

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

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جاتسون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson



Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité

Matériaux & Structures / Infrastructures de Base

Thème

**CONCEPTION ET ETUDE DU VIADUC V14 COMPRIS
ENTRE LE PK 24+340 ET PK 24+430 DE LA
PENETRANTE RELIANT LA VILLE DE TIZI-OUZOU A
L'AUTOROUTE EST-OUEST**

Présenté par :

- HADJKACI Toufik
- DJEBBAR Rabah

Encadré par

- ABDELLI Tahar
- TOUNSI Khaled

Promotion 2020 /2021

DEDICAS

ON DEDIE CE MODESTE TRAVAIL A NOS FAMILLES
A NOS AMIS ET A TOUS CEUX QUI NOUS ONT
APPORTES LEURS PRECIEUX SOUTIENS.

REMERCIEMENTS :

Nous tenons à remercier toutes les personnes qui ont contribué au succès de notre stage et qui nous ont aidées lors de la rédaction de ce mémoire.

Dans un premier temps remercier, notre encadreur de mémoire T.ABDELLI, professeur de pont rail à l'école nationale supérieure des travaux publics, pour sa patience, sa disponibilité et surtout ses judicieux conseils, qui ont contribué à alimenter notre réflexion.

Nous remercions également toute l'équipe pédagogique de l'école nationale supérieure des travaux publics et les intervenants professionnels responsables de notre formation, pour avoir assuré la partie théorique de celle-ci. Nous tenons à témoigner toute notre reconnaissance aux personnes suivantes, pour leur aide dans la réalisation de ce mémoire : Madame SEDIK Razika notre maitre de stage qui nous a beaucoup appris sur les défis à relever dans le monde professionnel. Elle a partagé ses connaissances et expériences dans ce milieu, tout en nous accordant sa confiance et une large indépendance dans l'exécution de missions valorisantes.

A toute l'équipe de l'ENGOA, pour nous avoir accordé des entretiens et avoir répondu à nos questions sur la culture du monde professionnel, ainsi que leur expérience personnelle.

Ils ont été d'un grand soutien dans l'élaboration de ce mémoire.

Monsieur TOUNSI Khaled, pour avoir relu et corrigé notre mémoire. Ses conseils de rédaction ont été très précieux.

Nos familles respectives, pour leur soutien constant et leurs encouragements.

ملخص: يتكون العمل الذي تم تنفيذه من تصميم ودراسة لجسر مستقيم بطول إجمالي يبلغ حوالي 90 مترًا مع ميل طولي بنسبة 1.2% ، في مرحلة التصميم ، يتم اقتراح ثلاثة متغيرات مسبقة الأبعاد المقارنة من خلال تحليل متعدد المعايير من أجل تحديد المتغير الأنسب للموقف. بعد ذلك، نبدأ مرحلة الدراسة حيث سنقدم دراسة تفصيلية للمتغير المحدد ثم سنقوم بتقييم الحمل والحمل الزائد الذي يتم تطبيقه على الجسر، ثم سنقترب من دراسة الإجهاد المسبق والدراسة العرضية أيضًا. دراسة معدات السطح المختلفة ، أخيرًا ، ننتهي بدراسة البنية التحتية (الدعامات والأرصقة والأساسات)

النمذجة باستخدام برنامج Robot Structural ، ورسومات القسم باستخدام برنامج Auto-CAD.

الكلمات المفتاحية: جسر ، دراسة ، تصميم ، جسر عوارض سابقة الإجهاد ، نظام متوازنة ، توتر ما بعد ، منحدر.

Résumé : Le travail effectué consiste en une conception et une étude d'un pont droit d'une portée totale avoisinant les 90 mètres et présentant une inclinaison longitudinale de 1.2%, dans la phase conception, on propose trois variantes différentes à pré-dimensionné puis à comparer à travers une analyse multicritère afin de tranché la variante la mieux adéquate à la situation.

Ensuite, on entame la phase Etude au on va présenter une étude détaillé de la variante retenue puis on va évaluer les charge et surcharge qui serrant appliquer au pont, on va par la suite aborder l'étude de la précontrainte et l'étude transversale ainsi que l'étude des différents équipements du tablier, Enfin, on termine par une étude d'infrastructure (culées, piles et fondations)

La modélisation et faite à l'aide du logiciel Robot Structural, et les dessins des sections à l'aide du logiciel Auto-CAD.

Mots clés : Viaduc, étude, conception, pont à poutres précontraintes, system isostatiques, poste-tension, pente.

Summary: The work carried out consists of a design and a study of a straight bridge with a total span of around 90 meters and with a longitudinal inclination of 1.2%, in the design phase, three different pre-dimensioned variants are proposed. Then to compare through a multicriteria analysis in order to decide on the variant best suited to the situation.

Then, we begin the Study phase in we will present a detailed study of the selected variant then we will evaluate the load and overload which tightening to apply to the bridge, we will then approach the study of the prestressing and the transverse study as well that the study of the various deck equipment, Finally, we end with an infrastructure study (abutments, piers and foundations)

Modeling and done using Robot Structural software, and section drawings using Auto-CAD software.

