

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية

فرنسيس جانشون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics Francis Jeanson



Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Routes et Ouvrages

Thème

**CONCEPTION ET ETUDE D'UN PONT RAIL DE LA
LIGNE
MINIERE FERROVIAIRE ANNABA-BOUCHEGOUF
DU PK 24+325 AU PK 24+425**

Présenté par :

- ❖ **BOULAHOUACHE Maria**
- ❖ **LAZIB Aya Zahra**

Encadré par :

- ❖ **Mme. REZZIK EL
MARHOUN Zineb**

Promotion 2025 / 2026

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba

Dédicace

Au-delà des mots et des pages, je dédie avec tout mon amour ce travail à tous ceux qui se sont sacrifiés pour m'offrir les conditions propices à ma réussite :

*À ma chère maman **Souad BOUGUEROUA**, Ma reine, ma guerrière silencieuse. Celle qui priait en cachette pendant que je pleurais mes échecs. Celle qui m'a portée dans ses bras quand je n'avais plus la force de me porter moi-même.*

*À mon cher papa **Youcef BOULAHOUACHE**, L'homme de peu de mots mais de grands gestes. Ce mémoire est l'écho de tes sacrifices silencieux et la récolte des graines que tu as semés en moi avec tant de patience. Tu m'as appris la dignité dans l'effort, et la fierté dans le silence.*

*À ma grande sœur **RABAB et son époux YASSER**, Pour avoir été mon phare dans les moments d'incertitude. Vos mots ont été le vent qui a poussé mes voiles vers la réussite.*

*À ma petite sœur **RAHIL**, Source silencieuse de joie et de tendresse dans ma vie. Ce travail est l'expression d'une gratitude infinie pour ton amour qui adoucit chaque étape et éclaire chaque jour.*

*À mes petits frères **MOSSAAB & KHALED**, Mes complices de toujours. Que ce travail soit pour vous la preuve que l'ambition, nourrie de travail, ne connaît aucune limite. Portez vos rêves aussi haut que je porte ma fierté pour vous.*

À ma famille, Pour les sourires dans les jours gris, les plats chauds quand l'âme était froide, les petites attentions qui m'ont tenue debout. Dans mes veines, c'est votre amour qui coule.

*À mes deux enstipistes préférées **RANIA & MAROUA**, Les vrais de vrais, celles qui ont ramené des fous rires dans mes tempêtes mentales. Vous avez été ma famille choisie, mes lampadaires dans les nuits noires.*

*À ma meilleure amie et binôme **AYA**, Complice de chaque galère et de chaque victoire. On a stressé, on a douté, on a refait mille versions. Pour enfin savourer ensemble le goût de l'accomplissement. Merci pour ton soutien, ton énergie et ton cœur qui a rendu ce chemin plus beau.*

*À mon chat **NERO**, Ma boule de poils et de ronronnements qui a veillé sur mes nuits de rédaction avec tout son amour silencieux.*

A moi-même,

Tu as été au bord du découragement, tu as connu l'échec, la fatigue, les "tu es sûre que c'est fait pour toi ?"

Mais tu n'as pas lâché. Tu as recommencé. Tu as recommencé encore.

Tu t'es choisie. Et aujourd'hui, tu y es.

Ce diplôme, c'est ton trophée de guerre.

Maria

Dédicace :

Ce mémoire, je le dédie aux personnes qui ont rempli mon parcours de lumière et d'amour :

A mon père Ahmed LAZIB, Tu as toujours été mon pilier. Merci pour ta patience, pour ta façon de croire en moi, pour tous les sacrifices que tu as faits pour que j'arrive jusqu'ici. Ta fierté est ma plus belle récompense.

A ma mère Cherifa LARIBI, Tu es mon plus grand soutien. Merci pour tes bras ouverts, tes prières à chaque étape, et ton amour qui ne s'éteint jamais. Sans toi, ce mémoire n'aurait jamais vu le jour.

A ma très chère sœur LINA, Ma confidente, mon rayon de soleil dans les jours sombres. Merci pour tes blagues quand je n'en pouvais plus et pour ton amour inconditionnel. Tu as été ma force tranquille tout au long de ce parcours.

A ma famille LAZIB ET LARIBI Merci pour votre amour, vos encouragements et pour avoir cru en moi depuis le premier jour.

A mes tantes, Merci pour votre affection, vos douas, vos plats et pour avoir toujours eu un mot gentil pour moi.

À ma meilleure amie et binôme MARIA, Merci pour cette aventure qu'on a traversée ensemble et pour les fous rires qui ont rendu ce mémoire moins lourd. On finit ce chemin main dans la main. Travailler à tes cotes a été un vrai cadeau, et je suis fière de ce qu'on a accompli ensemble.

Aya Zahra

REMERCIEMENT

Avant tout, nous rendons grâce à Dieu le Tout-Puissant de nous avoir donné la force, la patience et la santé pour mener à bien ce projet de fin d'études.

Nous tenons à exprimer notre profonde reconnaissance à notre encadrante, **Mme. REZZIK EL MARHOUN Zineb**, pour sa disponibilité, ses conseils précieux et son soutien tout au long de ce travail. Merci d'avoir cru en nous et de nous avoir guidés avec autant de bienveillance.

Un grand merci à toute l'équipe de **l'ENGOA** qui nous a accueillis et accompagnés durant notre stage. Vous nous avez transmis bien plus que des compétences techniques : votre gentillesse restera gravée.

Nos remerciements vont également à l'ensemble des enseignants de **l'ENSTP**, et en particulier au **Dr. HEMAIDI ZOURGUI Nadjib**, pour la qualité de l'enseignement reçu et pour avoir su éveiller notre curiosité.

Merci au personnel administratif pour votre aide et votre efficacité dans l'ombre.

Enfin, nous remercions chaleureusement les membres du jury d'avoir accepté d'évaluer notre travail.

Nous sommes reconnaissantes envers toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont contribué à sa réalisation.

ملخص

تتناول هذه المذكرة دراسة وتصميم جسر سكك حديدية مائل مزدوج المسار، يقع بين النقطتين الكيلومترين 24+325 و 24+425 ويساهم في تسهيل الربط المنجمي بين بوشقوف وعنابة.

تم تحليل ثلاث خيارات إنشائية مختلفة، وهي: جسر بعوارض، وجسر بعوارض معدنية مختلطة، وجسر صندوقي. وبعد اعتماد منهج متعدد المعايير للمقارنة، تم اختيار الحل الأنسب تقنيا واقتصاديا، والمتمثل في جسر بعوارض مسبقة الصنع من الخرسانة مسبقة الإجهاد بواسطة الشد اللاحق.

شملت الدراسة كلاً من البنية الفوقية والبنية التحتية للجسر، بما في ذلك حسابات الإجهاد المسبق والتحليل الزلزالي. كما أنجزت النمذجة العددية والتحليل الإنشائي للمنشأ باستعمال برنامج Robot Structural Analysis بهدف تقييم استجابة الجسر تحت تأثير الأحمال الدائمة وأحمال الاستغلال.

الكلمات المفتاحية: الإجهاد المسبق بالشد اللاحق، جسر مائل، التحليل الزلزالي، البنية الفوقية، البنية التحتية، دراسة، جسر سكك حديدية.

Abstract

This thesis deals with the study and design of a double-track skew railway bridge located between kilometer points PK 24+325 and PK 24+425, facilitating the mining connection between Bouchegouf and Annaba.

Three structural alternatives were investigated: a girder bridge, a composite steel girder bridge, and a box-girder bridge. Following a multicriteria comparison approach, the most suitable technical and economic solution was selected, namely a bridge composed of precast post-tensioned prestressed concrete beam.

The study covers both the superstructure and the substructure, including prestress design and seismic analysis. Numerical modeling and structural analysis were carried out using Robot Structural Analysis software to evaluate the bridge response under permanent and service loads.

Keywords: post-tensioned prestressing, beams, skew bridge, seismic analysis, superstructure, substructure, study, railway bridge.

Résumé

Ce mémoire porte sur l'étude et le dimensionnement d'un pont ferroviaire biais à double voie situé entre les points kilométriques PK 24+325 et PK 24+425 facilitant la liaison minière entre Bouchegouf et Annaba.

Trois variantes structurales ont été analysées : un pont à poutres, un pont mixte à poutres métalliques et un pont-caisson. Après l'adoption d'une approche multicritère de comparaison, la solution la plus appropriée sur les plans technique et économique a été retenue. Il s'agit d'un pont à poutres préfabriquées en béton précontraint par post-tension.

L'étude comprend à la fois la superstructure et l'infrastructure, incluant le calcul de la précontrainte, l'analyse sismique. La modélisation numérique et l'analyse de la structure ont été réalisées à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis afin d'évaluer la réponse du pont sous les charges permanentes et d'exploitation.

Mots-clés : précontrainte par post-tension, pont biais, analyse sismique, superstructure, infrastructure, étude, pont ferroviaire.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE :	1
CHAPITRE 01 : PRESENTATION DE PROJET	3
I. PRESENTATION DE PROJET	4
I.1. INTRODUCTION:	4
I.2. PRESENTATION DE PROJET	4
I.3. LES DONNEES DE PROJET :	5
I.3.1. Données fonctionnelles :	5
I.3.2. Données naturelles :	7
CHAPITRE 02 : CONCEPTION ET PRE DIMENSIONNEMENT	4
II. CONCEPTION ET PRE DIMENSIONNEMENT	11
II.1. INTRODUCTION	11
II.2. CRITERE DE CHOIX DE TYPE DE L'OUVRAGE :	11
II.3. PRESENTATION ET PRE DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES :	12
II.3.1. VARIANTE N°01 : Pont à poutres en béton précontrainte post tension :	12
II.3.2. VARIANTE N°02 : Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs	15
II.3.3. Variante N° 03 : Pont Mixte Bipoutre :	20
II.4. ANALYSE MULTICRITERES	23
CHAPITRE 03 : MATERIAUX ET HYPOTHESES DE CALCUL	11
III. MATERIAUX ET HYPOTHESES DE CALCUL	27
III.1. INTRODUCTION	27
III.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL :	27
III.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX UTILISES :	28
III.3.1. Béton:	28
III.3.2. Les armatures :	30
CHAPITRE 04 : EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES	34
IV. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES	35
IV.1. EVALUATION DES ACTIONS HORS TRAFFIC	35
IV.1.1. Charges permanentes	35
IV.1.2. Action thermique:	39
IV.1.3. Simultanéité de la composante uniforme et du gradient thermique :	40
IV.1.4. Actions dues au vent :	40

IV.1.5.	Action sismique :	41
IV.2.	EVALUATION DES ACTIONS DUES AU TRAFFIC :	42
IV.2.1.	Présentation du Traffic ferroviaire :	42
IV.2.2.	Surcharges verticales :	42
IV.2.3.	Surcharges horizontales :	45
IV.3.	CHARGES ACCIDENTELLES :	49
IV.3.1.	Actions dues au déraillement d'un train sur le pont :	49
IV.4.	EFFET DYNAMIQUE :	51
IV.5.	COMBINAISON ET GROUPE DE CHARGE :	56
IV.5.1.	Valeurs caractéristiques de l'action à composants multiples :	56
IV.5.2.	Les combinaisons de charges :	57
CHAPITRE 05 : ETUDE LONGITUDINALE		59
V.	ETUDE LONGITUDINALE :	60
V.1.	INTRODUCTION :	60
V.2.	PRESENTATION DU LOGICIEL ROBOT :	60
V.3.	MODELISATION :	60
V.4.	LES ETAPES DE MODELISATION :	60
V.5.	DEFINITION DES CHARGES ET SURCHARGES :	62
V.6.	RESULTATS:	62
V.7.	CONCLUSION:	64
CHAPITRE 06 : ETUDE DE LA PRECONTRAINT		65
VI.	ETUDE DE LA PRECONTRAINT	66
VI.1.	INTRODUCTION :	66
VI.2.	ETUDE DE LA PRECONTRAINT	66
VI.2.1.	Tension à l'origine :	66
VI.2.2.	La contrainte maximale	67
VI.2.3.	Calcul du nombre de câbles de la précontrainte :	68
VI.2.4.	Vérification de la borne supérieure :	71
VI.2.5.	Détermination du nombre de câbles à l'about :	71
VI.2.6.	Vérification des contraintes normales:	73
VI.2.7.	TRACE DES CABLES DE PRECONTRAINT	78
		81

VI.2.8.	CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES NETTES DE POUTRE + DALLE ET POUTRE SEULE	82
VI.2.9.	CALCUL DES PERTES:	83
VI.3.	CLCULES ET JUSTIFICATIONS DES POUTRES:.....	100
VI.3.1.	Justification de la poutre à l'ELS :	100
VI.4.	FERRAILLAGE PASSIF LONGITUDINAL.....	109
VI.4.1.	Armatures de peau	109
VI.4.2.	Armatures longitudinales dans les zones tendues	109
VI.5.	Justification de la poutre à l'ELU	110
VI.5.1.	Vis-à-vis des contraintes normales.....	110
CHAPITRE 07 : ETUDE DU TABLIER		117
VII.	ETUDE DE TABLIER.....	118
VII.1.	INTRODUCTION :	118
VII.2.	FLECHE ET CONTRE FLECHE:.....	118
VII.2.1.	Flèche due au Poids Propre:.....	118
VII.2.2.	Contre-flèche de précontrainte:	118
VII.2.3.	Flèche due à la Construction :	119
VII.2.4.	Flèche maximale à l'ELS:	119
VII.2.5.	Flèche Totale:.....	119
VII.3.	CALCUL DES ROTATIONS :	120
VII.3.1.	Rotation due au poids propre:	120
VII.3.2.	Rotation due aux surcharges d'exploitation:	121
VII.3.3.	Rotation due à la précontrainte:	121
VII.3.4.	Rotation totale:	122
VII.4.	CALCUL DES DEPLACEMENTS :	123
VII.4.1.	Déplacement de la rotation d'appui:	123
VII.4.2.	Déplacement du au retrait et fluage:	123
VII.4.3.	Déplacement dû à la variation de température:	124
VII.4.4.	Déplacement maximal total:.....	124
VII.5.	ETUDE DE L'ENTRETOISE :	125
VII.5.1.	Principe de ferrailage:	125
VII.5.2.	Evaluation des efforts:	125
VII.5.3.	Ferrailage de l'Entretoise:.....	127

VII.6.	ETUDE DE L'HOURDIS :	130
VII.6.1.	Evaluation des efforts :	130
VII.6.2.	Ferraillage de la dalle:	132
CHAPITRE 08 : ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DE PONT		133
VIII.	ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENT DE PONT	134
VIII.1.	INTRODUCTION :	134
VIII.2.	APPAREIL D'APPUI:	134
VIII.2.1.	Choix de type d'appareil d'appui:	134
VIII.2.2.	Dimensionnement des appareils d'appui:	135
VIII.2.3.	Calcul exacte des déplacements horizontaux:	138
VIII.3.	ETUDE SISMIQUE:	140
VIII.3.1.	Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique:	140
VIII.3.2.	Méthode monomodale:	140
VIII.4.	VERIFICATION DES APPAREILS D'APPUIS:	150
VIII.4.1.	Résistance à la compression :	150
VIII.4.2.	Stabilité au flambement:	151
VIII.4.3.	Limitation de la distorsion:	152
VIII.4.4.	Condition de non-glissement:	153
VIII.5.	DES D'APPUIS :	155
VIII.5.1.	Dimensionnement des dés d'appuis:	155
VIII.5.2.	Ferraillage des dés d'appuis:	156
VIII.6.	JOINT DE CHAUSSEE:	158
VIII.6.1.	Calcul du souffle :	158
VIII.6.2.	Influence du biais:	159
VIII.6.3.	Les rotations d'about:	160
VIII.6.4.	Conclusion :	161
CHAPITRE 09 : ETUDE INFRASTRUCTURE		162
IX.	ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE :	163
IX.1.	INTRODUCTION:	163
IX.2.	ETUDE DE LA PILE:	163
IX.2.1.	Pré dimensionnement des piles:	164
IX.2.1.	Evaluation des Efforts Agissant sur la Pile:	165
IX.2.2.	Combinaisons des efforts	166

IX.2.3.	Calcul des éléments de la pile	166
IX.3.	ETUDE DE LA CULEE:.....	172
IX.3.1.	Prédimensionnement des culées remblayées :	173
IX.3.2.	Evaluation des efforts agissant sur la culée:	174
IX.3.3.	Modélisation de la culée:.....	177
IX.3.4.	Ferraillage des éléments de la culée:.....	177
CHAPITRE 10 : CONCLUSION GENERALE		185
X.CONCLUSION GENERALE :		186
BIBLIOGRAPHIE		187
ANNEXE A :RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES		190
ANNEXE B : RESULTATS DU CALCUL NUMERIQUE		194
ANNEXE C : FERRAILLAGE		199
ANNEXE D : PLAN D'ENSEMBLE DES VARIANTES		231
VARIANTE 01 :		232
VARIANTE 02 :		233
VARIANTE 03 :		234

LISTE DES FIGURES :

Figure I.3-1:La ligne minière Annaba - Djbel Onk.....	4
Figure I.3-1: La ligne minière Annaba - Djbel Onk.....	5
Figure I.3-2 : Profil en long.....	5
Figure I.3-3 : Profil en travers.....	6
Figure I.3-4:Situation Du Secteur D'étude Sur La Carte De Zonage Sismique Du Territoire National	10
Figure II.3-1: Pont à poutres précontraintes (VIPP)	12
Figure II.3-2: conception longitudinale (VIPP)	13
Figure II.3-3: Pont voussoir en béton précontraint	15
Figure II.3-4 : Conception longitudinale pont voussoir	16
Figure II.3-5: Conception transversale de voussoire.....	17
Figure II.3-6: Pont mixte Bipoutre.....	20
Figure II.3-7: conception longitudinale pont mixte bipoutre	21
Figure II.3-8: conception transversale de PRS.....	21
Figure IV.1-1:Spectres de réponse de référence – composantes horizontale et verticale.....	41
Figure IV.2-2:Modèle de charges SW/0 et SW/2.	43
Figure IV.2-3:Modèle de charges 71 et valeurs caractéristiques pour les charges verticales.....	44
Figure IV.2-6:Le modèle de charge train à vide	45
Figure IV.3-1:Situation de projet I	50

Figure IV.3-2:Situation de projet II	50
Figure IV.4-1 :Limites de la fréquence propre n_0 [Hz] du pont en fonction de L [m] [EN-1991-2].....	51
Figure IV.4-2:Limites de la flèche sous poids permanent [Livret201-fev1995]	52
Figure IV.4-5: Organigramme vérificateur de la nécessité d'une analyse dynamique [UIC 776-1].....	54
Figure IV.5-1:Evaluation des groupes de charges pour le trafic ferroviaire (valeurs caractéristiques	56
Figure V.4-1:Modèle de calcul.	61
Figure V.6-2:maximal Moment à l'ELS.....	62
Figure V.6-1:Effort tranchant maximal à l'ELS.....	62
Figure V.6-3:Moment maximal à l'ELU.	63
Figure V.6-4:Effort tranchant maximal à l'ELU.	63
Figure VI.2-1: Trajectoire des câbles en élévation dans une demi poutre.	81
Figure VI.2-2:Pertes par recul d'ancrage	86
Figure VI.5-1: Courbe d'interaction effort normal-moment fléchissant	111
Figure VI.5-2: Diagramme des déformations et des contraintes à l'ELU.....	111
Figure VII.2-1:Flèche du tablier sous G.....	118
Figure VII.2-2:Contre flèche due à la mise en tension des câbles.	118
Figure VII.2-3:Flèche max de la poutre à l'ELS.....	119
Figure VII.5-1:Moment max de l'entretoise à l'ELU (ROBOT).	126

Figure VII.5-2: Moment max de l'entretoise à l'ELS (ROBOT).....	126
Figure VII.5-3: Effort tranchant max de l'entretoise à l'ELU.	127
Figure VII.5-4: Effort tranchant max de l'entretoise à l'ELS.	127
Figure VII.5-5: disposition des armatures de l'entretoise.....	129
Figure VII.6-1: Diagramme du moment fléchissant M_{yy} extrême à l'ELS.....	130
Figure VII.6-2: Diagramme du moment fléchissant M_{yy} extrême à l'ELU.....	131
Figure VII.6-3 : disposition des armatures dans la dalle.....	132
Figure VIII.2-1: Définition géométrique d'un appareil d'appui.....	135
Figure VIII.3-1: Paramètres a, b	148
Figure VIII.5-1: Schématisation du dé d'appui.....	155
Figure VIII.6-1: illustration de pont biais	159
Figure VIII.6-2: rotation d'about	160
Figure VIII.6-3: joint sous ballast	161
Figure IX.2-1: disposition des armatures dans les futs	168
Figure IX.2-2: Les moments max a l'ELS.	169
Figure IX.2-3: Les moments max a l'ELU.	169
Figure IX.2-4: schéma de chevetre	170
Figure IX.2-5: Disposition des armatures de chevetre.....	171
Figure IX.3-1: Modèle culée	177

Figure IX.3-2: modele des pieux.....	177
Figure IX.3-3: dispositions des armatures des pieux	179
Figure IX.3-4: Modele de semelle.....	179
Figure IX.3-5: modele mur en retour	180
Figure IX.3-6: modele mur garde greve.....	181
Figure IX.3-7: modele mur en front	182
Figure IX.3-8: disposition des armatures de la culée	182
Figure A-IX.3-1: Coupes lithologique des Sondages carotté.....	193
Figure B -1:Poids du ballast	195
Figure B-2:Poids des rails + traverses	195
Figure B-6:Moment fléchissant longitudinal maximum a ELU (KN.m)	197
Figure B-5:Effort tranchant maximum longitudinal a ELS (KN).	197
Figure B-7:Effort tranchant maximum longitudinal a ELU (KN).	198

LISTE DES TABLEAUX :

Tableau I.3-1: Classification des ponts (selon le R.P.O.A 2008)	10
Tableau II.3-1: conception des poutres principales	14
Tableau II.3-2: Type de voussoir	17
Tableau II.3-3: Prédimensionnement de la section transversale de voussoir	18
Tableau II.3-4: Conception des poutres principales	22
Tableau II.4-1:Évaluation Multicritères des trois Variantes	25
Tableau III.3-1: Tableau récapitulatif des caractéristiques mécaniques du béton utilisé	28
Tableau III.3-2 : Contraintes admissibles.....	29
Tableau III.3-3 : Contrainte de l'acier à l'ELU	31
Tableau III.3-4: Contrainte de l'acier à l'ELS.....	32
Tableau III.3-5: Caractéristique du câble de la précontrainte	33
Tableau IV.1-1:Poids propre du tablier.....	35
Tableau IV.1-2:Poids des équipements de pont (CCP).....	38
Tableau IV.1-3: Gradient thermique.....	39
Tableau IV.2-2: Valeurs caractéristiques des charges verticales pour les modèles de charges SW/0 et SW/2	43
Tableau IV.4-1: Limites de la flèche sous poids permanent.....	53
Tableau V.5-1:Définition des charges et surcharges.....	61
Tableau V.6-1:Tableau récapitulatif des résultats	63

Tableau VI.2-2: Données géométriques et mécaniques et résultats de logiciel.	69
Tableau VI.2-4: Les caractéristiques nettes de la section présentées	72
Tableau VI.2-5: Position des câbles	79
Tableau VI.2-6: Récapitulatif de calcul de l'angle de relevage.	80
Tableau VI.2-7: Résultats de calcul de α , f , R , β	81
Tableau VI.2-8: Caractéristiques géométriques nettes de poutre + dalle ; et poutre seule	82
Tableau VI.2-9: Valeurs des pertes dues au frottement.	85
Tableau VI.2-10: Valeurs des pertes dues au recule d'encrage	87
Tableau VI.2-11: Valeurs des pertes dues aux effets de la 1ère famille sur elle-même	89
Tableau VI.2-12: Valeurs des pertes dues aux effets de la dalle sur la 1ère famille	90
Tableau VI.2-13: Valeurs des pertes dues aux effets des compléments sur la 1ère famille	90
Tableau VI.2-14: Valeurs des pertes dues aux raccourcissements	91
Tableau VI.2-16: Valeurs des pertes instantanées	92
Tableau VI.2-17: Valeurs des pertes par retrait du béton	93
Tableau VI.2-18: Valeurs des pertes par relaxation des câbles	94
Tableau VI.2-19: Valeurs des pertes par fluage :	95
Tableau VI.2-20: Valeurs des pertes différées	96
Tableau VI.2-22: Valeurs des pertes totales	96
Tableau VI.2-23: Vérification des contraintes tangentielles	107

Tableau VII.2-1: Les valeurs des flèches calculées.....	120
Tableau VII.3-1:les valeurs des rotations calculées	122
Tableau VII.4-1:Les résultats de calcul de déplacement.	125
Tableau VII.5-1: resultats de ferailage	129
Tableau VII.6-1: les moments fléchissant extrême a l'ELU et a l'ELS	131
Tableau VII.6-2:Evaluation de la section d'acier dans les deux sens de la dalle.....	132
Tableau VIII.2-1: Dimensionnement en plan des appareils d'appui.....	137
Tableau VIII.2-2:Raideurs longitudinales des appuis.	139
Tableau VIII.2-3:Raideurs transversales des appuis	139
Tableau VIII.3-1: Répartition des efforts longitudinaux sur chaque appui	145
Tableau VIII.3-2:Combinaisons des efforts.	150
Tableau VIII.6-1:Détermination du souffle.....	158
Tableau IX.2-1:Choix et dimensions de la pile retenue	164
Tableau IX.2-2: Les efforts agissant sur la pile.....	165
Tableau IX.2-3: les sollicitations maximales à l'ELU et a l'ELS	166
Tableau IX.3-1: Tableaux récapitulatifs de prédimensionnement des culées.....	173
Tableau IX.3-2: les efforts verticaux	174
Tableau IX.3-3: les efforts horizontaux	175
Tableau IX.3-4: l'effort sismique.....	176

Tableau IX.3-5: efforts et momoent max dans les pieux.....	178
Tableau IX.3-6: Distribution du moment M_{xx_els} pour l'élément plaque de la semelle.	179
Tableau IX.3-7:Evaluation de la section d'acier dans les deux sens x-x, y-y (semelle cullée)	180
Tableau IX.3-8:Evaluation de la section d'acier dans les deux sens x-x, y-y (mur enretour)	181
Tableau IX.3-9:Evaluation de la section d'acier dans les deux sens x-x, y-y (mur garde grève).	182
Tableau IX.3-10:Evaluation de la section d'acier dans les deux sens x-x, y-y.(mur en front)	183
Tableau A-IX.3-1:Classification des sols	191
Tableau A-IX.3-2:Valeurs du coefficient de portance KP.	192
Tableau IX.3-3 :Coupes lithologique des Sondages carotté.....	192

LISTE DES ABREVIATIONS

BAEL : Béton armé aux États limites

SETRA : Service d'étude technique des routes et autoroutes

G : Charge permanente

PP : Poids propre

CCP : Compléments charge permanente

ELA : État Limite Accidentelle

ELS : État Limite de Service

ELU : État Limite Ultime

Es : Module d'élasticité de l'acier

fc28 : Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours

fe : Limite d'élasticité de l'acier

ft28 : Résistance caractéristique du béton à la traction à 28 jours

HA : Haute adhérence

PK : Point kilométrique

RPOA : Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art

Sae : Spectre de réponse élastique en accélération

St : Espacement des armatures transversales

σ_{bc} : Contrainte de compression admissible du béton

σ_{bt} : Contrainte de traction admissible du béton

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

σ_s : Contrainte limite de l'acier

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

ΔT : Variation uniforme de la température

$\Delta \theta$: Gradient thermique

Ap : Section d'armature de précontrainte

INTRODUCTION GENERALE :

INTRODUCTION GENERALE :

Le transport ferroviaire occupe une place essentielle dans la stratégie de développement de l'Algérie. En assurant la mobilité des personnes et le transport des marchandises sur de longues distances, il contribue à la dynamisation de l'économie nationale et au renforcement des échanges entre les différentes régions du pays. Dans cette perspective, les pouvoirs publics ont engagé un important programme d'extension et de modernisation du réseau ferroviaire afin d'améliorer sa couverture territoriale et de répondre aux besoins croissants en matière de transport.

Parmi les projets structurants inscrits dans ce programme figure la ligne minière Est, destinée à relier les principaux gisements miniers du Sud-Est algérien aux infrastructures portuaires de la façade méditerranéenne. Cette ligne stratégique joue un rôle majeur dans l'acheminement des ressources minières, notamment les phosphates extraits de la région de Djebel Onk, vers le port d'Annaba pour leur transformation ou leur exportation.

La réalisation de cette infrastructure ferroviaire traverse des zones présentant des contraintes géographiques variées, ce qui nécessite la construction de nombreux ouvrages d'art. Les ponts rail constituent ainsi des éléments essentiels du projet, en garantissant le franchissement des obstacles naturels tout en répondant aux exigences techniques propres au trafic ferroviaire.

C'est dans ce contexte que s'inscrit le présent mémoire, consacré à l'étude d'un pont rail situé entre ANNABA –BOUCHECOUF de PK 24+325 au PK 24+425. L'objectif de ce travail est d'analyser et de dimensionner cet ouvrage conformément aux normes en vigueur.

INTRODUCTION GENERALE :

Le travail est structuré en plusieurs parties principales :

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

CHAPITRE 01 : PRESENTATION DE PROJET

I. PRESENTATION DE PROJET

I.1. INTRODUCTION:

La conception d'un pont ferroviaire doit répondre aux besoins de l'exploitation tout en tenant compte des contraintes du site et des exigences du projet. Dans ce chapitre, nous présentons les caractéristiques générales de l'ouvrage ainsi que les différents éléments pris en considération lors de sa conception.

I.2. PRESENTATION DE PROJET

L'ouvrage objet de cette étude fait partie du projet de réalisation de la ligne ferroviaire minière EST (Annaba - Bouchegouf - Tébessa - Bled El Hadba - Djebel Onk), Tronçon ANNABA – BOUCHECOUF (54 km) de PK 24+325 au PK 24+425

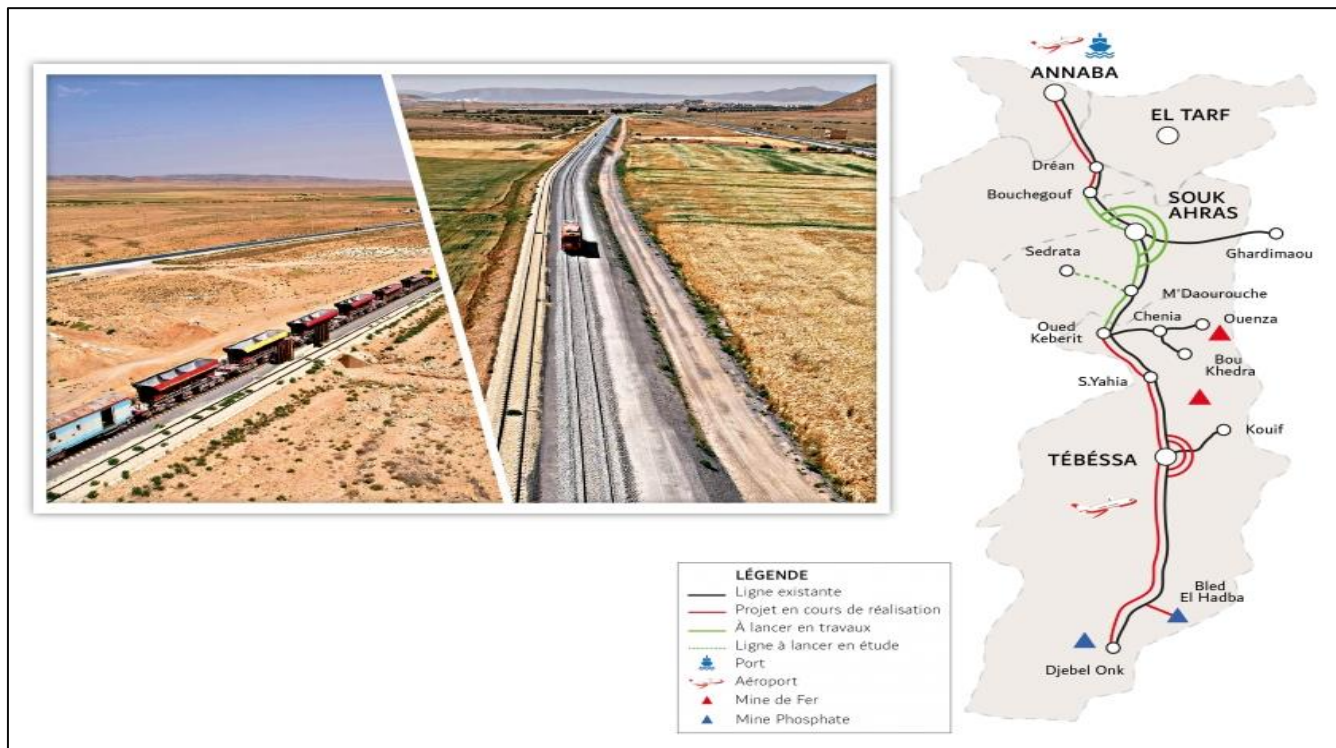


Figure I.3-1: La ligne minière Annaba - Djbel Onk

PRESENTATION DE PROJET

I.3. LES DONNEES DE PROJET :

I.3.1. Données fonctionnelles :

I.3.1.1. 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. La longueur de l'ouvrage est de 100 m, largeur de 13.6 m et de rayon $R=1500$ m. entre PK24+325 Et PK24+425

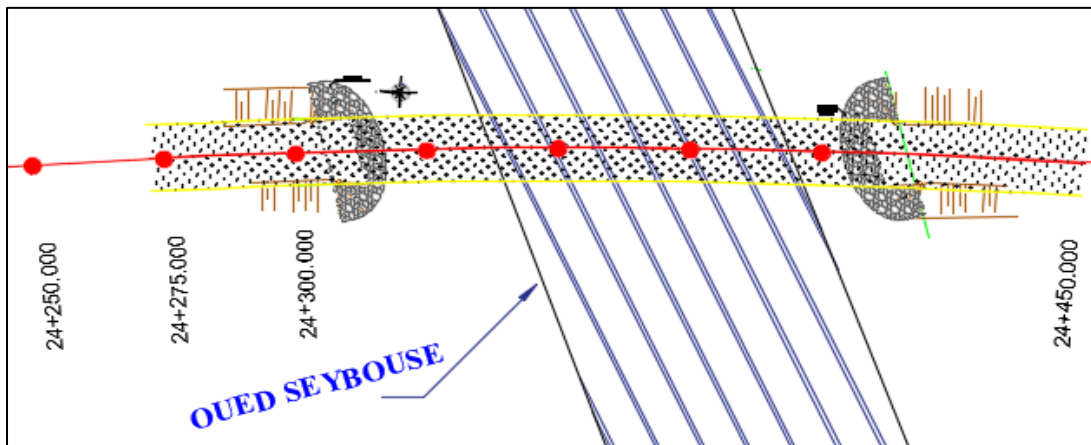


Figure I.3-1: La ligne minière Annaba - Djbel Onk

I.3.1.2. Profil en long :

Le profil en long de l'ouvrage présente une légère pente de 0.58 % ; sur toute la longueur de pont, ce profil en long permet de considérer un tablier parfaitement horizontal dans le calcul.

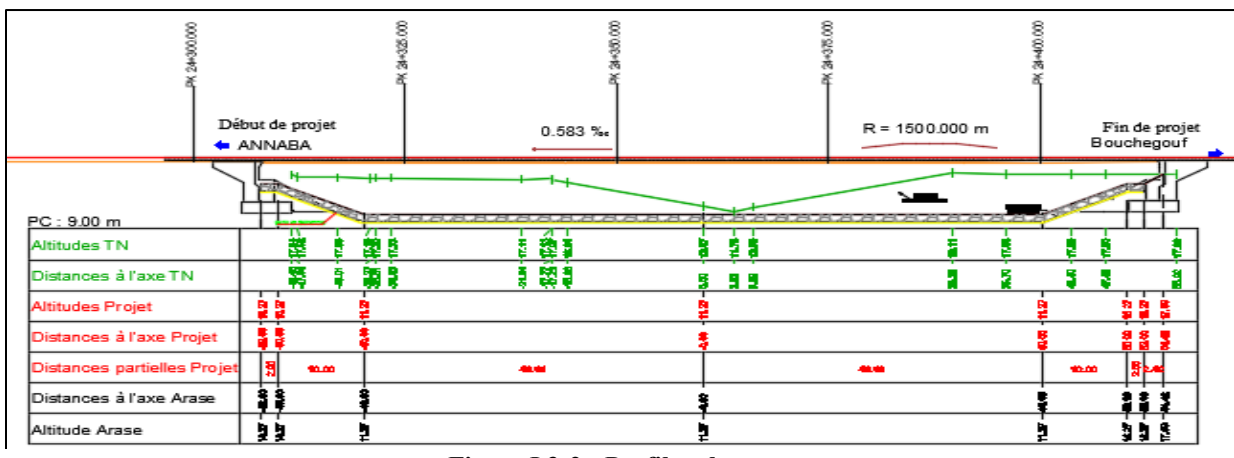


Figure I.3-2 : Profil en long

PRESENTATION DE PROJET

I.3.1.3. Profil en travers :

C'est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal. Il présente les caractéristiques suivantes :

- La largeur totale : 13.6 m
- Biais de l'ouvrage : 75 °
- Nombre de voie : 2 voies
- Entraxe des deux voies : 5 m
- Le divers : 0.00 %

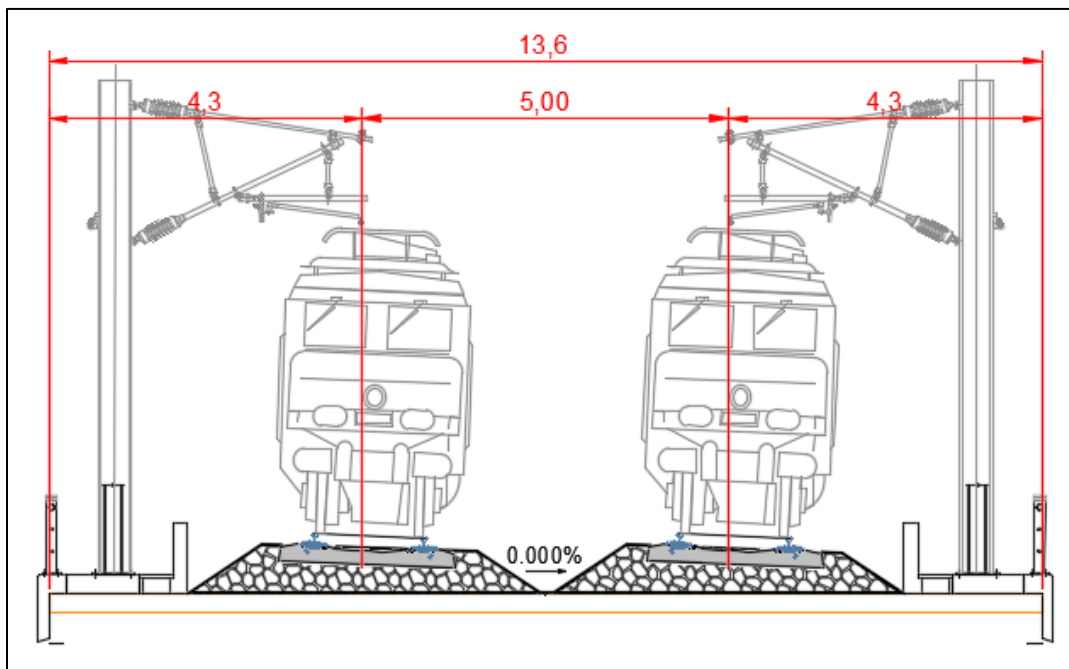


Figure I.3-3 : Profil en travers

I.3.2. Données naturelles :

I.3.2.1. Topographie :

Selon le levé topographique, la zone d'étude présente une topographie faiblement ondulée, caractéristique de la vallée de la Seybouse.

I.3.2.2. Géotechniques :

L'étude géotechnique constitue une étape essentielle dans la conception d'un ouvrage d'art, puisqu'elle permet de caractériser les propriétés du sol et d'évaluer sa capacité portante.

Une campagne d'investigation géotechnique du projet en objet a été effectuée :

- Sondages carottés : 2 forages (SC05 et SC06) réalisés près de l'axe de l'ouvrage, avec des profondeurs égales de 30 m.
- Essais pressiométriques : 4 forages (SP05, SP06, SP07 et SP08) de 30 m chacun.

Les sondages ont confirmé la stratigraphie suivante :

- 0.6 m à 7.0 m : Argile graveleuse avec peu de limon et traces de sable.
- 7.0 m à 25 m : Argile limoneuse avec peu de sable et grave de couleur brun foncé (alluvions dans une matrice d'argile et limons de couleur brune).
- 25 m à 30 m : Argile limoneuse et graveleuse de couleur brunâtre.

