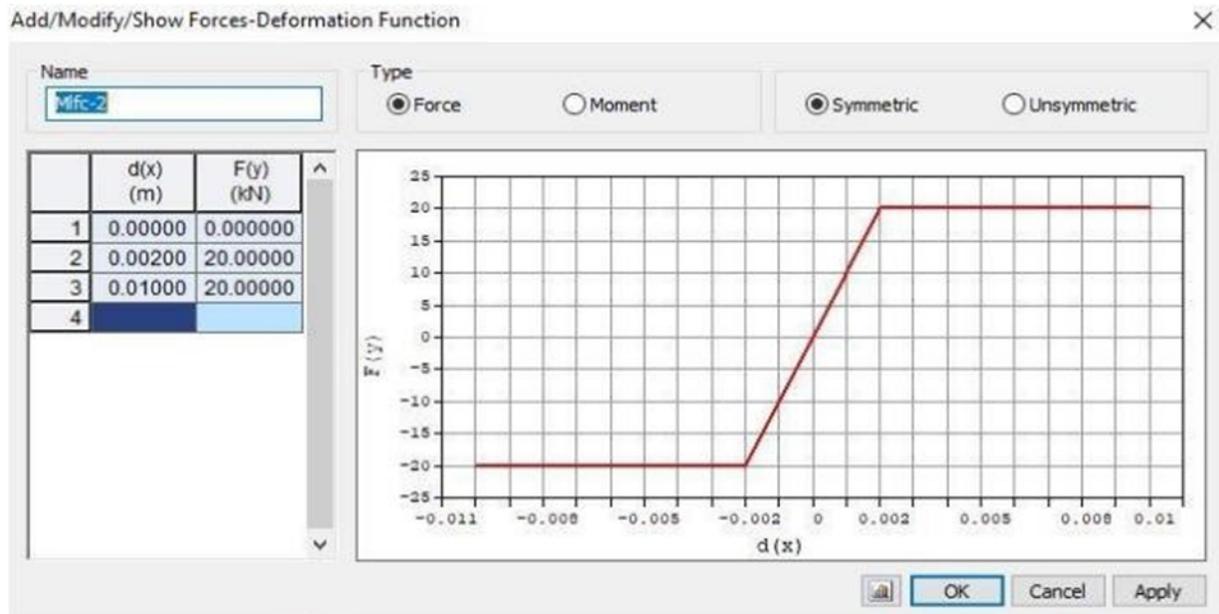


FIGURE 5.20 – Loi de comportement du ballast (voie non chargée)

5.5.4 Résultats de l'analyse :

5.5.4.1 Analyse simplifiée :

5.5.4.1.1 Effet de la charge thermique :

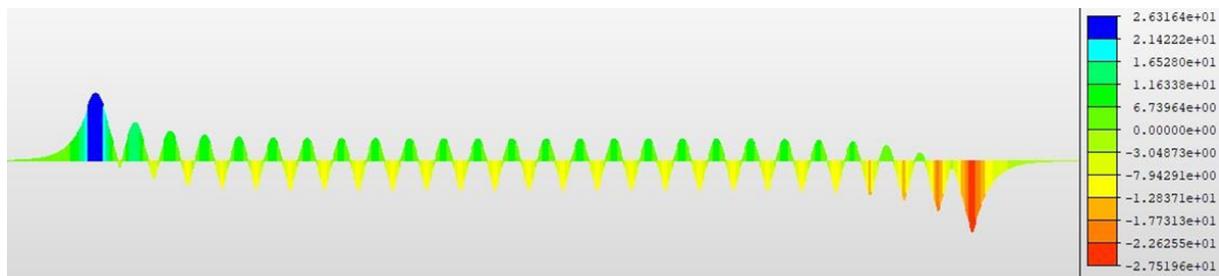


FIGURE 5.21 – Diagramme des contraintes dans les rails dues au chargement thermique (V1 et V2)