Key words: Viaduct, study, design, prestressed girder bridge, isostatic system, post-tension, slope.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE I RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES APPAREILS D'APPUIS	
I INTRODUCTION	2
II HISTORIQUE.....	2
III FONCTIONS DES APPAREILS D'APPUI	2
III.1. Les fonctions habituelles	3
III.1.1 Transmission des forces verticales	3
III.1.2 Rotation	3
III.1.3 Déplacements	3
III.2. Les fonctions optionnelles	3
III.2.1 Guidage	3
III.2.2 Anti-soulèvement	3
III.3. Les dispositifs complémentaires.....	4
III.3.1 Anti-cheminement.....	4
III.3.2 Butée.....	4
III.3.3 Amortissement	4
IV Description des différents types d'appareils d'appui	4
IV.1. Appareils d'appui en béton	4
IV.1.1 Les articulations Mesnager.....	4
IV.1.2 Les articulations Considere	5
IV.1.3 Les articulations Freyssinet.....	5
IV.1.4 Les articulations Caquot.....	5
IV.1.5 Les articulations doubles	6
IV.2. Appareils d'appuis métalliques	6
IV.2.1 Appareils à plaques métalliques.....	6
IV.2.2 Appareils à balanciers	6
IV.2.3 Appareils à rouleaux.....	7
IV.2.4 Les bielles.....	7
IV.3. Appareils d'appui en caoutchouc fretté.....	8
IV.3.1 Typologie des appareils actuels.....	8
IV.3.2 Parties constitutives.....	9
IV.4. Appareils d'appui à pot	9

IV.5. Parties constitutives	10
IV.6. Typologie des appareils à pot	10
IV.7. Appuis parasismiques	11
IV.7.1 Les différents types d'appuis parasismiques	11
V CONCLUSION	12
VI Bibliographie.....	12
CHAPITRE II	PRESENTATION DU PROJET
I. INTRODUCTION :	13
II. La situation géographique de la wilaya :	13
II.1. Situation du Projet :	14
II.2. Composantes de la pénétrante :	14
II.3. Objectif du projet :	15
III. LES DONNEES DU PROJET :	15
III.1. Les données fonctionnelles :	15
III.1.1 Tracé en plan :	15
III.1.2 Profil en long :	16
III.1.3 Profil en travers :	18
III.2. Les données naturelles :	18
III.2.1 Topographie :	18
III.2.2 Actions accidentelles :	18
III.2.3 Température :	19
III.2.4 Vent :	19
III.2.5 Exploration géotechnique :	19
III.3. RÉSULTATS DES ESSAIS SUR LE TERRAIN :	20
III.3.1 Essai de pénétration standard (SPT) :	20
III.3.2 Essais de Pressiomètre :	21
III.3.3 CLASSIFICATION DES SITES	22
III.3.4 Caractéristiques du sol :	24
III.3.5 Hydrologie :	25
IV. Conclusion du chapitre :	25
CHAPITRE III	CONCEPTION GENERALE DE L'OUVRAGE
I INTRODUCTION	26
II Critères de choix du type d'ouvrage	26

III	PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES	26
III.1	Variante 01 : « Pont à poutres précontraintes du type VIPP »	26
III.1.1	Conception Longitudinale	27
III.1.2	Conception transversale	27
III.1.3	Avantages	28
III.1.4	Inconvénients	30
III.2	Variante 02 : « pont mixte Acier-Béton bipoutres »	30
III.2.1	Conception Longitudinale	31
III.2.2	Conception transversale	31
III.2.3	Conception des poutres principales	31
III.2.4	Conception des pièces de pont	32
III.2.5	Les avantages	32
III.2.6	Inconvénients	34
III.3	Variante 03 : « Pont Dalle à Précontrainte filante »	34
III.3.1	Conception Longitudinale	35
III.3.2	Conception Transversale	35
III.3.3	Avantage	36
III.3.4	Inconvénients	38
IV	ANALYSE MULTICRITERE	38
IV.1	Analyse des variantes	38
IV.1.1	Variante 01 (pont à poutres type VIPP)	38
IV.1.2	Variante 02 (pont mixte bipoutre)	38
IV.1.3	Variante 03 : « Pont Dalle à Précontrainte filante »	39
IV.2	Classification des variantes	39
V	VERIFICATION DU PRE-DIMENSIONNEMENT	39
V.1	Méthode de calcul	39
V.2	Vérification de la variante retenue	39
V.2.1	Sollicitations	40
V.2.2	Estimation de la section de précontrainte	40
V.2.3	Vérification des contraintes	41
VI	CONCLUSION	41
CHAPITRE IV		CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX
I.	Introduction	42

II.	Béton:.....	42
II.1.	Les caractéristiques mécaniques du béton:.....	42
II.2.	La résistance caractéristique à la compression :.....	44
II.3.	La résistance à la traction :.....	45
II.4.	Contraintes admissibles :.....	45
II.4.1	Calcule l'ELU :.....	45
II.4.2	Calcul à l'ELS :.....	46
II.4.3	Déformation longitudinale du béton E :.....	46
II.4.4	Déformation transversale du béton G :.....	46
III.	L'Acier :.....	47
III.1.	Les aciers passifs :.....	47
III.1.1	La limite élastique :.....	47
III.1.2	Contrainte limite de traction :.....	47
III.1.2.1	Calcul à l'ELU :.....	47
III.1.2.2	Calcul à l'ELS.....	48
IV.	Les aciers actifs :.....	48
IV.1.1.1	Le diagramme contrainte-déformation :.....	49
V.	Conclusion :.....	50