I.3.2.3. Hydraulique :

L'ouvrage étudié assure le franchissement de l'Oued Seybouse, l'un des principaux cours d'eau de l'Est algérien. Prenant sa source dans les montagnes du Tell, il traverse plusieurs wilayas avant de se jeter dans la mer Méditerranée à proximité de la ville d'Annaba. Cet oued joue un rôle essentiel dans l'approvisionnement en eau de la région et contribue au développement des activités agricoles et économiques

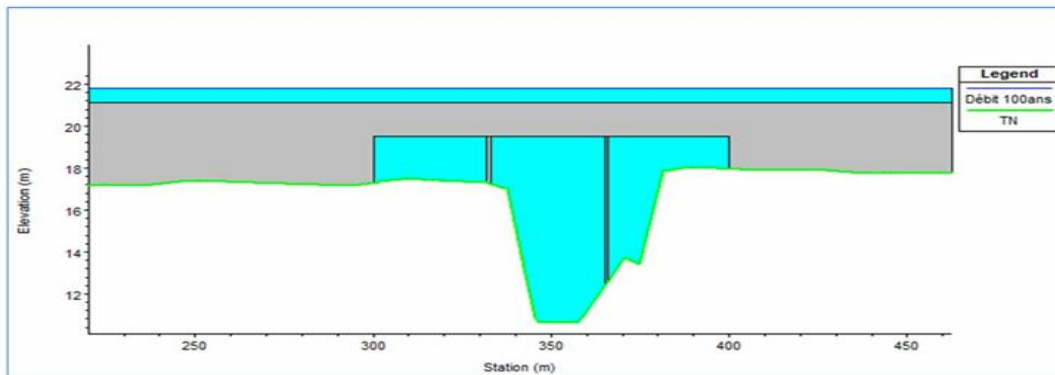


Illustration 4 : Section en travers du viaduc PK24+325 au PK24+425 pour une crue centennale modélisée avec HEC-RAS (amont, sans aménagement)

L'étude hydraulique a montré que la section actuelle de l'oued sous le pont est insuffisante pour évacuer le débit de projet. Un aménagement du lit en section trapézoïdale uniforme a donc été recommandé afin d'augmenter la capacité d'écoulement, de réduire les risques d'inondation et d'améliorer le comportement hydraulique de l'ouvrage lors des crues.

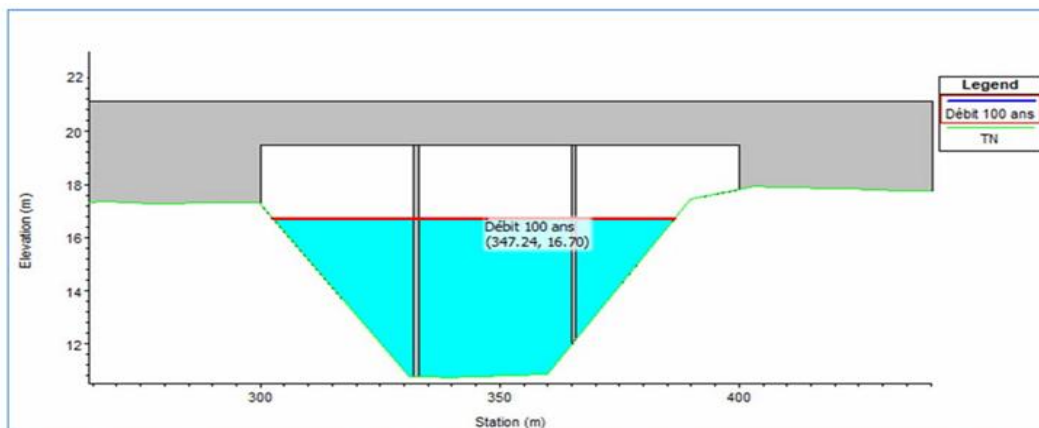


Illustration 5: Section en travers du viaduc PK24+325 au PK24+425 pour une crue centennale modélisée avec HEC-RAS (amont, après l'aménagement)

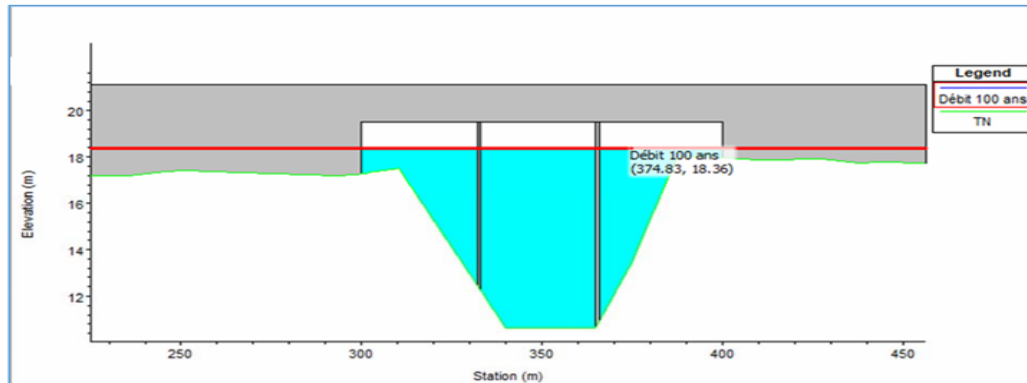


Illustration 6: Section en travers du viaduc PK24+325 au PK24+425 pour une crue centennale modélisée avec HEC-RAS (aval, après l'aménagement)

I.3.2.4. Sismicité de la zone d'étude :

Le Règlement Parasismique Algérien des Ouvrages d'Art (R.P.O.A 2008) a établi des règles, qui sont fonctions de l'intensité de l'action sismique d'une région, pour tenir compte de la probabilité d'occurrence d'un séisme dans une région d'étude. Ces règles divisent le territoire algérien en cinq (05) zones sismiques :

- Zone 0: sismicité négligeable
- Zone I: sismicité faible
- Zone IIa sismicité moyenne
- Zone IIb: sismicité élevée
- Zone: III: sismicité très élevée

Notre projet de la ligne entre Bouchegouf et Annaba s'inscrit entièrement dans la « Zone IIa », de sismicité moyenne.

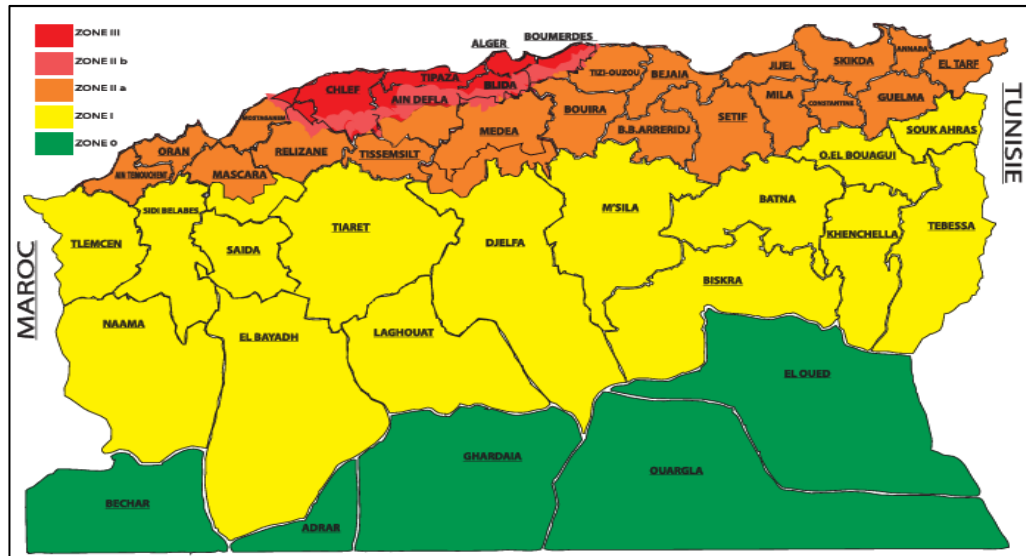


Figure I.3-4: Situation Du Secteur D'étude Sur La Carte De Zonage Sismique Du Territoire National

Le R.P.O.A 2008 classes les ponts en trois (03) groupes selon leur importance :

Tableau I.3-1: Classification des ponts (selon le R.P.O.A 2008)

Groupe	Importance
Groupe 1	Pont stratégique
Groupe 2	Pont important
Groupe 3	Pont d'importance moyenne

Notre ouvrage revêt une importance stratégique majeure (Groupe 1) vu que la liaison constitue une « Liaisons ferroviaires ».

I.3.2.5. Température :

La région de Bouchegouf présente un climat méditerranéen :

- Eté : chaud et sec (30°C à 40°C)
- Hiver : frais (4°C à 14°C)

I.3.2.6. Pluviométrie :

D'après la carte pluviométrique de l'Algérie du Nord au 1/500 000 établie par l'A.N.R.H, les valeurs des précipitations annuelles varient entre 700 mm et 1000 mm pour la zone touchée par le projet de la Ligne Minière, Tronçon d'Annaba – Bouchegouf.

CHAPITRE 02 : CONCEPTION ET PRE DIMENSIONNEMENT

II. CONCEPTION ET PRE DIMENSIONNEMENT

II.1. INTRODUCTION

Ce chapitre a pour objectif de chercher une conception adaptée en tenant compte des critères techniques, économiques et esthétiques, tout en passant par une analyse multicritère, en fin une variante sera retenue pour une étude plus détaillée.

II.2. CRITERE DE CHOIX DE TYPE DE L'OUVRAGE :

Le choix du type d'ouvrage dépend de plusieurs paramètres techniques, économiques et géométriques. Les principaux critères à considérer sont :

- Tracé en plan et profil en long de la voie portée.
- L'économie et la possibilité d'exécution
- Les conditions topographiques et géotechnique.
- Nature du terrain.
- Hauteur disponible.
- Implantation des appuis selon le terrain et les contraintes.
- L'utilité de l'ouvrage.

II.3. PRESENTATION ET PRE DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES :

II.3.1. VARIANTE N°01 : Pont à poutres en béton précontrainte post tension :

II.3.1.1. Présentation générale de la variante :

Pont à poutres précontraintes post tension VIPP, ces poutres sont généralement disposées de manière parallèle et espacées de façon régulière et reliées entre elles par des entretoises avec un hourdi mince qui supporte la chaussée.

Les ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint par post-tension sont utilisés pour des portées de longueur compris entre 30 et 50 m [2]



Figure II.3-1: Pont à poutres précontraintes (VIPP)

II.3.1.2. Avantages et inconvénient:

i. Les avantages :

- La préfabrication permet de diminuer le délai d'exécution de l'ouvrage.
- Les ponts à poutres ne nécessitent pas beaucoup d'entretien.
- Le contrôle de qualité en usine est plus rigoureux donc la préfabrication assure une bonne qualité

ii. Les inconvénients :

- Le besoin de grues de grande capacité pour l'installation des poutres.
- Le surcoût de transport des poutres préfabriquées si le chantier est loin du site de fabrication.
- La nécessité de disposer un personnel qualifié pour la vérification de la pose des gaines et câbles et pour la mise en tension des câbles.

II.3.1.3. Conception de la variante :

i. Conception longitudinale :

Pour la conception de notre ouvrage, on a proposé une variante de 3 travées de 35 mètres chacune.

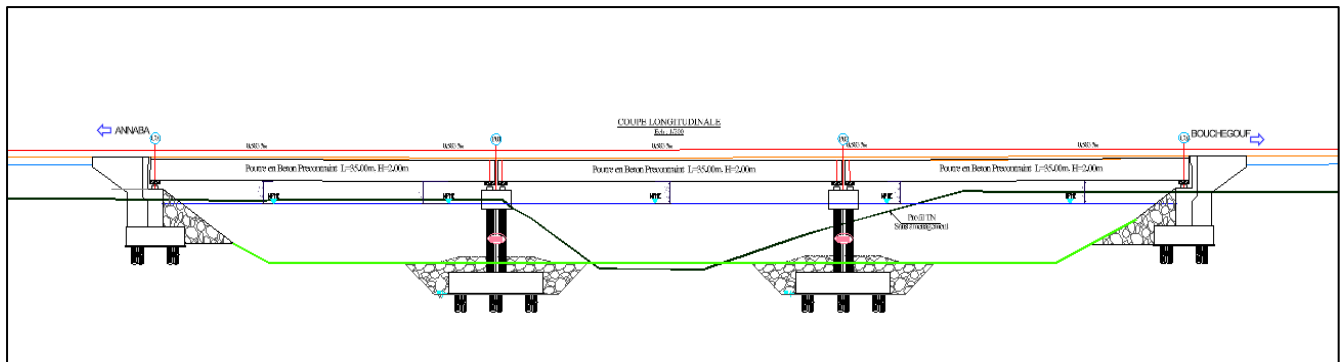


Figure II.3-2: conception longitudinale (VIPP)

ii. Conception transversale:

Le tablier est composé de 11 poutres d'entreaxe de 1.25 m. Et le prédimensionnement a été fait à l'aide du guide de conception SETRA [2]

CONCEPTION ET PRE DIMENSIONNEMENT

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

Tableau II.3-1: conception des poutres principales

Elément		Symbole	Ration usuel	Valeur retenue
Longueur de poutre		L	$L = 25 \text{ à } 40 \text{ m}$	35 m
Hauteur de la poutre		H_T	$\frac{L}{22} < H_T < \frac{L}{17}$	2 m
Entraxe des poutres		Λ	$0.8 < \lambda < 1.8 \text{ m}$	1.25 m
Nombre de poutres		N	$N = L/\lambda + 1$	11
Table de compression		B	$B > 0.6h$	1.09 m
Epaisseur de table de compression		e_t	$e_t \geq 10 \text{ cm}$	11 cm
Talon	Epaisseur	E_T	$10 \text{ cm} \leq E_T \leq 20 \text{ cm}$	20 cm
	Largeur	L_T	$60 \text{ cm} \leq L_T \leq 90 \text{ cm}$	65 cm
Epaisseur de l'âme à mi travée		e_a	$10 \text{ cm} \leq e_a \leq 20 \text{ cm}$	25 cm
Entretoise		/	/	$0.6 * 1.8 \text{ m}^2$

II.3.2. VARIANTE N°02 : Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs

II.3.2.1. Présentation générale de la variante :

Dans ce type d'ouvrage, réalisé surtout dans les grandes portées, l'organe porteur est constitué par plusieurs voussoirs. Chaque voussoir est réalisé en encorbellement par rapport au précédent, sans avoir besoin de cintres ni d'échafaudages au sol. Une fois qu'un voussoir est achevé, les câbles de précontrainte qui aboutissent à ses extrémités sont tendus, ce qui permet de solidariser chaque voussoir avec ceux qui le précèdent.



Figure II.3-3: Pont voussoir en béton précontraint

II.3.2.2. Avantages et inconvénients:

i. Les Avantages:

- Bonne adaptation aux vallées larges et aux obstacles naturels.
- L'aspect esthétique de la forme du tablier.
- La suppression des cintres et échafaudages très coûteux vu la grande hauteur de la brèche.

ii. Les Inconvénient:

- Le poids est très important, ce qui conduit à envisager des appuis et fondations importantes.
- Le coût est très élevé du fait l'utilisation de nombreux câbles de la précontrainte et des fondations profondes importante.
- L'exécution nécessite une main d'œuvre qualifiée et un matériel adéquat important.

II.3.2.3. Conception de la variante:

i. Conception longitudinale:

Nous proposons pour cette variante un pont voussoir de hauteur constante avec une travée principale de 50 m et deux travées de rive de 30 m (60% de la travée principale) , la longueur totale du pont sera égale a 110 m . [1]

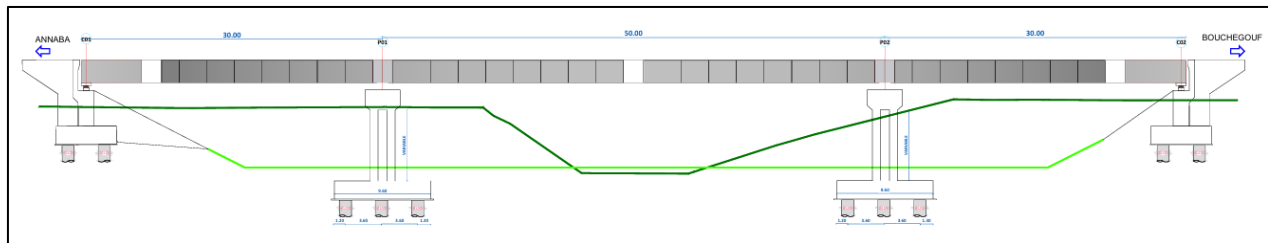


Figure II.3-4 : Conception longitudinale pont voussoir

ii. Découpage des voussoirs:

Pour un ouvrage dont les voussoirs coulés sur place on distingue quatre types de voussoir :

- 2 voussoirs sur pile.
- 2 voussoirs sur culée.
- 3 voussoirs de clavage
- 32 voussoirs courant.

Tableau II.3-2: Type de voussoir

Type de voussoirs	Ratio usuel	Valeur retenue	Nombre des voussoirs	
Voussoirs sur piles	2 à 3 m	2	2	
Voussoirs de Clavages	1.5 à 3 m	2	3	
Voussoirs courants	2.5 à 4 m	2.75	32	
Voussoirs sur cullée		$\geq 0.05L$	6	2

iii. Conception transversal:

En basant sur le guide SETRA (ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs/2003).

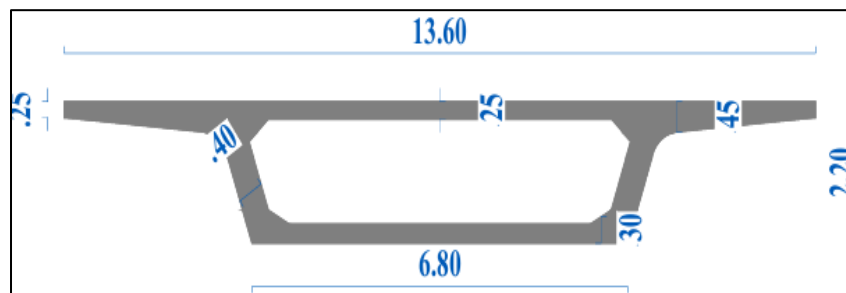


Figure II.3-5: Conception transversale de voussoir

Nous avons résumé le prédimensionnement des voussoirs dans le tableau suivant :

Tableau II.3-3: Prédimensionnement de la section transversale de voussoir

Elément		Ratio usuel	Valeur retenue
Hauteur du voussoir $H_p=H_c$		$\frac{l}{25} < H < \frac{l}{20}$ $H < 2.2 \text{ m}$	2.2 m
Largeur du voussoir		B	13.6 m
Largeur d'encorbellement		$C = B/4$	3.4 m
Entraxe des âmes		$D = B - 2C$	6.8 m
Hourdis supérieure	E_1	$E_1 \geq 16 \text{ a } 18 \text{ cm}$	25 cm
	E_2	$C/8 \leq E_2 \leq C/7$	45 cm
	E_3	$E_3 \geq E_2 - 0.1 \text{ m}$ et $E_3 \geq 1.5 E_4$	40 cm
	E_4	$D/30 \leq E_4 \leq D/25$	25 cm

CONCEPTION ET PRE DIMENSIONNEMENT

Epaisseur de l'âme		$E_{a_{min}} = \frac{l}{275} + 1.25 \frac{B}{l} - 0.125$ $E_a \geq 0.26 + L/500$	40 cm
Inclinaison de l'âme		$10\% \leq \beta \leq 30\%$	15 %
Hourdis inferieure	$E_p = E_c$	$35 \leq E_p \leq 80 \text{ cm}$	30
Goussets supérieures		$30^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$	45°
Goussets inférieures		$40^\circ \leq \alpha' \leq 45^\circ$	45°

II.3.3. Variante N° 03 : Pont Mixte Bipoutre :

II.3.3.1. Présentation générale de la variante :

Un pont mixte acier-béton combine des éléments structurels en acier et en béton armé ou précontraint. Sa particularité réside dans l'utilisation optimale de chaque matériau : le béton est sollicité principalement en compression, tandis que l'acier travaille en traction.

Le tablier des bipoutres mixtes est constitué d'une dalle (de couverture) en béton, connectée à 2 poutres métalliques principales (poutres sous chaussée). Il peut être à travées indépendantes ou continues.



Figure II.3-6: Pont mixte Bipoutre

II.3.3.2. Les avantages et les inconvénients :

i. Les avantages:

- Résistance élevée : Supporte des charges lourdes grâce à la combinaison acier-béton.
- Construction rapide : Préfabrication des pièces en acier accélérant les travaux sur site.
- Précision dimensionnelle des structures.
- Possibilité d'extension et de réparation.

ii. Les inconvénients:

- La fatigue dans les assemblages et la corrosion des aciers.
- Nécessite une main d'œuvre qualifiée.
- Un coût très élevé.

II.3.3.3. Conception de la variante:

i. Conception longitudinale:

On propose dans cette variante un pont mixtes bipoutres, à travées isostatique et à hauteur constante. L'implantation des culées pour le pont donne une longueur totale de 100 m (02 travées principales de 50 m)

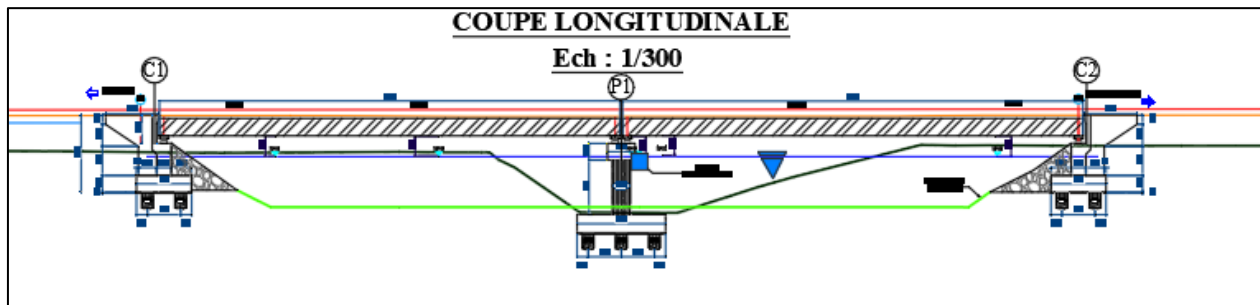


Figure II.3-7: conception longitudinale pont mixte bipoutre

iii. Conception transversale :

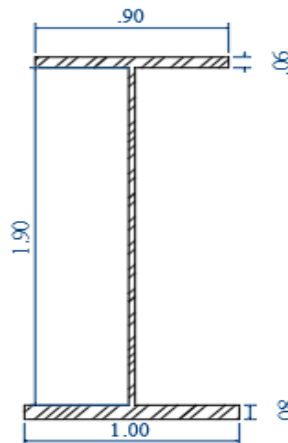


Figure II.3-8: conception transversale de PRS

Tableau II.3-4: Conception des poutres principales

Elément	Ratio usuel	Valeur retenue
Hauteur des poutres H	$\text{Max} \left(\frac{X}{28} \left(\frac{LT}{12} \right)^{0.45}, 0.40 + \frac{X}{35} \right)$ Pour un ouvrage de hauteur constante X / 24 sur pile et X / 36 à mi-travée pour un ouvrage de hauteur variable	1.9
Entraxe des poutres	L = environ 0,55 LT	L=7.5
Largeur des semelles inf. Binf	$\left(0.25 + \frac{LT}{40} + \frac{X}{125} \right) \left(0.92 + \frac{LT}{150} \right)$	1m
Largeur des semelles sup. Bsup	Binf – 0,100 pour un tablier à deux voies	0.9m
Entretoises courantes	Profilés IPE500 à IPE700 ou équivalents	IPE600
Épaisseur de la dalle	$0.13 + \frac{Lt-L}{26}$: aux droites des poutres principales	36cm
	$0.12 + \frac{L}{50}$: au centre de tablier	27 cm
Epaisseur de l'ame	$tw > 12mm$	30mm
Epaisseur de la semelle sup	$20mm < ts < 150mm$	60mm

Epaisseur de la semelle inf	$20mm < t_i < 150mm$	80mm
------------------------------------	----------------------	-------------

II.4. ANALYSE MULTICRITERES

L'analyse multicritères constitue une étape essentielle dans le processus de choix de la solution optimale. Elle permet d'évaluer et de comparer les différentes variantes selon plusieurs critères déterminants, notamment les aspects techniques, économiques, esthétiques, les exigences d'entretien ainsi que les contraintes liées à l'exécution et aux délais de réalisation. Cette démarche vise à identifier la variante offrant le meilleur compromis entre performance, durabilité et intégration dans son environnement.

II.4.1. L'exécution : (/6 points)

- **PONT A POUTRES EN BETON PRECONTRAINTE (post tension):**

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

- **PONT EN BETON PRECONTRAINTE ENCORBELLEMENTS SUCCESSIFS :**

La construction d'un pont en béton précontraint encorbellements successifs nécessite un matériel spécifique notamment un équipage mobile pour couler surplace les voussoirs et surtout pour assurer la stabilité de fléau.

- **PONT MIXTE (Bi poutres):**

Dans notre projet on a utilisé bi poutre donc une facilité dans la pose des poutres et aussi il faut un contrôles et précision de fabrication en usine et sur site.

II.4.2. L'entretien : (/4 points)

- **PONT A POUTRES EN BETON PRECONTRAINT (post tension):**

L'entretien n'est pas demandé dans ce type sauf pour les équipements. Vérinage du tablier pour changer les appareils d'appuis. Ou bien dans le cas de déplacement des poutres due les vibrations dues aux trains.

- **PONT EN BETON PRECONTRAINT ENCORBELLEMENTS SUCCESSIFS**

L'entretien n'est pas demandé dans ce type sauf pour les équipements.

- **PONT MIXTE (bi poutres):**

Ce type de pont demande l'entretien périodique contre la corrosion atmosphérique, souvent résolu par l'application de revêtements protecteurs.

II.4.3. L'esthétique : (/5 points)

La première et la troisième variante ont une forme relativement naturelle et s'intègre de manière satisfaisante dans le paysage, mais la variante « PONT EN BETON PRECONTRAINT ENCORBELLEMENTS SUCCESSIFS » a une forme beaucoup plus esthétique, qui rajoute une beauté à l'espace et donc un développement d'entourage

Tableau II.4-1:Évaluation Multicritères des trois Variantes

Critère		Variante 01	Variante 02	Variante 03
Réalisation		5/6	3/6	4/6
Esthétique		3/5	5/5	4/5
Entretien		3/4	1/4	3/4
Cout	S (m ²)	1360	1360	1360
	PU (DA/m ²)	350000	450000	400000
	Prix totale	476000000 DA	612000000	544000000
Économie		5/5	2/5	3/5
Note totale		16/20	11/20	14/20

Nota : Une estimation du coût basée uniquement sur la surface en plan peut être imprécise lorsque les piles sont très élancées. Dans notre projet, les trois variantes comportent le même nombre de piles. Les différences de coût proviennent donc essentiellement du système constructif adopté et des matériaux utilisés.

Conclusion :

CONCEPTION ET PRE DIMENSIONNEMENT

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

CHAPITRE 03 : MATERIAUX ET HYPOTHESES DE CALCUL

III. MATERIAUX ET HYPOTHESES DE CALCUL

III.1. INTRODUCTION

La conception et le dimensionnement d'un ouvrage d'art requièrent la mise en place d'hypothèses de calcul rigoureuses pour garantir à la fois sa durabilité et sa stabilité. Dans ce chapitre, nous détaillons les principes de calcul choisis pour la construction du pont, en précisant les matériaux employés et leurs propriétés mécaniques.

III.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL :

Le dimensionnement de notre ouvrage sera réalisé en accord avec les normes en vigueur en Algérie:

- Règles B.A.E.L.91 modifiées 99: règles techniques pour la conception et le calcul des ouvrages en béton armé.
- Règles B.P.E.L.91: règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint.
- RPOA 2008: règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art.
- Guide SETRA: (service d'étude technique des routes et autoroutes).
- UIC 776-1: Règles techniques pour la conception et le calcul des ponts ferroviaires.
- UIC 774-3: Interaction voie-structure des ponts ferroviaires.
- EUROCODE 1 – PARTIE 1-1: Concerne le poids propre, les charges d'exploitation et les actions permanentes sur les structures.
- Eurocode 1 (actions sur les structures, partie 2): actions sur les ponts, dues au trafic, pour le calcul des surcharges ferroviaires.

III.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX UTILISES :

Le choix des matériaux de construction joue un rôle important dans la conception d'un ouvrage d'art. Elle a un impact direct sur ses propriétés mécaniques et sa durabilité. Dans ce contexte, il est pertinent de présenter les caractéristiques du béton ainsi que celles des aciers utilisés, qu'ils soient actifs ou passifs employés dans la construction de l'ouvrage.

III.3.1. Béton:

Tableau III.3-1: Tableau récapitulatif des caractéristiques mécaniques du béton utilisé

	Superstructure	Infrastructure
F_{c28} (MPa)	40	30
F_{t28} (MPa)	3	2.4
Densité de BA (KN/m³)	25	25

III.3.1.1. Contraintes admissibles à la compression :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} \quad , \quad f_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \text{ (MPa)}$$

- Le coefficient θ est fixé à:
 - $\theta = 1.0$ lorsque la durée $t > 24h$.
 - $\theta = 0.9$ lorsque la durée $1h < t < 24h$.
 - $\theta = 0.85$ lorsque la durée $t < 1h$.
- γ_b :
 - 1.5 situation transitoire.
 - 1.15 situation accidentelle.

- 1.5 situation durable.

Tableau III.3-2 : Contraintes admissibles

Etat	Contrainte limite		Superstructure	Infrastructure
ELU	f_{bu} (MPa)	$\gamma_b = 1.5$	22.66	17
		$\gamma_b = 1.15$	29.56	22.17
ELS	f_{bc} (MPa)		24	18

III.3.1.2. Déformation longitudinale du béton:

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

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

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

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

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{30} = 34179.5 \text{ MPa}$$

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

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{40} = 37619.5 \text{ MPa}$$

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

$$E_{vij} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

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

$$E_{vij} = 3700 \sqrt[3]{40} = 12653.82 \text{ MPa}$$

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

$$E_{vij} = 3700 \sqrt[3]{30} = 11496.76 \text{ MPa}$$

- **Coefficient de POISSON :**

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

- $\nu = 0.2$: pour une zone non fissurée.
- $\nu = 0$: pour une zone fissurée.

III.3.2. Les armatures :

Les aciers employés dans la structure en béton précontraint se divisent en deux types différents :

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

III.3.2.1. Les armateurs passives :

Les armatures utilisées pour le ferrailage de notre ouvrage sont des armatures courantes à haute adhérence (HA) de classe FeE500. Et le module d'élasticité longitudinal de l'acier, appelé "module de Young" est pris égal à la valeur suivante :

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

III.3.2.1.1. Contrainte de l'acier à l'ELU :

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

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$\gamma_s = 1$ pour les situations accidentelles.

$\gamma_s = 1.15$ pour les situations durables.

Tableau III.3-3 : Contrainte de l'acier à l'ELU

$f_{su} \text{ (MPA)}$	Situation	
	Accidentelle	Durable
	500	434.78

III.3.2.1.2. Contrainte de l'acier à l'ELS :

Tableau III.3-4: Contrainte de l'acier à l'ELS

Fissuration	Formule	Superstructure	Infrastructure
Très Préjudiciable	$\bar{\sigma}_s = \min [1/2 f_{te} ; 90\sqrt{(1.6 f_{tj})}]$	$\bar{\sigma}_s = 197.18 \text{ MPA}$	$\bar{\sigma}_s = 176.36 \text{ MPA}$
Préjudiciable	$\bar{\sigma}_s = \min [2/3 f_{te} ; 110\sqrt{(1.6 f_{tj})}]$	$\bar{\sigma}_s = 241 \text{ MPA}$	$\bar{\sigma}_s = 215.55 \text{ MPA}$
Peu Préjudiciable	Pas de limitation des contraintes, aucune vérification n'est requise.		

III.3.2.2. Armatures de précontrainte :

Les armatures actives sont des câbles Freyssinet dont les détails sont montrés dans le tableau ci-dessous. [17]

Tableau III.3-5: Caractéristique du câble de la précontrainte

On utilise des torons	12T15S	
Contrainte limite élastique	f_{peg}	1640 MPa
Contrainte de rupture garantie	f_{prg}	1860 MPa
Module d'élasticité	E	195000 MPa
Section nominale de l'acier	A_p	1800 mm ²
Diamètre de la gaine	ϕ	0.08 m
Recul d'ancrage au relâchement du vérin (ancrage Freyssinet)	g	6×10^{-3}
Coefficient de frottement par unité de déviation angulaire	f	0.18 rad ⁻¹
Relaxation à 1000 heures	ρ_{1000}	2.5%
Coefficient (Armature TBR)	φ	0.43

CHAPITRE 04 : EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

IV. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

IV.1. EVALUATION DES ACTIONS HORS TRAFFIC

IV.1.1. Charges permanentes

Les charges permanentes comprennent toutes les charges à faible variation tels que : Poids propre du tablier. Poids des équipements de pont (CCP), On calcule le poids propre du tablier d'une longueur égale à 35m.

IV.1.1.1. Poids propre du tablier

Tableau IV.1-1:Poids propre du tablier

Section	Densité (KN/m ³)	Surface (m ²)	Poids linéaire (KN/ml)	Longueur (m)	Nombre de poutre	Poids propre du tablier (KN)
About préfabriqué	25	$0.65 \times 2 = 1.3$	32.5	0.325	11	116.19
About		$1.36 \times 2 = 2.72$	68	2	11	1496
Intermédiaire	25	$0.97 \times 2 = 1.94$	48.5	2.2	11	1173.7
Mi-travée	25	0.83	20.75	25.96	11	5925.37
Hourdis	25	3.4	85	35	/	2975
Entretoises	25	1.14	28.5	0.6	10	171
Σ	$\Sigma = 11857.26 \text{ KN}$					

IV.1.1.2. Poids des équipements de pont (CCP)

On calcule le poids des équipements de pont (CCP) d'une longueur égale à 35m.

- **Etanchéité:**

Le poids propre de l'étanchéité est calculé sur la base des deux chapes :

- -D'étanchéité avec un poids volumique de 22KN/m^3 , une épaisseur de $e = 1\text{cm}$ et 9.8 m de largeur.
- -De protection avec un poids volumique de 25KN/m^3 , une épaisseur de $e = 9\text{cm}$ et 9.8 m de largeur.

- **Ballastage:**

L'épaisseur à prendre est de 60 cm , son poids volumique est de 20kN/m^3 et la largeur $L=9.4\text{m}$

Remarque : Selon l'article 2.5.3 de la NF EN 1991-1-1 : 2002, 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.

- **Catenaries:**

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

- **Traverses:**

Les traverses utilisées dans notre projet sont de type monobloc en béton armé de 2.41m de longueur et de 0.20m d'épaisseur et d'un poids de 245 kg à 300 kg .

EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

Le calcul du poids propre total des traverses dépend de leur nombre. En effet, pour 1Km linéaire de voie ferrée comporte 1666 unités de traverses. Alors:

$$1000 \text{ m} \rightarrow 1666 \text{ unité}$$

$$35 \text{ m} \rightarrow n \text{ unité}$$

Donc :

$$n = \frac{35 \times 1666}{1000} = 58.31 \approx 59 \text{ traverses}$$

Sachant que :

$$P_{traverse} = \frac{m_{travee} \times n}{L_{travee}}$$

Ainsi:

$$P_{traverse} = 4.8 \frac{KN}{ml}$$

- **Rails UIC60:**

Le profil UIC 60 se caractérise par sa forme en "I", Le poids d'un rail profilé UIC 60 est égal à :

$$P_{rail} = \frac{60Kg}{ml}$$

EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

Tableau IV.1-2: Poids des équipements de pont (CCP)

Elément	Densité	Poids linéaire	Poids CCP
Rail UIC60	/	$0.6 \times 2 \times 2 = 2.4$	84
Travers mono bloc	/	$4.8 \times 2 = 9.6$	336
Garde-corps	/	$2 \times 2 = 2$	140
Corniche	25	$25 \times 0.19 \times 2 = 9.5$	332.5
Catenaire	/	$2.4 \times 2 = 4.8$	168
Ballast	20	$4.76 \times 20 = 95.2$ $1.3 \times 95.2 = 123.76$	4331.6
Etanchéité	22	$22 \times 0.01 \times 9.8 = 2.16$	75.46
Chappe en béton	25	$25 \times 0.09 \times 9.8 = 22.05$	771.75
Trottoir	25	$25 \times 0.25 \times 2 = 12.5$	437.5
Mur garde ballast	25	$25 \times 0.291 \times 2 = 14.55$	509.25
Σ		$\Sigma = 7168.06 \text{ KN}$	

Alors :

Le poids total d'une seule travée : $G = 19043.32 \text{ KN}$

IV.1.2. Action thermique:

- **Variation uniforme Δt :**

À Bouchegouf, les étés sont généralement chauds, avec des températures moyennes plus de 36°C, en raison de l'influence continentale plus marquée à l'est du pays, tandis que les hivers sont plus frais, avec des valeurs comprises entre 4°C et 14°C. Ces conditions traduisent un climat de type méditerranéen à tendance semi-continentale, caractérisé par des étés chauds et relativement secs et des hivers plus humides et modérément froids.

En Algérie du Nord (climat tempéré) : +35°C et -15°C [6]

Les températures initiales moyennes au moment de la réalisation de l'ouvrage (généralement comprise entre +10° et +25°).

Dans cette amplitude de température, une part de température rapidement variable est prise égale à $\pm 10^\circ \text{C}$ et la détermination des sollicitations dues à des variations rapides doit être effectuée avec le module de déformation instantanée des matériaux et de sol. [6]

- **Gradient thermique $\Delta \theta$:**

Tableau IV.1-3: Gradient thermique

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

IV.1.3. Simultanéité de la composante uniforme et du gradient thermique :

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

$$w_m \Delta \theta + \Delta t \qquad \Delta \theta + w_n \Delta t$$

Avec :

$$w_m = 0.75 \qquad \text{et} \qquad w_n = 0.35$$

On obtient les huit combinaisons montrées ci-dessous :

$$0.35dT^+ + dgT^+ \qquad dT^+ + 0.75dgT^+$$

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

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

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

IV.1.4. Actions dues au vent :

Les efforts engendrés sont introduits dans les calculs comme des pressions horizontales statiques appliquées aux surfaces frappées. Leur intensité assimilée à une valeur caractéristique de 2.00 kN/m² (les ouvrages en service).

IV.1.5. Action sismique :

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

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

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

- Zone sismique : IIa
- Groupe : Groupe 1
- Coefficient d'accélération de zone : $A = 0.25$
- Classification des sites : Catégorie S2
- Taux d'amortissement : $\xi = 5$ (béton armé)
- Facteur de correction de l'amortissement : $\eta = 1.00$

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

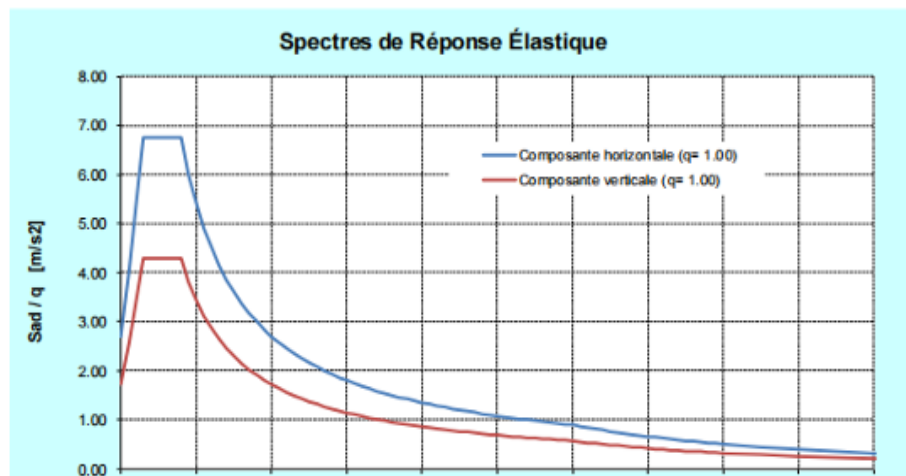


Figure IV.1-1: Spectres de réponse de référence – composantes horizontale et verticale

Pour le calcul des masses, on a pris en compte les valeurs moyennes des charges permanentes et 30% des charges d'exploitation ferroviaires. La combinaison des effets des différents composants du mouvement d'ensemble est effectuée conformément à l'article 4.3.2.5 du RPOA.

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

IV.2. EVALUATION DES ACTIONS DUES AU TRAFFIC :

IV.2.1. Présentation du Traffic ferroviaire :

Le trafic ferroviaire regroupe l'ensemble des activités liées à la circulation des trains, en tenant compte de facteurs tels que les charges, l'espacement des essieux et la vitesse de circulation.

Les actions du trafic ferroviaire sont définies au moyen de schémas de charges dont quatre modèles sont indiqués ci-après : [12]

- Modèle "Train à vide" pour représenter l'effet des trains circulant sans charge.
- Modèle SW/2: destiné à représenter les charges lourdes.
- Schéma 71: représente le trafic ferroviaire normal sur les lignes principales.
- Modèle SW/0: Spécifique pour les ponts continus. (Ce n'est pas notre cas)

IV.2.2. Surcharges verticales :

IV.2.2.1. Schéma des charges SW/0 et SW/2 :

Les modèles de charges SW sont des schémas de la charge ferroviaire, utilisés pour évaluer les effets du trafic ferroviaire sur les structures.

EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

Le modèle de charges SW/0 représente l'effet statique de chargement vertical dû à un trafic ferroviaire standard sur les poutres continues.

Le modèle de charges SW/2 représente l'effet statique de chargement vertical causé par trafic ferroviaire lourd.