5.5.4.1.2 Effet de la charge verticale :

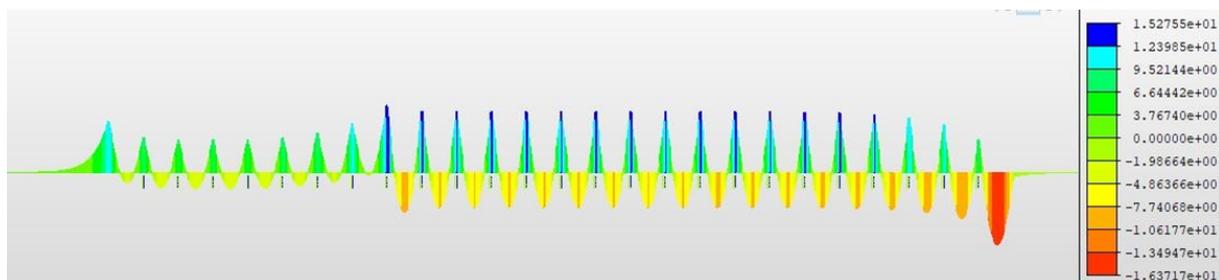


FIGURE 5.22 – Diagramme des contraintes dans les rails dues au chargement vertical (voie 1)

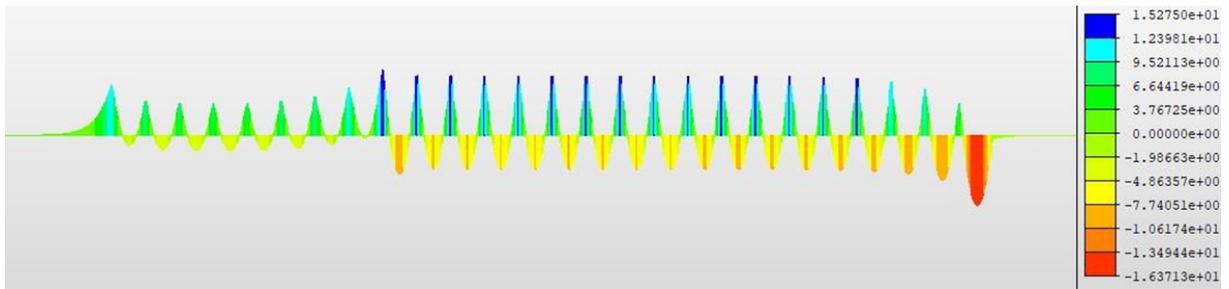


FIGURE 5.23 – Diagramme des contraintes dans les rails dues au chargement vertical (voie 2)

5.5.4.1.3 Effet des charges horizontales (démarrage/freinage) :

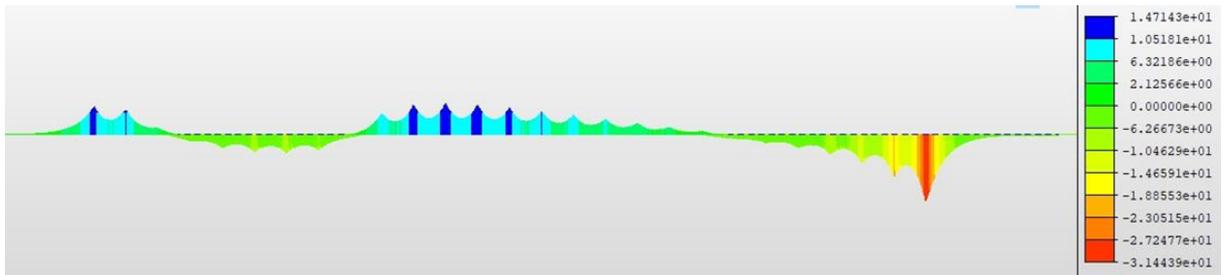


FIGURE 5.24 – Diagramme des contraintes dans les rails dues au chargement horizontal (voie 1)

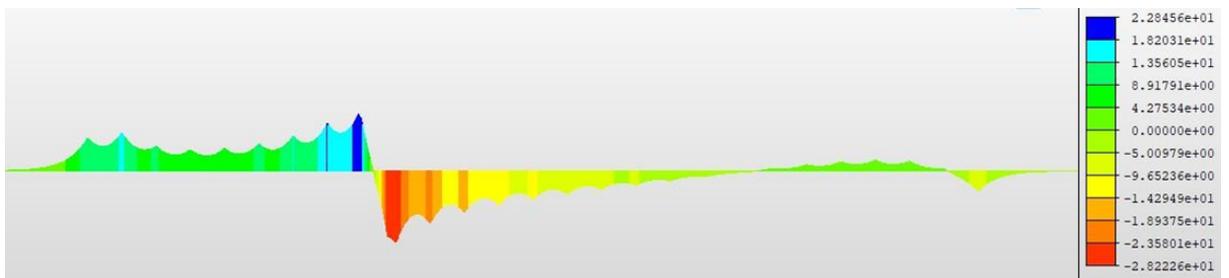


FIGURE 5.25 – Diagramme des contraintes dans les rails dues au chargement horizontal (voie 2)