CHAPITRE V CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL

I.	INTRODUCTION:.....	51
II.	NORMES ET REGLES DE CALCUL :.....	51
III.	CARACTERISTIQUE DE MATERIAUX RETENUS :.....	51
III.1.	Le Béton :.....	52
III.2.	Les Armatures :.....	52
IV.	CLASSE DE JUSTIFICATION DE LA PRECONTRAINTTE :.....	52
V.	Evaluation des actions hors trafic :.....	53
V.1.	Actions permanentes :.....	53
V.2.	Action thermique :.....	53
V.3.	Action sismique :.....	54
VI.	Les cas de chargement :.....	55
VI.1.	Système de charge A :.....	55
VI.2.	Système de charge B.....	56
VI.3.	Charges militaires : Mc 120.....	58

VII. Les Charges Exceptionnelles :	59
VII.1. Convoi exceptionnelle D240 :	59
VIII. Coefficient de majoration dynamique :	60
VIII.1. Efforts de freinage :	60
IX. CONCLUSION :	61

CHAPITRE VI EVALUATIONS DES EFFORTS LONGITUDINAUX

I. Introduction.....	63
II. Détermination des éléments de réductions :	63
II.1. Eléments de réductions longitudinales dus au poids propre :	64
II.1.1.1 Moments fléchissant :	64
II.1.1.2 Effort tranchant :	64
II.2. Moment fléchissant longitudinaux dus aux surcharges :	65
II.2.1 Surcharge A (L):	65
II.2.1.1 Le moment fléchissant :	65
II.2.1.2 Effort tranchant :	66
II.2.2 Système Bc :	67
II.2.2.1 Théorème de barrée :	67
II.2.2.2 Détermination du moment maximum :	67
II.2.2.3 Détermination du moment maximum à 0.25L :	70
II.2.2.4 Effort tranchant Maximum :	71
II.2.2.5 Effort tranchant a $X = 0.25L$:	72
II.2.3 Système de charge Bt :	73
II.2.3.1 Moment Maximum :	73
II.2.3.2 Effort tranchant :	74
II.2.4 Système de charge Br :	76
II.2.4.1 Moment fléchissant :	76
II.2.4.2 Effort tranchant :	76
II.2.5 Charges militaire Convoi Mc120 :	77
II.2.5.1 Moment fléchissant : Pour $X = 0$	77
II.2.5.2 Effort tranchant : pour $X = 0$	78
II.2.6 Charges exceptionnelles Convoi D240 :	79
II.2.6.1 Moment fléchissant : pour $X = 0$	79
II.2.6.2 Effort tranchant :	80

II.2.7	Surcharge sur le trottoir :.....	81
II.2.7.1	Moment fléchissant : pour $X = 0$	81
II.2.7.2	Effort tranchant :.....	81
CHAPITRE VII		REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS
I.	INTRODUCTION :.....	84
II.	HYPOTHESES DE LA METHODE :.....	84
III.	DETERMINATION DES COEFFICIENTS :.....	85
III.1.	Paramètres adimensionnels :.....	85
IV.	Calcul des paramètres α et θ :.....	86
IV.1.	Paramètre d'entretoisement θ :.....	86
IV.2.	Rigidité flexionnelle unitaire de la poutre avec hourdis :.....	86
IV.3.	Rigidité flexionnelle unitaire de l'entretoise (dalle) :.....	86
IV.4.	Paramètre de torsion :.....	87
IV.4.1	Section de la table de compression S1 à mi- travée :.....	87
IV.4.2	Section du Talon S2 :.....	87
IV.4.3	Rigidité torsionnelle unitaire de la poutre :.....	87
IV.4.4	Rigidité torsionnelle unitaire de la dalle :.....	88
V.	LA REPARTITION TRANSVERSALE DES MOMENTS FLECHISSANT :.....	88
V.1.	Coefficients de répartition transversale K :.....	88
V.2.	Détermination des positions des poutres:.....	89
V.3.	Détermination de $K\alpha_{\text{moy}}$ pour chaque type de chargement :.....	90
V.3.1	Charge uniforme A(L) :.....	91
V.3.2	Système de charge Bc :.....	91
V.3.3	Système de charge Bt.....	92
V.3.4	Système de charge Br.....	92
V.3.5	Système de charge Mc120.....	92
V.3.6	Système de charge D240 :.....	93
V.3.7	Trottoir.....	93
V.4.	Détermination des moments fléchissant maximum réels agissant sur les poutres :..	93
V.4.1	Combinaisons des charges :.....	94
VI.	REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS TRANCHANTS :	95