La répartition des charges correspond au schéma de la Figure IV.2-1 et les valeurs caractéristiques des charges verticales sont indiquées dans le Tableau IV.2-1

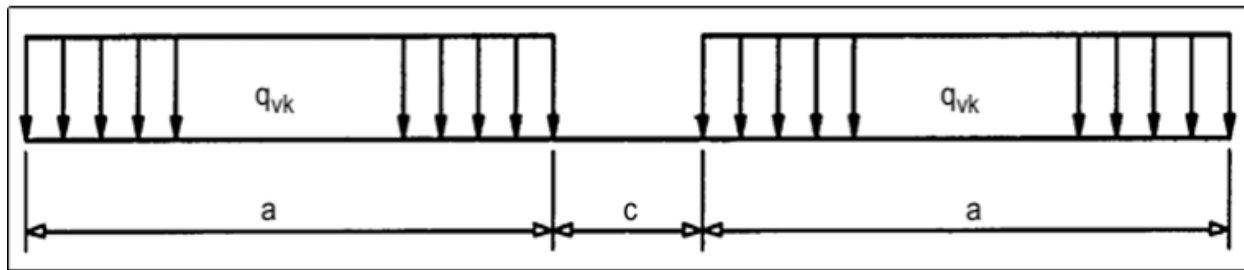


Figure IV.2-2: Modèle de charges SW/0 et SW/2.

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

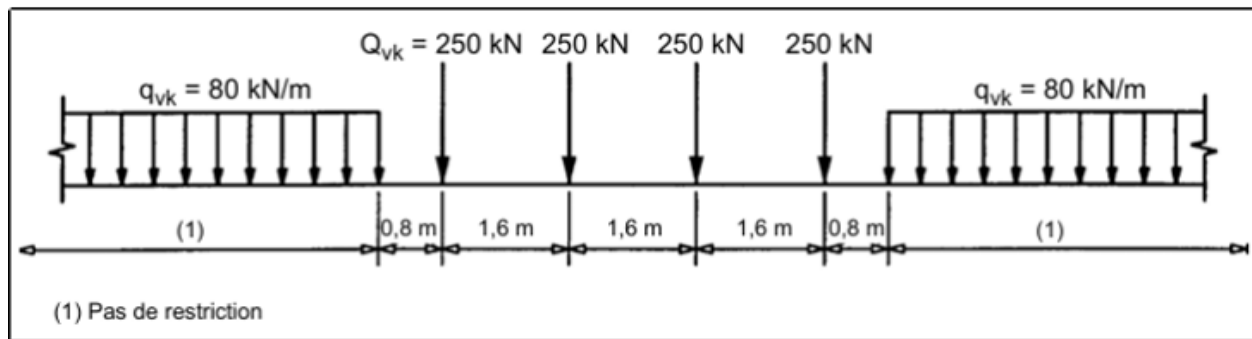
Model de charge	q_{vk} (KN/ml)	a (m)	c (m)
SW/0	133	15	5.3
SW/2	150	25	7

IV.2.2.2. Schéma de charge UIC71 :

Le modèle de charge 71 représente l'effet statique d'un chargement vertical généré par un trafic ferroviaire standard.

EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

La disposition et les valeurs caractéristiques des charges verticales doivent être représentés comme montre le schéma de la Figure IV.2-4



Les valeurs caractéristiques indiquées dans la Figure IV.2-5 Doivent être ajustées lorsque le trafic ferroviaire est plus léger ou plus important que le trafic normal, ces ajustements s'appliquent aux charges dénommées "charges verticales classifiées".

Le coefficient d'ajustement α prend l'une des valeurs suivantes :

0.75 - 0.83 - 0.91 - 1.00 - 1.10 - 1.21 - 1.33 - 1.46 (en fonction de l'intensité réelle du trafic sur la ligne concernée).

En ce qui concerne notre projet, nous sommes dans une ligne minière où le trafic ferroviaire est très lourd par rapport au trafic ferroviaire normal, alors les charges de la figure précédente doivent être multipliées par le coefficient $\alpha = 1.1$.

IV.2.2.3. Modèle de charges « Train à vide » :

Pour certaines vérifications, un schéma de charges particulier appelé "Train à vide" est utilisé, ce modèle consiste en une charge linéaire verticale uniformément répartie sur toute la longueur de l'ouvrage, cette charge vaut 10 kN/m.

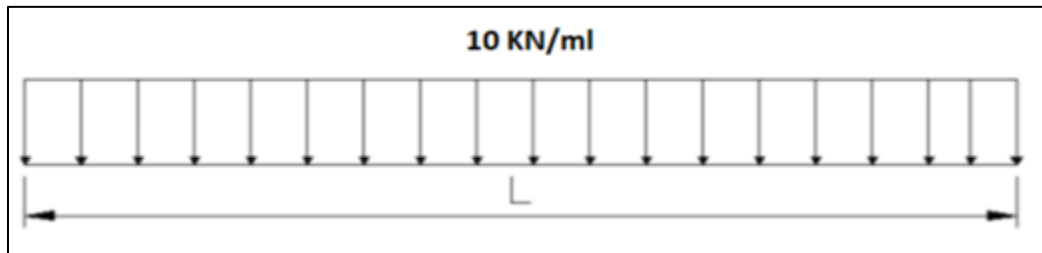


Figure IV.2-6: Le modèle de charge train à vide

IV.2.3. Surcharges horizontales :

IV.2.3.1. Effort de lacet :

L'effort de lacet est défini par une force concentrée qui agit horizontalement au sommet des rails et orientée perpendiculairement à l'axe de la voie.

Cette force est présentée aussi bien sur les voies en ligne droite que sur les voies en courbe. La valeur caractéristique de l'effort de lacet Q_{sk} définie comme étant égale à 100 kN, non affectée du coefficient dynamique.

Cette valeur caractéristique doit être multipliée par le coefficient $\alpha = 1.1$ pour obtenir la valeur de calcul de l'effort de lacet, qui égale à $Q_{sk} = 110 \text{ kN}$

IV.2.3.2. Actions dues à l'accélération et au freinage :

Les efforts d'accélération et de freinage agissent dans l'axe longitudinal de la voie ferrée et elles sont considérées comme des charges linéaires uniformes sur la zone concernée. La direction des forces d'accélération et de freinage doit tenir compte du (des) sens de déplacement autorisé(s) sur chaque voie.

- **Force d'accélération 'Q_{lak}' :**

Les valeurs caractéristiques des forces d'accélération

pour les modèles de charge 71, SW/0 et SW/2 sont égales à :

$$Q_{lak} = \frac{33KN}{ml} \times La, b \leq 1000KN$$

Sachant que la longueur d'influence $L_{ab} = 35$ m

$$Q_{lak} = 33 \frac{KN}{m} \times Lab [m] \leq 1000 [KN]$$

$$Q_{lak} = 33 \times 35 = 1155 KN > 1000 KN \text{ (ne vérifier pas)}$$

Alors la valeur de calcul est :

$$Q_{lak} = \frac{1000}{35} = 28.57 \frac{KN}{m}$$

Pour le modèle de charge 71 et SW/0 et SW/2 :

$$Q_{lak} = 1.1 \times 28.57 = 31.43 \frac{KN}{m}$$

- **Force de freinage 'Qlbk':**

- Pour les schémas de charges 71 et SW/0:

$$Qlbk = 20 \left[\frac{KN}{m} \right] \times Lab [m] \leq 6000 [KN]$$

$$Qlbk = \frac{20KN}{ml} \times 35 = 700KN$$

$$Qlbk = \frac{700}{35} = 20 \frac{KN}{m}$$

$$Qlbk = 1.1 \times 20 = 22 \frac{KN}{ml}$$

- Pour le schéma de charges SW/2:

$$Qlbk = 35 \left[\frac{KN}{m} \right] \times Lab [m]$$

$$Qlbk = 35 \left[\frac{KN}{m} \right] \times 35$$

$$Qlbk = 1225 KN$$

Alors la valeur de calcul est : $Qlbk = \frac{1225}{35} = 35 \frac{KN}{ml}$

Note : Les valeurs caractéristiques des forces d'accélération et de freinage ne doivent pas être influencées par le coefficient dynamique 'φ'. En revanche, il est recommandé de multiplier les forces d'accélération et de freinage par un coefficient 'α' pour les modèles de charge 71 et SW/0 et SW/2

IV.2.3.3. Les forces centrifuges :

D'après la NF 1991-2 la force centrifuge et le dévers de la voie doivent être pris en compte Lorsque la voie est en courbe sur tout ou partie de la longueur d'un pont.

Les forces centrifuges agissent vers l'extérieur dans les courbes, à une hauteur de 1,80 m au-dessus du plan de roulement. Elles sont toujours combinées avec la charge verticale de trafic. Elles ne doivent pas être multi pliée par les coefficients dynamiques ϕ_2 ou ϕ_3

Le tracé de l'ouvrage présente une courbe en plan, donc les forces centrifuges associées aux modèles de charge Schéma 71 et SW/2 seront prises en compte et déterminée à l'aide des formules suivantes :

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

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

- Q_{vk}, q_{vk} : charges verticales des modèles de charge Schéma 71 et SW/2.
- ($Q_{LM71}=250kN$, $q_{LM71}=80kN/ml$, $Q_{SW2}=150kN/ml$)
- V : vitesse de projet maximale = 120km/h
- r : rayon en plan maximale = 1500m
- L_f : longueur d'influence de la partie chargée du pont en courbe $L_f = 35m$
- f : coefficient de réduction pour le modèle LM71 et SW2 . $f = 1$

Schéma 71 :

$$Q_{tk} = \frac{120^2}{127 \times 1500} (1 \times 250) = 18.9 \text{ KN}$$

$$q_{tk} = \frac{120^2}{127 \times 1500} (1 \times 80) = 6.05 \text{ KN}$$

modèle SW/2 :

$$q_{tk} = \frac{120^2}{127 \times 1500} (1 \times 80) = 6.05 \text{ KN}$$

IV.3. CHARGES ACCIDENTELLES :

IV.3.1. Actions dues au déraillement d'un train sur le pont :

Lors de la conception d'un ouvrage ferroviaire, il est impératif de passer par un calcul qui garantit la limitation des dommages potentiels résultant d'un déraillement (tel que le renversement ou l'effondrement de la structure).

Le déraillement d'un train sur le pont ferroviaire est considéré comme une situation accidentelle dans le cadre du projet.

Deux situations de calcul doivent être prises en considération :

- **Situation de calcul I :**

En cas de déraillement sur un pont, les véhicules restent généralement dans la zone de la voie sur le tablier du pont, retenus par le rail contigu ou par un mur bordant. Des dommages locaux sont admis, mais les éléments principaux doivent rester intacts.

On illustre la première situation dans le schéma ci-dessous :

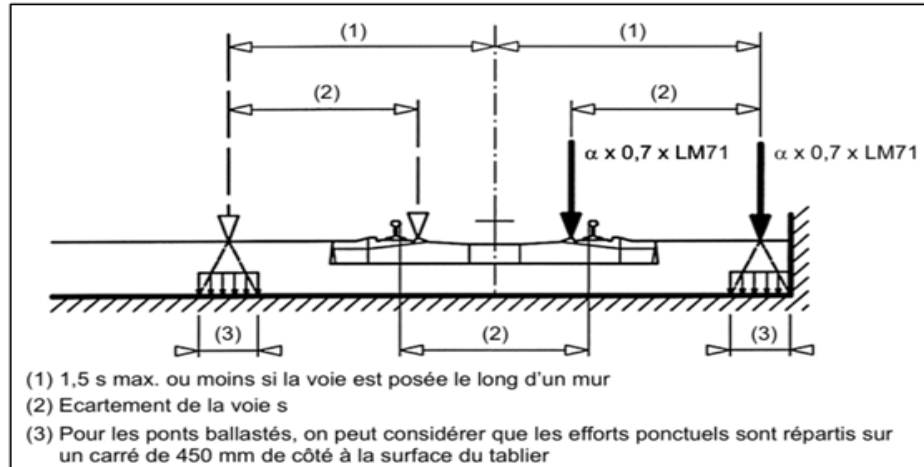


Figure IV.3-1: Situation de projet I

- **Situation de calcul II:**

Les véhicules déraillés demeurent dans la zone de la voie sans tomber du pont, mais restent en équilibre sur le bord, en chargeant la partie périphérique de la superstructure, à l'exception des éléments non porteurs comme les pistes pour piéns.

La situation du projet est représentée dans le schéma suivant:

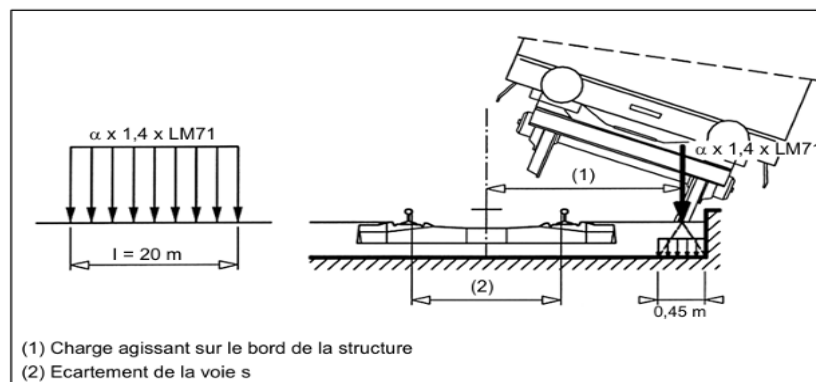


Figure IV.3-2: Situation de projet II

Note : Chacune des deux situations de calcul I et II doit être étudiée individuellement, Il est important de ne pas combiner ces charges dans l'analyse.

Les autres actions du trafic ferroviaire sur la voie soumise aux actions d'un déraillement doivent être négligées.

IV.4. EFFET DYNAMIQUE :

Les effets dynamiques dus au trafic ferroviaire doivent être prises en compte par une analyse dynamique ou par une analyse statique en considérant l'amplification des efforts et déformations par un coefficient de majoration dynamique

Le choix entre une analyse statique équivalente et une analyse dynamique détaillée est déterminé à l'aide de l'organigramme de la figure 6.9 de l'EN 1991-2.

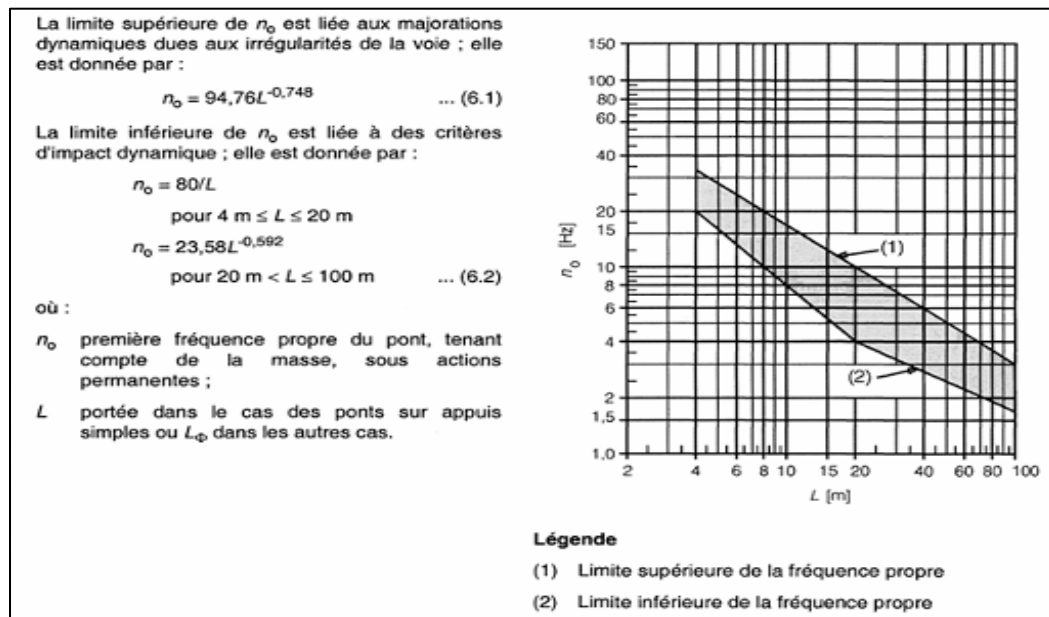


Figure IV.4-1 : Limites de la fréquence propre n_0 [Hz] du pont en fonction de L [m] [EN-1991-2]

EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

$L=35m$

- La limite supérieure de la fréquence propre:

$$n_0 = 94.76L^{-0.748} = 6.632 \text{ Hz}$$

- La limite inférieure de la fréquence propre:

$$20m < L \leq 100m \rightarrow n_0 = 23.58L^{-0.592} = 2.87 \text{ Hz}$$

- la fréquence propre:

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

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

Avec :

δ_0 : flèche à mi-portée résultant des actions permanentes [mm], calculée avec le module instantané pour les ponts en béton, pour une période de chargement adaptée à la fréquence propre du pont.

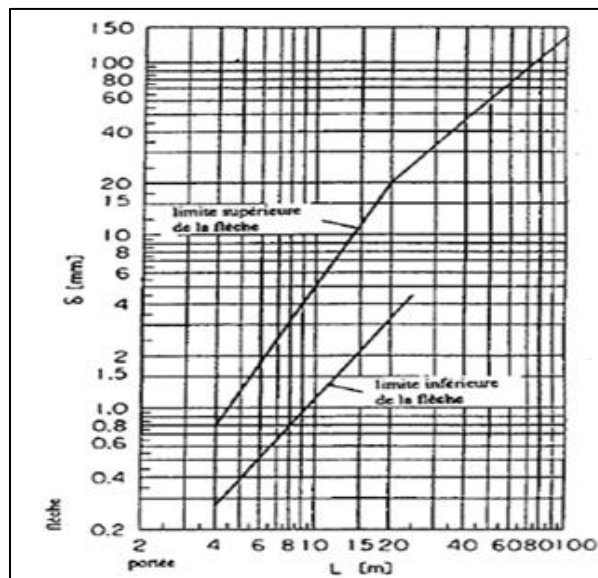


Figure IV.4-2: Limites de la flèche sous poids permanent [Livret201-fev1995]

Tableau IV.4-1: Limites de la flèche sous poids permanent.

Limite supérieure de la flèche δ_s	$4m \leq L \leq 20m$	$\delta_s = 0.049L^2(mm)$
	$20m \leq L \leq 100m$	$\delta_s = 0.564L^{1.184}(mm)$
Limite inférieure de la flèche δ_i	$4m \leq L \leq 25m$	$\delta_i = 0.035L^{1.5}(mm)$
	$L > 25m$	Pas de limitation inférieur

Dans notre cas : $L=35m$

Donc :

$$\delta_0 = 0.564L^{1.184}(mm) = 37.97 \text{ mm}$$

Alors :

$$n_0[Hz] = 2.88 \text{ Hz}$$

Donc :

- n_0 est dans les limites de la *Figure IV.4-3*
- $V_{\max} = 160 \text{ km/h} < 200 \text{ km/h}$
- On a un pont isostatique (non-continue), alors d'après l'organigramme de la figure 6.9 de l'EN 1991-2 qui est présentée dans la *Figure IV.4-4* ci-après, on a :
 - L'analyse dynamique non requise.
 - Vérification vis-à-vis de l'accélération et de la fatigue non requise à la résonance.
 - Utiliser ϕ avec l'analyse statique conformément à EN 1991-2

EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

Selon[16] une analyse statique doit être réalisée avec les modèles de charge définis (LM71 et, lorsque cela est nécessaire, SW/0 et SW/2). Les résultats doivent être multipliés par le coefficient dynamique ϕ .

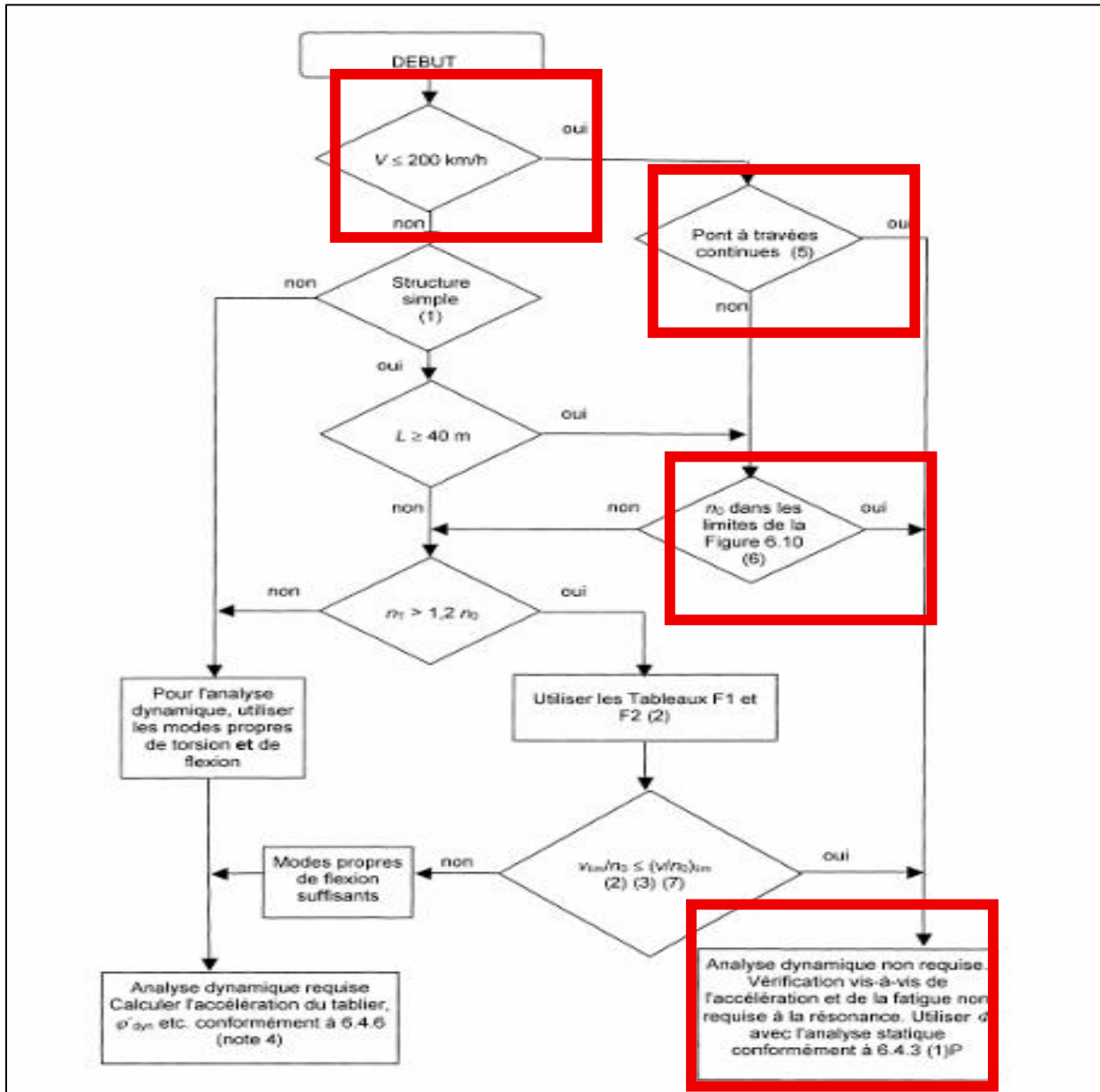


Figure IV.4-5: Organigramme vérificateur de la nécessité d'une analyse dynamique [UIC 776-1].

- Coefficient dynamique ϕ : (EN 1991-2)

- Pour une voie soigneusement entretenue :

$$\Phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\Phi} - 0,2} + 0,82$$

Avec :

$$1,00 \leq \Phi_2 \leq 1,67$$

L_Φ : est la longueur caractéristique en mètre.

- Pour une voie normalement entretenue :

$$\Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\Phi} - 0,2} + 0,73$$

Avec :

$$1,00 \leq \Phi_3 \leq 2,00$$

$$L_\Phi = 35m$$

$$\Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\Phi} - 0,2} + 0,73 = 1.11$$

Dans notre projet la voie est normalement entretenue donc on prend : $\Phi_3 = 1.11$

IV.5. COMBINAISON ET GROUPE DE CHARGE :

IV.5.1. Valeurs caractéristiques de l'action à composants multiples :

La simultanéité de chargement définie aux points 2.3 page 12 à 2.5 pages 20 ainsi qu'au point 2.7 page 25 (UIC 776-1) en considérant les groupes de charges définis au Tableau 4 - page 29 peut être prise en compte. Chacun de ces groupes de charges, qui s'excluent mutuellement, doit être considéré comme définissant une seule action caractéristique variable pour une combinaison avec des charges ne provenant pas du trafic. Chaque groupe de charges doit être appliqué comme une seule action variable.

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

Figure IV.5-1: Evaluation des groupes de charges pour le trafic ferroviaire (valeurs caractéristiques)

EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

Nota : En raison de la similitude du groupe 13/14 avec le 11/12 et du 21/22 avec le 23/24, les groupes supposés pour le calcul sont : gr11.12.16.17.21.22.26 et 27.

Tel que:

Pour une voie charger on utilise : gr11.12.16 et 17.

Pour deux voies charger on utilise : gr 21.22.26 et 27.

IV.5.2. Les combinaisons de charges :

IV.5.2.1. Etat limite ultime :

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Les facteurs d'amplification sont spécifiés dans tableau 1 et 2 d'Annexe A du Code UIC776-1

IV.5.2.2. Etat limite de service :

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Les facteurs d'amplification sont spécifiés dans tableau 1 et 2 d'Annexe A du Code UIC776-1

IV.5.2.3. Situations de projet accidentelles (non sismiques):

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

$\psi_{1,1}$: facteur de la combinaison fréquente.

$\psi_{2,1}$: facteurs de la combinaison quasi permanente.

$\psi_{1,1}$ et $\psi_{2,1}$ sont spécifiés dans les tableaux 1 et 2 de l'Annexe A du Code UIC 776-1.

IV.5.2.4. Situations de projet accidentelles (sismiques):

La combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de

L'incertitude directionnelle du séisme.

L'effet probable de l'action maximale E , dû à l'apparition simultanée des actions sismiques le long des axes horizontaux X et Y et de l'axe vertical Z , peut être estimé, à partir des effets d'actions maximales E_x , E_y et E_z dus à l'action sismique indépendante le long de chaque axe comme suit :

Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble sont combinés de la manière suivante :

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

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

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

E_x , E_y et E_z sont les effets des actions sismiques dans chacune des directions respectives X , Y et Z

CHAPITRE 05 : ETUDE LONGITUDINALE

V. ETUDE LONGITUDINALE :

V.1. INTRODUCTION :

Pour modéliser le tablier du pont, nous avons opté pour le calcul numérique en utilisant le logiciel basé sur les éléments finis Robot Structural Analysis Professional 2025. 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.

V.2. PRESENTATION DU LOGICIEL ROBOT :

Le logiciel Robot Structural Analysis est un programme destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Le logiciel permet de créer les Structures, les calculer et vérifier les résultats obtenus. Dimensionner les éléments spécifiques de la structure.

V.3. MODELISATION :

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

V.4. LES ETAPES DE MODELISATION :

La structure étudiée est modélisée en 3D en effectuant les étapes suivantes :

- Définir des lignes de construction nécessaires.
- Spécifier des nœuds qui composeront la structure.
- Relier en utilisant des éléments rectilignes (barres).
- Définir les propriétés des matériaux, telles que l'acier ou le béton.
- Définir les conditions d'appui sur lesquels la structure repose.
- Assigner différentes sections aux éléments structuraux.

ETUDE LONGITUDINALE :

- Déterminer et appliquer les différentes charges et surcharges.
- Établir les diverses combinaisons de charges à prendre en compte.
- Effectuer une analyse sous les différentes combinaisons de charges.
- Interpréter les résultats obtenus pour une exploitation efficace.

La diffusion des charges a été prise en compte afin de représenter le transfert progressif des charges d'essieux ferroviaires à travers le système voie-ballast-tablier. Dans le cas d'un pont ferroviaire à voie ballastée, les charges appliquées au niveau du rail sont réparties par le ballast sur une surface plus large du tablier, réduisant ainsi leur caractère ponctuel. Cette modélisation permet d'évaluer de manière réaliste les sollicitations transmises aux poutres principales en béton précontraint.

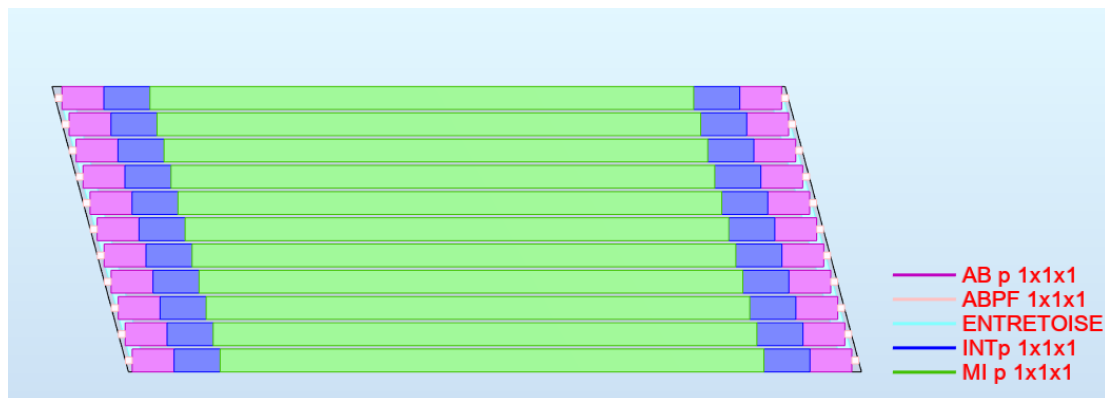


Figure V.4-1:Modèle de calcul.

Tableau V.4-1:Définition des charges et surcharges

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

ETUDE LONGITUDINALE :

V.5.DEFINITION DES CHARGES ET SURCHARGES :

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

V.6. RESULTATS:

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

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

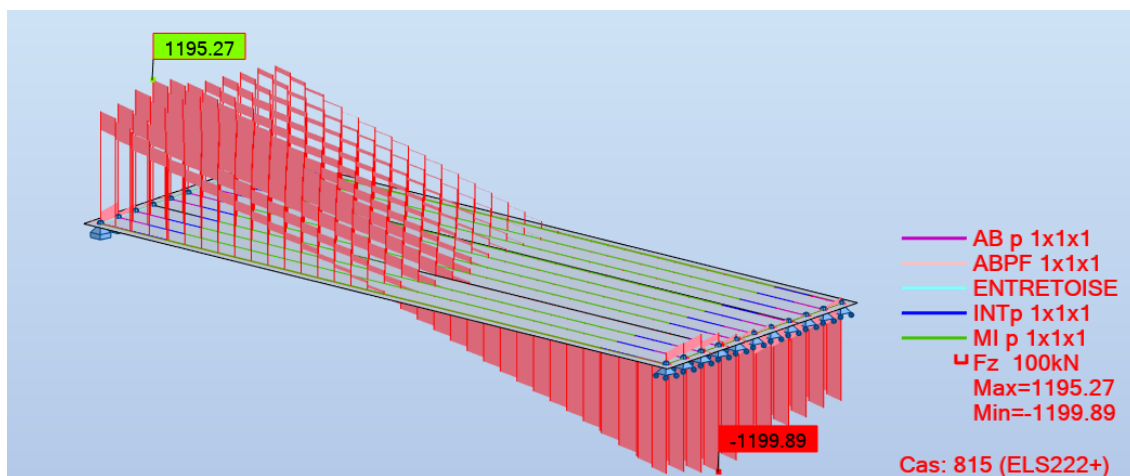


Figure V.6-2:Effort tranchant maximal à l'ELS.

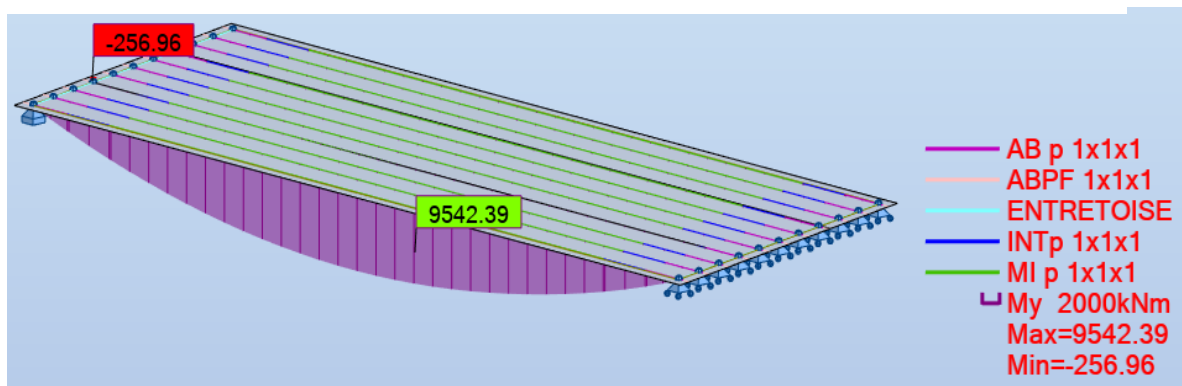


Figure V.6-1:maximal Moment à l'ELS.

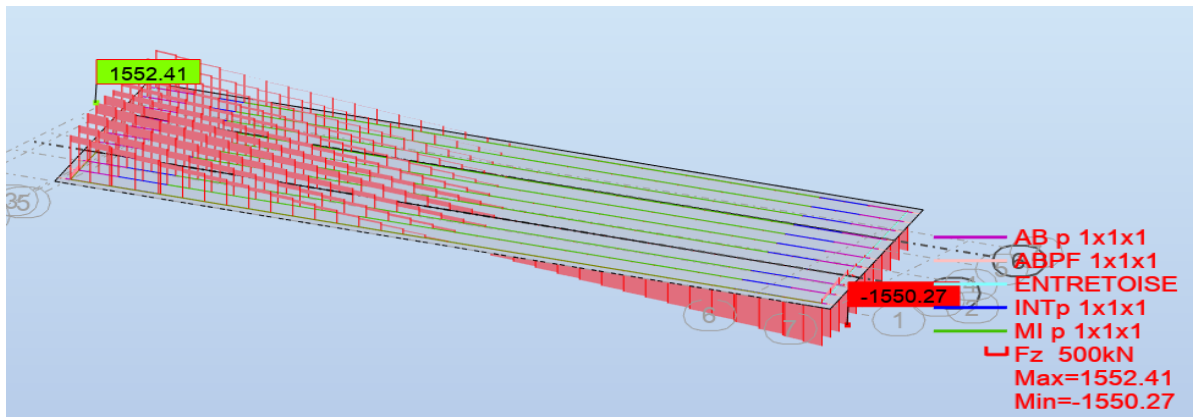


Figure V.6-4: Effort tranchant maximal à l'ELU.

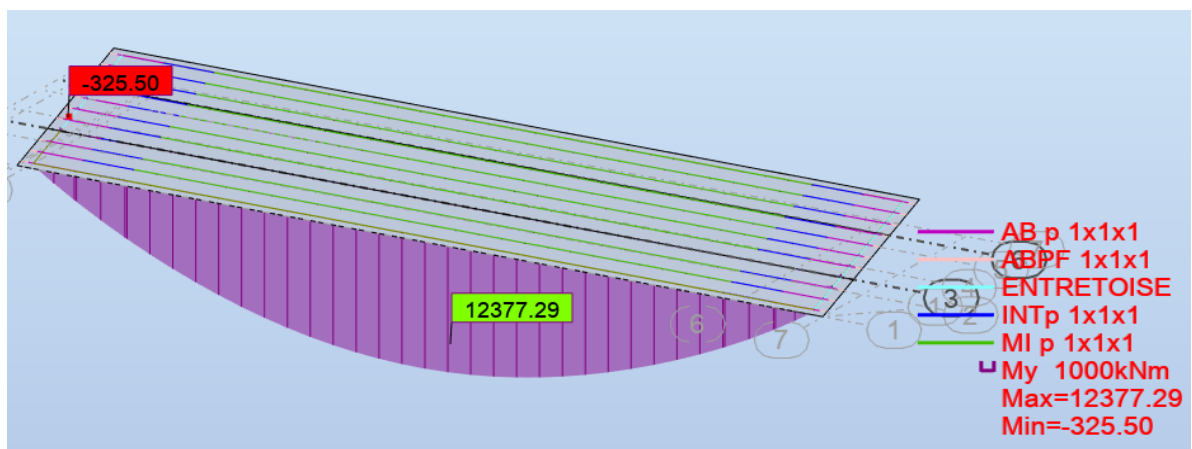


Figure V.6-3: Moment maximal à l'ELU.

Tableau V.6-1: Tableau récapitulatif des résultats

		ELU	ELS
Moment My (kN.m)	MAX	12377.29	9542.39
	MIN	325.5	256.96
Effort tranchant (kN)	MAX	1552.41	1199.89
	MIN	1550.27	1195.27

V.7. CONCLUSION:

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

CHAPITRE 06 : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

VI. ETUDE DE LA PRECONTARINTE

VI.1. INTRODUCTION :

La précontrainte est une technique essentielle en génie civil qui permet d'assurer une meilleure résistance aux efforts appliqués et une diminution du risque de fissuration.

Il existe deux principales méthodes de précontrainte :

- **La précontrainte par pré-tension** : les câbles sont tendus avant le coulage du béton
- **La précontrainte par post-tension** : les câbles sont mis en tension après le durcissement du béton.

Dans ce chapitre on va aborder l'étude de la précontrainte. L'analyse portera sur le dimensionnement, la détermination du tracé des câbles, le calcul des pertes de précontrainte (instantanées et différées), ainsi que la vérification des contraintes normales et tangentielles.

VI.2. ETUDE DE LA PRECONTRAINTTE :

VI.2.1. Tension à l'origine :

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

$$P_0 = \min \{ (0.8f_{prg} \times A_p) ; (0.9f_{peg} \times A_p) \} [8]$$

Avec:

$$f_{prg} = 1860 \text{ MPa}$$

$$f_{peg} = 1640 \text{ MP}$$

$$A_p = 1800 \text{ mm}^2$$

Donc:

$$P_0 = \min \{ (0.8 \times 1860 \times 1800) ; (0.9 \times 1640 \times 1800) \}$$

$$P_0 = \min \{ 2678.4 \text{ kN} ; 2656.8 \text{ kN} \}$$

$$P_0 = 2.657 \text{ MN}$$

VI.2.2. La contrainte maximale:

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

$$\sigma_0 = \frac{2656.8 \times 10^3}{1800}$$

Alors:

$$\sigma_0 = 1476 \text{ MPa}$$

VI.2.3. Calcul du nombre de câbles de la précontrainte :

Le calcul de la précontrainte concerne la section médiane (poutre + dalle) dont les caractéristiques sont mentionnées dans le Tableau VI.2-1 ci-après.

On calcule les valeurs de P_I et P_{II} correspondant respectivement à la section sous-critique et sur-critique. La plus élevée de ces deux valeurs correspond à la précontrainte minimale requise dans la section. $P_{min} = \max \{P_I; P_{II}\}$

$$P_I = \frac{\Delta M + \rho_n \cdot B_n \cdot (v \overline{\sigma_{bt2}} + v' \overline{\sigma_{bt1}})}{\rho_n \cdot h} \quad (\text{section sous critique})$$

$$P_{II} = \frac{\rho_n \cdot v \cdot B_n \cdot \overline{\sigma_{bt2}} + M_{max}}{\rho_n \cdot v + v' - d'} \quad (\text{section sur critique})$$

NOTA : Les ponts-rails doivent être vérifiés en classe I, selon le Livret 2.01 de la SNCF, article 2b.1, et le BPEL, garantissant leur sécurité et résistance aux charges ferroviaires [12]

Pour la classe I:

En situation d'exploitation, aucune contrainte de traction n'est admise sur l'ensemble de la section. ($\sigma_{bt2} = \sigma_{bt1} = 0$) et En cas d'exécution, les contraintes de traction sont partout bornées à 0.7ftj.

On obtient donc :

$$P_I = \frac{\Delta M}{\rho_n \cdot h} \quad ; \quad P_{II} = \frac{M_{max}}{\rho_n \cdot v + v' - d'} \quad \text{Avec :}$$

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

$$M_{max} = 9,542 \text{ MN.m} \quad ; \quad M_{min} = 7.872 \text{ MN.m}$$

Tableau VI.2-2: Données géométriques et mécaniques et résultats de logiciel.