5.5.4.2 Analyse complète :

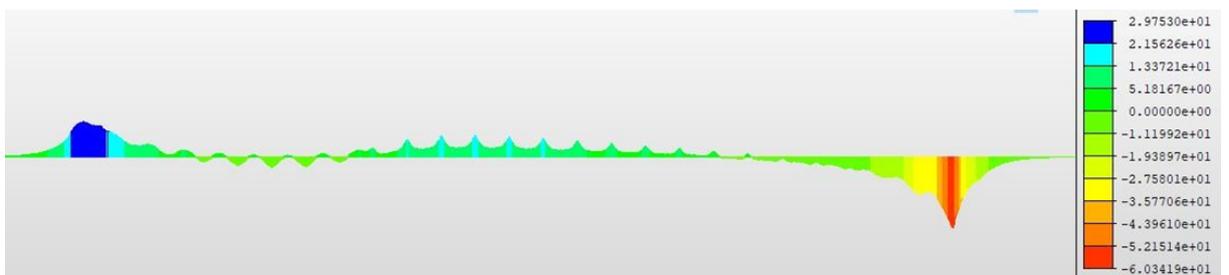


FIGURE 5.26 – Contraintes dans les rails (voie 1)

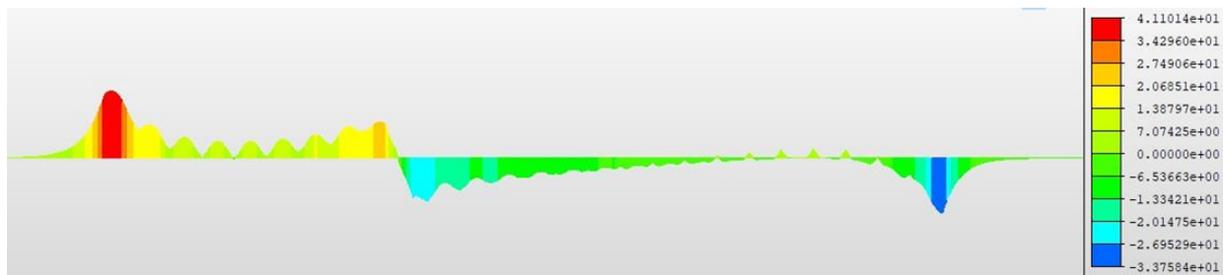


FIGURE 5.27 – Contraintes dans les rails (voie 2)

TABLE 5.4 – Contraintes de traction et de compression de l'analyse complète

Voie	Contrainte de traction [MPa]	Contrainte de compression [MPa]
1	29.75	60.34
2	41.10	33.76

5.5.5 Vérification par rapport aux valeurs admissibles :

La vérification des contraintes et déplacements s'effectue selon les critères de sécurité de la fiche UIC 774-3R qui sont énumérés dans la partie 1. Les valeurs à vérifier sont les suivantes :

- Les contraintes additionnelles dans les rails.
- Le déplacement horizontal relatif entre le tablier et la voie, dû au freinage-démarrage.
- Le déplacement horizontal absolu du tablier, dû au freinage-démarrage.
- Le déplacement entre l'arête supérieure de l'extrémité du tablier et la culé.
- Le déplacement entre les arêtes supérieures de 2 extrémités de tabliers successifs dus à la flexion verticale.

5.5.5.1 Les contraintes additionnelles :

TABLE 5.5 – Résultats de l'analyse et valeurs admissibles

Contraintes additionnelles [MPa]			
		Résultats de l'analyse	Valeurs admissibles
Analyse simplifiée	Voie 1	$\sigma_{\max, c} = 74$	72
		$\sigma_{\max, t} = 56,3$	92
	Voie 2	$\sigma_{\max, c} = 72,1$	72
		$\sigma_{\max, t} = 64,436$	92
Analyse complète	Voie 1	$\sigma_{\max, c} = 60,34$	72
		$\sigma_{\max, t} = 29,75$	92
	Voie 2	$\sigma_{\max, c} = 33,76$	72
		$\sigma_{\max, t} = 41,1$	92

tel que

- Contrainte maximale de compression : $\sigma_{\max, c}$
- Contrainte maximale de traction : $\sigma_{\max, t}$