VIII.1	INTRODUCTION :	100
VIII.2	Procédés de la précontrainte	101
VIII.2.1	Montage de la précontrainte :	101
VIII.2.2	Injection des câbles :	102
VIII.3	CALCUL DU NOMBRE DES CABLES :	103
VIII.3.1	Les données :	103
VIII.3.1.1	Classe d'ouvrage :	104
VIII.3.2	Détermination du nombre de câbles à l'about :	105
VIII.3.3	Vérification des contraintes :	106
VIII.4	Position des câbles :	107
VIII.4.1	Dans la section d'about (l'extrémité de la poutre) :	107
VIII.5	Tracé des câbles	108
VIII.5.1	Détermination de l'angle de relevage :	109
VIII.6	Calculer des pertes	111
VIII.6.1	Définition :	111
VIII.6.2	Les pertes instantanées :	112
VIII.6.2.1	Les Pertes par frottement :	112
VIII.6.2.2	Pertes dues au recul à l'ancrage :	113
VIII.6.2.3	Pertes par déformation instantanée du béton : (raccourcissement) :	114
VIII.6.3	Pertes différées :	114
VIII.6.3.1	Pertes par retrait :	114
VIII.6.3.2	Perte par fluage :	115
VIII.6.3.3	Perte par relaxation :	115
VIII.6.3.4	Les pertes totales :	116
VIII.7	VERIFICATIONS DES CONTRAINTES :	117
VIII.7.1	Vérification des contraintes normales :	117
VIII.7.2	Effort de précontrainte :	118
VIII.7.3	Vérifications des contraintes :	119
VIII.7.4	Vérification des contraintes tangentielles :	121
VIII.7.4.1	Vérification vis-à-vis de l'ELS :	121
VIII.7.4.2	Vérification vis-à-vis de l'ELU :	122
VIII.8	ARMATURES PASSIVES DES POUTRES :	123
VIII.8.1	Armatures des zones tendues :	123

VIII.8.2	Section minimale (armature de peau) :.....	124
VIII.8.3	Vérification de la flèche :	124
VIII.8.3.1	Contre flèche de construction	124
VIII.8.3.2	Flèche due au poids propre.....	124
VIII.8.3.3	La contre flèche de la précontrainte	125
VIII.8.4	Conclusion :.....	126
VIII.9	ETUDE DE L'HOURLDI	127
VIII.9.1	Définition.....	127
VIII.9.2	Géométrie de l'hourdis	127
VIII.9.3	Méthode de calcul.....	127
VIII.9.3.1	Modélisation et évaluation des efforts.....	128
VIII.10	Ferraillage de l'hourdis	129
VIII.10.1	Ferraillages nappe inférieure (mi- travée) :	130
VIII.10.1.1	Armature transversale :	130
VIII.10.1.2	Armature longitudinale de construction (sens des poutres) :	130
VIII.10.2	Ferraillages nappe supérieure (sur appui) :.....	130
VIII.10.2.1	Armature transversale :	130
VIII.10.2.2	Armature longitudinale de construction (sens des poutres) :	131

CHAPITRE IX

LES EQUIPEMENTS DU PONT

I.	INTRODUCTION :	130
II.	DIMENSIONNEMENT DES APPAREILS D'APPUIS :	130
II.1.	Choix de type d'appareil d'appui	130
II.2.	Evaluation des efforts verticaux appliqués sur les appareils d'appuis	131
II.3.	Détermination de la section :	131
II.4.	Evaluation des déplacements horizontaux :.....	132
II.4.1	Effet de la variation uniforme de la température :.....	132
II.4.2	Effet de déformations différées (retrait et fluage du béton) :.....	133
II.4.3	Effet de freinage :	133
II.5.	Hauteur nette d'élastomère :.....	134
II.6.	Dimensionnement des frettes :	134
II.7.	Calcul exacte des déplacements horizontaux :	135
II.7.1	Evaluation des raideurs statiques et dynamiques des appuis :	136

II.7.2	Evaluation des déplacements horizontaux :	136
II.8.	Vérifications du dimensionnement selon la norme NF EN 1337-3 :	137
II.8.1	Stabilité au flambement :	137
II.8.2	Traction dans les frettes :	137
II.8.3	Condition de non-glissement :	137
II.8.4	Limitation de distorsion :	138
II.8.4.1	Distorsion de l'appareil d'appui sous un effort normal ϵ_c :	139
II.8.4.2	Distorsion de l'appareil d'appui sous un effort horizontal ϵ_q :	139
II.8.4.3	Distorsion de l'appareil d'appui sous une rotation d'axe horizontal ϵ_α :	139
II.8.5	Stabilité en rotation :	140
II.9.	Effort dû au séisme :	141
II.10.	Effet du vent :	141
III.	LES DES D'APPUIS :	142
III.1.	Les dimensions du dé d'appuis :	142
III.2.	Ferraillage de dé d'appui:	142
III.2.1	Armatures de chaînage :	142
III.2.2	Armatures de profondeur:	143
III.2.3	Armatures de diffusion :	143
IV.	LES JOINTS DE CHAUSSEE :	143
IV.1.	Dimensionnement :	144

CHAPITRE X

ETUDE DE LA PILE

I.	INTRODUCTION :	145
II.	CONCEPTION ET PRE-DIMENTIONNEMENT DES ELEMENT DE LA PILE :	145
II.1.	Chevêtre :	145
II.2.	Les Futs :	145
II.3.	Semelle :	146
II.4.	Pieux :	146
III.	REPARTITION DES CHARGES SUR LA PILE :	147
III.1.	Réaction du au poids propre :	147
III.1.1	Poids du tablier :	147
III.1.2	Poids du chevêtre :	147
III.2.	Réactions dues aux surcharges :	147