Symbole	Désignation	Valeur
B	L'aire brute de la section mediane+ dalle	1.206 m
A_n	L'aire nette de la section mediane+ dalle $A_n = 0.95B_{br}$	1.146 m
h	Hauteur de la section mediane + dalle	2.25 m
v	La distance entre son CDG et la fibre supérieure section p+d	0.876 m
v'	La distance entre son CDG et la fibre inférieure section p+d	1.374 m
I_n	Moment d'inertie par rapport au centre de gravité section p+d $I_n = 0.9 I_{br} = 0.9 \times 0.71$	0.639 m ⁴
ρ_n	Son rendement géométrique $\rho_n = I_n / (A_n \cdot v \cdot v')$	0.464
d'	L'enrobage des cables de précontrainte, estime forfaitairement à 0.1 h	0.225 m
M_{min}	Valeur minimale de moment	7.872 MN.m
M_{max}	Valeur maximale de moment	9.542 MN.m
ΔM	M_{max} - M_{min}	1.67 MN.m

- Pour la section sous-critique :

$$P_I = \frac{\Delta M}{\rho_n \cdot h} = \frac{1.67}{0.464 \times 2.25} = 1.6 \text{ MN}$$

- Pour la section Sur critique :

$$P_{II} = \frac{M_{max}}{\rho_n \cdot v + v' - d'} = \frac{9.542}{0.464 \times 0.876 + 1.374 - 0.225} = 6.11 \text{ MN}$$

D'où:

$$P_{min} = \max(P_I, P_{II}) = 6.11 \text{ MN}$$

Alors la précontrainte minimale requise dans la section est:

$$P_{II} = 6.11 \text{ MN (Section surcritique)}$$

Ainsi:

$$e_0 = -(v' - d') = -(1.374 - 0.225) = -1.149 \text{ m.}$$

Pour déterminer le nombre de câbles nécessaires, on passe par la formule suivante et on doit estimer les pertes totales à 32%.

$$n \geq \frac{P_{min}}{(1 - \% \text{perte}) \times P_0} [8]$$

AN:

$$n \geq \frac{6.13}{(1 - 0.32) \times 2.657} \rightarrow n \geq 3.39$$

Alors on prend finalement 4 câbles de 12T15s.

VI.2.4. Vérification de la borne supérieure :

La vérification de la limite supérieure de la précontrainte revient à s'assurer que P_0 n'est pas excessive et que le nombre de câbles précédemment déterminé n'est pas surdimensionné. On doit respecter la condition suivante :

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

Avec:

- A_n : l'aire nette (en m^2)
- $\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte de construction en compression (en MPa) .

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

$$(1 - 0.32) \times 2.657 \times 4 \leq 24 \times 1.146 - \frac{1.67}{0.472 \times 2.25}$$

$$7.23 \leq 25.93 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

VI.2.5. Détermination du nombre de câbles à l'about :

Les câbles d'about doivent être tirés à 100% de P_0 avant le coulage de la dalle. Les pertes instantanées sont estimées à 10% de P_0 .

D'où :

$$P_m = 0.9 P_0 = 2.39 \text{ MN}.$$

On considère les caractéristiques nettes de la section médiane (poutre seule). Les caractéristiques nettes de la section présentées dans le Tableau VI.2-3

Tableau VI.2-4: Les caractéristiques nettes de la section présentées

B _{br} (m ²)	A _n (m ²)	I _{br} (m ⁴)	I _n (m)	v (m)	v' (m)	e ₀ (m)	h (m)
0.831	0.811	0.380	0.371	0.976	1.024	-0.799	2.000

Pour avoir le nombre de câble à l'about, il faut vérifier les deux inégalités données par les expressions suivantes :

$$\begin{cases} \text{Fibre supérieure:} & \sigma_{sup} \geq \overline{\sigma}_{bt} \\ \text{Fibre inférieure:} & \sigma_{inf} \leq \overline{\sigma}_{bc} \end{cases}$$

Avec :

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{A_n} + \frac{v}{I_n} (P \times e_o + M_g) \geq -0.7 f_{tj} = \overline{\sigma}_{bt}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{A_n} + \frac{v'}{I_n} (P \times e_o + M_g) \leq 0,6 f_{cj} = \overline{\sigma}_{bc}$$

Où :

- M_g = 3.02 MN.m (moment de la poutre seule)
- e₀ = -0.824 m.

AN:

$$\sigma_{sup} = \frac{2.39 n}{0.811} + \frac{0.976}{0.371} (2.39 n \times (-0.799) + 3.02) \geq -0.7 \times 3 = -2.1$$

$$\sigma_{inf} = \frac{2.39 n}{0.811} - \frac{1.024}{0.371} (2.39 n \times (-0.799) + 3.02) \leq 0,6 \times 40 = 24$$

On trouve :

$$n \leq 5.938$$

$$n \leq 4.1$$

On prend :

$$n = 4 \text{ cables}$$

On place quatre câbles à l'about.

VI.2.6. Vérification des contraintes normales:

VI.2.6.1. Vérification des contraintes au 7ème jour:

On tire les 4 câbles d'about à 50% de P_0 et en estimant les pertes à la mise en tension à 10% et on considère les caractéristiques géométriques de la poutre en section médiane (poutre seule).

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{A_n} + \frac{v}{I_n} (P \times e_o + M_g) \geq -0.7 f_{tj} = \overline{\sigma_{bt}}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{A_n} + \frac{v'}{I_n} (P \times e_o + M_g) \leq 0.6 f_{cj} = \overline{\sigma_{bc}}$$

Avec :

$$P = 0.5 \times 0.9 P_0 \times n$$

$$P = 0.5 \times 0.9 \times 2.657 \times 4$$

$$P = 4.7826 \text{ MN}$$

ETUDE DE LA PRECONTARINTE

Le béton utilisé pour la superstructure est de classe **C40/50** : $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$:

$$f_{c7} = \frac{7}{4.76 + 0.83 \times 7} \times 40 = 26.49 \text{ MPa} \rightarrow \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times 26.49 = 15.89 \text{ MPa}$$

$$f_{t7} = 0.6 + 0.06 \times f_{c7} = 2.19 \text{ MPa} \rightarrow \overline{\sigma_{bt}} = -0.7 \times 2.19 = -1.533 \text{ MPa}$$

$$Mg = 3.02 \text{ MN.m}$$

AN :

$$\sigma_{sup} = \frac{4.7826}{0.811} + \frac{0.976}{0.371} (4.7826 \times (-0.799) + 3.02) \geq -1.533$$

$$\sigma_{inf} = \frac{4.7826}{0.811} - \frac{1.024}{0.371} (4.7826 \times (-0.799) + 3.02) \leq 15.89$$

On trouve :

$$\sigma_{sup} = 3.79 \geq -1.533 \text{ (condition verifiee)}$$

$$\sigma_{inf} = 8.11 \leq 15.89 \text{ (condition verifiee)}$$

VI.2.6.2. Vérification des contraintes au 28ème jour :

On tire les câbles d'about à 100% de P0 et en estimant les pertes à la mise en tension à 10%.

$$\text{Avec : } P = 4 \times 0.9 \times 2.657 = 9.565 \text{ MN}$$

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

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 3 \text{ MPa} \rightarrow \overline{\sigma_{bt}} = -0.7 \times 3 = -2.1 \text{ MPa}$$

$$Mg = 3.02 \text{ MN.m}$$

AN:

$$\sigma_{sup} = \frac{9.565}{0.811} + \frac{0.976}{0.371} (9.565 \times (-0.799) + 3.02) \geq -2.1$$

$$\sigma_{inf} = \frac{9.565}{0.811} + \frac{1.024}{0.371} (9.565 \times (-0.799) + 3.02) \leq 24$$

On trouve :

$$\sigma_{sup} = -0.366 \geq -2.1 \text{ (condition vérifiée)}$$

$$\sigma_{inf} = 24.55 \leq 24 \text{ (Condition vérifiée)}$$

Conclusion :

Les phases de mise en tension sont les suivantes : (4 câbles à l'about).

- Tirés à 50% de P0 au 7ème jour.
- Tirés à 100% de P0 au 28ème jour.

VI.2.6.3. Vérification des contraintes après coulage dalle :

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

- Les pertes de précontrainte sont estimées à 25 %
- Mise en tensions des câbles de l'about à 100% (C1 C2 C3)
- Pertes estimées à 25% Caractéristique homogène (poutre +dalle)

Avec :

$$P = 4 \times 0.75 \times 2.657 = 7.971 \text{ MN}$$

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

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 3 \text{ MPa} \rightarrow \overline{\sigma_{bt}} = -0.7 \times 3 = -2.1 \text{ MPa}$$

$$M_g = 4.13 \text{ MN.m (poutre + dalle).}$$

AN :

$$\sigma_{sup} = \frac{7.971}{0.811} + \frac{0.976}{0.371} (7.971 \times (-0.799) + 4.13) \geq -2.1$$

$$\sigma_{inf} = \frac{7.971}{0.811} - \frac{1.024}{0.371} (7.971 \times (-0.799) + 4.13) \leq 24$$

On trouve :

$$\sigma_{sup} = 3.938 \geq -2.1 \text{ (condition vérifiée)}$$

$$\sigma_{inf} = 16.01 \leq 24 \text{ (condition vérifiée)}$$

VI.2.6.4. Vérification des contraintes à vide :

- Dans cette phase, la structure portante est posée (poutres + dalle + entretoises).
- Le 4e câble est mis en tension à 100% également en considérant des pertes de 32%.

Avec :

$$Mg = 4.15 \text{ MN.m (moment sous poids propre + dalle + entretoise)}$$

$$P = 4 \times 0.68 \times 2.657 = 6.982 \text{ MN}$$

AN:

$$\sigma_{sup} = \frac{7.226}{0.811} + \frac{0.976}{0.371} (7.226 \times (-0.799) + 4.15) \geq -2.1$$

$$\sigma_{inf} = \frac{7.226}{0.811} + \frac{1.024}{0.371} (7.226 \times (-0.799) + 4.15) \leq 24$$

On trouve:

$$\sigma_{sup} = 4.638 \geq -2.1 \text{ (condition vérifiée)}$$

$$\sigma_{inf} = 13.39 \leq 24 \text{ (condition vérifiée)}$$

VI.2.6.5. Vérification des contraintes en service:

- Les mêmes conditions comme la phase précédente sont retenues sauf que l'ouvrage est en exploitation : le moment max à l'ELS est alors pris en compte.
- Les pertes considérées sont égales à 32%.

Avec :

$$Mg = 9.542 \text{ MN.m (moment max a l'ELS)}$$

$$P = 4 \times 0.68 \times 2.657 = 7.227 \text{ MN}$$

AN:

$$\sigma_{sup} = \frac{7.227}{0.811} + \frac{0.976}{0.371} (7.227 \times (-0.799) + 9.542) \geq -2.1$$

$$\sigma_{inf} = \frac{7.227}{0.811} - \frac{1.024}{0.371} (7.227 \times (-0.799) + 9.542) \leq 24$$

On trouve :

$$\sigma_{sup} = 18.82 \geq -2.1 \text{ (condition vérifiée)}$$

$$\sigma_{inf} = -1.48 \leq 24 \text{ (condition vérifiée)}$$

Conclusion :

Toutes les conditions étant vérifiées, une seule famille de câbles est retenue :

- La première famille, située à l'about, comprend 4 câbles 12T15.

VI.2.7. TRACE DES CABLES DE PRECONTRAINTES :

VI.2.7.1. Disposition des câbles à l'about :

Nous disposons les câbles de telle sorte que la résultante des forces de précontrainte coïncide avec le centre de gravité de la section d'about. Autrement dit, il faut coïncider le centre de poussée de la précontrainte avec le centre de gravité afin d'empêcher la création d'un moment dû à la précontrainte à l'appui.

Tableau VI.2-5: Position des câbles

	Yi (m)		Section about	Section mi-travée
	X=0	X=L/2		
C1	0.55	0.132		
C2	0.9	0.22		
C3	1.35	0.397		
C4	1.7	0.491		

VI.2.7.2. Tracé des câbles en élévation

- Angle de relevage α :

Les contraintes de cisaillement sont généralement importantes dans la zone d'about. De ce fait, les câbles de précontrainte doivent être relevés afin de développer des efforts verticaux minimisant l'effort tranchant aux extrémités. Ainsi, le meilleur tracé est celui qui diminue l'intensité de ces contraintes. Soit α l'angle de relevage du câble, déterminé par la formule suivante:

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

Avec:

- $\bar{V}$: Effort tranchant limite que peut supporter la section d'about, $\bar{V} = \bar{\tau} \times b_n \times 0.8 h$
- V_M : Effort tranchant en charge (max), sous G+SW/2+UIC71, $V_M = 1.2 \text{ MN}$
- V_m : Effort tranchant à vide (G), sous le poids propre de la poutre seule. $V_m = 0.943 \text{ MN}$
- $\bar{\tau}$: Contrainte tangentielle limite en état limite de service, $\bar{\tau} = \sqrt{0.4 f_{tj} (f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x)}$
- σ_x : Contrainte normale au niveau de la fibre neutre, $\sigma_x = \frac{P}{B_n}$ et $P = 0.68. n. P_0$
- B_n : Surface nette de la section d'about + dalle, $B_n = B - n \times B_{\text{Gaine}}$

- B_{Gaine} : Surface de la gaine.
- b_n : largeur nette de la section d'about + hourdis, $b_n = b_0 - m \cdot K \cdot \phi$
- $m = 1$: nombre de gaines par lit.
- $K = 0.5$ Gaine injectée au coulis de ciment.
- $\emptyset = 0.08\text{m}$: diamètre de la gaine.

Tableau VI.2-6:Récapitulatif de calcul de l'angle de relevage.

b_n (m)	B_n (m ²)	P (MN)	σ_x (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\bar{V}$ (MN)
0.61	1.605	7.226	4.502	2.683	2.94

On obtient:

$$-13.93^\circ \leq \alpha \leq 32.50^\circ$$

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

$$\alpha_{opt} = \text{Arcsin} \frac{V_M + V_m}{2P} ; \quad -13.93^\circ \leq \alpha_{opt} = 8.53^\circ \leq 32.50^\circ$$

On fixe:

$$\alpha_1 = 2.41^\circ \quad \alpha_2 = 3.83^\circ \quad \alpha_3 = 5.26^\circ \quad \alpha_4 = 6.62^\circ$$

- Rayon de courbure : il est égal a $\frac{1}{R} = 8 \frac{f}{L^2}$
- f : est la flèche maximale (mesuré à mi- longueur) entre la parabole et la corde qui relie les deux extrémités de la parabole.
- L : est la longueur de la parabole $L = 35\text{m}$
- L'angle de déviation : sur une longueur peut être calculé par $\beta(l) = 4 \times \frac{f}{L}$

Tableau VI.2-7: Résultats de calcul de α , f , R , β .

N° câble	l (m)	α_{rel} (°)	Yi (m)			f (m)	R (m)	$\beta(l)$ rad
			x=0	1	17,5			
C1	35	2,41	0,550	0,529	0,132	0,40	385,71	0,045
C2	35	3,83	0,900	0,867	0,22	0,65	236,67	0,074
C3	35	5,26	1,350	1,304	0,397	0,91	168,83	0,104
C4	35	6,62	1,700	1,642	0,491	1,15	133,04	0,132

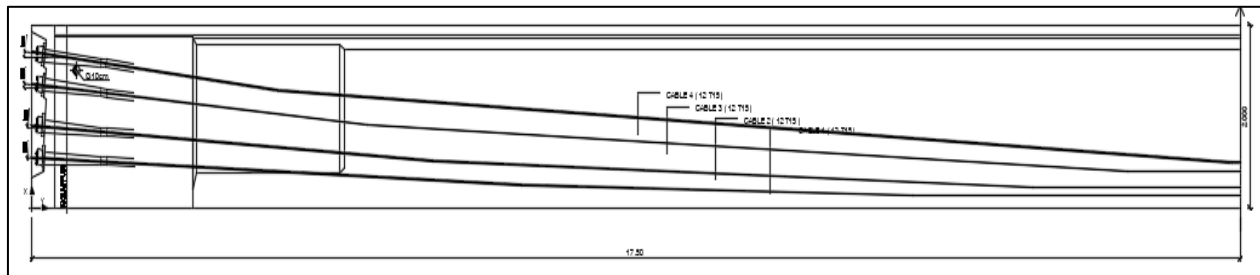


Figure VI.2-1: Trajectoire des câbles en élévation dans une demi poutre.

VI.2.8. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES NETTES DE POUTRE + DALLE ET POUTRE SEULE

$$B_n = B_{br} - nB(\phi) \text{ avec } B(\phi) = \frac{\pi Q^2}{4} : \begin{cases} n : \text{nombre de trous} \\ \phi : \text{diamètre de la gaine} \end{cases}$$

$$v'_{net} = \frac{v'_{brut} B_{brut} - \sum y_i B(\phi)}{B_{net}} \quad \text{et} \quad v_{net} = h - v'_n$$

$$I_n = I_{br} - B_{br} (v'_n - v'_{br})^2 - [B(\phi) \sum (y_i - v'_n)^2]$$

$$\rho_{net} = \frac{I_{net}}{v'_n * v_n * B_n}$$

Tableau VI.2-8: Caractéristiques géométriques nettes de poutre +dalle ; et poutre seule

SECTION		about		médiane	médiane		
Nbr de CABLE		4	4	4	4	4	4
Position caractéristique		-0,5	0	L/8	L/4	3L/8	L/2
Bn (cm ²)	P	1,337	1,337	0,811	0,811	0,811	0,811
	P+D	1,712	1,712	1,186	1,186	1,186	1,186
V'n (cm)	P	1,038	1,038	1,031	1,041	1,042	1,045
	P+D	1,281	1,282	1,385	1,389	1,392	1,392

V_n (cm)	P	0,962	0,962	0,969	0,959	0,958	0,955
	P+D	0,969	0,968	0,865	0,861	0,858	0,858
I_n (cm⁴)	P	0,449	0,452	0,364	0,370	0,373	0,373
	P+D	0,796	0,802	0,681	0,692	0,697	0,698
ρ_n	P	0,336	0,339	0,450	0,457	0,461	0,461
	P+D	0,375	0,377	0,479	0,488	0,492	0,493

VI.2.9. CALCUL DES PERTES:

Les pertes de précontrainte font référence à la différence entre la force exercée par le vérin lors de sa mise en tension, et la force (inférieure) qui s'exerce en un point donné d'une armature à une époque donnée.

On distingue deux '2' catégories de pertes: [8]

- Les pertes instantanées.
- Les pertes différées.

VI.2.9.1. Pertes de tension Instantanées:

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

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

- **Pertes par frottement :**

L'expression de ce type de pertes, qui est dû au frottement du câble contre la gaine lors de la mise en tension est donnée par la relation suivante :

$$\sigma_P(x) = \sigma_{P0}(1 - f \alpha(x) - \phi x)$$

Avec:

- σ_{P0} : Tension à l'origine, $\sigma_{P0} = 1476 \text{ MPa}$.
- f : Coefficient de frottement en courbe, $f = 0.18 \text{ rad}^{-1}$
- α : Déviations angulaires du câble a une distance (x) de l'origine, $\alpha(x) = \theta(x) - \theta(0)$
 - ❖ $\theta(x)$: Angle du câble a une distance (x) .
 - ❖ $\theta(0)$: Angle du câble a $x = 0$.
- ϕ : Coefficient de frottement par unité de longueur, $\phi = 0.002 \text{ m}^{-1}$

La perte de tension par frottement est obtenue par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{frott}(x) = \sigma_{P0} - \sigma_{Pi}(x)$$

ETUDE DE LA PRECONTARINTE

Tableau VI.2-9: Valeurs des pertes dues au frottement.

CABLES	POSITIONS	-0,50	0	L/8	L/4	3L/8	L/2
1	$a \text{ (rd)}$	0,000	0,000	0,026	0,042	0,042	0,042
	$\sigma_p(x)$	1476,000	1474,524	1455,069	1438,257	1425,711	1413,165
	$\Delta\sigma_p(x)$	0,000	1,476	20,931	37,743	50,289	62,835
2	$a \text{ (rd)}$	0,000	0,000	0,016	0,067	0,067	0,067
	$\sigma_p(x)$	1476,000	1474,524	1457,758	1431,672	1419,126	1406,580
	$\Delta\sigma_p(x)$	0,000	1,476	18,242	44,328	56,874	69,420
3	$a \text{ (rd)}$	0,000	0,000	0,010	0,092	0,092	0,092
	$\sigma_p(x)$	1476,000	1474,524	1459,428	1424,902	1412,356	1399,810
	$\Delta\sigma_p(x)$	0,000	1,476	16,572	51,098	63,644	76,190
4	$a \text{ (rd)}$	0,000	0,000	0,004	0,116	0,116	0,116
	$\sigma_p(x)$	1476,000	1474,524	1460,911	1418,735	1406,189	1393,643
	$\Delta\sigma_p(x)$	0,000	1,476	15,089	57,265	69,811	82,357
1ère	$\Delta\sigma_{pfinal}(MPa)$	0,000	1,476	17,708	47,608	60,154	72,700

- Pertes dues au recul d'ancrage :

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

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

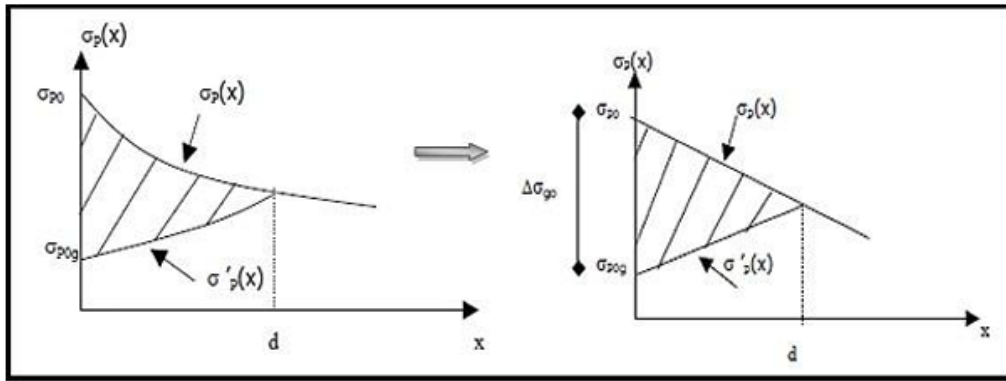


Figure VI.2-2: Pertes par recul d'ancrage

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

$$\Delta\sigma_g(x) = \sigma_p(x) - \sigma'_p(x)$$

$$\sigma_{pM} = \sigma_{pA} - \frac{d}{l_{AB}} (\sigma_{pA} - \sigma_{pB})$$

$$\sigma'_{pA} = \sigma_{pA} - 2 \frac{d}{l_{AB}} (\sigma_{pA} - \sigma_{pB})$$

Avec:

- d : Longueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage, $d = \sqrt{\frac{g \times Ep \times L_{AB}}{\sigma_A - \sigma_B}}$
- g : Intensité de recul d'ancrage, $g = 6 \text{ mm}$
- Ep : Module d'élasticité de l'acier, $Ep = 195000 \text{ MPa}$
- L_{AB} : La longueur du câble (en m).

ETUDE DE LA PRECONTARINTE

Tableau VI.2-10: Valeurs des pertes dues au recule d'encrage

CABLES	POSITIONS	-0,50	0	L/8	L/4	3L/8	L/2
1	$\sigma_P(x)$	1476,000	1474,524	1455,069	1438,257	1425,711	1413,165
	$\sigma'_P(x)$	1298,270	1299,746	1319,201	1336,013	1348,559	1361,105
	$\Delta\sigma_P g(x)$	177,730	174,778	135,868	102,243	77,151	52,059
2	$\sigma_P(x)$	1476,000	1474,524	1457,8	1431,672	1419,126	1406,580
	$\sigma'_P(x)$	1288,942	1290,418	1307,183	1333,269	1345,815	1358,361
	$\Delta\sigma_P g(x)$	187,058	184,106	150,575	98,403	73,311	48,219
3	$\sigma_P(x)$	1476,000	1474,524	1459,4277	1424,902	1412,356	1399,810
	$\sigma'_P(x)$	1272,052	1273,528	1288,6247	1323,150	1335,696	1348,242
	$\Delta\sigma_P g(x)$	203,948	200,996	170,8029	101,752	76,660	51,568
4	$\sigma_P(x)$	1476,000	1474,524	1460,9115	1418,735	1406,189	1393,643
	$\sigma'_P(x)$	1262,703	1264,179	1277,7913	1319,968	1332,514	1345,060
	$\Delta\sigma_P g(x)$	213,297	210,345	183,1202	98,767	73,675	48,583
1 ^{ère}	$\Delta\sigma_P g_{final}(MPa)$	195,508	192,556	160,091	100,292	75,200	50,108

- **Perte dues au raccourcissement instantané de du béton:**

Les pertes de précontrainte dues au raccourcissement du béton apparaissent lors de la mise en tension des nouveaux câbles. Sous l'effet de la compression, le béton se raccourcit légèrement, ce qui provoque une diminution de la tension dans les câbles déjà tendus et ancrés

Elles sont dues aux plusieurs effets qui sont :

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

i. Effet de la 1ère famille sur elle-même:

$$(\Delta\sigma_p)_{racc} = K_j \times \frac{E_p}{Eb_{ij}} \times \Delta\sigma_{cj}$$

$$\Delta\sigma_{cj} = \frac{Mg(x)}{I_n} \times ep_1 + nA_p [\sigma p_0 - (\Delta\sigma p)_f + (\Delta\sigma p)_g + \Delta\sigma_{rac}] \left[\frac{ep_1^2}{I_n} + \frac{1}{B_n} \right]$$

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

ETUDE DE LA PRECONTARINTE

Tableau VI.2-11: Valeurs des pertes dues aux effet de la 1ère famille sur elle-même

POSITIONS	0,50	0	L/8	L/4	3L/8	L/2
$Mg_p (x)$	0,00	0,00	1,24	2,24	2,83	3,03
$ep_1 (m)$	0,087	0,063	-0,281	-0,541	-0,708	-0,735
$I_n (m^4)$	0,450	0,452	0,364	0,370	0,373	0,373
$B_n (m^2)$	1,337	1,337	0,811	0,811	0,811	0,811
$V'_n (m)$	1,038	1,038	1,031	1,041	1,042	1,045
$V_n (m)$	0,962	0,962	0,969	0,959	0,958	0,955
β	0,000	0,000	-0,953	-3,271	-5,372	-5,960
α	0,7648	0,7567	1,4499	2,0254	2,5785	2,6808
$(\Delta\sigma_p)_{racc}$	18,017	17,850	31,794	40,876	47,686	49,160

ii. Effet de la dalle sur la 1ère famille :

$$\Delta\sigma_{racc} = \frac{Mg}{I_n} \times ep_1 \times \frac{Ep}{E_{bt28}}$$

Tableau VI.2-12: valeurs des pertes du aux effet de la dalle sur la 1ère famille

POSITIONS	-0,45	0	L/8	L/4	3L/8	L/2
$Mg_{P+D}(x)$	0	0,000	0.489	0.873	1,047	1,117
ep_1	0,087	0,063	-0,281	-0,541	-0,708	-0,735
I_n	0,450	0,452	0,364	0,370	0,373	0,373
$\Delta\sigma_{racc}$	0	0	-1.953	-6.353	-10,308	-11,400

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

iii. Effet des compléments sur la 1^{ère} famille:

$$\Delta\sigma_{rac} = \frac{M_c}{I_n} \times ep_1 \times \frac{E_p}{E \cdot b_{ij}}$$

$$M_c = g_c \left(\frac{l-x}{2}\right) x$$

Tableau VI.2-13: valeurs des pertes du aux effet des compléments sur la 1ère famille

Position	-0,5000	0	L/8	L/4	3L/8	L/2
M_c	0	0,000	1,208	2.071	2,589	2,761
I_n	0,798	0,802	0,681	0,692	0,697	0,698
ep_1	-0,157	-0,181	-0,635	-0,890	-1,058	-1,082
$\Delta\sigma_{rac}$	0,000	0,000	-5.841	-13.811	-20.375	-22.206

ETUDE DE LA PRECONTARINTE

Les résultats des pertes due aux raccourcissements de béton sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2-14: valeurs des pertes due aux raccourcissements

Position Pertes	-0,50	0	L/8	L/4	3L/8	L/2
$\Delta\sigma_{racc\ 1/1}$	18,017	17,850	31,794	40,876	47,686	49,160
$\Delta\sigma_{racc\ D/1}$	0	0	-1.953	-6.353	-1.308	-11.4
$\Delta\sigma_{racc\ 2/1}$	0	0	0	0	0	0
$\Delta\sigma_{racc\ C/1}$	0	0	-5,841	-13.811	-20.375	-22.206
$\Delta\sigma_{racc\ C/2}$	0	0	0	0	0	0
$\Delta\sigma_{racc\ 2/2}$	0	0	0	0	0	0
$\Delta\sigma_{rac\ total}$	18.017	17.850	24.001	20.713	16.993	15.535

Les pertes instantanées sont récapitulées dans le tableau VI.2-15

Tableau VI.2-16: Valeurs des pertes instantanées

Position pertes	-0,50	0	L/8	L/4	3L/8	L/2
$\Delta\sigma_{pfinal}(MPa)$	0,000	1,476	17,708	47,608	60,154	72,700
$\Delta\sigma_{pfinal}(MPa)$	195,508	192,556	160,091	100,292	75,200	50,108
$\Delta\sigma_{rac final} (MPa)$	18,017	17,850	24.001	20,713	16,993	15.535
$\Delta\sigma_{pi final} (MPa)$	213.525	211.882	201.836	168.234	151.549	137.439

VI.2.9.2. Pertes de tension différées:

Les pertes de tension différées se produisent pour diverses raisons, Ce type de perte n'apparaît qu'à long terme.

Les principales raisons de ces pertes étudiées sont :

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

- **Pertes par retrait du béton:**

Ces pertes sont causées par la diminution progressive du volume du béton au cours du temps, principalement à cause de l'évaporation de l'eau.

L'expression des pertes liées au retrait est définie par le BPEL comme suit:

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

$$\left\{ \begin{array}{l} r(t_0) = \frac{t_0}{t_0 + 9r_m} \\ \left\{ \begin{array}{l} t_0: \text{le jour de la mise en tension} \\ r_m = \frac{\text{aire de la section nette}}{\text{périmètre de cette section}} [cm] \\ \varepsilon_r = 3 \times 10^{-4} \\ E_p = 195000 \text{ MPa} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

Tableau VI.2-17: Valeurs des pertes par retrait du béton

Section	about		mediane	mediane		
Perimètre	6,1252	6,125	6,4521	6,452	6,452	6,452
Position	-0,50	0	L/8	L/4	3L/8	L/2
Pertes						
r_m	22,156	22,156	12,881	12,881	12,881	12,881
$r(t_0)$ au 28 jours	0,123	0,123	0,195	0,195	0,195	0,195
$r(t_0)$ au 63 jours	0,222	0,222	0,300	0,300	0,300	0,300
$\Delta\sigma_r$ (MPa)	51,297	51,297	47,119	47,119	47,119	47,119

- Pertes par relaxation des câbles:

Les pertes par relaxation des câbles et due à la diminution progressive de la tension des câbles de précontrainte au cours du temps. Est donner par l'expression suivante:

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

- $\rho_{1000} = 2.5\%$
- $\mu_0 = 0.43$ (pour les armatures à très basse relaxation. TBR). (BPEL 91 révisé 99).
- $\mu = \frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}}$
- $f_{prg} = 1860 \text{ MPa}$

$$\sigma_{pi}(x) = \sigma p_0 - (\Delta\sigma_{frot}(x) + \Delta\sigma_{recul}(x) + \Delta\sigma_{racc}(x))$$

Tableau VI.2-18: Valeurs des pertes par relaxation des câbles

Position perte	-0,5	0	L/8	L/4	3L/8	L/2
$\sigma_{pi}(x)$	1262,475	1264,118	1274,164	1307,766	1324,451	1338,561
μ	0,679	0,680	0,685	0,703	0,712	0,720
$\Delta\sigma_p (rel)$	47,106	47,335	48,743	53,573	56,038	58,158

- Pertes par fluage :

Les pertes par fluage du béton sont dues aux déformations lentes et progressives du béton soumis à une compression permanente. Sous l'effet de la précontrainte

$$(\Delta\sigma_p)_{fluage} = (\sigma_b + \sigma_M) \frac{E_p}{E b_{ij}}$$

$$\begin{cases} \sigma_M = \frac{M_g^p}{I_n} \cdot e_{n_1} + n A p (\sigma_{P_0} - \Delta\sigma_{inst})_1 \left[\frac{1}{B_n} + \frac{e_{n_1}^2}{I_n} \right] \\ \sigma_b = \frac{M_g^T}{I_n} \cdot e_{n_1} + n A p (\sigma_{P_0} - \Delta\sigma_T)_1 \left[\frac{1}{B_n} + \frac{e_{n_1}^2}{I_n} \right] + n A p (\sigma_{P_0} - \Delta\sigma_T)_2 \left[\frac{1}{B_n} + \frac{e_{n_1} e_{n_2}}{I_n} \right] \end{cases}$$

Tableau VI.2-19: Valeurs des pertes par fluage :

position	-0,45	0	L/8	L/4	3L/8	L/2
$(\Delta\sigma_p)_{fluage}$	62,925	63,061	111,855	134,403	155,749	158,460

Les résultats obtenus après le calcul des pertes différées sont représentés dans le tableau ci-après.

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

ETUDE DE LA PRECONTARINTE

Tableau VI.2-20: Valeurs des pertes différées

Position pertes	-0,50	0	L/8	L/4	3L/8	L/2
$\Delta\sigma_r$	51,297	51,297	47,119	47,119	47,119	47,119
$\Delta\sigma_p (rel)$	47,106	47,335	48,743	53,573	56,038	58,158
$(\Delta\sigma_p)_{fluage}$	62,925	63,061	111,855	134,403	155,749	158,460
$\Delta\sigma_{pd}$	153,477	153,804	199,594	226,166	249,567	254,045

Toutes les pertes de la précontraintes sont recapitulés dans le tableau VI.2-21

Tableau VI.2-22: valeurs des pertes totales

Position	-0,50	0	L/8	L/4	3L/8	L/2
$\Delta\sigma_{pi}$	213,525	211,882	201,836	168,234	151,549	137,439
$\Delta\sigma_{pd}$	153,477	153,804	199,594	226,166	249,567	254,045
$\Delta\sigma_p \text{ total}$	367,002	365,686	401,429	394,400	401,116	391,483
% $\Delta\sigma_p \text{ total}$	24,865	24,775	27,197	26,721	27,176	26,523

NB : remarque que les pertes calculées sont d'environ 27% ce qui confirme l'estimation initiale de 32% reste valable ; et les résultats obtenus pour le nombre des câbles reste également correct.

VI.2.10. DETERMINATION DE FUSEAU DE PASSAGE:

$$a = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} -\gamma - \frac{M_{\min}}{P_i} \\ -c' - \frac{M_{\min}}{P_i} \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} \gamma - \frac{M_{\max}}{P_i} \\ c - \frac{M_{\max}}{P_i} \end{array} \right\} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \gamma' = \rho v_h \left(\frac{B_h \cdot \overline{\sigma_{bc}}}{P_i} - 1 \right) \\ \gamma = \rho v'_h \left(1 + \frac{B_h \cdot \overline{\sigma_{bt1}}}{P_i} \right) \end{array} \right\}; \left\{ \begin{array}{l} c' = \rho_h V'_h \left(1 - \frac{B_h \cdot \overline{\sigma_{bt1}}}{P_i} \right) \\ c = \rho_h V_h \left(1 + \frac{B_h \cdot \overline{\sigma'_{bt2}}}{P_i} \right) \end{array} \right\}$$

$$\overline{\sigma_{bt1}} = 1,5 f_{t28} = -4,50 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bt2}} = f_{t28} = -3 \text{ Mpa} \quad P_i = P_m \sum \cos \alpha_i$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 24 \text{ MPa}$$

Le calcul du fuseau de passage est donné par le tableau suivant:

Positions caractéristique	-0,50	0	L/8	L/4	3L/8	L/2
$\Sigma \cos \alpha_i$	3,986	3,986	3,987	4,000	4,000	4,000
P1	2,181	2,183	2,132	2,141	2,131	2,144
P2	1,810	1,814	1,736	1,750	1,735	1,755
P1* $\Sigma \cos \alpha_i$	8,693	8,703	8,499	8,564	8,522	8,577
P2* $\Sigma \cos \alpha_i$	7,215	7,230	6,922	7,001	6,939	7,021
Pi	8,693	8,703	8,499	8,564	8,522	8,577

ETUDE DE LA PRECONTARINTE

Bh	1,748	1,748	1,222	1,222	1,222	1,222
V'h	1,279	1,278	1,366	1,363	1,361	1,360
Vh	0,971	0,972	0,884	0,887	0,889	0,890
ph	0,370	0,372	0,473	0,488	0,498	0,500
C	0,577	0,580	0,599	0,618	0,634	0,635
C'	0,673	0,677	0,842	0,865	0,882	0,884
γ'	1,376	1,383	1,025	1,050	1,082	1,076
γ	1,811	1,818	1,584	1,613	1,656	1,645
Mmin (t.m)	0,000	0,000	3,114	5,261	6,538	6,899
Mmax (t.m)	0,000	0,000	3,763	7,028	8,910	9,542
Mmin/Pi	0	0	0,366	0,614	0,767	0,804
Mmax/Pi	0	0	0,443	0,821	1,045	1,112
γ' (Mmin/Pi)	-1,376	-1,383	-1,391	-1,664	-1,849	-1,880
c' (Mmin/Pi)	-0,673	-0,677	-1,208	-1,479	-1,649	-1,688
γ (MAX/Pi)	1,811	1,818	1,142	0,792	0,610	0,533

ETUDE DE LA PRECONTARINTE

<i>c</i> (MAX/Pi)	0,577	0,580	0,156	-0,202	-0,412	-0,478
a	-0,673	-0,677	-1,208	-1,479	-1,649	-1,688
a'	0,577	0,580	0,156	-0,202	-0,412	-0,478
ep	-0,131	-0,181	-0,635	-0,890	-1,058	-1,082
vérification	VRAI	VRAI	VRAI	VRAI	VRAI	VRAI

Conclusion:

Le câble moyen est à l'intérieur du fuseau de passage.

VI.3. CLCULES ET JUSTIFICATIONS DES POUTRES:

Dans cette partie nous allons vérifier si la structure respecte les prescriptions réglementaires en vérifiant, dans chaque phase de construction et de service, si les contraintes normales et tangentielles ne dépassent pas les contraintes limites réglementaires en choisissant la section la plus sollicitée, (a mis travée).

VI.3.1. Justification de la poutre à l'ELS :

VI.3.1.1. Vis avis des contraintes normales :

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

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = \frac{P}{A_n} + \frac{v}{I_n} (P \times e_p + M_g) \geq \overline{\sigma}_{bt} \\ \sigma_{inf} = \frac{P}{A_n} + \frac{v'}{I_n} (P \times e_p + M_g) \leq \overline{\sigma}_{bc} \end{cases}$$

Avec:

[Fascicule_62_titre Section II, BPEL_91 révisé_99, paragraphe 6.1,22]

- En phase de construction: $\overline{\sigma}_{bt} = -0.7 f_{tj}$ $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{cj}$
- En phase d'exploitation: $\overline{\sigma}_{bt} = 0$ $\overline{\sigma}_{bc} = 0.5 f_{c28}$

on adopte :

Selon l'article 4.1.31 du BPEL,

- En phase de construction : $P = n \times k \times A_p \times (1.02\sigma_{po} - 0.8\Delta\sigma_p)$
- En phase d'exploitation : $P = n \times k \times A_p \times (0.98\sigma_{po} - 1.2\Delta\sigma_p)$

Avec:

- $n = 4$: Nombre de câble de précontrainte.
- $\sigma_{po} = 1476 \text{ MPa}$: La tension à l'origine
- $A_p = 1800 \text{ mm}^2$: Section utile d'un câble 15 T15s.
- $\Delta\sigma_p$: Somme des pertes à l'âge considéré (en MPa).
- Les pertes de tension différées en fonction du temps, évaluées $j^{\text{ème}}$ jours après la mise en tension sont données par: $\Delta\sigma_{dg} = r(j) \cdot \Delta\sigma_d$ avec: $r(j) = \frac{j}{j+9r_m}$

- **Phase de construction a vide:**

- **1^{er} phase (7^{ème} jour):**

Les câbles de la 1^{ère} famille sont tirés à 50% de P_0 et consomment 50% des pertes instantanées.

$$P_1 = 0.5 \times n \times k \times A_p \times (1.02\sigma_{po} - 0.8\Delta\sigma_p)$$

- Section résistante : section nette à mi-travée de la poutre seule.

- Le moment du au poids propre de la poutre seule. $M_G = 3.03 \text{ MN.m}$

$$P_1 = 4.9274 \text{ MPa} \rightarrow \begin{cases} \sigma_{sup} = 4.563 \text{ MPa} \geq -1.533 \\ \sigma_{inf} = 7.724 \text{ MPa} \leq 15.894 \end{cases}$$

- **2^{ème} phase (28^{ème} jour):**

Les câbles de la 1^{ère} famille sont tirés à 100% de P_0 et consomment 100% des pertes instantanées.

$$P_1 = n \times k \times A_p \times (1.02\sigma_{po} - 0.8\Delta\sigma_p)$$

$$P_2 = n \times k \times A_p \times (0.98\sigma_{po} - 1.2\Delta\sigma_p)$$

$$\Delta\sigma_p = \Delta\sigma_{inst}$$

- Section résistante : section nette à mi-travée de la poutre seule.