5.5.5.2 Les déplacements :

On donne les résultats obtenus par le logiciel Midas civil les déplacements suivants : (voir annexe pour plus de détails)

Déplacements dus au freinage-démarrage

- Le déplacement relatif maximal entre le tablier et la voie 1 : $\delta_{rel} = 4,3 \text{ mm} > 4 \text{ mm}$
- Le déplacement relatif maximal entre le tablier et la voie 2 : $\delta_{rel} = 7,97 \text{ mm} > 4 \text{ mm}$

Déplacement horizontal absolu du tablier

- Le déplacement absolu maximal du tablier : $\delta_{abs} = 7,22 \text{ mm} > 5 \text{ mm}$

Déplacements dus à la flexion verticale

- Le déplacement maximal entre l'arête supérieure de l'extrémité du tablier et la culée : $\delta_{rot} = 3,13 \text{ mm} \leq 8 \text{ mm}$
- Le déplacement maximal entre les arêtes supérieures de deux tabliers successifs : $2,76 \text{ mm} \leq 8 \text{ mm}$

5.5.6 Interprétation des résultats :

L'analyse simplifiée a montré que les contraintes additionnelles de traction sont inférieures aux valeurs admissibles, tandis que les contraintes additionnelles de compression obtenues par cette analyse ne respectent pas les valeurs admissibles.

L'analyse complète a montré que les contraintes additionnelles de traction et de compression sont inférieures aux valeurs admissibles.

Les déplacements dus aux charges de freinage et de 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.

5.6 Conclusion :

L'analyse simplifiée a donné des résultats surestimés en termes de contraintes dans les rails, à cause de la superposition des différents effets, ce qui confirme que l'analyse complète est plus précise.

Les déplacements dus à la surcharge verticale sont admissibles. En revanche, les déplacements dus aux charges de freinage et de démarrage dépassent les valeurs admissibles, ce qui risque de conduire à la déconsolidation du ballast. Par conséquent, une étude plus détaillée devra être réalisée, dans laquelle les raideurs des appuis devront être correctement calculées. Il est également possible d'inclure des appareils de dilatation dans cette procédure afin de permettre des déplacements plus importants.

Conclusion générale

Le viaduc de Gara Djebilet est l'un des projets importants et complexes inscrits dans le cadre de la réalisation de la ligne de chemin de fer Béchar-Tindouf. L'objectif de notre travail est l'étude du tablier de cet ouvrage ainsi que l'analyse de l'interaction rail structure. Le pré dimensionnement des éléments préfabriqués a nécessité le recours à des relations empiriques tirées de la littérature qui nous a permis d'adopter une section en T avec talon.

Les poutres préfabriquées seront réalisées en béton précontraint par post-tension, avec un béton de 35 MPa et sept câbles 12T15. Quant à la dalle, elle sera coulée sur place avec un béton de 25 MPa.

Les vérifications des contraintes normales et tangentielles, ainsi que la vérification de la zone d'about, pour toutes les étapes du phasage, assurent la résistance du tablier aux sollicitations de calcul.

Le calcul des déformations a donné des résultats acceptables et la résistance de la structure à la fatigue est assuré conformément aux normes en vigueur propre aux ponts-rails.

L'analyse de l'interaction voie-ouvrage a montré que les contraintes additionnelles sont admissibles, tandis que les déplacements horizontaux, notamment ceux dus aux charges de freinage et de démarrage, ne respectent pas les conditions de valeur admissible. Cela peut conduire à la déconsolidation du ballast. Dans ce cas, une étude plus détaillée peut être réalisée, où il serait intéressant d'introduire des appareils de dilatation.

Au cours de ce travail, nous avons eu l'opportunité de mettre en pratique nos connaissances en génie civil. Nous avons été confrontés à des difficultés, principalement en raison des nombreux aspects nouveaux présents dans cet ouvrage. Pour les surmonter, nous avons dû faire preuve d'initiative et de responsabilité afin de mener à bien cette étude et tirer les conclusions adéquates. Ce n'est qu'à travers cette expérience que nous avons réalisé l'ampleur de notre métier et l'importance des décisions que nous sommes amenés à prendre.