III.2.1	La surcharge A (l) :	147
III.2.2	Système Bc :	147
III.2.3	Système Bt :	148
III.2.4	Convoi Mc120 :	148
III.2.5	Convoi D240 :	149
III.2.6	Surcharge trottoirs :	149
IV.	ETUDE ET FERRAILLAGE DE LA PILE :	151
IV.1.	Chevêtre :	151
IV.1.1	Etude et ferrailage du chevêtre à la flexion:	151
IV.1.2	Ferrailage :	152
IV.1.2.1	Armatures longitudinale :	152
IV.1.2.2	Armatures transversales :	154
IV.1.2.3	Espacement St :	154
IV.1.3	Etude du chevêtre a la torsion :	155
IV.1.3.1	En service :	155
IV.1.3.2	En construction :	155
IV.1.4	Ferrailage de chevêtre à la torsion :	156
IV.1.4.1	Contraintes tangentielles :	156
IV.1.4.2	Armatures longitudinales :	156
IV.1.4.3	Armatures transversales :	156
IV.1.4.4	Vérification des contraintes :	156
IV.2.	Etude du fut :	158
IV.2.1	Evaluation des charges :	158
IV.2.2	Vérification vis-à-vis du flambement :	159
IV.2.3	Ferrailage du fût :	160
IV.2.3.1	Armature longitudinale :	160
IV.2.3.2	Condition de non fragilité :	161
IV.2.3.3	Armatures transversales :	161
IV.3.	ETUDE DE LA SEMELLE :	161
IV.3.1	Evaluation des efforts à la base de la semelle :	161
IV.3.2	Ferrailage de la semelle :	163
IV.3.2.1	Armatures transversales inférieures :	163
IV.3.2.2	Armatures de répartition :	165

IV.3.2.3	Armatures longitudinales inférieures dans la semelle :	165
IV.3.3	Armatures de construction :	165
IV.3.3.1	Armatures transversales supérieures:.....	165
IV.3.3.2	Armatures longitudinales supérieures:.....	165
IV.3.4	Ferraillage transversal (calcul des cadres):	166
IV.3.5	Armatures latérales :.....	166
IV.4.	Les pieux :	166
IV.4.1	Ferraillage du pieu :.....	168
IV.4.1.1	Armature longitudinale :	168
IV.4.1.2	Armatures transversale :.....	168

CHAPITRE XI

ETUDE DE LA CULEE

I.	INTRODUCTION :.....	169
II.	PRE DIMENSIONNEMENT DES CULEES :.....	170
II.1.	Mur garde grève :.....	170
II.2.	Mur de front :.....	170
II.3.	Sommier d'appuis :.....	170
II.4.	La semelle :.....	171
II.5.	Mur en retour :	171
II.6.	Dalle de transition :.....	171
II.7.	Le corbeau :	171
III.	ÉVALUATION DES EFFORTS SOLLICITANT LA CULEE:	172
III.1.	Les vérification :.....	174
III.1.1	Vérification de la stabilité :	174
III.1.2.	Vérification de la stabilité vis-à-vis le renversement :.....	174
III.1.3.	Vérification de glissement :.....	174

CONCLUSION GENERALE	178
---------------------------	-----

BIBLIOGRAPHIE

ANNEXE

LISTE DES TABLEAUS :

CHAPITRE II PRESENTATION DU PROJET

Tableau II. 1: Emplacement des Forages	20
Tableau II. 2 : Résultats des essais SPT réalisés sur la Viaduc 14.....	21
Tableau II. 3 : Résultats des essais pressiométrique	21
Tableau II. 4 : Moyenne harmonique des Résultats Pressiométriques de SCP-14-C1 :	22
Tableau II. 5 : Moyenne harmonique des Résultats Pressiométriques de SCP14-P1 :	23
Tableau II. 6 : Moyenne harmonique des Résultats Pressiométriques de SCP14-P2 :	23
Tableau II. 7: Moyenne harmonique des Résultats Pressiométriques de SC-V14-VC02	24
Tableau II. 8. Catégories de classification des sites	24

CHAPITRE III : Conception générale de l'ouvrage

Tableau III. 1: Récapitulation du pré-dimensionnement de la variante 1.	27
Tableau III. 2 : Pré-dimensionnement des poutres métalliques selon CALGARO et SETRA.32	
Tableau III. 3 : Pré-dimensionnement des pièces de pont selon CALGARO :	32
Tableau III. 4 : Pré-dimensionnement de la dalle	36

CHAPITRE IV : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

Tableau IV. 1 : Type de béton selon élément.....	42
Tableau IV. 2 : Les contraintes à l'ELS	48
Tableau IV. 3 : récapitulatif des caractéristiques des armatures actives	49

CHAPITRE V : CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL

Tableau V. 1 : Caractéristiques de béton :	52
Tableau V. 2 : Estimation du poids dû aux CCP.....	53
Tableau V. 3 : Poids propre d'une poutre :	53
Tableau V. 4 . Poids du tablier poutres :	53
Tableau V. 5 .Les valeurs du gradient thermique sont spécifiées dans la norme Algérienne :54	
Tableau V. 6 . Classification des ponts (RPOA 2008) :	54
Tableau V. 7 . Coefficients d'accélération (RPOA 2008):	55
Tableau V. 8 . Coefficient a_1 pour la charge A(l):	56
Tableau V. 9. Valeurs de A(L) :	56
Tableau V. 10. Les valeurs de bC :	57
Tableau V. 11. Les valeurs de BC :	57
Tableau V. 12. Les valeurs de bt :	58
Tableau V. 13. Valeurs de Bt :	58
Tableau V. 14. Coefficients de majoration dynamique.....	60
Tableau V. 15. L'effort de freinage HFr(KN) de système A(l) :	61