- Le moment dû au poids propre de la poutre seule. $M_G = 3.03 \text{ MN.m}$

$$P_1 = 4.9274 \text{ MPa} \rightarrow \begin{cases} \sigma_{sup} = 1.373 \text{ MPa} \geq -2.1 \\ \sigma_{inf} = 23.933 \text{ MPa} \leq 24 \end{cases}$$

$$P_2 = 4.4645 \text{ MPa} \rightarrow \begin{cases} \sigma_{sup} = 1.696 \text{ MPa} \geq -2.1 \\ \sigma_{inf} = 20.904 \text{ MPa} \leq 24 \end{cases}$$

- **3^{ème} phase (35^{ème} jour):**

Au 35^{ème} jour, on coule la dalle et les entretoises, les câbles vont consommer en plus des pertes instantanées $r(t)\%$ des pertes différées,

t: étant le nombre de jours entre la mise en tension à 100% et cette phase.

$$P_1 = n \times k \times A_p \times (-0.8(\Delta\sigma_p))$$

$$P_2 = n \times k \times A_p \times (-1.2(\Delta\sigma_p))$$

$$\Delta\sigma_p = \Delta\sigma_{rec\ D/1} + \Delta\sigma_{dg} \rightarrow \Delta\sigma_{dg} = r(35 - 28)\Delta\sigma_d$$

- Section résistante : section nette à mi-travée de la poutre seule.
- Le moment du au poids propre de la poutre seule + le poids de béton frais.

$$M_{G\ poutre} = 3.03\ MN.m \quad M_{dalle} = 1.117\ MN.m$$

$$P_1 = -0.0178\ MPa \rightarrow \begin{cases} \sigma_{sup} = 4.2410\ MPa \geq -2.1 \\ \sigma_{inf} = 20.748\ MPa \leq 24 \end{cases}$$

$$P_2 = -0.0267\ MPa \rightarrow \begin{cases} \sigma_{sup} = 4.843\ MPa \geq -2.1 \\ \sigma_{inf} = 17.690\ MPa \leq 24 \end{cases}$$

4^{eme} phase (63^{eme} jour):

Le durcissement de la dalle et les entretoises

$$P_1 = n \times k \times A_p \times (-0.8(\Delta\sigma_p))$$

$$P_2 = n \times k \times A_p \times (-1.2(\Delta\sigma_p))$$

$$\Delta\sigma_p = \Delta\sigma_{rec\ 2/1} + \Delta\sigma_{dg} \rightarrow \Delta\sigma_{dg} = r(63 - 35)\Delta\sigma_d$$

- Section résistante: section nette à mi-travée de la poutre + la dalle.
- Le moment du au poids propre de la poutre seule + le poids de béton frais.

$$M_{G\ poutre} = 3.03\ MN.m \quad M_{dalle} = 1.117\ MN.m$$

$$P_1 = -0.285\ MPa \rightarrow \begin{cases} \sigma_{sup} = 4.303\ MPa \geq -2.1 \\ \sigma_{inf} = 19.815\ MPa \leq 24 \end{cases}$$

$$P_2 = -0.428 \text{ MPa} \rightarrow \begin{cases} \sigma_{sup} = 4.936 \text{ MPa} \geq -2.1 \\ \sigma_{inf} = 16.291 \text{ MPa} \leq 24 \end{cases}$$

- **5^{eme} phase (77^{eme} jour):**

Mise en place des éléments du tablier au 77ème jour.

$$P_1 = n \times k \times A_p \times (-0.8(\Delta\sigma_p))$$

$$P_2 = n \times k \times A_p \times (-1.2(\Delta\sigma_p))$$

$$\Delta\sigma_p = \Delta\sigma_{rec\ c/1} + \Delta\sigma_{dg} \rightarrow \Delta\sigma_{dg} = r(77 - 63)\Delta\sigma_d$$

- Section résistante: section nette à mi-travée de la poutre + la dalle.

- Le moment du au poids propre de la poutre seule + le poids de béton frais + les compléments

$$M_{G\ poutre} = 3.03 \text{ MN.m} \quad M_{dalle} = 1.117 \text{ MN.m} \quad M_c = 2.761 \text{ MN.m}$$

$$P_1 = 0.001 \text{ MPa} \rightarrow \begin{cases} \sigma_{sup} = 6.708 \text{ MPa} \geq -2.1 \\ \sigma_{inf} = 14.306 \text{ MPa} \leq 24 \end{cases}$$

$$P_2 = 0.001 \text{ MPa} \rightarrow \begin{cases} \sigma_{sup} = 7.341 \text{ MPa} \geq -2.1 \\ \sigma_{inf} = 10.783 \text{ MPa} \leq 24 \end{cases}$$

- **6^{eme} phase (en service)**

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

La surcharge maximale correspond à la combinaison la plus défavorable.

Section résistante: poutre +dalle

A vide:

$$P_1 = n \times k \times A_p \times (-0.8(\Delta\sigma_p))$$

$$P_2 = n \times k \times A_p \times (-1.2(\Delta\sigma_p))$$

- Le moment du au poids propre de la poutre seule + le poids de béton frais + les compléments

$$M_{G\text{ poutre}} = 3.03 \text{ MN.m} \quad M_{dalle} = 1.117 \text{ MN.m} \quad M_c = 2.761 \text{ MN.m}$$

$$P_1 = -0.173 \text{ MPa} \rightarrow \begin{cases} \sigma_{sup} = 6.749 \text{ MPa} \geq -2.1 \\ \sigma_{inf} = 13.778 \text{ MPa} \leq 24 \end{cases}$$

$$P_2 = -0.259 \text{ MPa} \rightarrow \begin{cases} \sigma_{sup} = 7.381 \text{ MPa} \geq -2.1 \\ \sigma_{inf} = 10.254 \text{ MPa} \leq 24 \end{cases}$$

En charge:

$$\sigma_{sup} = \frac{M_{max} \times (V - e_d)}{I_n} \quad ; \quad \sigma_{sup} = \frac{M_{max} \times V'}{I_n}$$

-Le moment a considéré et le moment max a l'ELS: $M_{\max ELS} = 9.542 \text{ MN.m}$

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = 15.635 \text{ MPa} \geq -2.1 \\ \sigma_{inf} = -7.305 \text{ MPa} \leq 24 \end{cases}$$

VI.3.1.2. Vérification des contraintes tangentielles:

Le but de cette justification est de vérifier que les effets d'un effort tranchant cumulé aux effets du moment fléchissant et de l'effort normal ne compromettent pas la sécurité de l'ouvrage ; on doit vérifier pour cela les inégalités suivantes :

La vérification des contraintes tangentielles se fait en classe I suivant les six phases citées précédemment comme suit:

$$\begin{cases} \tau^2 \leq 0.4f_{tj} \left(f_{tj} + \frac{2}{3}\sigma_x \right) = \overline{\tau_1^2} \\ \tau^2 \leq \frac{2f_{tj}}{f_{cj}} (0.6f_{cj} + \sigma_x) \left(f_{tj} + \frac{2}{3}\sigma_x \right) = \overline{\tau_2^2} \end{cases}$$

Avec:

- f_{cj} : La résistance à la compression du béton (en MPa).
- f_{tj} : La résistance à la traction du béton (en MPa).
- σ_x ::

La contrainte normale longitudinale définie, en MPa, selon la relation suivante

$$\sigma_x = \frac{P}{A_n} + \frac{y}{I_n} (Mg - Mp)$$

Par définition : l'effort tranchant est déterminé par la formule suivante:

$$\tau(y) = \frac{V_{red} \times S}{b_n \cdot I_n}$$

Avec:

$$V_{red} = V_G - V_P : \text{Effort tranchant réduit (en MN).}$$

ETUDE DE LA PRECONTARINTE

Où:

- V_G : Effort tranchant dû au poids propre (en MN).
- $V_P = \sum P \sin(\alpha)$: Effort tranchant dû à la précontrainte totale (en MN).
- S : Moment statique de la section située au-dessus de l'axe neutre (en m³).
- I_n : Moment d'inertie net de la section (en m⁴).
- $b_n = b_0 - mk\Phi$: L'épaisseur nette de l'âme (en m).

Où:

- ❖ $m = 1$: nombre de gaines par lit.
- ❖ $k = 0.5$: pour post tension avec injection de colis de ciment.
- ❖ $\Phi = 80 \text{ mm}$: diamètre de la gaine.

Tableau VI.2-23: Vérification des contraintes tangentielles

Phases	1	2	3	4	5	6	
						A vide	En charge
ΔV_{ser}	0,396	0	0,135	0	0,257	0	0,325
$r(t_0)$	/	/	0,034	0,112	0,060	/	/
$P_1 (MN)$	1,202	1,202	-0,008	-0,025	-0,013	-0,046	0,000
$P_2 (MN)$	1,073	1,073	-0,011	-0,037	-0,020	-0,068	0,000
$\Delta P_i (MN)$	1,202	1,202	0,011	0,037	0,020	0,068	0,000
$V_{red 1} (MN)$	0,016	-0,380	0,136	0,003	0,259	0,005	0,325

ETUDE DE LA PRECONTARINTE

$V_{red\ 2}\ (MN)$	0,279	-0,117	0,136	0,004	0,259	0,007	0,325
$\Delta V_{red}\ (MN)$	0,279	0,380	0,136	0,004	0,259	0,007	0,325
$\Delta\tau\ (MPa)$	/	0,459	0,165	0,005	0,313	0,009	0,391
$\tau\ (MPa)$	0,019	0,478	0,642	0,647	0,960	0,969	1,360
$\Delta\sigma_x\ (MPa)$	/	1,796	0,029	0,097	0,051	0,178	0,000
$\sigma_x\ (MPa)$	1,796	3,592	3,621	3,718	3,769	3,947	3,947
$\tau^2\ (MPa)^2$	0,000	0,228	0,412	0,419	0,921	0,939	1,850
$\overline{\tau^2}\ (MPa)^2$	2,966	6,473	6,497	6,574	6,615	6,757	6,757
Vérifiée?	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

VI.4. FERRAILLAGE PASSIF LONGITUDINAL

Deux sortes d'armatures passives sont à prévoir dans les ouvrages précontraints, les armatures de peau et les armatures dans les zones tendues.

VI.4.1. Armatures de peau

Leur rôle est de répartir les effets de retrait différentiel et de variation de température.

$$A_s \geq \max \begin{cases} 3 \text{ cm}^2/\text{ml de la largeur mesurée sur la section droite de l'ouvrage} \\ 0.1 \% \text{ de la section homogène de la poutre} \end{cases}$$

$$B_h = 1.357\text{m}^2 \rightarrow A_s = 0.1\%B = 13.571\text{cm}^2$$

On choisit une armature 6HA20=18.85cm².

VI.4.2. Armatures longitudinales dans les zones tendues

Le but des armatures longitudinales dans la zone tendue est d'équilibrer les sollicitations de traction qui peuvent apparaître dans certaines sections.

$$A_s = \frac{B_t}{1000} + \frac{N_{bt} \cdot f_{tj}}{f_e \cdot \sigma_{bt}}$$

Avec:

- B_t : Air du béton tendu.
- N_{bt} : Effort résultant équivalent aux conditions de traction exercé sur B_t
- σ_{bt} : Valeur absolue de la contrainte maximale de traction.
- f_e : La limite élastique des armatures utilisées $f_e = 500 \text{ MPa}$

Puisque la section est entièrement comprimée à mi-travée, on utilisera seulement des armatures de peau ; On choisit une armature 6HA20=18.85cm².

VI.5. Justification de la poutre à l'ELU

VI.5.1. Vis-à-vis des contraintes normales

La justification à l'ELU permet de s'assurer de la résistance d'une structure ou de l'un de ses éléments à la ruine.

- **Hypothèse de calcul**

- La résistance du béton tendu est négligée.
- Les sections droites restent planes après déformation.
- Aucun glissement relatif entre les matériaux (béton acier).
- Respecter la règle des trois pivots.

- **Principe et étapes de calcul**

Le calcul justificatif consiste à s'assurer que le couple (N_u , M_u) se trouve à l'intérieur de la courbe d'interaction effort normal/moment fléchissant $(\overline{N_u}, \overline{M_u})$

- Choisir un diagramme de déformation passant par l'un des 3 pivots.
- Déterminer γ pour le calcul de $\Delta\varepsilon_p''$, $\Delta\sigma_p$, N_{bc} .
- Faire une comparaison entre N_u et $\overline{N_u}$ qui va nous permettre de faire une modification sur le diagramme de déformation choisi.
- Vérifier que: $M_u \leq \overline{M_u}$

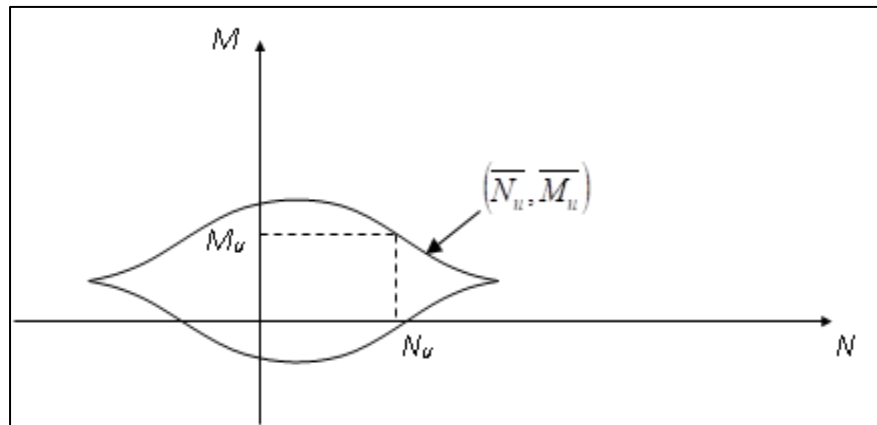


Figure VI.5-1: Courbe d'interaction effort normal-moment fléchissant

- Les sollicitations à l'ELU:

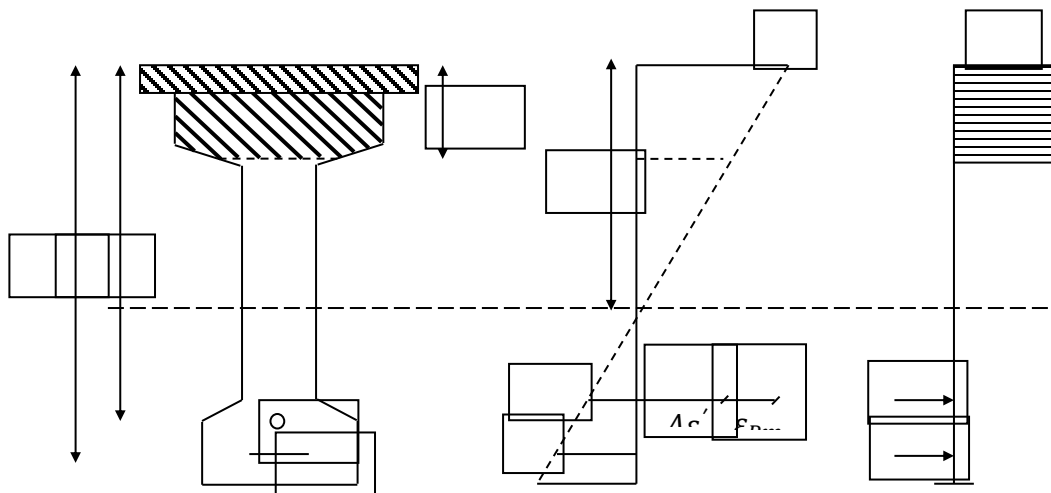


Figure VI.5-2: Diagramme des déformations et des contraintes à l'ELU.

- $A_s = 0.000804m^2$
- $A_p = 1800 \times 10^{-6}m^2$
- $ds = 2.25 - 0.05 = 2.20 m$
- $dp = 2.25 - 0.02 = 2.05m$

- L'état limite ultime est atteint lorsqu'un des deux matériaux (acier, béton) travaillent au maximum, c'est-à-dire que l'un des 3 pivots (A, B, C) est atteint.
- On suppose en premier lieu que les deux matériaux travaillent au maximum en même temps
- $\varepsilon_s = 10\text{‰}$ et $\varepsilon_{bc} = 3,5\text{‰}$.
- ε_p : Déformation du béton.
- ε_{pm} : Allongement préalable.
- σ_{pm} : Contrainte probable dans les armatures de précontrainte sous les actions permanentes.
- $\Delta\varepsilon'_p$: Variation d'allongement due à la compression du béton au niveau du câble moyen.
- σ_{bp_m} : Contrainte dans le béton au niveau du câble moyen sous les actions permanentes et la précontrainte.
- $\Delta\varepsilon''_p$: Variation complémentaire accompagnant la déformation du béton au-delà de la valeur nulle.

- **Application à notre projet**

$$N_u = P_m \text{ Avec } P_m = (\sigma_{p_0} - \Delta\sigma_T) \cdot n \cdot Ap$$

$$N_u = P_m = (1476 - 392.808) \times 4 \times 1800 \times 10^{-6} = 7.799 \text{ MN}$$

Pour la vérification, la procédure à suivre est comme suit :

1^{ère} itération :

On suppose que le diagramme de déformation passe par des pivots A et B , $\varepsilon_s = 10 \text{ ‰}$ et $\varepsilon_{bc} = 3,5 \text{ ‰}$

$$\overline{N_u} = B(y) * \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \gamma_b} - A_s \cdot \sigma_s - n \cdot A_p \cdot \sigma_p$$

$$\overline{M_u} / A_p = B(y) \cdot \sigma_{bc} \cdot Z(y) + A_s \cdot \sigma_s (d_s - d_p)$$

$$\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_{bc}} = \frac{d_s - y}{y} \Rightarrow y = \frac{\varepsilon_{bc}}{(\varepsilon_{bc} + \varepsilon_s)} \cdot d_s$$

$$Y(m) = 0.57 \rightarrow \begin{cases} 0.8 Y(m) = 0.456 \\ B(y) = 0.537 \end{cases}$$

$$N_{bc} = B(y) \cdot \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow N_{bc} = 12.180 \text{ MN}$$

$$\varepsilon_{p_m} = \frac{P_m}{n \cdot A_p E_p} \rightarrow \varepsilon_{p_m} = 5.55$$

$$\Delta \varepsilon'_p = 5 \cdot \frac{\sigma_{bpm}}{E_p}$$

$$\sigma_{bpm} = \frac{P_m}{B} + \frac{P_m \cdot e_0 + M_{\min}}{I_{n_0}}$$

$$\begin{cases} Y_{cable\ moyen} = 0.310\ m \\ e_0 = -1.082\ m \\ M_{min} = 1.35\ M_G = 1.35 \times 6.899 = 9.314\ MN.m \end{cases} \rightarrow \sigma_{bpm} = 6.964$$

$$\Delta\varepsilon'_p = 0.179$$

$$\Delta\varepsilon''_p = \varepsilon_{bc} \cdot \frac{d_p - y}{y} \rightarrow \Delta\varepsilon''_p = 9.080$$

$$\Rightarrow \sum \varepsilon = \varepsilon_{pm} + \Delta\varepsilon'_p + \Delta\varepsilon''_p \rightarrow \sum \varepsilon = 14.813$$

$$\varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p} + 100 \left(\frac{\sigma_p}{f_{prg}} - 0,9 \right)^5$$

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

Alors :

$$\begin{cases} \frac{\sigma_{p1}}{E_p} + 100 \left(\frac{\sigma_{p1}}{f_{prg}} - 0,9 \right)^5 = 14.813 \\ \frac{\sigma_{p2}}{E_p} + 100 \left(\frac{\sigma_{p2}}{f_{prg}} - 0,9 \right)^5 = 5.55 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \sigma_{p1} = 2947.02\ MPa \\ \sigma_{p2} = 2723.78\ MPa \end{cases}$$

$$\Delta\sigma_p = 2947.02 - 2723.78 = 223.24\ MPa$$

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

Donc:

$$\overline{N}_u = 12.180 - 0.000804 \times 437.78 - 4 \times 1800 \times 10^{-6} \times 223.24$$

$$\overline{N}_u = 10.223\ MN > N_u = 7.799\ MN \text{ (Vérefier)}$$

La partie comprimée est très importante, il faut pivoter le diagramme de la déformation autour de A . ($\epsilon_b < 3.5\%$) et garde ϵ_s

2eme itération :

On garde ϵ_s et on pose: $N_{ul} = N_u$

Donc:

$$\begin{cases} B(y) = 0.396 \rightarrow \begin{cases} 0.8 y = 0.327 \\ y = 0.408 \end{cases} \\ \frac{\epsilon_s}{\epsilon_{bc}} = \frac{d_s - y}{y} \rightarrow \epsilon_{bc} = 2.279 \\ \Delta\epsilon_p'' = \epsilon_{bc} \cdot \frac{d_p - y}{y} = 9.163 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \sum \epsilon = \epsilon_{pm} + \Delta\epsilon_p' + \Delta\epsilon_p'' \rightarrow \sum \epsilon = 14.896$$

$$\epsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p} + 100\left(\frac{\sigma_p}{f_{prg}} - 0,9\right)^5$$

$$\Delta\sigma_p = f(\epsilon_{pm} + \Delta\epsilon_p' + \Delta\epsilon_p'') - f(\epsilon_{pm})$$

Alors :

$$\begin{cases} \frac{\sigma_{p1}}{E_p} + 100\left(\frac{\sigma_{p1}}{f_{prg}} - 0,9\right)^5 = 14.896 \\ \frac{\sigma_{p2}}{E_p} + 100\left(\frac{\sigma_{p2}}{f_{prg}} - 0,9\right)^5 = 5.55 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \sigma_{p1} = 2948.44 \text{ MPa} \\ \sigma_{p2} = 2723.78 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\Delta\sigma_p = 2948.44 - 2723.78 = 224.66 \text{ MPa}$$

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

Donc:

$$\overline{N}_u = 9.504 - 0.000804 \times 437.78 - 4 \times 1800 \times 10^{-6} \times 224.66$$

$$\overline{N}_u = 7.789 \text{ MN} \approx N_u = 7.799 \text{ MN} \text{ (Vérefier)}$$

On calcule le rapport $\overline{M}_u/A_p$:

$$\overline{M}_u/A_p = B(y) \cdot \sigma_{bc} \cdot Z(y) + A_s \cdot \sigma_s (d_s - d_p)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} B(y) = 0.396 \\ \sigma_{bc} = 24 \\ Z(y) = d_p - 0.4 y = 1.887 \rightarrow \overline{M}_u/A_p = 17.917 \text{ MN.m} > M_u = 9.542 \text{ MN.m} \\ A_s = 0.000804 \\ \sigma_s = 43778 \end{array} \right.$$

Conclusion :

Le couple (Mu, Nu) se trouve à l'intérieur de la courbe d'interaction dont les contraintes normales à l'ELU sont vérifiées.

CHAPITRE 07 : ETUDE DU TABLIER

VII.ETUDE DE TABLIER

VII.1. INTRODUCTION :

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

VII.2. FLECHE ET CONTRE FLECHE:

Une poutre isostatique simplement appuyée peut subir des déformations sous l'effet de son poids propre et la précontrainte.

VII.2.1. Flèche due au Poids Propre:

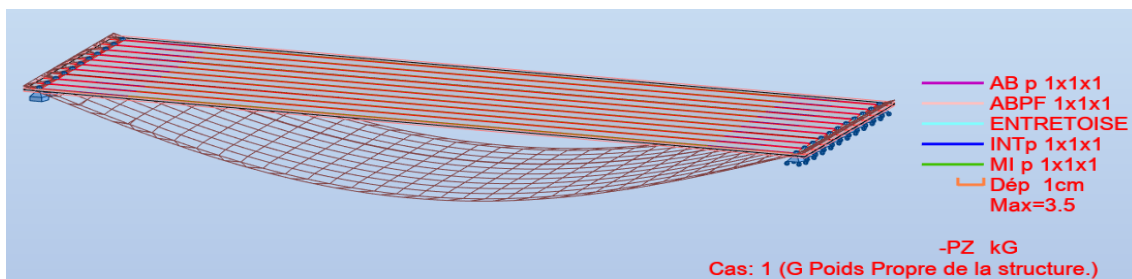


Figure VII.2-1:Flèche du tablier sous G.

VII.2.2. Contre-flèche de précontrainte:

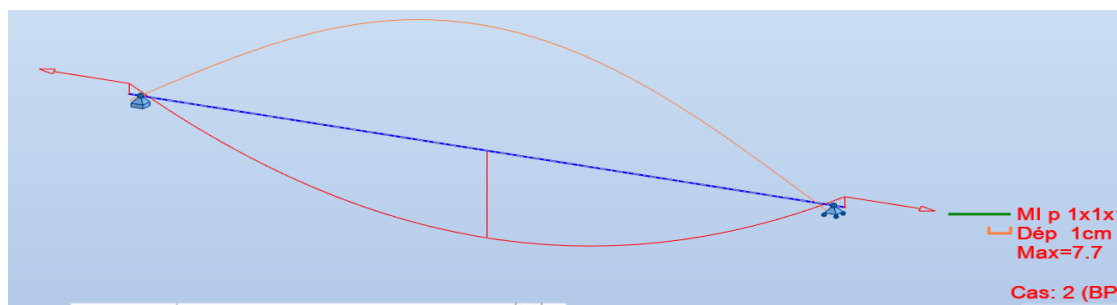


Figure VII.2-2:Contre flèche due à la mise en tension des câbles.

VII.2.3. Flèche due à la Construction :

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

$$f_c = \frac{3}{4} (|f_P| - |f_G|) = 3.15 \text{ cm}$$

VII.2.4. Flèche maximale à l'ELS:

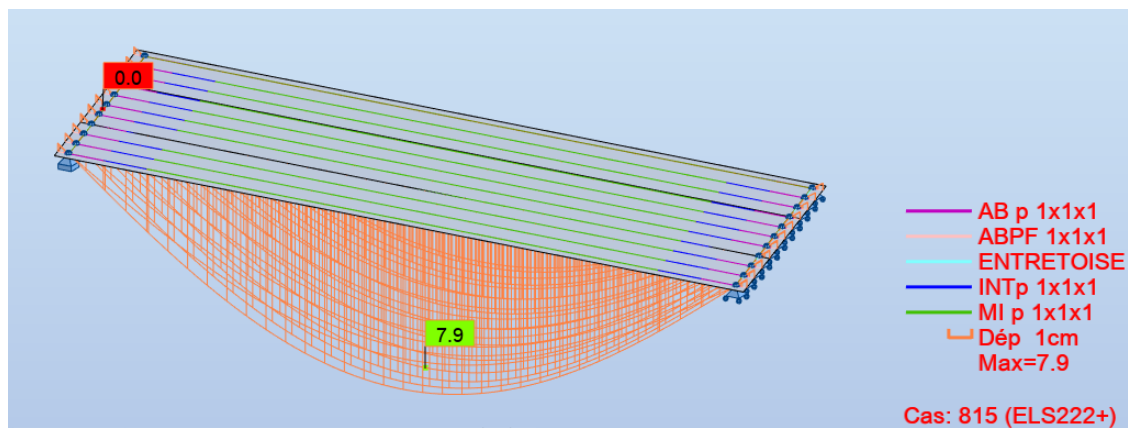


Figure VII.2-3: Flèche max de la poutre à l'ELS

VII.2.5. Flèche Totale:

La flèche réelle maximale de tablier en service est égale à:

$$f_T = f_{ELS} + f_P + f_c$$

La flèche admissible est égale à:

$$f_{adm} = \frac{L}{700} = \frac{35}{700} = 5 \text{ cm}$$

Voici un tableau récapitulatif des résultats:

Tableau VII.2-1: Les valeurs des flèches calculées.

$f_{ELS}(\text{cm})$	7.9
$f_P(\text{cm})$	-7.7
$f_c(\text{cm})$	3.15
$f_G(\text{cm})$	3.5
$f_T(\text{cm})$	3.35
$f_{adm}(\text{cm})$	5
Vérification	Vérifiée

$f_T \leq f_{adm} \Rightarrow$ On conclut que la condition de la flèche limite à l'ELS est vérifiée.

VII.3. CALCUL DES ROTATIONS :

VII.3.1. Rotation due au poids propre:

La rotation à l'appui est calculée comme suit :

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

Avec:

- $M_G = 5.48 \text{ MN.m}$, Moment du au poids propre du tablier.
- $L = 35 \text{ m}$, La longueur de la travée.
- $I = 0.710 \text{ m}^4$, Moment d'inertie de la section médiane (poutre+dalle) .
- $E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 12653.82 \text{ MPa}$, Module de déformation longitudinal à long terme.

Après l'application numérique on obtient :

$$\theta_G = 7.17 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

VII.3.2. Rotation due aux surcharges d'exploitation:

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

Avec:

$$- M_s = M_{max} - M_G = 4.062 \text{ MNm}$$

On obtient alors:

$$\theta_s = 5.27 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

VII.3.3. Rotation due à la précontrainte:

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

Avec:

- M_p : Le moment de la précontrainte (en MNm).
- A_i : L'aire de la section 'i' (en m²).

Après l'application numérique on obtient:

$$\theta_p = -8.7 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

VII.3.4. Rotation totale:

VII.3.4.1. Rotation en service à vide:

$$\theta_T = \theta_G + \theta_p = -5.83 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

VII.3.4.2. Rotation en service à charge:

$$\theta_T = \theta_G + \theta_p + \theta_s = 3.74 \times 10^{-3}$$

Tableau VII.3-1: les valeurs des rotations calculées

Les rotations	L'angle
$\theta_G(\text{Rad})$	7.17×10^{-3}
$\theta_s(\text{Rad})$	5.27×10^{-3}
$\theta_p(\text{Rad})$	-8.7×10^{-3}
θ_T En service a vide (Rad)	-1.53×10^{-3}
θ_T En service a charge (Rad)	3.74×10^{-3}

VII.4. CALCUL DES DEPLACEMENTS :

VII.4.1. Déplacement de la rotation d'appui:

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

$$\Delta_{\theta} = \theta_r \times \frac{h}{2}$$

Avec:

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

Alors:

$$\Delta_{\theta} = 3.74 \times 10^{-3} \times \frac{2.25}{2} = 0.42 \text{ cm}$$

VII.4.2. Déplacement du au retrait et fluage:

$$\Delta_{r+flu} = \varepsilon_{r+flu} \times \frac{L}{2}$$

Avec:

$$\varepsilon_{r+flu} = 5.5 \times 10^{-4}$$

Alors:

$$\Delta_{r+flu} = 5.5 \times 10^{-4} \times \frac{35}{2}$$

$$\Delta_{r+flu} = 0.9625 \text{ cm}$$

VII.4.3. Déplacement dû à la variation de température:

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

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

Avec:

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

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

- Pour les actions de courte durée:

$$\Delta_T = 3 \times 10^{-4} \times \frac{35}{2}$$

$$\Delta_T = 0.525 \text{ cm}$$

- Pour les actions de longue durée:

$$\Delta_T = 2 \times 10^{-4} \times \frac{35}{2}$$

$$\Delta_T = 0.35 \text{ cm}$$

On prend:

$$\Delta_T = 0.525 \text{ cm}$$

VII.4.4. Déplacement maximal total:

Le déplacement maximal total est déterminé par la relation suivante:

$$\Delta_{Tot} = \frac{2}{3} (\Delta_{\theta} + \Delta_{r+flu}) + \Delta_T$$

Tableau VII.4-1: Les résultats de calcul de déplacement.

Déplacement	Δ_{θ}	Δ_{r+flu}	Δ_T	Δ_{Tot}
Résultats(cm)	0.42	0.9625	0.525	1.45

VII.5. ETUDE DE L'ENTRETOISE :

VII.5.1. Principe de ferrailage:

Les entretoises sont des poutres transversales coulées sur appuis, qui ont pour rôle d'encastrement les poutres en torsion et de solidariser la section transversale. Elles sont des éléments clés lors des opérations de vérinage du tablier, notamment en cas de remplacement des appareils d'appuis, car elles transmettent les efforts aux appuis.

VII.5.2. Evaluation des efforts:

L'entretoise sera assimilée à une poutre contenue reposant sur onze appuis supporte une charge uniformément répartie.

La détermination des efforts se fait à l'ELU et à l'ELS comme suit:

- À l'état limite ultime:

$$P_u = \frac{1.35 \times G \times L}{l}$$

Avec:

- G : Le poids propre du tablier hors entretoise (539.21 KN/ml).
- L : La longueur de la poutre (35 m).
- l : La largeur du tablier (13.6 m)

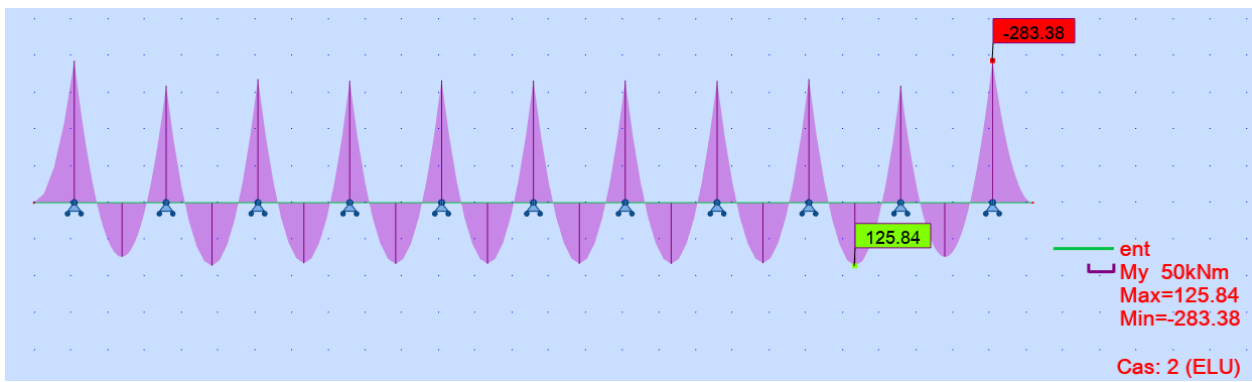
Après application numérique on trouve:

$$P_u = 1873.56 \frac{KN}{ml}$$

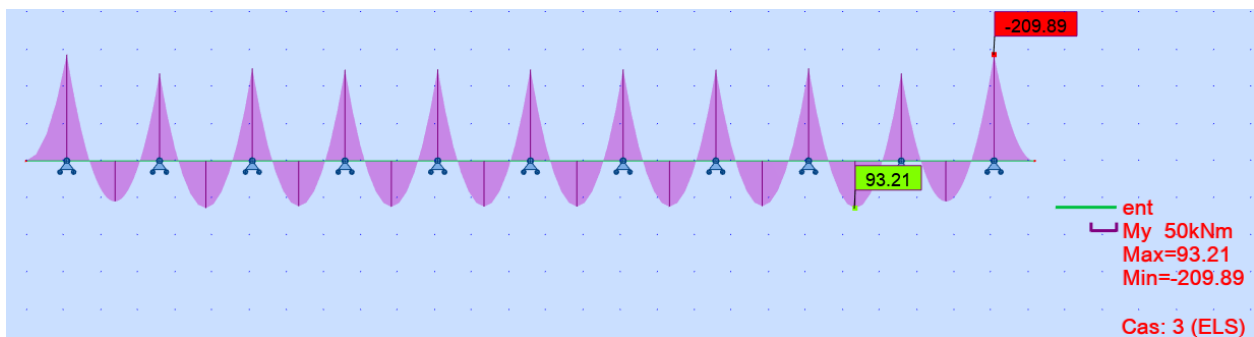
- À l'état limite de service :

$$P_{ser} = \frac{1 \times G \times L}{l}$$

On trouve:



$$P_{ser} = 1387. \frac{67KN}{ml}$$



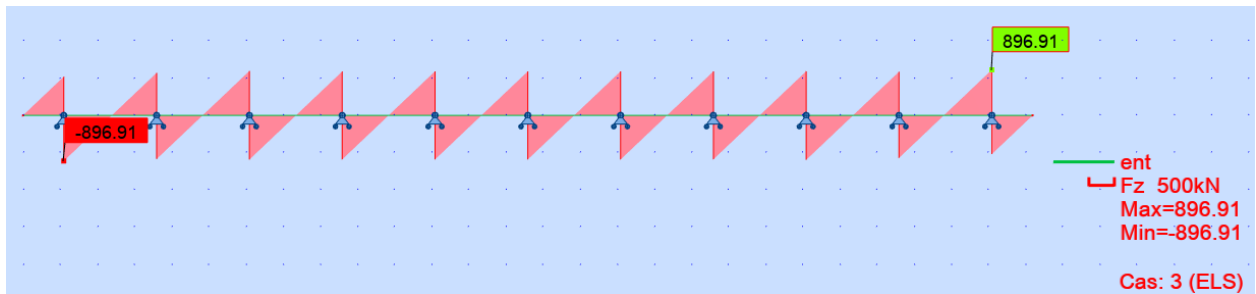


Figure VII.5-4: Effort tranchant max de l'entretoise à l'ELS.

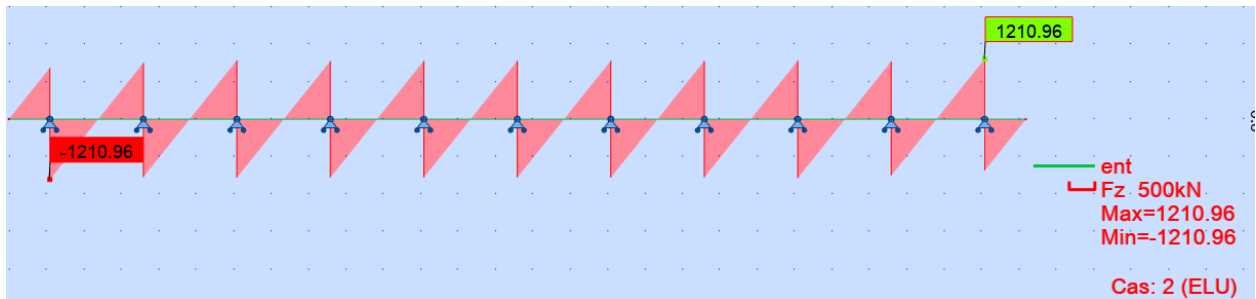


Figure VII.5-3: Effort tranchant max de l'entretoise à l'ELU.

VII.5.3. Ferrailage de l'Entretoise:

VII.5.3.1. Ferrailage longitudinale:

Les résultats sont représentés dans l'ANNEXE C

VII.5.3.2. Ferrailage transversale:

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

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

Et on a:

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b_0} = \frac{1.21}{0.9 \times 1.8 \times 0.6} = 1.24 \text{ MPa}$$

De plus:

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa\right) = \min\left(\frac{0.15 \times 40}{1.15}, 4\right) = 4MPa$$

ansi:

$$\tau_u = 1.24MPa \leq \bar{\tau}_u = 4MPa \dots (\text{Condition vérifiée})$$

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} = \frac{\gamma_s \times (\tau_u - 0.3f_{tjk})}{0.9f_e}$$

On constate que les armatures droites sont suffisantes :

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

$$S_t \leq \min(0.9d ; 40cm)$$

On trouve que:

$$S_t \leq \min(146 ; 40cm)$$

$$S_t \leq 40 \text{ cm}$$

On prend:

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

Alors:

$$A_t = \frac{0.6 \times 0.15 \times 1.15 \times 1.24}{0.9 \times 500} = 2.85 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage minimal:**

Il est requis un seuil minimal en pourcentage pour la section d'acier par unité de longueur, défini comme suit: $\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0.4b_0}{f_e}$

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{2.85}{15} = 0.19 \text{ cm} \geq \frac{0.4b_0}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.6}{500} = 4.8 \times 10^{-4} \text{ cm}$$

Donc :

On prend $A_t = 2.85 \text{ cm}^2$, soit des cadres HA12 avec un espacement de 15cm.

Ci-dessous les résultats de calcul de ferrailage aussi que son croquis :

Tableau VII.5-1: resultats de ferrailage

Armatures	As (cm ²)	Ø (mm)	e (cm)
Longitudinales sup	12.3	8HA14	11
Longitudinales inf	12.3	8HA14	11
Transversales	2.85	2HA12	15

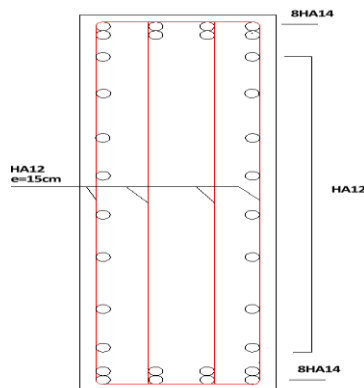


Figure VII.5-5: disposition des armatures de l'entretoise

VII.6. ETUDE DE L'HOURLDIS :

L'hourdis se compose d'une dalle en béton armé, coulée sur place, d'une épaisseur de 25 cm et d'une largeur de 13,60 m suivant l'axe du pont. Cette dalle supporte l'ensemble de la superstructure, ainsi que tous les équipements indispensables à l'exploitation sûre et complète de l'ouvrage.