Bibliographie

- [1] D. CHERID, *Cours de pont*, École Nationale Polytechnique , 2023/2024 .
- [2] DTR C 2-4.7,Règlement neige et vent « R.N.V. », 1999 .
- [3] WeatherSpark, Beautiful Weather Graphs and Maps, 2024, <https://weatherspark.com> .
- [4] Jean-Armand Calgaro and Anne Bernard-Gely, *Conception des ponts - Equipements des ponts*, 2017.
- [5] Cour de voies ferrées, École nationale supérieure des travaux publics (ENSTP), 2023/2024.
- [6] Règles BAEL 91 révisées 99, 2000.
- [7] SETRA, *Précontrainte Freyssinet - Agrément Technique Européen ETA-06/0226*,2013.
- [8] SETRA, *Ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post tension (VIPP) - Guide de conception*,1996.
- [9] SNCF, *Règles de conception et de calcul des ouvrages en béton, en métal ou mixtes*, Livret 2.01,1995.
- [10] EN (Norme Européenne), *Actions générales - poids volumiques, poids propres et charges d'exploitation* , 2003.
- [11] UIC (Union Internationale des Chemins de Fer), *Charges à prendre en considération dans le calcul des ponts rails - Fiche technique CODE UIC 776-1*, 2006.
- [12] Bousedra, Khadidja and Matassi, Feriel, *Etude d'un pont rail à poutres multiples en post- tension sur la nouvelle ligne ferroviaire TISSEMSILT-BOUGHEZOUL (PK70+195 et PK70+279)*, Ecole nationale polytechnique d'Alger, Algérie, 2019.
- [13] RCPR,*Règlement définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.*, 2009.
- [14] Aurelio Muttoni. *Conception et dimensionnement de la précontrainte.*, Presse de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, 2011. 35 p.
- [15] N. Krishna Raju, *Prestressed Concrete*, Tata McGraw-Hill Education, 2006.
- [16] Mohammed Siline, *Béton précontraint, cours et applications*.
- [17] M. Cherrak, *Note de cours béton armé et précontraint*,Ecole nationale polytechnique, 2022/2023.
- [18] Règles BPEL 91 révisé 99, 1999
- [19] UIC (Union Internationale des Chemins de Fer), *Intéactions voies ouvrages d'art recommandations pour les calculs - Fiche technique CODE UIC 774-3.*,2000.
- [20] EN (Norme Européenne), *Eurocode 1 – Actions sur les structures – Partie 2 : actions sur les ponts, dues au trafic.*, NF EN 1991-2, mars 2004.
- [21] Babi Belaid and Farez Younes, *Etude du phénomène d'interaction voie-structure pour les ouvrages ayant un rayon de courbure supérieur à 1500 m*,Ecole nationale polytechnique d'Alger, Algérie, 2020.
- [22] GUERFI Moussa, *Pont rail interaction rail-structure application avec midas civil*, 2023.

Annexe A

Calcul des Raideurs des Appuis et Résultats de Déplacements

1.1 Calcul de la raideur longitudinale des appuis :

Pour le calcul de la raideur, on utilise la méthode de la charge unitaire.

À l'aide de l'équation générale de la déformée (2) d'une poutre à inertie variable, encastree à une extrémité et soumise à une force $P = 1$ dans l'autre extrémité (figure 4.10), on calcule la flèche δ .

Par la suite, on calcule la raideur K en utilisant l'équation A.2.

$$\delta = \frac{PL^3}{3EI_1} + \frac{Pa_1^3}{3E} \left(\frac{1}{I_2} - \frac{1}{I_1} \right) + \frac{Pa_2^3}{3E} \left(\frac{1}{I_3} - \frac{1}{I_2} \right) + \dots + \frac{Pa_n^3}{3E} \left(\frac{1}{I_n} - \frac{1}{I_{n-1}} \right) \quad (\text{A.1})$$