CHAPITRE VI : EVALUATIONS DES EFFORTS LONGITUDINAUX

Tableau VI. 1 : Résultats des moments fléchissant due au poids propre	64
Tableau VI. 2 : Résultats des efforts tranchant due au poids propre	65
Tableau VI. 3 : Résultats des moments fléchissant due aux surcharges A(l).....	66
Tableau VI. 4 : Résultats des efforts tranchant due à la surcharge A(l).....	67
Tableau VI. 5 : Résultats des Moments fléchissant due à la charge Bc a 0.5L.....	69
Tableau VI. 6 : Résultats des Moments fléchissant due à la charge X=0.25L.....	70
Tableau VI. 7 : Résultats des efforts tranchant due à la surcharge Bc	71
Tableau VI. 8 : Résultats des efforts tranchant due à la surcharge Bc à 0.25L.....	72
Tableau VI. 9 : Résultats des moments fléchissent Max à 0.5L pour les deux cas de charge .	73
Tableau VI. 10 : Résultats des moments fléchissent à 0.25L pour les deux cas de charge.....	74
Tableau VI. 11 : Résultats de l'effort tranchant maximum pour les deux cas de charge.....	75
Tableau VI. 12 : Résultats de l'effort tranchant à 0.25L pour les deux cas de charge.....	75
Tableau VI. 13 : Récapitulatif des résultats précédant des Moments fléchissant	82
Tableau VI. 14 : Récapitulatif des résultats précédant des efforts tranchant.....	82

CHAPITRE VII : REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

Tableau VII. 1 : Valeurs de $K\alpha$ pour $\theta = 0,85$:.....	89
Tableau VII. 2 : Positions des poutres :	89
Tableau VII. 3 : Répartition $K\alpha$ pour chacune des 4 poutres :.....	90
Tableau VII. 4 : une voie chargée :	91
Tableau VII. 5 : Deux voies chargées :	91
Tableau VII. 6 : trois voies chargées :.....	91
Tableau VII. 7 : un camion disposé transversalement :	91
Tableau VII. 8 : deux camions disposés transversalement :.....	92
Tableau VII. 9 : trois camions disposés transversalement :	92
Tableau VII. 10 : un tandem disposé transversalement :	92
Tableau VII. 11 : deux tandems disposés transversalement :	92
Tableau VII. 12 : Cas d'une surcharge Br disposé transversalement :.....	93
Tableau VII. 13 : Cas d'un convoi militaire Mc120 disposé transversalement :	93
Tableau VII. 14 : Cas d'un convoi exceptionnel D240 disposé transversalement :.....	93
Tableau VII. 15 : Cas de charge sur trottoir :.....	93
Tableau VII. 16 : Les résultats des moments Maximum réels pour chaque poutre :	94
Tableau VII. 17 : Combinaisons de charge :	94
Tableau VII. 18 : Tableau des efforts tranchants réels à $x=0L$:	96
Tableau VII. 19 : Combinaisons de charge :	96
Tableau VII. 20 : Tableau des efforts tranchants réels à $x=0.25L$:	97
Tableau VII. 21 : Combinaisons de charge :	98

CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Tableau VIII 1 caractéristiques du câble de précontrainte choisi	104
Tableau VIII 2 caractéristique de la poutre	105
Tableau VIII 3 les résultats de robot 2014	105
Tableau VIII 4 AN. Nombre de câbles "n"	106
Tableau VIII 5 vérification des contraintes phase 1	107
Tableau VIII 6 vérification des contraintes phase 2	107
Tableau VIII 7 vérification des contraintes phase 3	107
Tableau VIII 8 vérification des contraintes phase 4	107
Tableau VIII 9 vérification des (σ_{sup} ; σ_{inf}) les 4 phases	107
Tableau VIII 10 disposition des câbles	109
Tableau VIII 11 information pour la détermination de l'angle de relevage	110
Tableau VIII 12 caractéristiques du tracé des câbles de précontrainte	111
Tableau VIII 13 pertes par frottement	113
Tableau VIII 14 valeurs de "d"	113
Tableau VIII 15 données utilisées pour le calcul du raccourcissement	114
Tableau VIII 16 application numérique pertes retrait	115
Tableau VIII 17 sections de vérification	117
Tableau VIII 18 caractéristiques de chaque section	117
Tableau VIII 19 les caractéristiques du tracé des câbles de précontrainte des poutres de chaque phase	118
Tableau VIII 20: Caractéristiques du tracé des câbles de précontrainte des poutres	118
Tableau VIII 21 les valeurs des contraintes admissibles	118
Tableau VIII 22: Vérification des contraintes normales pour les phases 1 et 2	119
Tableau VIII 23 Vérification des contraintes normales pour les phases 3 et 4	120