VII.6.1. Evaluation des efforts :

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

- **Les combinaisons de charges les plus défavorables :**

- **À l'état limite de service:**

$$G + 1.33 G_{\text{ballast}} + 1 \times 1.10 \times 1.08 \text{ SW/2} + 1 \times 1.10 \times 1.08 \text{ UIC71}$$

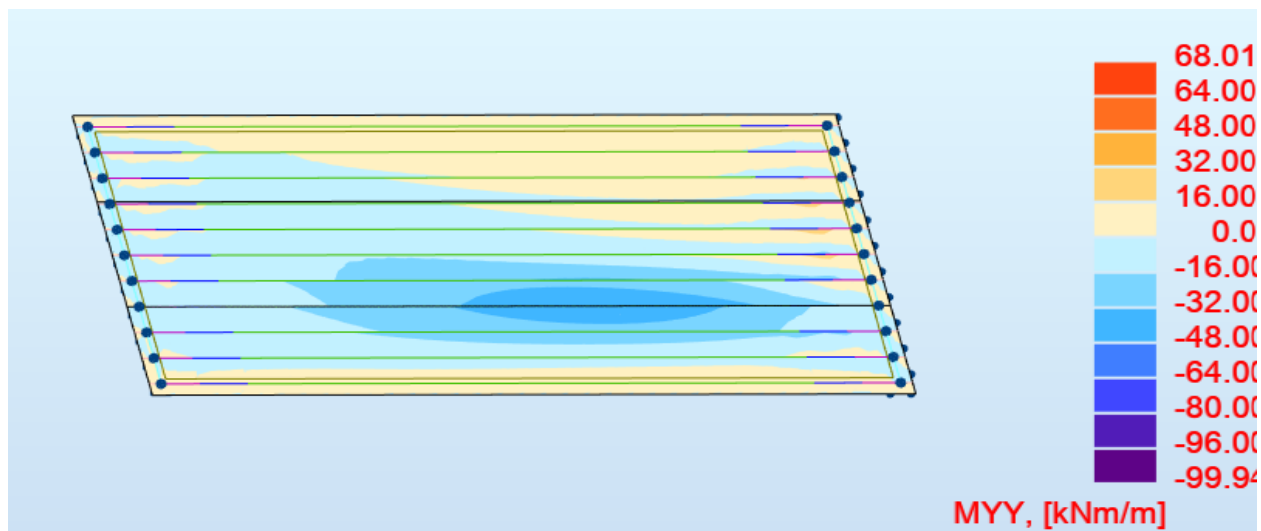


Figure VII.6-1: Diagramme du moment fléchissant Myy extrême à l'ELS

- À l'état limite ultime:

$$1.35 G + 1.8 G_{\text{ballast}} + 1.2 \times 1.10 \times 1.08 \text{ SW/2} + 1.45 \times 1.10 \times 1.08 \text{ UIC71}$$

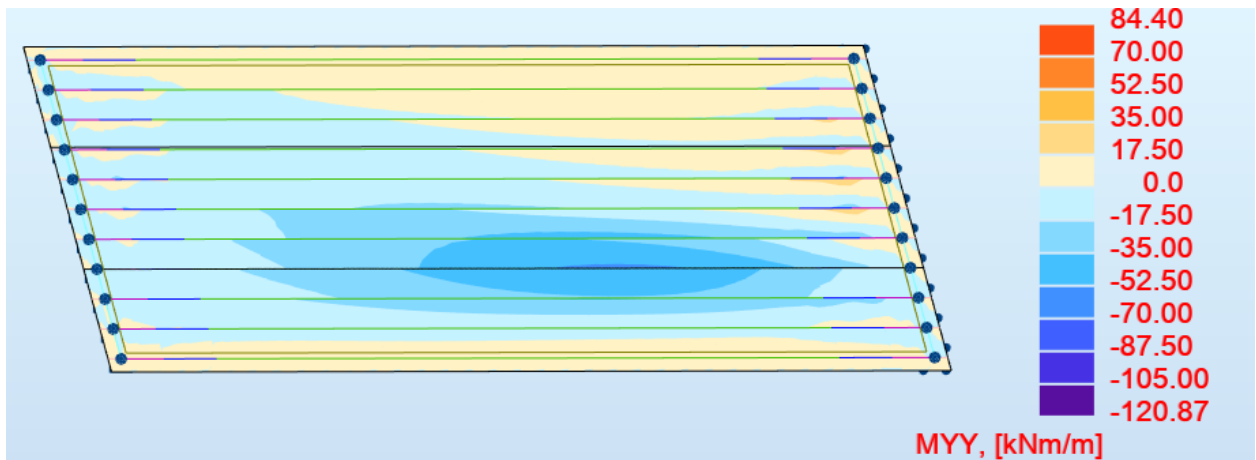


Figure VII.6-2: Diagramme du moment fléchissant Myy extrême à l'ELU

D'après les diagrammes, on a:

Tableau VII.6-1: les moments fléchissant extrême a l'ELU et a l'ELS

Moment max			
ELU		ELS	
Fibre sup (KN.m)	Fibre inf (KN.m)	Fibre sup (KN.m)	Fibre inf (KN.m)
84.4	120.87	68.01	99.94

VII.6.2. Ferrailage de la dalle:

Les résultats de calcul de ferrailage présentés dans le tableau ci-après sont détaillés à l'Annexe C. Le ferrailage longitudinal est égal à 1/3 du ferrailage transversale.

Tableau VII.6-2: Evaluation de la section d'acier dans les deux sens de la dalle

Nappe	Armatures transversales			Armatures longitudinales		
	As(cm ²)	Ø (mm)	e (cm)	As(cm ²)	Ø (mm)	e (cm)
Supérieure	10.4	8HA14	11	3.46	4HA12	15
Inférieure	15.4	8HA16	11	5.13	4HA14	15

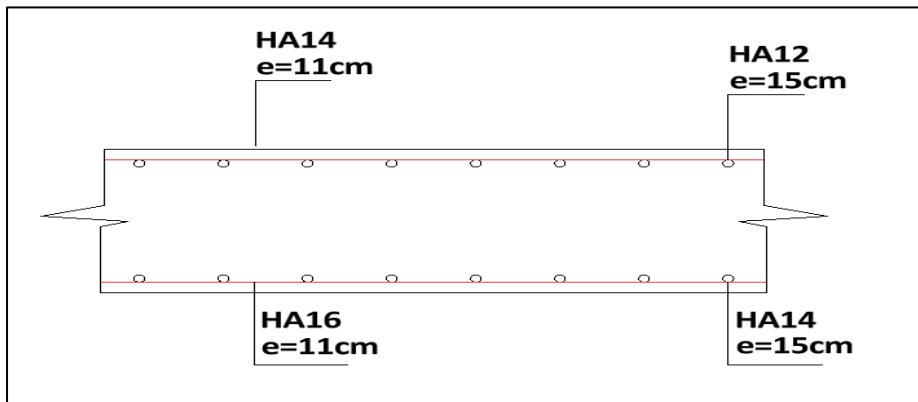


Figure VII.6-3 : disposition des armatures dans la dalle

CHAPITRE 08 : ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DE PONT

VIII. ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENT DE PONT

VIII.1. INTRODUCTION :

Les équipements de ponts désignent l'ensemble des dispositifs de fonctionnement divers, le but est de rendre un tablier de pont apte à remplir sa fonction, ils permettent d'assurer la sécurité et le confort des usagers comme le garde-corps, joint de chaussée, ils permettent de protéger la structure et ses abords et en favorisant son bon fonctionnement.

VIII.2. APPAREIL D'APPUI:

Les appareils d'appui sont des éléments de structure qui jouent un rôle important dans la liaison entre la partie supérieure du pont (le tablier) et ses supports (les piles et les culées), permettant ainsi d'absorber les déplacements et transmettre les efforts verticaux et horizontaux.

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

Les appareils d'appui en élastomère fretté (AAEF) et les appareils d'appui à pot (AAP) représentent plus de 90 % des appareils d'appui utilisés sur les ponts.

Pour notre projet, nous optons pour les appareils d'appui en élastomère fretté, en raison de leurs caractéristiques et de leurs avantages:

- La facilité de la mise en œuvre, du réglage et du contrôle.
- Le cout raisonnable.
- Le caoutchouc dans sa composition a une bonne résistance à la traction .

On utilise les appareils d'appui du type B, qu'ils sont constitués de « n+1 » frettes métalliques intercalées avec « n » feuillets d'élastomère d'épaisseur constante, Pour garantir leur résistance dans le temps et leur bon comportement en service, ces appareils sont enrobés sur leur périphérie d'une couche d'élastomère d'au moins 4 mm, tandis que les faces supérieures et inférieures sont protégées par une épaisseur d'un demi-feuillet $e = t_i / 2$. [15]

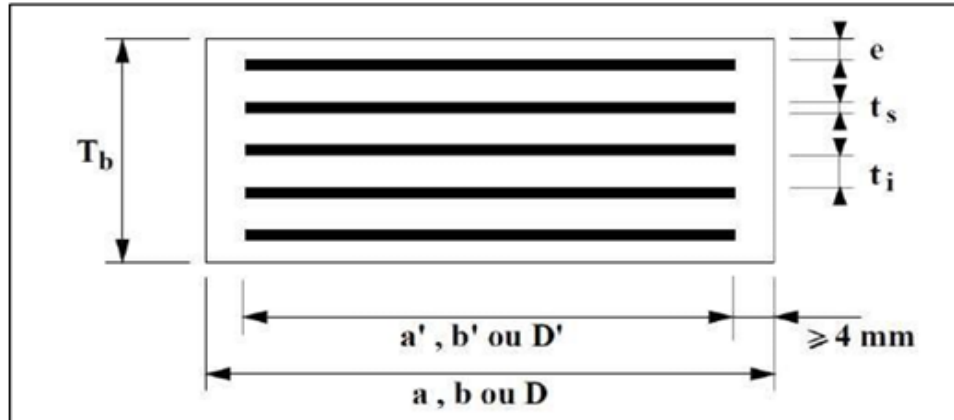


Figure VIII.2-1: Définition géométrique d'un appareil d'appui

- a (a'): dimension de l'élastomère (de frette) dans la direction longitudinale du pont.
- b (b'): dimension de l'élastomère (de frette) dans la direction transversale ($a \geq b$).
- t_i : épaisseur nominale d'un feuillet élémentaire d'élastomère.
- t_s : épaisseur d'une frette élémentaire.
- T_b : épaisseur nominale totale de l'appareil d'appui ; $T_b = n (t_i + t_s) + t_s + 2 e$.
- T_e : épaisseur nominale totale d'élastomère ; $T_e = n t_i + 2 e$.
- T_q : épaisseur initiale totale moyenne d'élastomère en cisaillement ; $T_q = n t_i + 2 e$.
- n : nombre de feuillets élémentaires d'élastomère.
- e : enrobage.

VIII.2.2. Dimensionnement des appareils d'appui:

- **Aire de l'appareil d'appui:**

La section de l'appareil d'appui ($a \times b$) est dimensionnée pour que la contrainte verticale soit comprise 3MPa (condition de non cheminement) et 20MPa (condition de non écrasement) sous sollicitation maximale : [14]

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

Avec:

- R_{max} : représente la réaction d'appui maximale à l'État Limite Ultime (ELU), d'une valeur de 1.91 MN .
- σ_m : Désigne la contrainte de compression exercée sous l'effet de cette réaction maximale.
- a : Côté parallèle à l'axe longitudinal de l'ouvrage.
- b : Côté perpendiculaire à l'axe longitudinal de l'ouvrage.

Donc:

$$0.0955 \leq a \times b$$

A partir du tableau de dimensions en zones sismiques et en plans courantes

On prendra: $a=300mm$ et $b=550mm$.

- **Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui:**

En respectant la condition de non-flambement:

$$\frac{b}{10} \leq T \leq \frac{b}{5} \quad (b: \text{plus grand côté})$$

Donc:

$$55 \text{ mm} \leq T \leq 110 \text{ mm}$$

- **Dimensionnement des frettes :**

On vérifie la contrainte de traction dans les frettes: $t_s > \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} \rightarrow t_s \geq 2 \text{ mm}$

Avec:

- $\beta = \frac{a \times b}{2 \times G \times (a+b)} = 10.78$ (Coefficient de forme)
- $G = 0.9 \text{ MPa}$ (cas statique).
- $\sigma_m = \frac{R_{max}}{a \times b} = 11.58 \text{ MPa}$
- σ_e : contrainte limite de traction des frettes ($\sigma_e = 235 \text{ MPa}$).

Donc: $t_s = 3 \text{ mm}$

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

Tableau VIII.2-1: Dimensionnement en plan des appareils d'appui.

A_{min} (cm ²)	a (mm)	b (mm)	A (cm ²)	A' (cm ²)	t_i (mm)	t_s (mm)	n	e (mm)	T_b (mm)	T (mm)
1432.5	300	550	1650	1566	10	3	5	5	73	65

- n: Nombre de feuillets élémentaires d'élastomère.
- t_i : Épaisseur nominale d'un feuillet élémentaire d'élastomère.
- t_s : Épaisseur d'une frette métallique élémentaire.
- T: Épaisseur totale de l'élastomère, résultant de la superposition des feuillets.
- T_b : Épaisseur totale de l'appareil, incluant l'ensemble des couches d'élastomère, des frettes et des enrobages.
- e: Épaisseur de l'enrobage extérieur.
- Enrobage des chants: fixé à 4 mm, afin de garantir la protection latérale du dispositif contre les agressions extérieures

VIII.2.3. Calcul exacte des déplacements horizontaux:

Une fois les appareils d'appui sont dimensionnés, on doit prendre en considération leurs souplesses, aussi celles des piles, pour calculer la position exacte des centres de rigidité de chaque tablier, et la répartition exacte des efforts de freinage entre les différents appuis.

VIII.2.3.1. Evaluation des raideurs statiques et dynamiques des appuis:

Les raideurs des différents appuis se calculent comme suit:

$$K_{AA} = n \times G \times \frac{a \times b}{T} \quad \text{et} \quad K_{pile} = n_f \times \frac{3EI}{h^3} \quad \text{d'où} \quad K_{App} = \frac{1}{\frac{1}{K_{pile}} + \frac{1}{K_{AA}}}$$

- n: le nombre d'appareils d'appuis par élément porteur.
- G: module de cisaillement de l'appareil d'appui ($G = 1.8 \text{ MPa}$ en cas dynamique).
- a, b, T: sont respectivement les dimensions en plan et l'épaisseur net d'élastomère.
- n_f : le nombre de fûts de la pile, égal à 3.
- E: le module de déformation instantanée du béton ($f_{c28} = 30 \text{ MPa} \rightarrow E = 34\,180 \text{ MPa}$).
- I: inertie longitudinale d'un fût.
- h: hauteur du fût de pile.

NOTA: La culée est considérée infiniment rigide donc sa rigidité totale est celle de ses appareils d'appui.

ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENT DE PONT

Tableau VIII.2-2: Raideurs longitudinales des appuis.

Appui	H(m)	I(m ⁴)	K _{pile} (MN/m)	n _{A-app}	K _{A-app}	K _{appui} (MN/m)
C1	/	/	INFINI	11	33.55	33.55
P1	5.9	0.79	1175.77	22	67.1	63.48
P2	5.9	0.79	1175.77	22	67.1	63.48
C2	/	/	INFINI	11	33.55	33.55

Donc: $K_{\text{long}} = \Sigma K_{\text{appui}} = 194.06 \frac{\text{MN}}{\text{m}}$

Tableau VIII.2-3: Raideurs transversales des appuis

Appui	H(m)	I(m ⁴)	K _{pile} (MN/m)	n _{A-app}	K _{A-app}	K _{appui} (MN/m)
C1	/	/	INFINI	11	33.55	33.55
P1	5.9	129.55	64680.7	22	67.1	67.03
P2	5.9	129.55	64680.7	22	67.1	67.03
C2	/	/	INFINI	11	33.55	33.55

Donc: $K_{\text{trans}} = \Sigma K_{\text{appui}} = 201.16 \frac{\text{MN}}{\text{m}}$

VIII.3. ETUDE SISMIQUE:

La vérification des ouvrages face aux actions sismiques est une étape très importante pour assurer leur sécurité et garantir que même en cas de séisme, le risque de défaillance reste suffisamment faible pour protéger la structure et les personnes qui l'empruntent.

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

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

- Le pont est classé selon le risque sismique en groupe 1 (pont stratégique).
- L'ouvrage se trouve dans une zone sismique IIa (sismicité moyenne).
- Le coefficient d'accélération de zone $A = 0.25$ (RPOA, tableau 3.1).
- Le sol est de catégorie S2 (site ferme).
- Le taux d'amortissement du matériau constituant les appuis (béton armé), $\xi = 5\%$.
- Le module de cisaillement d'élastomère des appareils d'appuis est $G = 1.2$ MPa.

VIII.3.2. Méthode monomodale:

En général, l'analyse d'un pont se fait soit avec la méthode spectrale monomodale (mode fondamental), soit avec la méthode du spectre de réponse (analyse dynamique linéaire).

La méthode monomodale peut être utilisée lorsque le comportement dynamique de l'ouvrage est dominé par son mode propre fondamental, ce qui permet de représenter la structure par un modèle simplifié à un seul degré de liberté. Cette approche facilite l'analyse tout en restant fiable, à condition que ses hypothèses d'application soient vérifiées au préalable. Ainsi, le choix de cette méthode doit être fait avec rigueur, car il vise non seulement à obtenir des résultats précis, mais aussi à assurer la sécurité et la performance de l'ouvrage.

La méthode spectrale monomodale ne s'applique que si certaines conditions sont respectées, notamment que:

- **Masse Modale:**

Pour que la méthode monomodale puisse être appliquée, il faut vérifier que le mode fondamental représente l'essentiel du comportement dynamique de l'ouvrage. Concrètement, la masse mobilisée par ce mode doit être au moins égale à 70 % de la masse totale de la structure, en tenant compte du tablier ainsi que des éléments d'appui comme les fûts et les chevêtres.

En pratique, cette condition est souvent simplifiée par une vérification: la masse des piles (M_P) doit rester inférieure à 43 % de celle du tablier ($M_P < 0,43 M_t$). Cela permet de confirmer que la dynamique de l'ouvrage est bien dominée par le tablier, et que le mode fondamental capte l'essentiel de la réponse sismique.

$$M_t = G \times \text{Nombre de travées} = 19043.3 \times 3 = 57129.9 \text{ KN}$$

$$M_P = M_{Fut} + M_{chevêtres} = 463.38 \times 6 + 1782 \times 2 = 6344.28 \text{ KN}$$

On a:

$$0.43M_t = 24565.857 \text{ KN} > M_P = 6344.28 \text{ KN} \text{ (Condition vérifiée).}$$

- **Le biais :**

L'angle de l'axe du tablier avec l'axe de ses appuis est égal à 83.33grades, supérieure à 70 grades (Condition vérifiée).

- **Courbure de Pont:**

Angle balayé en plan par la tangente à l'axe (4.2 gr) est inférieur à 30 gr (condition vérifiée).

VIII.3.2.1. Evaluation de l'effort sismique longitudinal:

Dans la direction longitudinale des ponts sensiblement rectilignes à tablier continu, la déformation du tablier dans le plan horizontal est négligeable par rapport au déplacement de la tête des piles sous l'effet de l'action sismique. Les effets sismiques doivent être déterminés en utilisant le modèle à tablier rigide [7].

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

$$F_{long} = M \times Sae(T, \xi)$$

Où:

- M : la masse de système qui égale à la masse totale de tablier seul car il repose sur des appareils d'appui en élastomère frettée: $M = 1904.33 \text{ t}$
- $Sae(T, \xi)$: accélération spectrale de spectre de calcul correspondant à la période fondamentale.

Pour les deux directions longitudinale et transversale, on utilise le spectre montré ci-dessous:

$$Sae(T, \xi) = \begin{cases} AgS \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1) \right) ; 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta AgS ; T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{T_2}{T} \right) ; T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{3T_2}{T^2} \right) ; T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

$Sae(T, \xi)$: accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à l'amortissement ξ et à la période T du mode propre considéré dans la direction considérée.

- A : coefficient d'accélération de zone. $A = 0.25$
- g : accélération de la pesanteur $g = 9.81 \text{ m/s}^2$

- S: coefficient du site $S = f(S_2) = 1.1$ (RPOA, tableau 3.3).
- T: période du mode propre considéré dans la direction considérée.
- T1, T2: périodes caractéristiques associées à la catégorie de site [7]

$$(T_1, T_2) = f(S_2) = (0.15 ; 0.40)$$

- η : facteur de correction de l'amortissement: $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = 1$

i. Effort longitudinal:

❖ Evaluation de la période propre de l'ouvrage:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}}$$

Avec:

$M = 1904.33 \text{ t}$ (La masse du Tablier) et $K = 194060 \text{ KN/m}$ (Raideur du système)

Donc:

$$T = 0.62 \text{ s}$$

❖ Evaluation des forces statiques équivalentes du tablier:

On a: $T_2 \leq T = 0.62 \text{ s} \leq 3 \text{ s}$

Donc :

S_a est donnée par la 3^{ème} branche:

$$S_a = 2.5\eta AgS\left(\frac{T_2}{T}\right)$$

$$S_a = 2.5 \times 1 \times 0.25 \times 9.81 \times 1.1 \times \left(\frac{0.4}{0.62}\right)$$

$$S_a = 4.35 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

❖ **Effort longitudinal:**

$$F_{long} = M \times S_a$$

$$F_{long} = 1904.33 \times 4.35$$

$$F_{long} = 8283.83 \text{ KN}$$

❖ **Effort par élément porteur:**

La redistribution se fait au prorata des raideurs:

$$F_{long}^i = \frac{K_i}{K} F_{long}$$

Tableau VIII.3-1: Répartition des efforts longitudinaux sur chaque appui

Piles	K_{appui} (MN/m)	K_{long} (MN/m)	F_{long} (KN)	F_{appui} (KN)
C1	33.55	194.06	8283.83	1432.15
P1	63.48	194.06	8283.83	2709.77
P2	63.48	194.06	8283.83	2709.77
C2	33.55	194.06	8283.83	1432.15

❖ Le déplacement de tablier par rapport au sol:

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

$$d = \frac{0.62^2}{4 \times \pi^2} \times 4.35$$

$$d_{long} = 0.042 \text{ m}$$

ii. Effort transversal:

Selon les caractéristiques du pont, la méthode monomodale peut être appliquée avec deux types de modélisation: soit en considérant le tablier comme rigide, c'est-à-dire non déformable en flexion latérale, soit en tenant compte de sa déformabilité (tablier flexible).

Dans notre cas, le pont repose sur des appareils d'appui en élastomère fretté, qui assurent la liaison entre le tablier et les appuis tout en permettant certains déplacements. Ce comportement rend l'hypothèse d'un tablier rigide adaptée pour l'analyse dynamique.

La force appliquée au tablier dans la direction transversale du pont est définie par la formule suivante:

$$F_{trans} = M \times Sae(T, \xi)$$

❖ **Evaluation de la période propre de l'ouvrage :**

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}}$$

Avec:

$M = 1904.33 \text{ t}$ (La masse du Tablier) et $K = 201160 \text{ KN/m}$ (Raideur du système)

Donc:

$$T = 0.61 \text{ s}$$

❖ **Evaluation des forces statiques équivalentes du tablier:**

On a: $T_2 \leq T = 0.61 \text{ s} \leq 3 \text{ s}$

Donc S_a est donnée par la 3^{ème} branche:

$$S_a = 2.5\eta AgS \left(\frac{T_2}{T} \right)$$

$$S_a = 2.5 \times 1 \times 0.25 \times 9.81 \times 1.1 \times \left(\frac{0.4}{0.61} \right)$$

$$S_a = 4.42 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

❖ **Effort transversal:**

$$F_{trans} = M \times S_a$$

$$F_{trans} = 1904.17 \times 4.42$$

$$F_{trans} = 8416.43 \text{ KN}$$

❖ Effort par élément porteur:

La redistribution se fait au prorata des raideurs :

$$F_{trans}^i = \frac{K_i}{K} F_{trans}$$

Piles	K _{appui} (MN/m)	K _{trans} (MN/m)	F _{trans} (KN)	F _{appui} (KN)
C 1	33.55	201.16	8416.43	1403.71
P1	67.03	201.16	8416.43	2804.5
P2	67.03	201.16	8416.43	2804.5
C2	33.55	201.16	8416.43	1403.71

VIII.3.2.2. Evaluation de l'effort sismique verticale:

L'action sismique est calculée par travée avec la formule suivante:

$$R_i = a . b . \mu . L$$

Avec:

- R_i: la réaction d'appui à l'appui i.
- μ : la masse linéique du tablier = 54 409.43 Kg/m².

ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENT DE PONT

- L: la longueur de la travée principale = 35 m.
- a: un paramètre dépendant de l'activité sismique et du type de site.
- b: paramètre dépendant de la réaction d'appui considérée et du rapport de travée

a et b sont tirés de la figure ci-dessous:

Zone sismique	IA			IB			II			III		
Importance	B	C	D	B	C	D	B	C	D	B	C	D
Site S0	1,75	2,63	3,50	2,63	3,50	4,38	4,38	5,25	6,13	6,13	7,00	7,88
Site S1	1,75	2,63	3,50	2,63	3,50	4,38	4,38	5,25	6,13	6,13	7,00	7,88
Site S2	1,58	2,36	3,15	2,36	3,15	3,94	3,94	4,73	5,51	5,51	6,30	7,09
Site S3	1,40	2,10	2,80	2,10	2,80	3,50	3,50	4,20	4,90	4,90	5,60	6,30

Tableau 4-6 : Paramètre a

Le paramètre b quantifie la réaction d'appui pour un ouvrage " normalisé " : travée centrale, masse linéique et spectre unitaires ($L=1$, $\mu=1$, $R(T)=1$ pour toute période T). Les valeurs obtenues sont présentées au Tableau 4-7 pour différents types d'ouvrages (Figure 4-10).

1 travée	2 travées				3 travées			4 travées			
$b = 0,41$	Ψ	R_1	R_2	R_3	Ψ	R_1	R_2	Ψ	R_1	R_2	R_3
	0,5	0,22	0,57	0,33	0,5	0,22	0,45	0,5	0,19	0,38	0,71
	0,6	0,24	0,49	0,31	0,6	0,24	0,48	0,6	0,25	0,42	0,62
	0,7	0,29	0,52	0,28	0,7	0,26	0,58	0,7	0,29	0,57	0,54
	0,8	0,33	0,63	0,25	0,8	0,26	0,69	0,8	0,27	0,70	0,64
	0,9	0,34	0,78	0,25	0,9	0,24	0,75	0,9	0,22	0,69	0,82
	1,0	0,31	0,89	0,31	1,0	0,25	0,75	1,0	0,24	0,64	0,90

Tableau 4-7 : Paramètre b

Figure VIII.3-1: Paramètres a,b

Pour un ouvrage de groupe 1, situé en zone IIa, dans un site S2, le paramètre a vaut 3.94 m/s^2 .

$$\Psi = 1 \text{ (3) Travées} \rightarrow b1 = 0.25 \text{ (Pour les culées)}$$

$$b2 = 0.75 \text{ (Pour les deux piles)}$$

En remplaçant dans l'équation:

$$R1_{(C01)} = \pm 1875.77 \text{ KN}$$

$$R1_{(P01)} = \pm 5627.30 \text{ KN}$$

$$R1_{(P02)} = \pm 5627.30 \text{ KN}$$

$$R1_{(C02)} = \pm 1875.77 \text{ KN}$$

VIII.3.2.3. Combinaisons des composantes de l'action sismique :

Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble sont combinés de la manière ci-dessous d'après l'éq 4.15 du RPOA.

$$E_1 = E_x \pm 0.3 E_y \pm 0.3 E_z$$

$$E_2 = E_y \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_z$$

$$E_3 = E_z \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_y$$

Les résultats des combinaisons sont représentés dans le tableau ci-dessous:

Tableau VIII.3-2: Combinaisons des efforts.

Appui	E _x (KN)	E _y (KN)	E _z (KN)	E ₁ (KN)	E ₂ (KN)	E ₃ (KN)
C1	1432.15	1403.71	1875.77	2415.99	2396.09	2726.53
P1	2709.77	2804.5	5627.30	5239.31	5305.62	7281.581
P2	2709.77	2804.5	5627.30	5239.31	5305.62	7281.581
C2	1432.15	1403.71	1875.77	2415.99	2396.09	2726.53

VIII.4. VERIFICATION DES APPAREILS D'APPUIS:

Les vérifications à effectuer sous les combinaisons sismiques, concernent la résistance à la compression, le flambement, la distorsion et le glissement.

VIII.4.1. Résistance à la compression :

On vérifie que: $\sigma_m \leq 20MPa$

Avec: $\sigma_m = \frac{N}{a b}$

$$\sigma_m = \frac{1.91}{0.3 \times 0.55}$$

$$\sigma_m = 11.58 MPa \leq 20MPa \text{ (Condition vérifié)}$$

VIII.4.2. Stabilité au flambement:

La stabilité au flambement doit être vérifiée par la condition suivante:

$$\gamma_s \cdot P_U \leq P_c$$

Avec:

- γ_s : Coefficient de sécurité égal à 3.
- P_U : La valeur maximale des charges verticales à l'ELU .
- P_c : la charge critique du flambement. Et $P_c = 4 \cdot G \cdot B \cdot S^2 \cdot \frac{d}{h}$

Où:

- G: module de cisaillement
- B: l'aire nominale de l'appui ($B = 0.17 \text{ m}^2$).
- d: la somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur d'élastomère $d = t_i + t_s = 0.013 \text{ m}$.
- h: la hauteur totale de l'appareil d'appui qui vaut 0.073 m .
- S: facteur de forme, $S = \frac{a \cdot b}{2 \cdot t(a+b)} = 9.71$

On obtient:

$$P_c = 9.96 \text{ MN}$$

$$\gamma_s \cdot P_U = 5.73 \text{ MN}$$

Donc:

$$\gamma_s \cdot P_U = 5.73 \text{ MN} \leq P_c = 9.96 \text{ MN} \quad (\text{Condition vérifié})$$

VIII.4.3. Limitation de la distorsion:

La distorsion $\delta = \tan(\gamma)$, rapport du déplacement horizontal à la hauteur totale d'élastomère doit être limitée aux valeurs suivantes:

$$\begin{cases} 0.7 + 4(\delta_0 - 0.7)(0.27 - P) & \text{Si } P = \frac{P_U}{P_c} \leq 0.25 \\ 1.4(1 - 2P) & \text{Si } P = \frac{P_U}{P_c} \geq 0.25 \end{cases}$$

Tel que: $0.7 < \delta_0 < 2$: rapport entre le petit côté de l'appareil et la hauteur totale de l'élastomère

AN :

$P = 0.192 \text{ MN} \leq 0.25$ et $\delta_0 = 4.97$. Donc on prend $\delta_0 = 2$.

Alors: $\delta_c = 1.11$

On a:

$$d = d_{seisme} + d_{r+f} + 0.4 d_t + 0.2 d_{freinage}$$

$$d = 0.042 + 0.0096 + 0.4(0.00525) + 0.2(0.02)$$

$$d = 0.01216 \text{ m}$$

Alors:

$$\delta = \frac{d}{T_b} = \frac{0.01216}{65 \times 10^{-3}}$$

$$\delta = 0.187$$

On déduit:

$$\delta \leq \delta_c \dots\dots\dots \text{(Condition vérifié)}$$

VIII.4.4. Condition de non-glissement:

La stabilité au glissement de l'appareil d'appui doit être justifiée en tenant compte de la composante verticale du séisme et donc selon les combinaisons sismiques. On doit vérifier:

$$H < f.N$$

Avec:

- H: effort horizontal.
- N: effort de compression vertical.
- f: coefficient de frottement ; $f = 0.10 + 0.6/\sigma_m$ (contact élastomère-structure).
- σ_m : est la contrainte moyenne de compression.

AN :

- **Cas de la pile:**

$$N = R_G + R_{seisme\ max\ pile} + 0.2R_{surcharge\ max\ pile}$$

$$N = 0.866 + 0.331 + 0.2(0.098)$$

$$N = 1.22\ MN$$

$$H = H_{s\ pile} + 0.4 H_t + H_{r+f} + 0.2H_{f\ max}$$

$$H = 0.238 + 0.4(0.06) + 0.011 + 0.2(0.014) = 0.25\ MN$$

Et:

$$\sigma_m = \frac{N}{a\ b} = \frac{1.22}{0.3 \times 0.55} = 7.37\ MPa$$

Donc: $f = 0.18$

Donc: $H = 0.25 \geq f \times N = 0.22$ (Condition non vérifié)

- **Cas de la culée:**

$$N = R_G + R_{seisme\ max\ culee} + 0.2R_{surcharge\ max\ culee}$$

$$N = 0.866 + 0.248 + 0.2(0.162)$$

$$N = 1.15\ MN$$

$$H = H_{s\ culee} + 0.4 H_t + H_{r+f} + 0.2H_{f\ max}$$

$$H = 0.22 + 0.4(0.06) + 0.011 + 0.2(0.014)$$

$$H = 0.24\ MN$$

Et:

$$\sigma_m = \frac{N}{a\ b} = \frac{1.15}{0.3 \times 0.55} = 6.94\ MPa$$

Donc: $f = 0.19$

Donc: $H = 0.24 \geq f \times N = 0.21$ (Condition non vérifié)

Le néoprène doit être équipé d'un système anti-cheminement car la condition de glissement n'est pas vérifié

VIII.5. DES D'APPUIS :

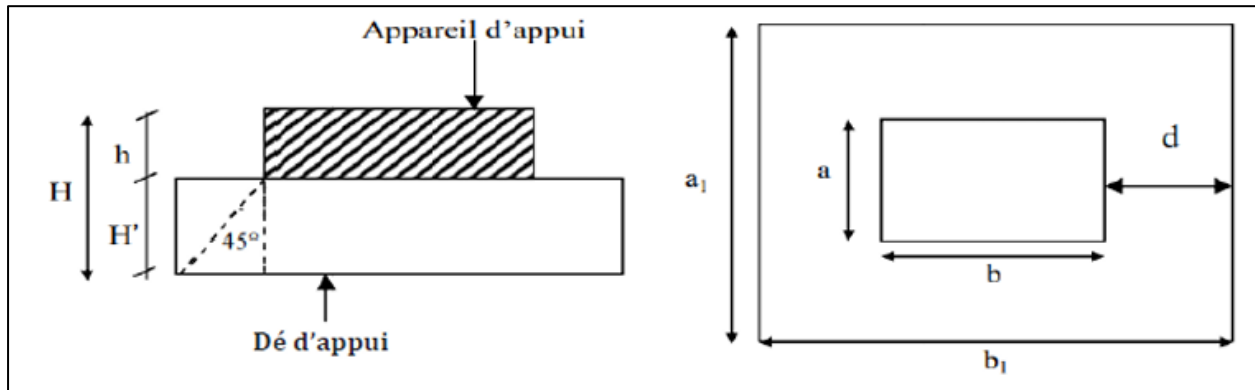


Figure VIII.5-1: Schématisation du dé d'appui

Le dé d'appui permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier vers l'élément porteur «chevêtre», ainsi qu'assure le dévers du tablier. Leur étude est faite suivant le guide SETRA (Piles et palées 73).

VIII.5.1. Dimensionnement des dés d'appuis:

On a:

$$H' \geq \frac{2 \times a \times b}{2(a + b)}$$

$$H' \geq \frac{2 \times 0.3 \times 0.55}{2(0.3 + 0.55)} = 0.1941 \text{ m} = 19.41 \text{ cm}$$

On prend:

$$H' = 20 \text{ cm}$$

et

$$d = 5 \text{ cm}$$

On obtient:

$$a_1 = a + 150 = 300 + 150 = 450 \text{ mm}$$

$$b_1 = b + 150 = 550 + 150 = 700 \text{ mm}$$

VIII.5.2. Ferrailage des dés d'appuis:

Les différentes sections d'armatures sont évaluées suivant le guide SETRA (P.P.73).

- **Armatures de chainage:**

Ces armatures de chainage sont généralement disposées en une seule nappe ancrée aux extrémités soit par boucle à plat soit dans le corps de fût, La section calculée doit reprendre un effort $R = 25\% R_{max}$

$$A_c = \frac{0.25 R_{max}}{\sigma_s}$$

$$A_c = \frac{0.25 \times 1.91 \times 10^4}{500/1.15} = 10.98 \text{ cm}^2$$

- **Armatures horizontales:**

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, l'ensemble des armatures horizontales placées sous le chainage, devra reprendre un effort égal à 12,5% de la même descend de charge

Diamètre conseillé est: 8Ø ou 10Ø.

$$A_h = \frac{0.125 R_{max}}{\sigma_s}$$

$$A_h = \frac{0.125 \times 1.91 \times 10^4}{500/1.15} = 5.5 \text{ cm}^2$$

- **Armatures de surface et d'éclatement :**

- Frette supérieure : Elle est placée la plus près possible de la face supérieure de l'appui, il s'agit d'armatures croisées et capables de reprendre un effort égal à 4% de R .

$$A_s = \frac{0.04 R_{max}}{\sigma_s}$$

$$A_s = \frac{0.04 \times 1.91 \times 10^4}{500/1.15} = 1.76 \text{ cm}^2$$

- Frette inférieure: Une frette inférieure d'éclatement ,disposée à une profondeur entre h/3 et h à partir de la face supérieure de l'appui .

$$A_i = \frac{0.01 R_{max}}{\sigma_s}$$

$$A_i = \frac{0.1 \times 1.91 \times 10^4}{500/1.15} = 4.393 \text{ cm}^2$$

Type d'armature	Section d'acier (cm ²)	Ferraillage
Ac: Armatures de chainage	10.98	8HA14
Ah: Armatures horizontales	5.5	8HA10
As: Frette supérieure	1.76	3HA10
As: Frette inférieure	4.393	7HA10

VIII.6. JOINT DE CHAUSSEE:

Un joint de chaussée est un dispositif essentiel qui assure une circulation fluide et sécurisée là où un pont ou une structure se connecte à la route. En permettant aux matériaux de se dilater et de se contracter avec les changements de température et le passage des véhicules, il aide à prévenir des déformations importantes de la chaussée. Lors du choix du joint à installer, il est important de prendre en compte la taille des mouvements qu'il devra absorber (appelée capacité de souffle) et le niveau de trafic que la structure va supporter.

VIII.6.1. Calcul du souffle :

Le souffle d'un joint est le déplacement relatif maximal prévisible des deux éléments en regard, mesuré entre leurs deux positions extrêmes. On ne s'intéresse qu'à la composante longitudinale de ce déplacement. Selon RPOA 2008, le dimensionnement est fait selon la combinaison suivante :

$$W = W_D + 0.4W_T + \frac{W_S}{3}$$

- W : Souffle total du joint.
- W_D : Souffle des déformations différées (retrait + fluage). ($W_D = \varepsilon_{r+flu} \times l_0$)
- W_T : Souffle thermique. ($W_T = \alpha l_0 \Delta T$), Avec $\alpha = 9.9 \times 10^{-6}$
- W_S : Souffle sismique

Tableau VIII.6-1: Détermination du souffle.

W_D (mm)	9.625
W_T (mm)	3.465
W_S (mm)	43

W (mm)	56.09
----------	-------

VIII.6.2. Influence du biais:

Dans le cas d'un ouvrage biais, la valeur de ΔL est la résultante de deux composantes du mouvement:

Suivant la perpendiculaire à l'axe du joint (N) et suivant la parallèle au joint (T) .

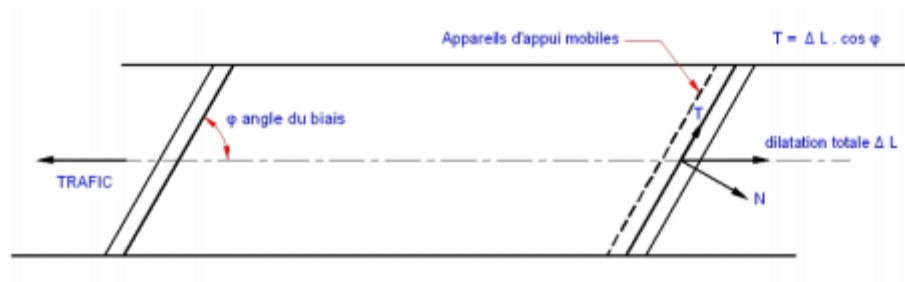


Figure VIII.6-1: illustration de pont bias

$\Delta L = \left(4 \frac{f}{L}\right) \times H_p$, Avec f : La flèche sous charges de trafic caractéristiques égal a 40 mm .

$$\Delta L = \left(4 \times \frac{40}{35}\right) \times 2 = 9.14 \text{ mm}$$

$$T = \Delta L . \cos \varphi$$

$$T = 9.14 \times \cos(75) = 2.36 \text{ mm} .$$

VIII.6.3. Les rotations d'about:

Les rotations d'about d'un ouvrage peuvent engendrer des mouvements verticaux et horizontaux, en particulier lorsque la distance entre l'about du tablier et la ligne d'appui est importante. Les mouvements engendrés sont évalués à partir du porte-à-faux, de la longueur de la travée, de la hauteur de la section du tablier et de la flèche sous le cas de charge prépondérant pour la rotation

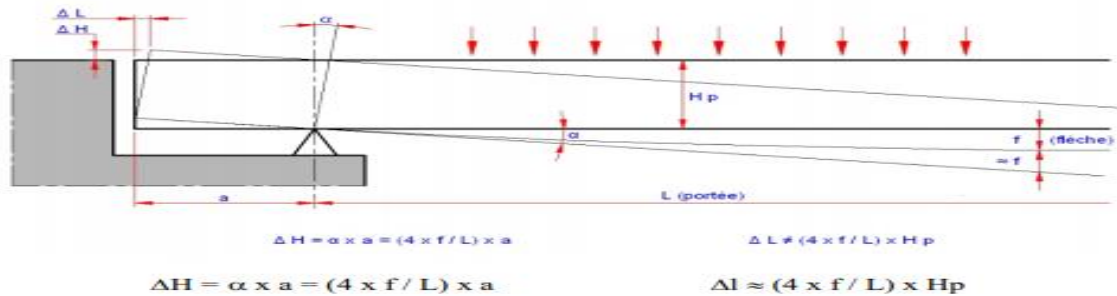


Figure VIII.6-2: rotation d'about

Avec:

- Distance de l'about à l'appareil d'appui est de 50 cm.
- La flèche sous charges de trafic caractéristiques est de 40 mm,

D'où:

$$\Delta L = \left(4 \frac{f}{L}\right) \times H_p$$

$$\Delta L = 9.14 \text{ mm}$$

$$\Delta H = \left(4 \frac{f}{L}\right) \times a$$

$$\Delta H = 2.28 \text{ mm}$$

VIII.6.4. Conclusion :

D'après FREYSSINET JOINTS POUR OUVRAGES FERROVIAIRES, On choisit un Joint sous-ballast.