$$K = \frac{1}{\delta} \quad (\text{A.2})$$

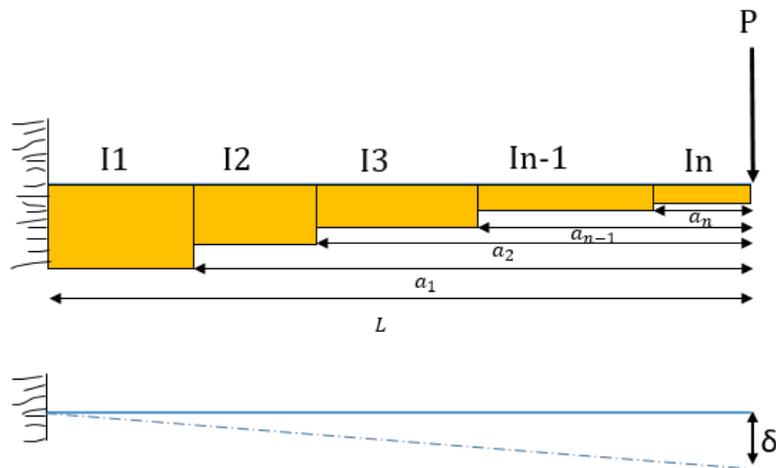


FIGURE 1.1 – Flexion d'une poutre à inertie variable

Dans notre cas, on a deux inerties : celle de la section pleine I_1 et celle de la section creuse I_2 , réparties sur la hauteur de la manière illustrée dans la figure 1.2 suivante avec :

$$I_1 = \frac{bh^3}{12} = \frac{9.4 \times 2.5^3}{12} = 12.24 \text{ m}^4 \quad (\text{A.3})$$

$$I_2 = \frac{BH^3 - bh^3}{12} = \frac{9.4 \times 2.5^3 - 8.2 \times 1.5^3}{12} = 8.52 \text{ m}^4 \quad (\text{A.4})$$

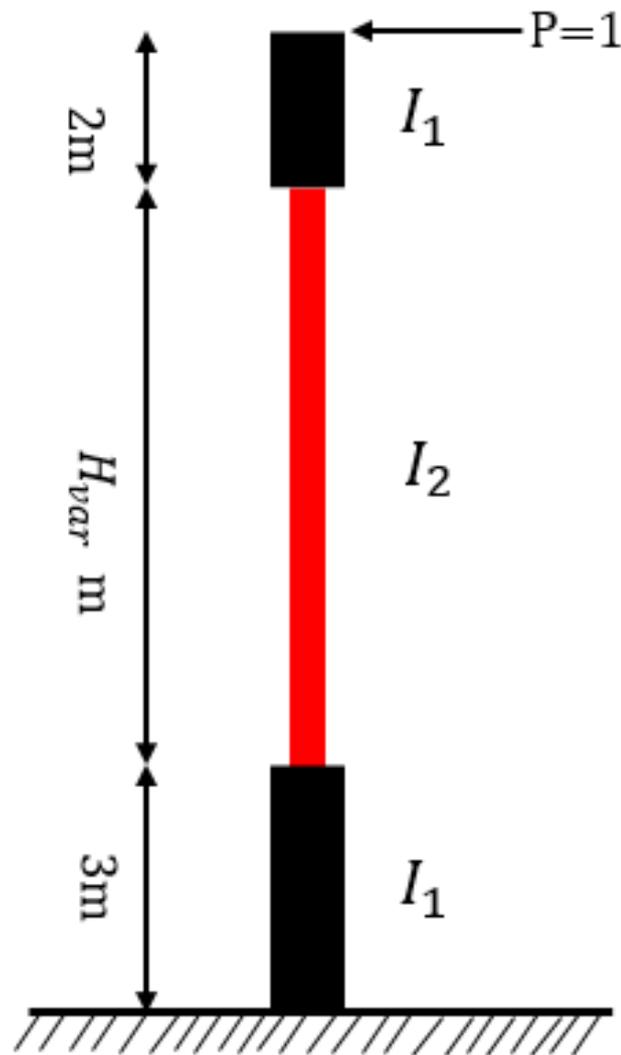


FIGURE 1.2 – Distribution de l'inertie suivant la hauteur

Le résumé des raideurs des différentes piles est répertorié dans le tableau 1.1 :

TABLE 1.1 – Raideurs horizontales des piles

Pile	Hauteur [m]	Hvar [m]	E [GPa]	δ [$\times 10^{-9}$ m]	K [MN/m]
1	8,5	3,5	32	1,03	970,873786
2	8,5	3,5	32	4,15	240,963855
3	8,5	3,5	32	7,30	136,986301
4	9,99	4,99	32	11,44	87,4125874
5	9,96	4,96	32	13,59	73,5835173
6	9,95	4,95	32	16,73	59,7728631
7	11,48	6,48	32	19,88	50,3018109
8	15,46	10,46	32	22,02	45,4132607
9	17,46	12,46	32	26,17	38,2116928
10	17,53	12,53	32	29,31	34,1180484
11	15,48	10,48	32	33,54	29,8151461
12	13,28	8,28	32	37,76	26,4830508
13	12,48	7,48	32	40,99	24,3961942
14	11,43	6,43	32	46,21	21,6403376
15	9,93	4,93	32	33,54	29,8151461
16	9,28	4,28	32	29,31	34,1180484
17	9,45	4,45	32	26,17	38,2116928
18	8,78	3,78	32	22,02	45,4132607
19	9,43	4,43	32	19,88	50,3018109
20	9,43	4,43	32	19,88	50,3018109
21	9,43	4,43	32	16,73	59,7728631
22	8,43	8,43	32	13,59	73,5835173
23	8,43	8,43	32	11,44	87,4125874
24	8,45	3,45	32	3,30	303,030303
25	8,45	3,45	32	0,72	1388,888889