CHAPITRE IX LES EQUIPEMENTS DU PONT

Tableau IX. 1 Evaluation des réactions R(KN) pour un seul appareil d'appui d'une poutre.	131
Tableau IX. 2 Evaluation des efforts verticaux sur chaque appareil d'appui	132
Tableau IX. 3 Dimensionnement en plan des appareils d'appui	132
Tableau IX. 4 Evaluation des déplacements horizontaux maximaux (phase de Dimensionnement)	134
Tableau IX. 5 Dimensionnement de la hauteur nette d'élastomère	134
Tableau IX. 6 Dimensionnement des frettes :	135
Tableau IX. 7 Récapitulatif du dimensionnement retenu :	135
Tableau IX. 8 Evaluation des raideurs longitudinales statiques et dynamiques des appuis..	136
Tableau IX. 9 Evaluation exacte des déplacements horizontaux	136
Tableau IX. 10 Vérification de la stabilité au flambement des appareils d'appui	137

Tableau IX. 11 Vérification de la traction dans les frettes métalliques	137
Tableau IX. 12 Vérification de la condition de non glissement.....	138
Tableau IX. 13 Vérification de la déformation des appareils d'appui.....	140
Tableau IX. 14 Vérification de la Stabilité en rotation :	141

CHAPITRE X ETUDE DE LA PILE

Tableau X. 1 : Dimensions adopté pour le chevêtre.....	145
Tableau X. 2 : Récapitulatif des résultats précédent :	150
Tableau X. 3 : résultats des combinaisons de charges :	150
Tableau X. 4 : Efforts V(t) et H(t) et M due au charges dans le cas statique :.....	158
Tableau X. 5 : Efforts V(t) et H(t) et M due au charges dans le cas sismique :	158
Tableau X. 6 : Combinaison de charges.....	159
Tableau X. 7 : Combinaison en condition normale et sismique pour chaque fut	159
Tableau X. 8 : Les efforts à la base de la semelle	162
Tableau X. 9 ;Les efforts à la base de la semelle dans le cas sismique.....	162
Tableau X. 10 : Combinaison de charges a la base de la semelle	163
Tableau X. 11 : L'effort normal qui revient à chaque pieu	164
Tableau X. 12 : Résultats du calcul des sections d'armature	164

CHAPITRE XI : ETUDE DE LA CULEE

Tableau XI. 1 Tableau récapitulatif des efforts	173
Tableau XI. 2 : vérification du tiers central.....	174
Tableau XI. 3 : Récapitulatif de de ferrailage des éléments de la culée	174
Tableau XI. 4 : L'effort normal qui revient à chaque pieu	175
Tableau XI. 5 : Résultats du calcul des sections d'armature.....	175

LISTE DES FIGURES :

CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES APPAREILS D'APPUI

Figure I. 1 : Articulation-Mesnager.....	4
Figure I. 2 : Articulation- Considere.	5
Figure I. 3 : Articulation-Freyssinet.....	5
Figure I. 4 : Articulations-Caquot	5
Figure I. 5 : Articulations-Caquot & Freyssinet.....	6
Figure I. 6 : Balancier à contact linéaire.	6
Figure I. 7 : Balancier à rotule axiale	6
Figure I. 8 : Balancier à calotte sphérique.....	7
Figure I. 9: Appareil d'appui métallique à rouleau simple.....	7
Figure I. 10 : Bielle	7
Figure I. 11 : Appareil d'appui Type B et C.	8
Figure I. 12 : Appareil d'appui type E	8
Figure I. 13: Les parties constitutives d'un appareil d'appui en élastomère fretté.....	9
Figure I. 14 : Les parties constitutives d'un appareil d'appui à pot.	10
Figure I. 15 : Plaque de glissement et guidage central.....	10
Figure I. 16 : Plaque de glissement, sans guidage.....	10
Figure I. 17 : Plaque de glissement et guidage latéral.....	10

CHAPITRE II PRESENTATION DU PROJET

Figure II. 1:Situation de la wilaya de Tizi-Ouzou.....	13
Figure II. 2 : Situation du Viaduc 14.....	14
Figure II. 3 : Le tracé en plan de l'ouvrage sur une carte d'état-major.....	16
Figure II. 4 : Zonage sismique de l'Algérie	19
Figure II. 5 : emplacements des sondages.....	20
Figure II. 6 : Caractéristiques géotechniques (RPOA, 2008).....	22

CHAPITRE III : Conception générale de l'ouvrage

Figure III. 1 : Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontraint.....	27
Figure III. 2 : Notation des dimensions.....	28
Figure III. 3 : coupe transversale de la poutre.....	28
Figure III. 4 : coupe transversale du tablier	28
Figure III. 5 : Pont mixte a pièces de pont	30
Figure III. 6 : Profil en travers d'un bipoutre à pièces de pont.....	31
Figure III. 7 : Section de la dalle	36
Figure III. 8 : Moment maximal de la variante N°01.....	40

CHAPITRE IV : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

Figure IV. 1 : Classes d'expositions.....	43
Figure IV. 2 : Expositions courantes	43
Figure IV. 3 : Expositions particulières	44
Figure IV. 4 : Caractérisation de la fluidité.....	44
Figure IV. 5 : Diagramme parabole rectangle du béton	45
Figure IV. 6 : Diagramme contrainte déformation.....	48
Figure IV. 7 : diagramme contrainte-déformation	50

CHAPITRE V : CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL

Figure V. 1 : Limitation des contraintes des sections en B.P.....	52
Figure V. 2 : La largeur roulable	55
Figure V. 3 : Système de chargement BC	56
Figure V. 4 : : Système de chargement Bt.....	57
Figure V. 5 : Système de chargement Br.....	58
Figure V. 6 : Convoi de charge Mc 120	59
Figure V. 7 : Convoi exceptionnel D240	60