Le joint sous ballast est un joint de dilatation équipant les ouvrages ferroviaires de longueur moyenne. Il permet d'absorber des mouvements admissibles de l'ordre de 0 à 100mm dans le sens longitudinal, et de ± 10 mm dans le sens vertical.

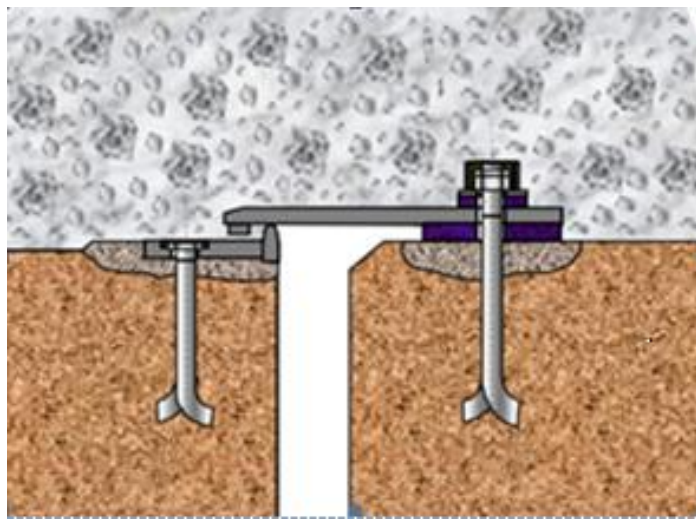


Figure VIII.6-3:joint sous ballast

CHAPITRE 09 : ETUDE INFRASTRUCTURE

IX. ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE :

IX.1. INTRODUCTION:

L'étude de l'infrastructure d'un ouvrage est une phase essentielle du projet, qui porte sur les éléments enterrés qui transmettent les efforts du tablier aux fondations situées sur un sol stable.

Ce chapitre est réservé à l'étude approfondie des appuis et des fondations qui est essentielle pour garantir la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

IX.2. ETUDE DE LA PILE:

La pile est un appui intermédiaire qui assure la transmission des charges et surcharges jusqu'au sol de fondation.

Cet appui se compose de trois éléments principaux:

- Le chevêtre: Son rôle est de répartir les charges venant du tablier.
- Le fût: Transmettre les charges vers la base, il est considéré comme le corps de la pile.
- La semelle: Assurer la liaison avec les fondations profondes.

La pile doit résister à:

- Des efforts verticaux: Son propre poids, le poids du tablier et les surcharges d'exploitation (trafic ferroviaire, équipements, etc.)
- Des efforts horizontaux engendrés par le freinage des trains, les effets thermiques (dilatation), les phénomènes différés du béton (retrait, fluage), ainsi que les sollicitations sismiques.

Dans notre projet, le choix s'est porté sur deux piles identiques de 5.9 m d'hauteur de type poteau, en raison de la portée moyenne de l'ouvrage et de la hauteur des appuis. Cette solution offre une exécution simple, un bon comportement structural et une reprise satisfaisante des efforts verticaux et sismique. [5]

IX.2.1. Pré dimensionnement des piles:

Tableau IX.2-1: Choix et dimensions de la pile retenue

Element		Valeur / Description	Figure
Hauteur		$H_1 = 5.9 \text{ m}$ $H_2 = 5.9 \text{ m}$	
Chevêtre		$3 \times 1.8 \times 13.6 \text{ (m} \times \text{m} \times \text{m)}$	
Section		Fûts	
		3 Fûts / Pile 2 m de diamètre	
Fondation	Type	Superficie sur 12 pieux $\Phi = 1.20 \text{ m}$	
	Dimensions semelle	$9.6 \times 2 \times 13.2 \text{ (m} \times \text{m} \times \text{m)}$	

IX.2.1. Evaluation des Efforts Agissant sur la Pile:

Tableau IX.2-2: Les efforts agissant sur la pile

Désig	N (KN)	H (KN)	$/_{FV/o}$ (x/o)	$/_{FH/O/a}$ (y/a,o)	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
Fûts	1390,15	/	0,00	4,95	0,00	/
Chevetre	1836,00	/	0,00	8,80	0,00	/
G Tablier	19043,32	/	0,00	9,70	0,00	/
Hf+r	/	234,97	/	9,70	/	2279,209
HT°	/	105,74	/	9,70	/	1025,678
Somme	22269.47	340.71	/	9.7	/	3304.88
UIC71 + SW/2	5832.06	/	0	/	0	/
Accélération (UIC71 + SW/2)	/	181.1	/	9.7	/	1755.7
Freinage (UIC71 + SW/2	/	171.4	/	9.7	/	1662.58

IX.2.2. Combinaisons des efforts

Les combinaisons prises en considération sont définies dans le chapitre 04 ..,

le tableau ci-dessous résume les sollicitations maximales à l'ELU, à l'ELS.

Tableau IX.2-3: les sollicitations maximales à l'ELU et à l'ELS

Cas	Combinaison	N(KN)	H(KN)	M(KN.m)
ELS	G+1.19(UIC71 +SW/2)	29209.62	760.185	7372.63
ELU	1.35G+1.6(UIC71 +SW/2)	39395.08	1023.95	9930.83

IX.2.3. Calcul des éléments de la pile

IX.2.3..1. Les fûts :

Les fûts sont des éléments qui sont encastres à la base dans la semelle, ils travaillent à la flexion composée. Ils sont sollicités essentiellement aux: charges permanentes, poids propres de la superstructure et les efforts sismiques.

Les colonnes présentent les dimensions suivantes:

- Diamètre des colonnes: $D=2$ m
- Hauteur: $H = 5.9$ m
- Entraxe: $E = 4.5$ m

IX.2.3..1.1. Vérification du flambement des fûts

La condition de flambement à vérifier est donnée par la formule suivante :

$$\lambda = \frac{Lc}{i} < 70$$

Avec :

- Lc: représente la longueur de flambement
- I: Rayon de giration de la barre autour de l'axe de flambement.

Donc :

$$\lambda = \frac{0.7 \times 5.9}{0.29} = 14.24 ; \text{Donc on constate qu'il n'y a pas un risque de flambement.}$$

IX.2.3..1.2. Ferrailage des futs :

La pile se compose de trois futs donc les résultats calculés ci-dessus doivent être répartie sur le nombre de futs. Avec $N_{\text{futs}} = 3$.

Les résultats utilisés dans le ferrailage sont :

AL'ELS:

- $M_{\text{max}} = 2457.87 \text{ Kn.m/ml}$
- $N_{\text{max}} = 9736.54 \text{ KN}$
- $T_{\text{max}} = 322.29253.395 \text{ KN}$

AL'ELU:

- $M_{\text{max}} = 3310.27 \text{ Kn.m/ml}$
- $N_{\text{max}} = 13131.69 \text{ KN}$
- $T_{\text{max}} = 341.32 \text{ KN}$

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE :

En utilisant le logiciel ROBOT EXPERT pour le calcul de la section d'acier pour une section de béton ($D=2$ m), on aura comme résultat :

- **Pour le ferrailage longitudinal**
 - Section nécessaire d'armature longitudinale: 314.2 cm^2
 - Barres choisies: T32 $\rightarrow$ section unitaire = $8,04 \text{ cm}^2$
 - Nombre total de barres: 40 barres
- **Disposition des barres**
 - Espacement entre barres: 15 cm
- **Pour le ferrailage transversal**
 - Barres utilisées : HA16
- **Disposition selon zones sismiques [7]**
 - Zone courante (zone non critique) : Espacement = 25 cm
 - Zone critique : Espacement réduit = 12,5 cm

L'illustre ci-dessous représente la disposition des armatures :

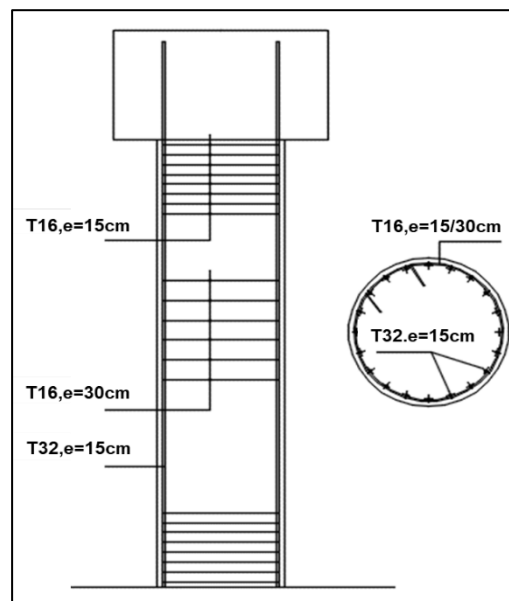


Figure IX.2-1: disposition des armatures dans les futs

IX.2.3..2. Le chevrete :

Le chevrete est généralement sollicité par deux sollicitations, une flexion longitudinale et une torsion.

IX.2.3..2.1. Dimensionnement a la flexion

La modélisation du chevrete est faite à l'aide du logiciel ROBOT. Les résultats de la modélisation obtenue à l'ELS et à l'ELU sont présentés sur la figure ci-dessous :

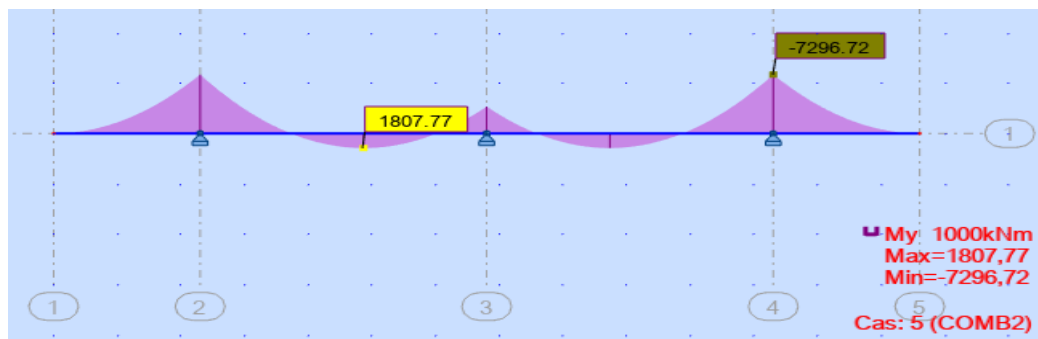


Figure IX.2-3: Les moments max a l'ELU.

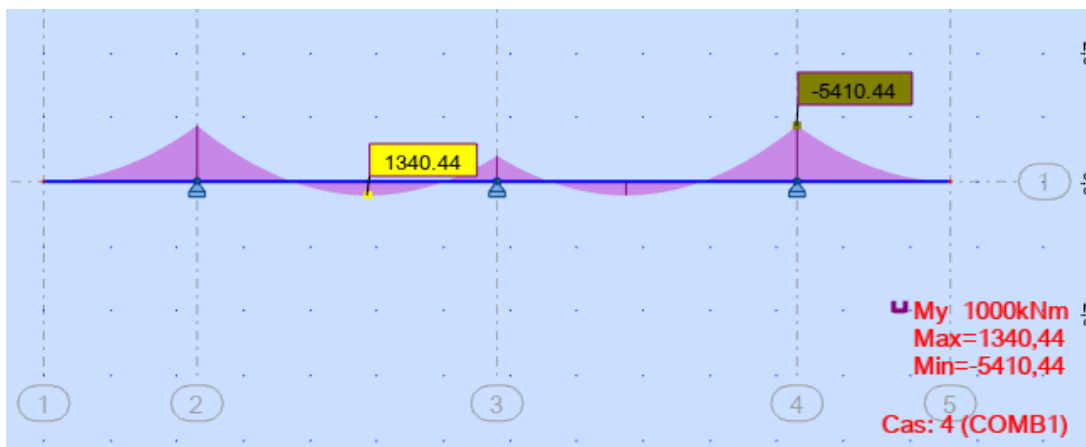


Figure IX.2-2: Les moments max a l'ELS.

Pour :

- $H=1.8\text{m}$
- $B=3\text{ m}$
- $L=13.6\text{m}$

Les sollicitations les plus défavorables :

- A l'ELS :
 - $M_{\max} = 1340.44 \text{ KN.m}$
 - $M_{\min} = -5410.44 \text{ KN.m}$
- A l'ELU :
 - $M_{\max} = 1807.77 \text{ KN.m}$
 - $M_{\min} = -7296.72 \text{ KN.m}$

En utilisant le logiciel ROBOT EXPERT pour le calcul de la section d'acier pour une section de béton (3*1.8) ; on aura

$A_{s \text{ inf}} = 52.5 \text{ Cm}^2$; on prend (17HA20) avec espacement $e = 14.5 \text{ cm}$

$A_{s \text{ sup}} = 133.3 \text{ Cm}^2$; on prend (28HA25) avec espacement $e = 10.5 \text{ cm}$

IX.2.3..2.2. Dimensionnement a la torsion

Le dimensionnement à la torsion du chevêtre est l'étude et la vérification de la capacité du chevêtre (élément horizontal en tête de pile qui supporte le tablier) à résister aux efforts de torsion transmis par la structure

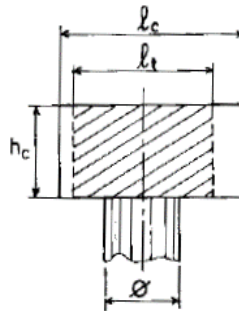


Figure IX.2-4: schéma de chevêtre

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE :

La contrainte tangentielle est donnée par :

$$\tau_v = \frac{C}{2 \Omega b_n}$$

b_n : l'épaisseur de la paroi de la section creuse équivalente, $b_n = H_e/6$;

C : moment de torsion maximal par ml ;

Ω : l'aire de la torsion, $\Omega = (H_e - b_n) \times (L_t - b_n)$

C : moment de torsion maximale par ml, $C = P_g \times e = \text{Max} (C1, C2)$

- En phase de construction : $C1 = 320.26 \times 0.65 = 208.17 \text{ KN.m}$
- En phase de service : $C2 = 428.82 \times 0.65 = 287.73 \text{ KN.m}$

La section de ferrailage est donnée par la formule suivante :

$$A_s = \frac{1}{\sigma_s} \times \frac{C \times P}{2 \Omega}$$

$A_s = 9.29 \text{ Cm}^2$; on prend 5HA16 ; Avec un espacement $e = 28 \text{ cm}$

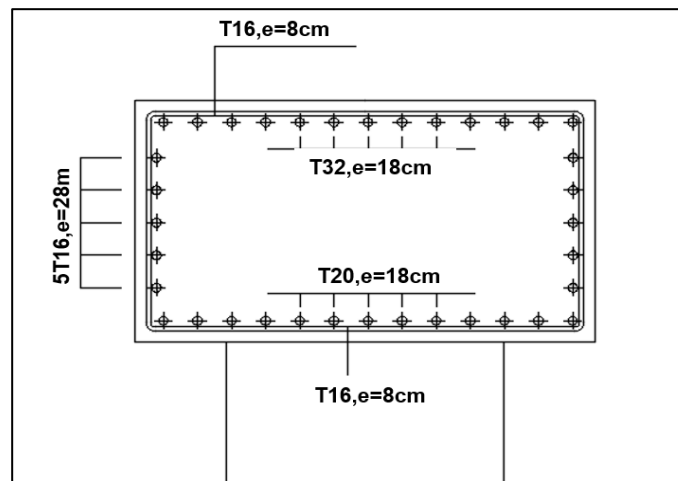


Figure IX.2-5: Disposition des armatures de chevetre

IX.3. ETUDE DE LA CULEE:

La culée est l'un des éléments fondamentaux dans l'ensemble de la structure du pont. son rôle principal est d'assurer le raccordement de l'ouvrage au terrain de façon à avoir une continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont.

Eléments constituant une culée remblayée

- Mur garde grève.
- Sommier d'appui.
- Mur de front.
- Mur en retour.
- La semelle.

Choix du type de la culée

Le choix de la culée résulte d'une analyse globale de:

- La nature et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles du site.
- Les contraintes fonctionnelles de l'ouvrage.

Les culées dans notre ouvrage sont de type remblayé

IX.3.1. Prédimensionnement des culées remblayées :

Tableau IX.3-1: Tableaux récapitulatifs de prédimensionnement des culées

Eléments Avec rôle	Dimensions (m)		Figure
Mur frontal (Transfert des charges verticales et support des remblais)	Hauteur	3.5	
	Longueur	13.6	
	Épaisseur	1.6	
Mur en retour (Support des corniches et des remblais)	Épaisseur	0.6	
Mur garde grève (Séparer physiquement le remblai de l'ouvrage)	Hauteur	3.04	
	Épaisseur	0.5	
Semelles (Supporte le poids propre de la culée et la charge provenant du tablier)	Largeur	6	
	Longueur	14	
	Hauteur	1.8	
Pieux	Diamètre	1.2	
	Profondeur	31	

IX.3.2. Evaluation des efforts agissant sur la culée:

Les efforts agissants sur la culée sont:

- Les efforts horizontaux et verticaux dus au poids propre de la culée.
- La charge descendante du tablier.
- Le poids et la poussée des terres.
- L'effet du séisme

i. Les efforts verticaux:

Tableau IX.3-2: les efforts verticaux

L'effort	L'expression	La valeur
Poids des terres sur la semelle	$k_a \times \gamma \times h$	$65.40 \frac{KN}{m^2}$
		$20 \frac{KN}{m^2}$
Poids de ballast	$\gamma_{bal} \times ep \times larg$	$117.60 \frac{KN}{m}$
Poids des travers + rail	$poids_{travers} + poids_{rail}$	$5.4 \frac{KN}{m}$
Poids de convois UIC71	$\frac{250 \times 4 \times 1.1}{11}$	100KN
	$80 * 1.1$	$\frac{88KN}{m}$

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE :

Poids de convoi SW/2	$\frac{150 \times 25 \times 1.1}{11}$	375 KN
----------------------	---------------------------------------	--------

ii. Les efforts horizontaux:

Tableau IX.3-3: les efforts horizontaux

L'effort	La valeur
Poussée des terres sur mure garde grève	$Z=0 \rightarrow P= 43.6 \text{ KN/m}^2$ $Z=3.5 \rightarrow P= 30.4 \text{ KN/m}^2$
Poussée des terres sur le mur en front	$Z=3.5 \rightarrow P= 30.4 \text{ KN/m}^2$ $Z=6.54 \rightarrow P= 0 \text{ KN/m}^2$
Poussée des terres sur le mur en retour	$Z=0 \rightarrow P= 65.4 \text{ KN/m}^2$ $Z=6.54 \rightarrow P= 0 \text{ KN/m}^2$
Poussée de ballast	$Z=0 \rightarrow P= 2 \text{ KN/m}^2$ $Z=3.5 \rightarrow P= 4 \text{ KN/m}^2$
Poussée des travers + rail	$Z=0 \rightarrow P= 0.2 \text{ KN/m}^2$ $Z=3.5 \rightarrow P= 0.7 \text{ KN/m}^2$
Poussée de convoi UIC71	$Z=0 \rightarrow P= 2.5 \text{ KN/m}^2$

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE :

	$Z=3.5 \rightarrow P= 10.9 \text{ KN/m}^2$
Poussée de convoi SW/2	$Z=0 \rightarrow P= 3.5 \text{ KN/m}^2$ $Z=3.5 \rightarrow P= 20.1 \text{ KN/m}^2$
Accélération des convoi	$Z=3.5 \rightarrow P= 171.9 \text{ KN/m}$
Farinage de convoi UIC71	$Z=3.5 \rightarrow P= 20 \text{ KN/m}$
Farinage de convoi SW/2	$Z=3.5 \rightarrow P= 38.5 \text{ KN/m}$

iii. L'effort sismique :

Tableau IX.3-4: l'effort sismique

L'effort		La valeur
L'incrément dynamique	Mur garde grève	$F_{ad}+K_v = 88.75 \text{ KN}$
		$F_{ad}-K_v = 72.5 \text{ KN}$
	Mur en front	$F_{ad}+K_v = 19.18 \text{ KN}$
		$F_{ad}-K_v = 15.66 \text{ KN}$
	Mur en retour	$F_{ad}+K_v = 25.42 \text{ KN}$
		$F_{ad}-K_v = 20.76 \text{ KN}$

IX.3.3. Modélisation de la culée:

Pour le calcul de la culée nous allons modéliser la culée sur le logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS. Les éléments des culées sont représentés par des éléments plaque avec des épaisseurs qui correspondent aux épaisseurs des éléments. Les pieux sont représentés par des éléments barres.

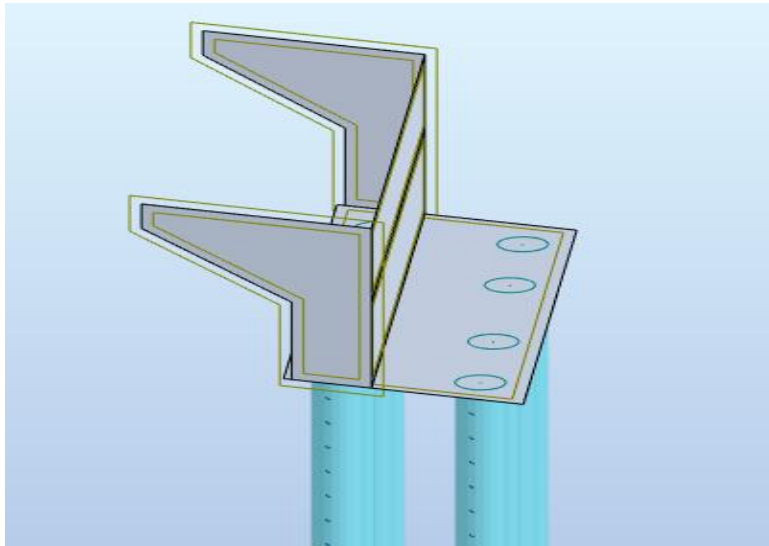


Figure IX.3-1: Modele culée

IX.3.4. Ferrailage des éléments de la culée:

IX.3.4.1. Les pieux:

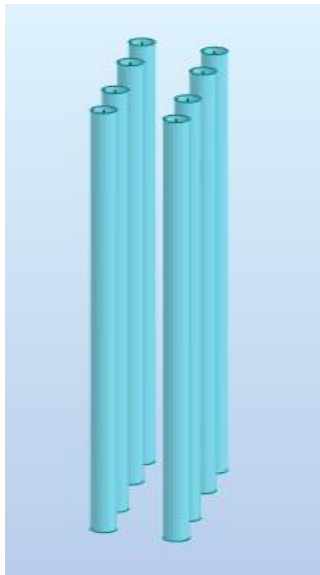


Figure IX.3-2: modele des pieux

Tableau IX.3-5: efforts et momoent max dans les pieux

CAS	N _{MAX} (KN)	M _{MAX} (KN.M)
ELU	5933.45	1070.6
ELS	4255.38	727.23
ELA	4314.45	1215.19

- **Ferraillage longitudinale :**

Le calcul du ferraillage a été réalisé à l'aide du logiciel ROBOT Expert. Cette analyse prend en compte une section circulaire d'un diamètre de 1,2 m, soumise à une flexion composée déviée. Les résultats obtenus sont les suivants : $A_s = 113.1 \text{ Cm}^2$

On prend (24HA25) avec espacement $e = 13 \text{ Cm}$

- **Ferraillage transversal**

Pour les armatures transversales Selon R.P.O.A article 7.6.2.2

- On prend des cerces HA16 espacement de 10 cm dans la zone critique à une profondeur $2d$ à partir de la tête du pieu et une longueur $\pm 2d$ à partir de chaque interface entre deux couches présentant une différence marquée de raideur au cisaillement (rapport des modules de cisaillement > 6).
- Des cerces HA16 espacement de 15 cm dans la zone courante.

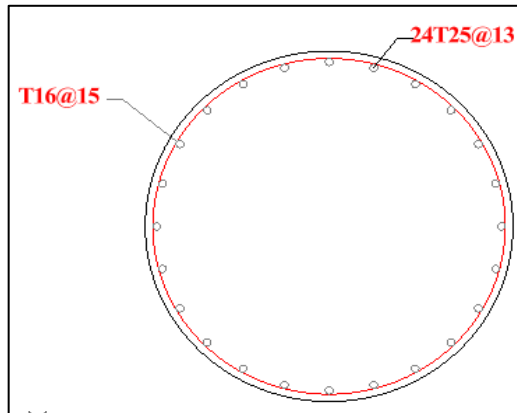


Figure IX.3-3: dispositions des armatures des pieux

IX.3.4.2. La semelle:

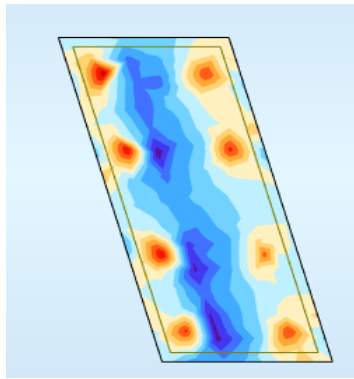


Figure IX.3-4: Modèle de semelle

Tableau IX.3-6: Distribution du moment M_{xx_els} pour l'élément plaque de la semelle.

MOMENT	ELS	ELU	ELA
M_{x-x} [Nappe sup]	1686.07	2368.38	1820.33
M_{x-x} [Nappe inf]	-1979.11	-2808.50	-2203.22
M_{y-y} [Nappe sup]	1253.48	1740.21	1171
M_{y-y} [Nappe inf]	-543.89	-771.65	-829.24

- Résultats de calcul:

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE :

Tableau IX.3-7: Evaluation de la section d'acier dans les deux sens x-x, y-y (semelle cullée)

AS/sens	Φ (mm)	Espacement (cm)	Section Cm^2/ml
$A_{s_{x-x}}$ [Nappe sup]	8HA25	10	31.9
$A_{s_{x-x}}$ [Nappe inf]	8HA25	10	38
$A_{s_{y-y}}$ [Nappe sup]	6HA25	15	23.3
$A_{s_{y-y}}$ [Nappe inf]	6HA25	15	17.5

IX.3.4.3. Le mur en retour:

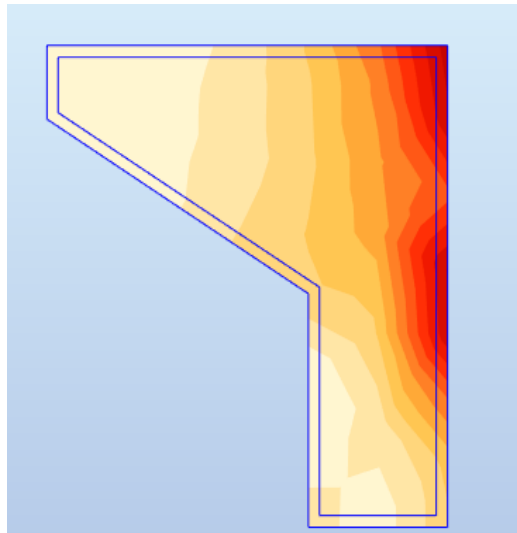


Figure IX.3-5: modèle mur en retour

Le ferrailage du mur suivant les deux directions sur la zone intérieur (remblai) et extérieur est effectué par le logiciel ROBOT Expert en considérant une section rectangulaire (1×0.6) m. Sachant que: A l'ELS:

- $M_{XX} = 453.15 \text{ KN.m/ml}$
- $M_{YY} = 233.5 \text{ KN.m/ml}$

- Résultats de calcul:

Tableau IX.3-8: Evaluation de la section d'acier dans les deux sens x-x, y-y (mur enretour)

AS/sens	Φ (mm)	Espacement (cm)	Section Cm^2/ml
As_{x-x} [coté remblais]	8HA25	10	37.5
As_{x-x} [coté tablier]	8HA16	10	12.5
As_{y-y} [coté remblai]	6HA20	15	18.7
As_{y-y} [coté tablier]	6HA12	15	6.24

IX.3.4.4. Le mur garde grève:

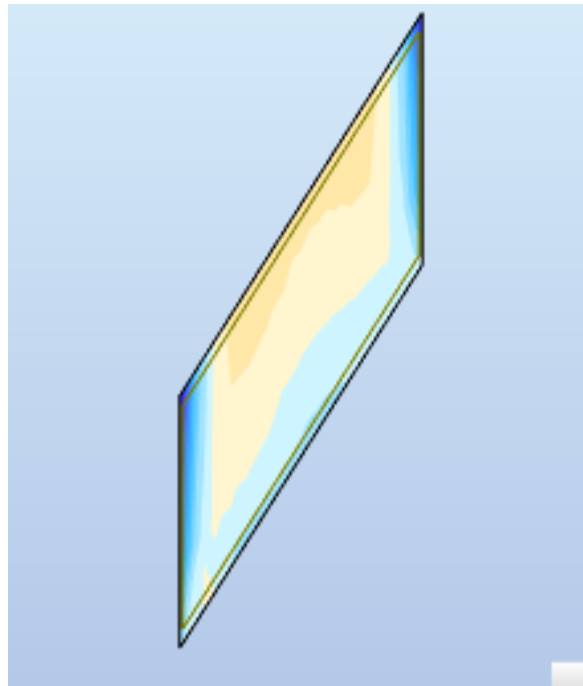


Figure IX.3-6: modele mur garde greve

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE :

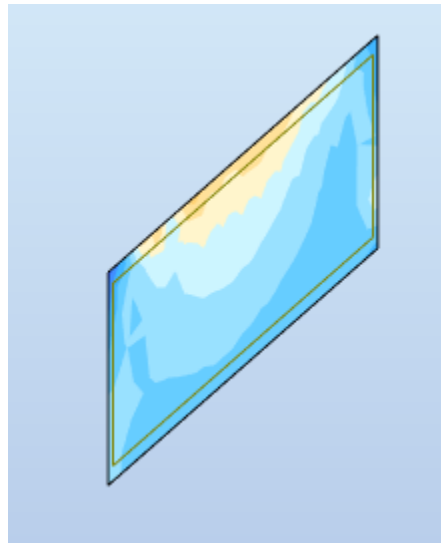
Le ferrailage du mur garde grève suivant les deux directions sur la zone intérieur (remblai) et extérieur est effectué par le logiciel ROBOT Expert en considérant une section rectangulaire (1×0.6) m. Sachant que: A l'ELS: $M_{max} = 182.98 \text{ KN}\cdot\text{m /ml}$

- **Résultats de calcul :**

Tableau IX.3-9: Evaluation de la section d'acier dans les deux sens x-x, y-y (mur garde grève).

AS/sens	Φ (mm)	Espacement (cm)	Section Cm^2/ml
As [coté remblais]	7HA20	12.5	21
As'=As/3	7HA12	12.5	7
At= As/4	7HA10	10	5.25

IX.3.4.5. Le mur en front:



Le mur frontal est un élément

Figure IX.3-7: modele mur en front

qui fonctionne en flexion

composée.

Sollicitations les plus défavorables :

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE :

ELU:

- $N = 2750.17 \text{ KN}$
- $M = 2505.24 \text{ KN}\cdot\text{m}$

ELS:

- $N = 1948.78 \text{ KN}$
- $M = 1732.2 \text{ KN} \cdot \text{m}$

Tableau IX.3-10: Evaluation de la section d'acier dans les deux sens x-x, y-y. (mur en front)

AS/sens	Φ (mm)	Espacement (cm)	Section Cm^2/ml
As [coté remblais]	9HA25	8	43.4
As'=As/3	8HA16	11	14.46
At= As/4	8HA14	11	10.85



Figure IX.3-8: Disposition des armatures dans la culée

CHAPITRE 10 : CONCLUSION GENERALE

X. CONCLUSION GENERALE :

Ce projet de fin d'études, réalisé dans le cadre de notre formation d'ingénieur, nous a permis de mettre en œuvre les connaissances théoriques et pratiques acquises au cours de notre cursus à travers l'étude d'un pont ferroviaire intégré à la ligne minière Est.

Ce travail nous a permis d'aborder les différentes étapes de conception et de dimensionnement d'un ouvrage d'art ferroviaire, depuis l'évaluation des charges appliquées jusqu'aux vérifications réglementaires des différents éléments structuraux. La particularité géométrique de l'ouvrage, liée à son biais, ainsi que les exigences spécifiques au trafic ferroviaire ont nécessité une analyse approfondie afin de garantir la sécurité, la stabilité et la durabilité de la structure.

Au cours de cette étude, nous avons également renforcé notre maîtrise des méthodes de calcul des structures, des principes du béton armé et du béton précontraint, ainsi que des réglementations applicables aux ouvrages ferroviaires (BAEL, BPEL, RPOA, Eurocodes, Fiches UIC). Cette expérience a constitué une occasion privilégiée de développer notre autonomie, notre capacité d'analyse et notre démarche de résolution de problèmes d'ingénierie.

Sans oublier, l'utilisation du logiciel Robot Structural Analysis qui nous a permis de représenter fidèlement le comportement global de l'ouvrage et d'évaluer les sollicitations développées sous les différents cas de charges.

Au-delà des résultats obtenus, ce travail représente une étape importante dans notre parcours académique et professionnel. Il nous a permis de découvrir les responsabilités et les exigences associées au métier d'ingénieur en ouvrages d'art, tout en consolidant les compétences nécessaires à notre future carrière. Nous espérons que cette étude pourra constituer une référence utile pour des travaux similaires et contribuer, à son échelle, au développement des infrastructures ferroviaires en Algérie.

BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE

- [1] Document SETRA, Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs. Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), juin 2003.
- [2] Document SETRA, Pont à Poutres préfabriqués précontrainte par poste tension VIPP, France, SETRA, 1996.
- [3] CALGARO, J.A & BERNARD-GELY.A. Conception des ponts. Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), 1994.
- [4] Document SETRA, Eurocodes 3 et 4, Application aux ponts-routes mixtes acier-béton, Guide méthodologique, Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), 2010.
- [5] Document SETRA, Ponts courants en zone sismique, Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), janvier 2000.
- [6] RCPR, Règles Définissant Les Charges a Appliqué Pour Le Calcul Et Les Epreuves Des Ponts Routes, Algérie, 2009.
- [7] RPOA, Règles Parasismiques Applicables au domaine des Ouvrages d'Art, Algérie, 2008.
- [8] BPEL, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites, BPEL 91 révisé 99, 1999.
- [9] THONIER. H, Le Béton Précontraint aux Etats Limites, ENPC, Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), 1985.
- [10] FREYSSINET, pour la précontrainte, est détenteur de l'Agrément Technique Européen (ATE) sous certificat 1683-CPD-0004.
- [11] BAEL, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites, BAEL 91 révisé 99, 1999.
- [12] Code UIC 776 -R1 charges à prendre en considération dans le calcul des pont rails.
- [13] Document SETRA, appareils d'appui à pot Utilisation sur les ponts, viaducs et structures similaires septembre 2007.

BIBLIOGRAPHIE

- [14] FREYSSINET, pour les appuis mécaniques-FR-V01
- [15] Document SETRA, appareils d'appui en élastomère fretté Utilisation sur les ponts, viaducs et structures similaires septembre 2007.
- [16] FASCICULE N° 62 - Titre V, règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.
- [17] Document SETRA, Agrément technique Européen UTA-06/0228
- [18] Code UIC, interaction voie / ouvrage d'art.774-R.
- [19] Aroun Mouad, Etude de pont ferroviaire sur le tronçon OUM EL ASSEL TINDOUF sur 175 Km du PK 796+150 au PK 796+500, PFE-ENSTP, promotion 2024.
- [20] Souai Mohamed el amine, Etude d'un viaduc du PK 68+234 au PK 68+795 avec l'étude spécifique de l'interaction rail-structure sur le tronçon « BOUCHEGOUF - SOUK AHRAS »

ANNEXE A : RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES

Tableau A-IX.3-1:Classification des sols

Nature des terrains		Eléments mis en œuvre sans refoulement du sol	Eléments mis en œuvre avec refoulement du sol
Argiles, Limons	A : Argiles et limons mous	1,1	1,4
	B : Argiles et limons fermes	1,2	1,5
	C : Argiles très fermes à dures	1,3	1,6
Sables, Graves	A : Lâches	1	4,2
	B : Moyennement compacts	1,1	3,7
	C : Compacts	1,2	3,2
Craies	A : Molles	1,1	1,6
	B : Altérées	1,4	2,2
	C : Compactes	1,8	2,6
Marnes ; marno-calcaires	A : Molles	1,8	2,6
	B : Altérées		

ANNEXE A : RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES

Tableau A-IX.3-2: Valeurs du coefficient de portance KP.