1.2 Résultats de déplacements :

1.2.1 Déplacement absolu du tablier du a la charge freinage/démarrage :



FIGURE 1.3 – Déplacement absolu du tablier du a la charge freinage/démarrage

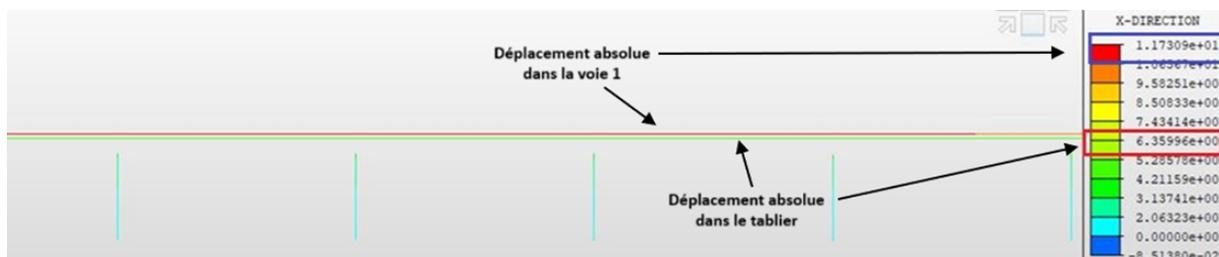


FIGURE 1.4 – Déplacements dans la voie 1 et dans le tablier dus à la charge de freinage/démarrage

La figure montre que le déplacement absolu dans la voie 1 est de 11,73 mm et que le déplacement absolu dans le tablier est de 6,36 mm, ce qui donne un déplacement relatif entre le tablier et la voie 1 de 5,37 mm.

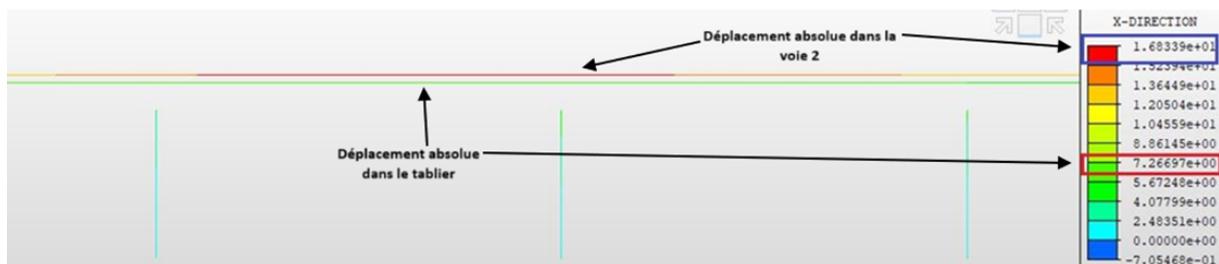


FIGURE 1.5 – Déplacements dans la voie 1 et dans le tablier dus à la charge de freinage/démarrage

La figure 1.6 montre que le déplacement absolu dans la voie 2 est de 16.83 mm et que le déplacement absolu dans le tablier est de 8.86 mm, ce qui donne un déplacement relatif entre le tablier et la voie 2 de 7.97 mm.

1.2.2 Déplacements dus à la flexion verticale :



FIGURE 1.6 – Déplacements des extrémités du tablier et de la culée

Le déplacement entre l'arête supérieure de l'extrémité du tablier et la culée est de 3,13 mm.



FIGURE 1.7 – Déplacements des extrémités du tablier

Le déplacement entre les arêtes supérieures des extrémités de deux tabliers successifs est de $4,5 \text{ mm} - 1,74 \text{ mm} = 2,76 \text{ mm}$.

€