CLASSE DE SOL		DESCRIPTION	PRESSIOMETRE P ₁ (MPa)
Argiles, Limons	A	Argiles et limons mous	< 0,7
	B	Argiles et limons fermes	1,2 – 2,0
	C	Argiles très fermes à dures	> 2,5
Sables, Graves	A	Lâches	< 0,5
	B	Moyennement compacts	1,0 – 2,0
	C	Compacts	> 2,5
Craies	A	Molles	< 0,7
	B	Altérées	1,0 – 2,5
	C	Compacte	> 3,0
Marnes ; marno-calcaires	A	Tendres	1,5 – 4,0
	B	Compacts	> 4,5

Tableau IX.3-3 : Coupes lithologique des Sondages carotté

Profondeur (m)	Nature du sol
0.0 m à 0.6 m	Terre végétale
0.6 m à 7.0 m	Argile graveleuse avec peu de limon et traces de sable.
7.0 m à 25 m	Argile limoneuse avec peu de sable et grave de couleur brune foncé (alluvions dans une matrice d'argile et limons de couleur brune)
25 m à 30 m	Argile limoneuse et graveleuse de couleur brunâtre

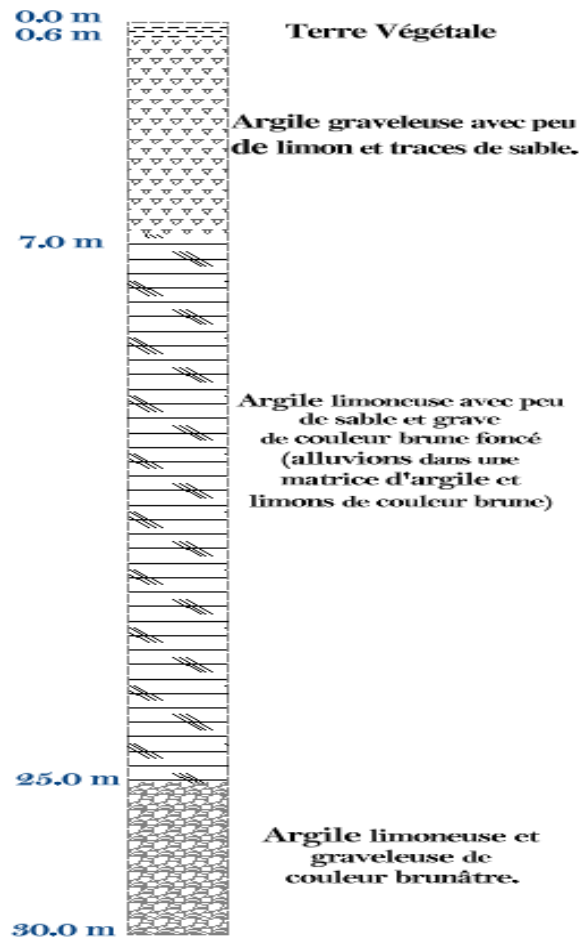


Figure A-IX.3-1: Coupes lithologique des Sondages carotté

ANNEXE B : RESULTATS DU CALCUL NUMERIQUE

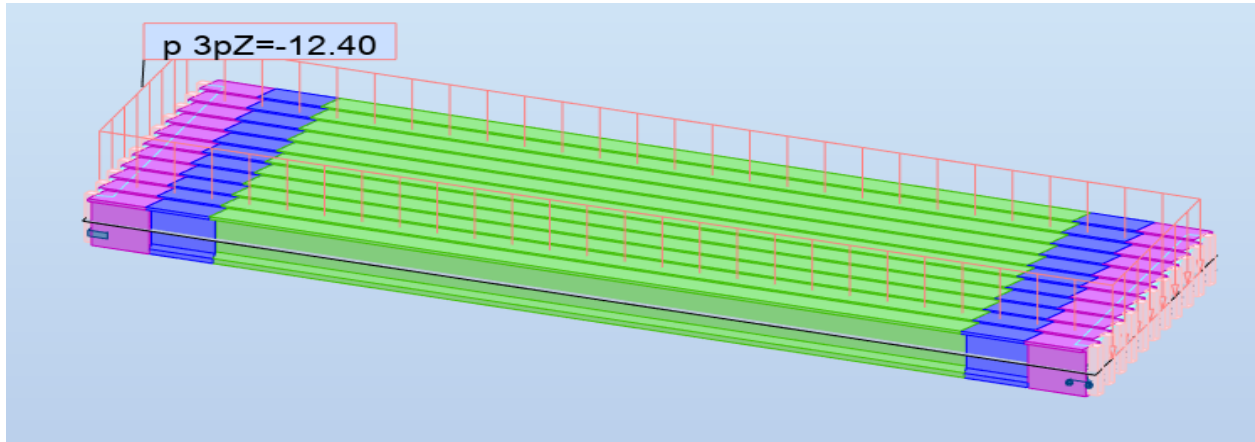


Figure IX.3 -IX.3-1:Poids du ballast

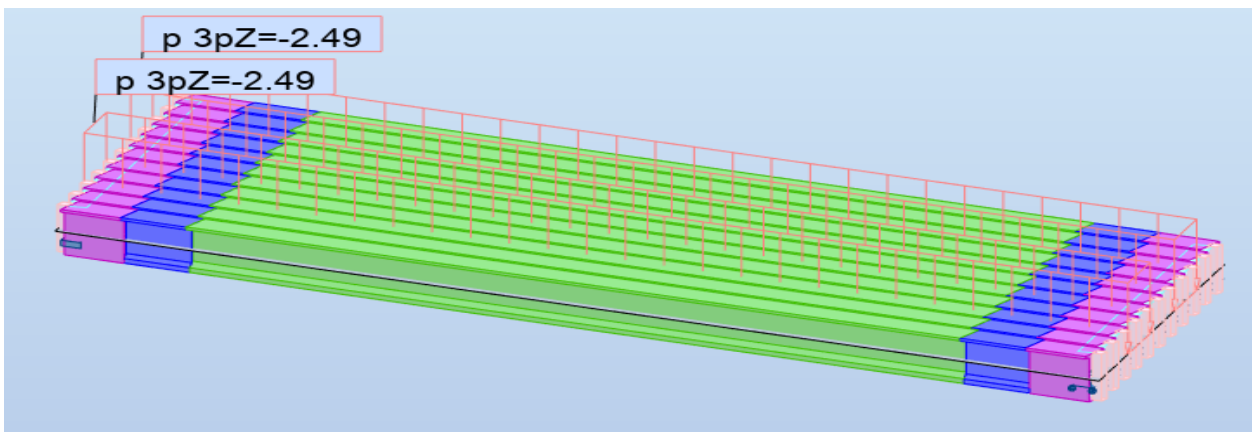


Figure B-IX.3-2:Poids des rails + traverses

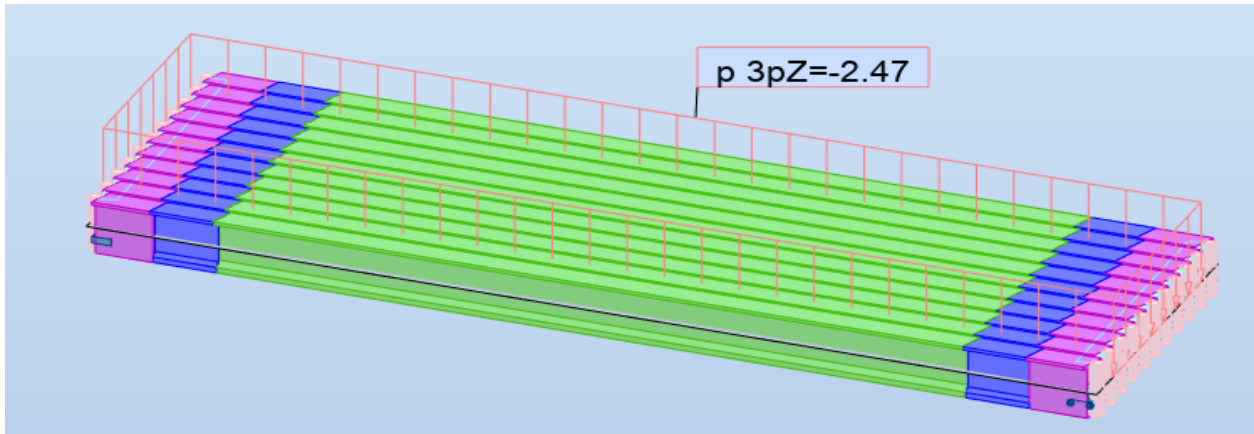


Figure B-3:Poids d'étanchéité

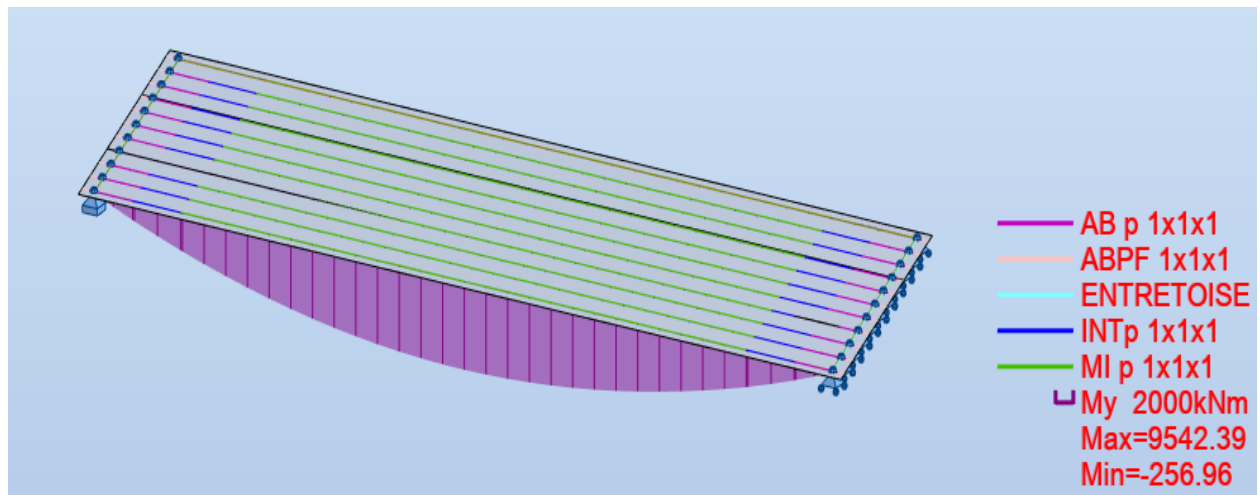


Figure B-4:Moment fléchissant longitudinal maximum a ELS (KN.m)

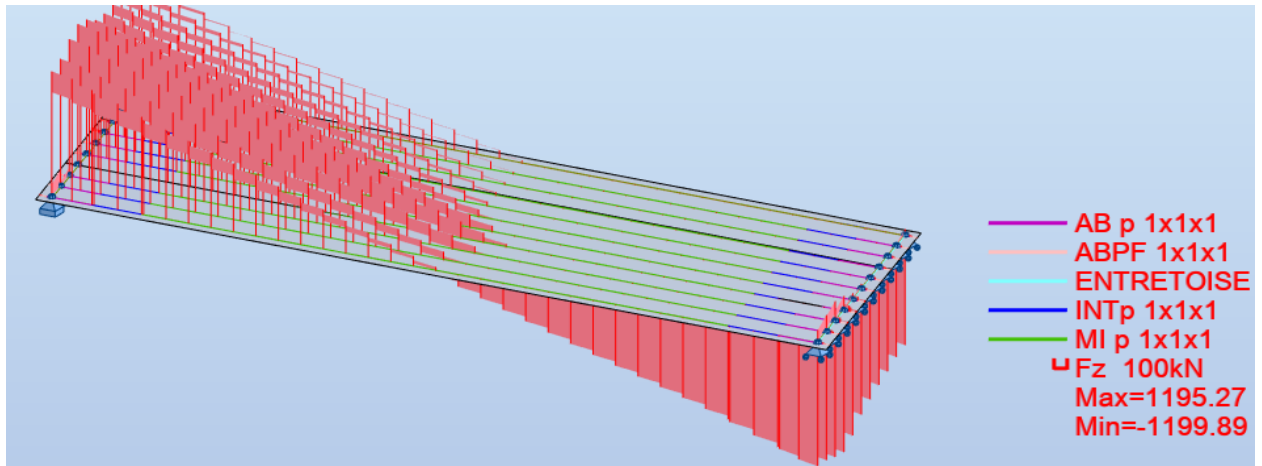


Figure B-IX.3-4: Effort tranchant maximum longitudinal a ELS (KN).

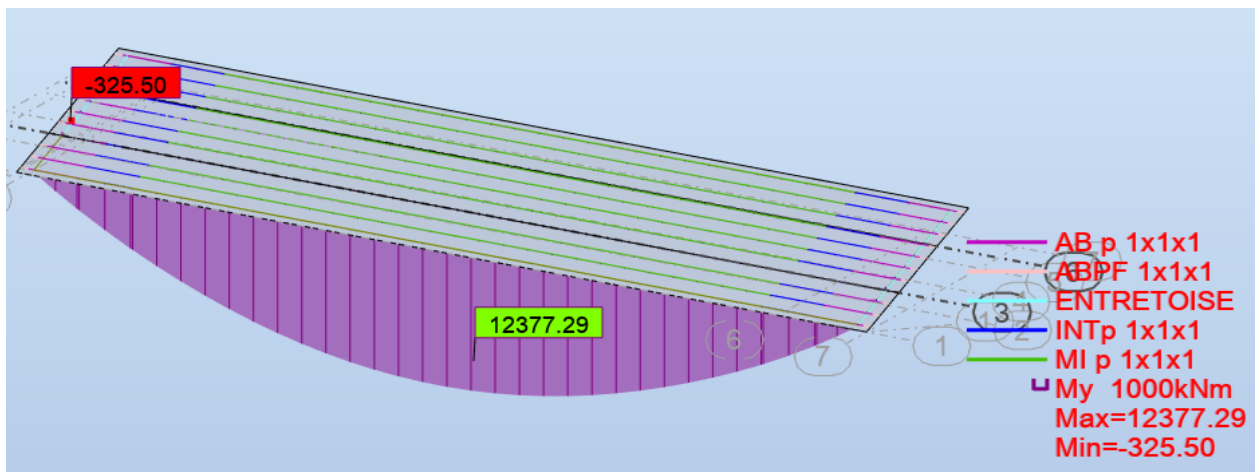


Figure IX.3-3: Moment fléchissant longitudinal maximum a ELU (KN.m)

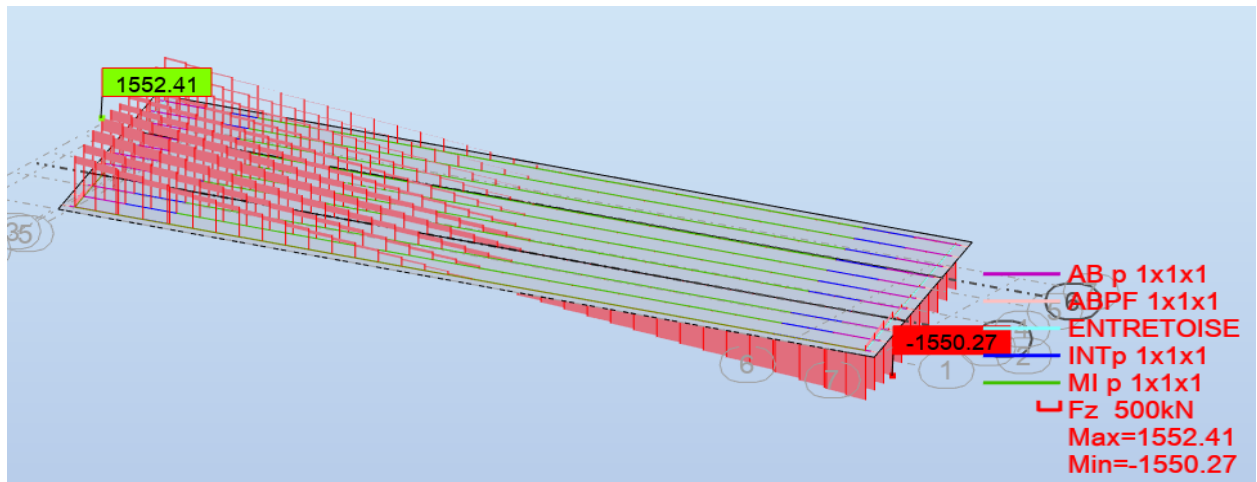


Figure IX.3-5: Effort tranchant maximum longitudinal a ELU (KN).

ANNEXE C : FERRAILLAGE

Calcul de Section en Flexion Simple

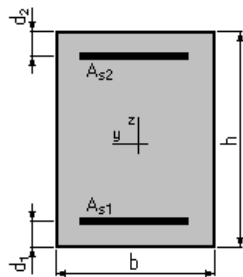
CHEVETRE

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa) **Acier:** $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 300,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 180,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	1807,77	-7296,70
Etat Limite de Service	1340,44	-5410,44
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 52,5 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section théorique $A_{s2} = 133,3 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 52,5 \text{ (cm}^2\text{)}$

théorique $\rho = 0,35 \text{ (\%)}$

minimum $\rho_{\text{min}} = 0,10 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\text{max}} = 1807,77 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = -7296,70 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,35 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 12,9 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 169,8 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,80 \text{ (‰)}$

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00 \text{ (‰)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$

comprimée: $\sigma_s' = 98,0 \text{ (MPa)}$

Cas ELS $M_{\text{max}} = 1340,44 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = -5410,44 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 40,2 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 161,6 \text{ (cm)}$

ANNEXE C : FERRAILLAGE

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 5,0$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 250,0$ (MPa)

comprimée: $\sigma'_s = 65,1$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$ (MPa)

Calcul de Section en Flexion Simple

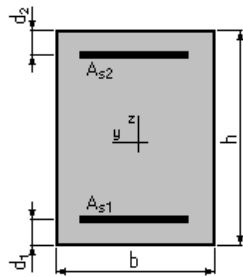
Entretoise nappe sup

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 40,0$ (MPa) **Acier:** $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 60,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 180,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	283,38	0,00
Etat Limite de Service	209,89	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

ANNEXE C : FERRAILLAGE

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 12,3 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 12,3 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0,12 \text{ (\%)} $		
minimum	$\rho_{\min} = 0,12 \text{ (\%)} $		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 283,38 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 0,01 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0,0 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 175,0 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,00 \text{ (‰)}$

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0,00 \text{ (‰)}$

Contrainte de l'acier:

Cas ELS $M_{\max} = 209,89 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 0,00

Position de l'axe neutre: $y = 0,9 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 174,7 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0,6 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 24,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \lim} = 250,0 \text{ (MPa)}$

Calcul de Section en Flexion Simple

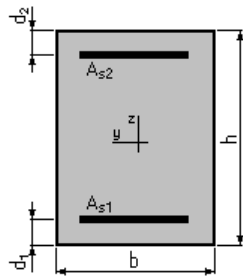
Entretoise nappe inferieure

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 40,0$ (MPa) **Acier:** $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 60,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 180,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	125,84	0,00
Etat Limite de Service	93,21	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

ANNEXE C : FERRAILLAGE

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 12,3 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section théorique $A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{s \min} = 12,3 \text{ (cm}^2\text{)}$

théorique $\rho = 0,12 \text{ (\%)}$

minimum $\rho_{\min} = 0,12 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 125,84 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 7,38 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 4,9 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 173,0 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,29 \text{ (‰)}$

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00 \text{ (‰)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$

Cas ELS $M_{\max} = 93,21 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 5,46

Position de l'axe neutre: $y = 29,9 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 165,0 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0,3 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 24,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier: tendue: $\sigma_s = 3,8 \text{ (MPa)}$ Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$

Calcul de Section en Flexion Simple

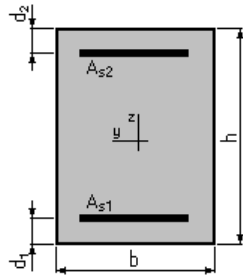
Hourdis sup

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

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

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 25,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	120,87	0,00
Etat Limite de Service	0,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 15,4 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 5,6 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section maximum	$A_{s \text{ max}} = 50,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
théorique	$\rho = 0,77 \text{ (\%)} $		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,28 \text{ (\%)} $	maximum	$\rho_{\text{max}} = 2,00 \text{ (\%)} $

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\text{max}} = 120,87 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 4,9 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 18,0 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,27 \text{ (‰)}$

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00 \text{ (‰)}$

Contrainte de l'acier: tendue: $\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$

Calcul de Section en Flexion Simple

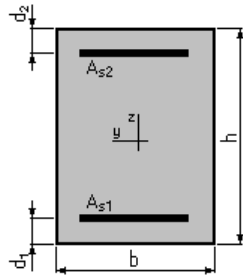
Hourdis sup

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

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

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 25,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	84,40	0,00
Etat Limite de Service	0,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Sectio théorique	$A_{s1} = 10,4 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 5,6 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section maximum	$A_{s \text{ max}} = 50,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
théorique	$\rho = 0,52 \text{ (\%)} $		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,28 \text{ (\%)} $	maximum	$\rho_{\text{max}} = 2,00 \text{ (\%)} $

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\text{max}} = 84,40$ (kN*m) $M_{\text{min}} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 3,3$ (cm)

Bras de levier: $Z = 18,7$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1,99$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Calcul de Section en Flexion Composée

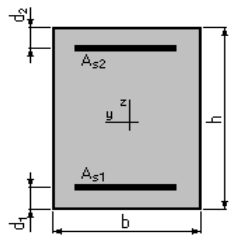
MUR FRONTAL

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa) **Acier:** $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Application DTU 14.1
- Diamètre moyen des aciers inférieures : 10 (mm)
- Diamètre moyen des aciers supérieures : 10 (mm)
- Milieu : eau normale
- Niveau d'eau : bas
- coefficient α_{hp} : 320
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$$b = 100,0 \quad (\text{cm})$$

$$h = 160,0 \quad (\text{cm})$$

$$d_1 = 5,0 \quad (\text{cm})$$

$$d_2 = 5,0 \quad (\text{cm})$$

3. Efforts appliqués:

Cas N^0	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	2750,17	2505,24
2.	ELS	1948,78	1732,20

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 43,4 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 43,4 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section maximum	$A_{s \max} = 387,5 \text{ (cm}^2\text{)}$
théorique	$\rho = 0,28 \text{ (\%)} $		
minimum	$\rho_{\min} = 0,28 \text{ (\%)} $	maximum	$\rho_{\max} = 2,42 \text{ (\%)} $

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU $N = 2750,17 \text{ (kN)}$ $M = 2505,24 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 2,44 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 63,3 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 129,7 \text{ (cm)}$

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 5,07 \text{ (‰)}$

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50 \text{ (‰)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$

Cas N° 2: Type ELS $N = 1948,78 \text{ (kN)}$ $M = 1732,20 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,77

Position de l'axe neutre: $y = 107,6 \text{ (cm)}$

Contrainte du béton:

tendue: $\sigma_{bt} = 2,5 \text{ (MPa)}$

ANNEXE C : FERRAILLAGE

comprimée: $\sigma_{bc} = 6,7 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite du béton:

tendue: $\sigma_{bt \text{ lim}} = 4,4 \text{ (MPa)}$

comprimée: $0,6 f_{cj} = 18,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 113,8 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 215,6 \text{ (MPa)}$

Calcul de Section en Flexion Simple

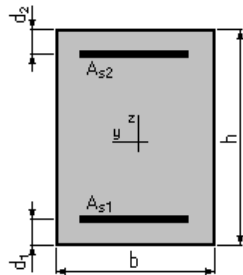
MUR GARDE GREVE

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa) **Acier:** $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Application DTU 14.1
- Diamètre moyen des aciers inférieures : 10 (mm)
- Diamètre moyen des aciers supérieures : 10 (mm)
- Milieu : eau normale
- Niveau d'eau : bas
- Coefficient α_{hp} : 320
- Prise en compte des armatures comprimées
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2 Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 50,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

$M_{\max}$ (kN*m)

$M_{\min}$ (kN*m)

ANNEXE C : FERRAILLAGE

Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	182,98	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 21,0 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 12,6 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section maximum	$A_{s \max} = 112,5 \text{ (cm}^2\text{)}$
théorique	$\rho = 0,47 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\min} = 0,28 \text{ (\%)}$	maximum	$\rho_{\max} = 2,25 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{\max} = 182,98 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 26,2 \text{ (cm)}$

Contrainte du béton:

tendue: $\sigma_{bt} = 3,8 \text{ (MPa)}$

comprimée: $\sigma_{bc} = 6,5 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite du béton:

tendue: $\sigma_{bt \text{ lim}} = 4,4 \text{ (MPa)}$

comprimée: $0,6 f_{cj} = 18,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 215,6 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 215,6 \text{ (MPa)}$$

Calcul de Section en Flexion Simple

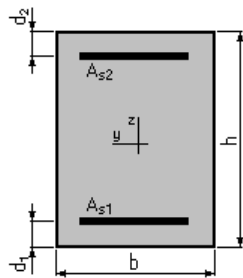
MUR EN RETOUR XX

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0 \text{ (MPa)}$ Acier: $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 60,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	$M_{\max} \text{ (kN*m)}$	$M_{\min} \text{ (kN*m)}$
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00

ANNEXE C : FERRAILLAGE

Etat Limite de Service	453,15	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 37,5 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 15,4 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section maximum	$A_{s \max} = 137,5 \text{ (cm}^2\text{)}$
théorique	$\rho = 0,68 \text{ (\%)} $		
minimum	$\rho_{\min} = 0,28 \text{ (\%)} $	maximum	$\rho_{\max} = 2,29 \text{ (\%)} $

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{\max} = 453,15 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 19,9 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 48,4 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 9,4 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 250,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \lim} = 250,0 \text{ (MPa)}$

Calcul de Section en Flexion Simple

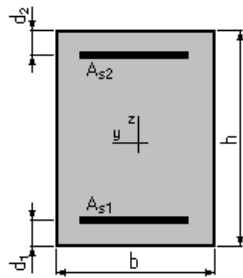
MUR EN RETOUR YY

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 60,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00

ANNEXE C : FERRAILLAGE

Etat Limite de Service	233,50	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 18,7 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 15,4 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section maximum	$A_{s \max} = 137,5 \text{ (cm}^2\text{)}$
théorique	$\rho = 0,34 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\min} = 0,28 \text{ (\%)}$	maximum	$\rho_{\max} = 2,29 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{\max} = 233,50 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 15,0 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 50,0 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 6,2 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 250,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \lim} = 250,0 \text{ (MPa)}$

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

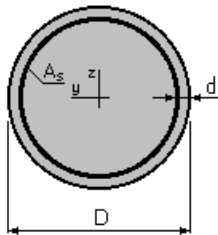
PIEUX CULEE

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$D = 120,0$ (cm)

$d = 5,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M_y (kN*m)	M_z (kN*m)
1.	ELU	5933,45	1070,60	0,00
2.	ELS	4255,38	727,23	0,00
3.	ELA	4314,45	1215,19	0,00

4. Résultats:

ANNEXE C : FERRAILLAGE

Sections d'Acier:

Section théorique $A_s = 113,1 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{s \min} = 113,1 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section maximum $A_{s \max} = 565,5 \text{ (cm}^2\text{)}$

théorique $\rho = 1,00 \text{ (\%)}$

minimum $\rho_{\min} = 0,50 \text{ (\%)}$

maximum $\rho_{\max} = 5,00 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU **$N = 5933,45 \text{ (kN)}$** **$M_y = 1070,60 \text{ (kN*m)}$** **$M_z = 0,00 \text{ (kN*m)}$**

Coefficient de sécurité: 2,60 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 100,6 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 69,5 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50 \text{ (‰)}$

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0,49 \text{ (‰)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 98,1 \text{ (MPa)}$

comprimée: $\sigma_s' = 434,8 \text{ (MPa)}$

Cas N° 2: Type ELS **$N = 4255,38 \text{ (kN)}$** **$M_y = 727,23 \text{ (kN*m)}$** **$M_z = 0,00 \text{ (kN*m)}$**

Coefficient de sécurité: 2,67

Position de l'axe neutre: $y = 117,1 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 70,4 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 6,7 \text{ (MPa)}$

ANNEXE C : FERRAILLAGE

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

comprimée: $\sigma_s' = 95,9 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$

Cas N° 3: Type ELA **N = 4314,45 (kN)** **M_y = 1215,19 (kN*m)** **M_z = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 3,48 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 82,3 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 77,0 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50 \text{ (‰)}$

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 1,38 \text{ (‰)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 275,9 \text{ (MPa)}$

comprimée: $\sigma_s' = 500,0 \text{ (MPa)}$

Calcul de Section en Flexion Simple

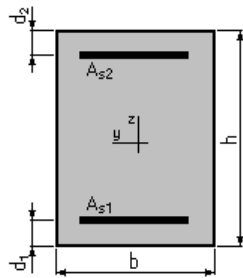
SEMELLE CULEE XX INF

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 180,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	2808,50	0,00

ANNEXE C : FERRAILLAGE

Etat Limite de Service	0,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 38,0 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 17,5 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0,22 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\min} = 0,10 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 2808,50 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 12,1 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 170,1 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,75 \text{ (‰)}$

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00 \text{ (‰)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$

Calcul de Section en Flexion Simple

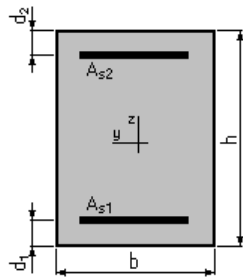
SEMELLE CULEE XX SUP

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 180,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	2368,38	0,00

ANNEXE C : FERRAILLAGE

Etat Limite de Service	0,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 31,9 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section théorique $A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{s \min} = 17,5 \text{ (cm}^2\text{)}$

théorique $\rho = 0,18 \text{ (}\%\text{)}$

minimum $\rho_{\min} = 0,10 \text{ (}\%\text{)}$

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 2368,38 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 10,2 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 170,9 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,62 \text{ (}\%\text{)}$

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00 \text{ (}\%\text{)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$

Calcul de Section en Flexion Simple

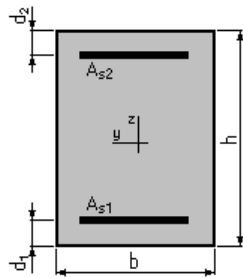
SEMELLE CULEE YY INF

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 180,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	771,65	0,00

ANNEXE C : FERRAILLAGE

Etat Limite de Service	0,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 17,5 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 17,5 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0,10 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\min} = 0,10 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 771,65 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,70 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 5,6 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 172,8 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,33 \text{ (‰)}$

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00 \text{ (‰)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$

Calcul de Section en Flexion Simple

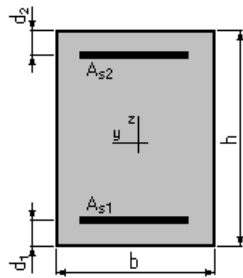
SEMELLE CULEE YY SUP

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 180,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	1740,21	0,00

ANNEXE C : FERRAILLAGE

Etat Limite de Service	0,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 23,3 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 17,5 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0,13 \text{ (\%)} $		
minimum	$\rho_{\min} = 0,10 \text{ (\%)} $		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 1740,21 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 7,4 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 172,0 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,44 \text{ (‰)}$

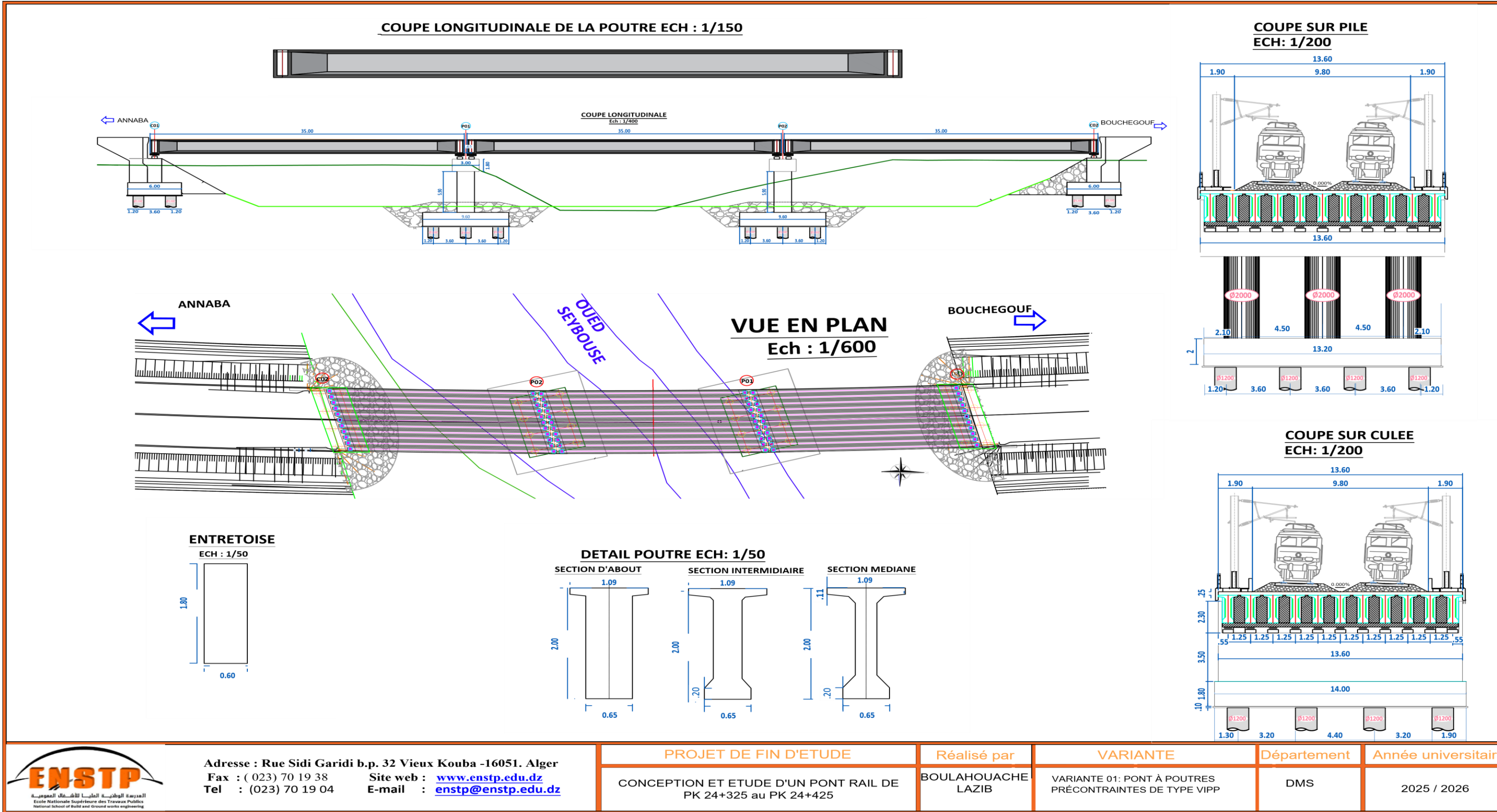
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00 \text{ (‰)}$

Contrainte de l'acier:

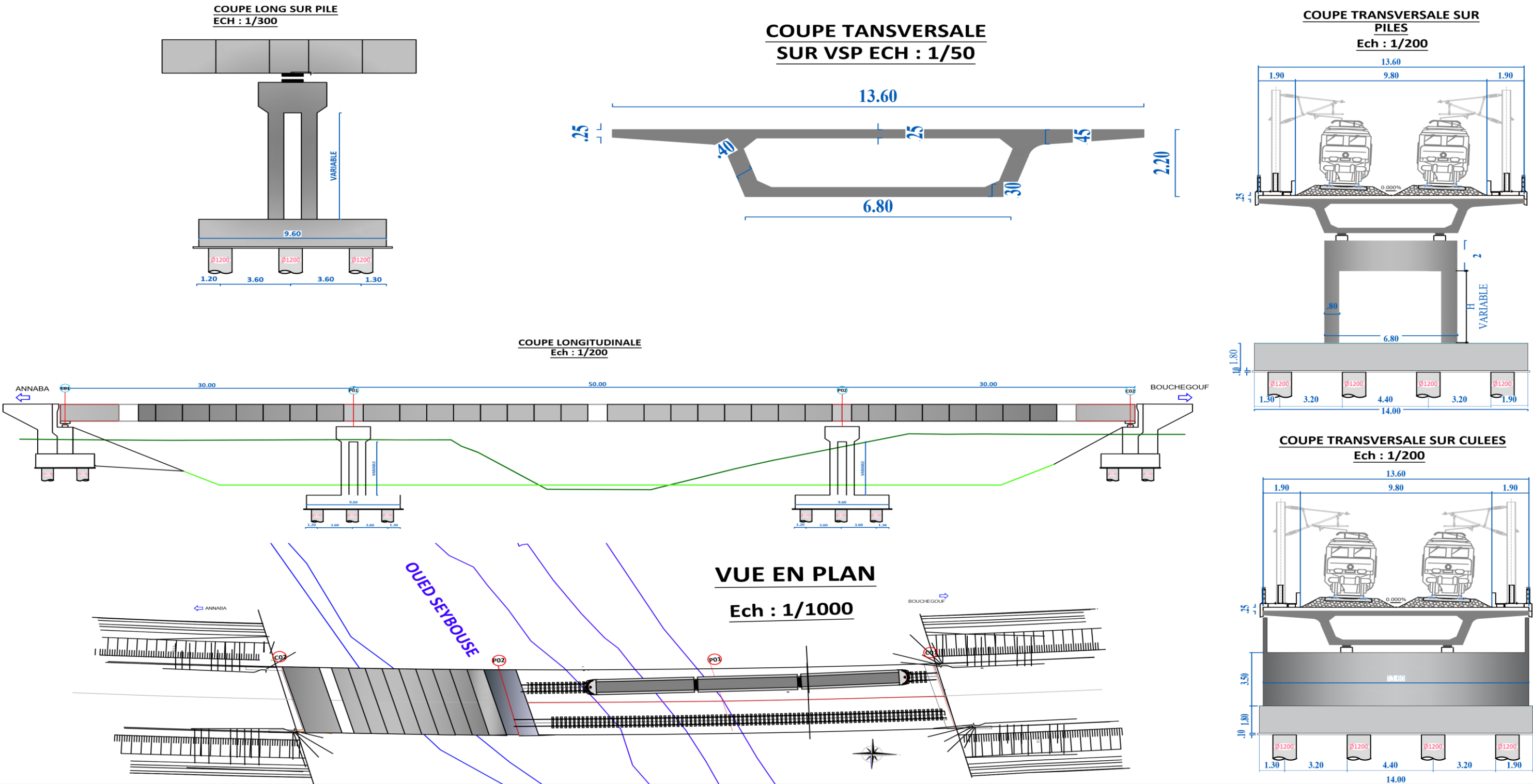
tendue: $\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$

ANNEXE D : PLAN D'ENSEMBLE DES VARIANTES

VARIANTE 01 :



VARIANTE 02 :

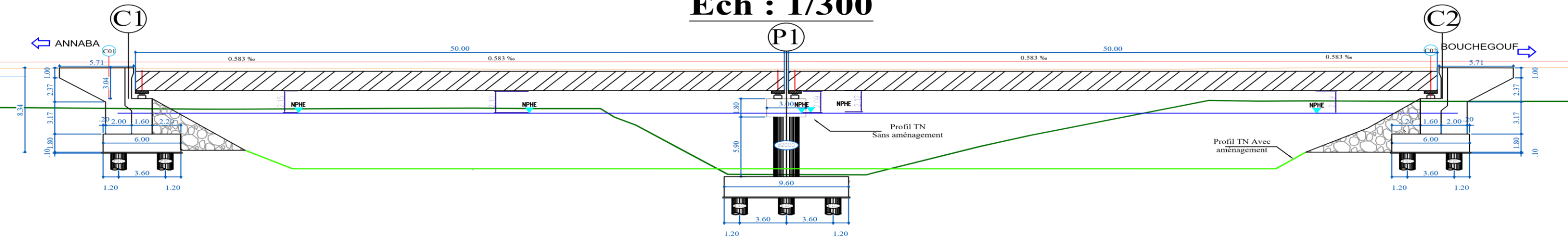


	Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger Fax : (023) 70 19 38 Tel : (023) 70 19 04	Site web : www.enstp.edu.dz E-mail : enstp@enstp.edu.dz	PROJET DE FIN D'ETUDE	Réalisé par	VARIANTE	Département	Année universitaire
			CONCEPTION ET ETUDE D'UN PONT RAIL DE PK 24+325 au PK 24+425	BOULAHOUACHE LAZIB	VARIANTE 02: PONT VOUSOIR EN BETON PRECONTRAIT CONSTRUIT PAR ENCORBELLEMENTS SUCCESSIFS	DMS	2025 / 2026

VARIANTE 03 :

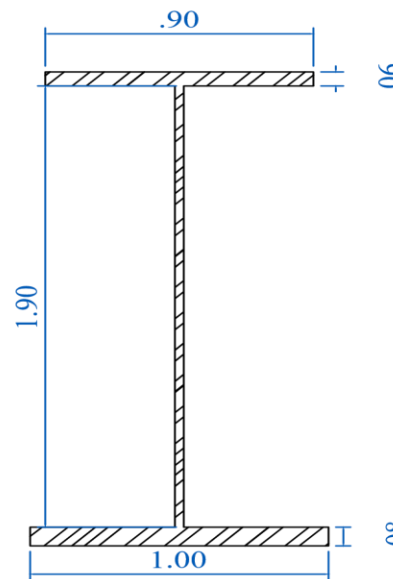
COUPE LONGITUDINALE

Ech : 1/300



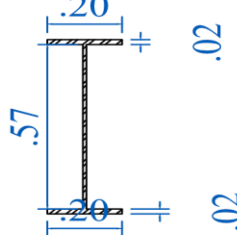
SECTION SUR PRS

Ech : 1/25



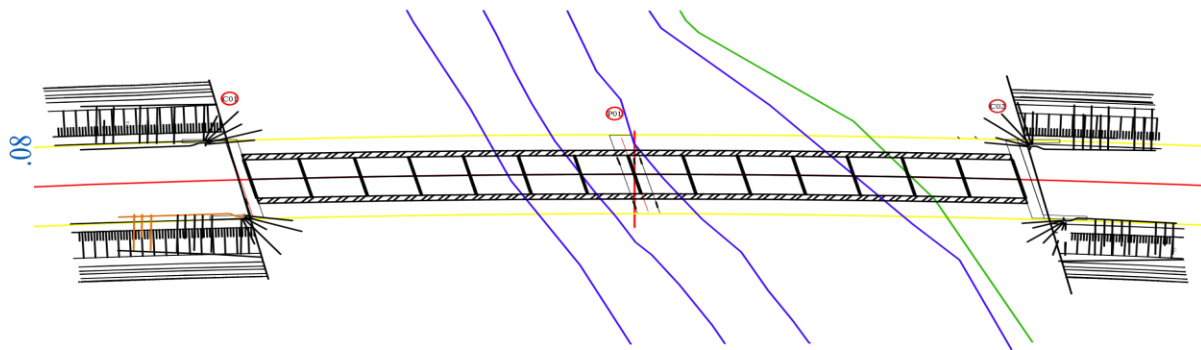
SECTION SUR IPE 600

Ech : 1/20



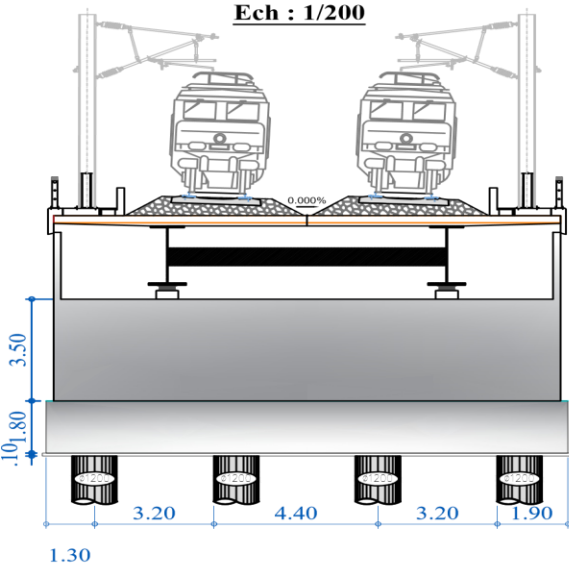
VUE EN PLAN

Ech : 1/1000



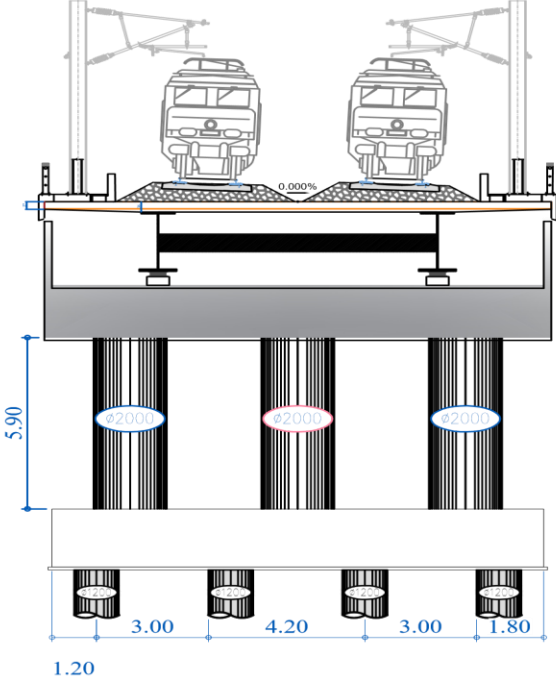
COUPE TRANSVERSALE SUR CULEES

Ech : 1/200



COUPE TRANSVERSALE SUR PILES

Ech : 1/200



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

PROJET DE FIN D'ETUDE

CONCEPTION ET ETUDE D'UN PONT RAIL DE
PK 24+325 au PK 24+425

Réalisé par

BOULAHOUACHE
LAZIB

VARIANTE

VARIANTE 03: PONT MIXTE
BIPOUTRE

Département

DMS

Année universitaire

2025 / 2026