CHAPITRE VI : EVALUATIONS DES EFFORTS LONGITUDINAUX

Figure VI. 1: Moment fléchissant max due au poids propre	64
Figure VI. 2 : Moment fléchissant 0.25L due au poids propre	64
Figure VI. 3 Effort tranchant due aux poids propre a 0.25L	65
Figure VI. 4 Moment fléchissant due à la charge A(1) a 0.25L.....	66
Figure VI. 5 Effort tranchant due à la charge A(1) a 0.25L.....	66
Figure VI. 6 Ligne d'influence pour le calcul du moment Bc 1ere cas	67
Figure VI. 7 Ligne d'influence pour le calcul du moment Bc 2eme cas.....	68
Figure VI. 8 Ligne d'influence pour le calcul du moment Bc a 0.25L	69
Figure VI. 9 : Ligne d'influence pour le calcul de l'effort tranchant.....	70
Figure VI. 10 Effort tranchant due à la charge Bc a 0.25L	71
Figure VI. 11 Ligne d'influence pour le calcul du moment Max Bt.....	73
Figure VI. 12 Ligne d'influence pour le calcul du moment Bt	73
Figure VI. 13 Effort tranchant due aux surcharges Bt	74
Figure VI. 14 Effort tranchant due à la charge Bt à 0.25L.....	75
Figure VI. 15Schéma statique de la charge Br a 0.5L.....	75
Figure VI. 16 Schéma statique de la charge Br a 0.25L.....	76
Figure VI. 17 Schéma statique du convoi militaire Mc120 a $X=L/2$	77
Figure VI. 18 Schéma statique du convoi militaire Mc120 a $X=0.25L$	77
Figure VI. 19 Schéma statique du convoi militaire Mc120	78
Figure VI. 20 Effort tranchant due au convoi militaire Mc120 a 0.25L	78
Figure VI. 21 Schéma statique du convoi exceptionnel D240 a $X=0.5L$	79
Figure VI. 22 Schéma statique du convoi exceptionnel D240 a $X = 0.25L$	79

Figure VI . 23 Effort tranchant due au convoi exceptionnel D240 a $X = 0$	79
Figure VI . 24 Effort tranchant due au convoi exceptionnel D240 a $X = 0.25L$	80
Figure VI . 25 Schéma statique de la charge du trottoir.....	80
Figure VI . 26 Schéma statique de la charge du trottoir.....	81
Figure VI . 27 Effort tranchant due au convoi exceptionnel D240 a $X = 0.25L$	81

CHAPITRE VII : REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

Figure VII. 1 : la section équivalente	87
Figure VII. 2 Disposition transversale des poutres	89
Figure VII. 3 Les lignes d'influences de chaque poutre.....	90

CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Figure VIII 1 normes de dispositions des câbles.....	107
Figure VIII 2 disposition des gaines section médiane.....	107
Figure VIII 3 disposition des gaines section d'about.....	107
Figure VIII 4 Rayon de courbure	108
Figure VIII 5 L'angle de déviation "beta"	108
Figure VIII 6 tracé about de poutre et angles de disposition	110
Figure VIII 7 pertes par frottement	111
Figure VIII 8 les valeurs moyenne des coefficients	111
Figure VIII 9 détermination du ϵ_r	113
Figure VIII 10 sections de vérification.....	116
Figure VIII 11: diagramme des contraintes à mi- travée	122
Figure VIII 12: La contre-flèche de la poutre seule avant le coulage de la dalle (G_{poutre}).....	123
Figure VIII 13: La contre-flèche de la poutre seule avant le coulage de la dalle et mise tension de câble.....	123
Figure VIII 14: La flèche maximale du tablier en service ($G + D240 + P$).	124
Figure VIII 15: interface robot expert	126
Figure VIII 16 Les moments max à l'ELS sont obtenus sous la combinaison d'action suivante $G + 1,2 BT2V$ robot 2014	127
Figure VIII 17: résultats de robot expert.....	127
Figure 18 Ferrailage de l'hourdis (les deux nappes).....	128

CHAPITRE IX LES EQUIPEMENTS DU PONT

Figure IX. 1 Définition géométrique d'un appareil d'appui.	131
Figure IX. 2 Distorsion de l'appareil d'appui sous un effort normal.	139
Figure IX. 3 Distorsion de l'appareil d'appui sous un effort horizontal	139
Figure IX. 4 Distorsion de l'appareil d'appui sous un moment d'axe horizontal.....	140

CHAPITRE X ETUDE DE LA PILE

Figure X. 1 Coupes transversal et longitudinale de la pile.....	146
Figure X. 2 Diagramme de moment a ELS	151
Figure X. 3 Diagramme de l'effort tranchant a ELS	151
Figure X. 4 Diagramme de moment a ELU	151
Figure X. 5 Diagramme de l'effort tranchant a ELU	152
Figure X. 6 Armatures du chevrete de dimension (2.1 x 1.65) m ²	157
Figure X. 7 efforts en tete de pieu	166

CHAPITRE XI : ETUDE DE LA CULEE

Figure XI. 1 Morphologie culée rembla.....	172
--	-----

INTRODUCTION GENERALE :

L'autoroute Est-Ouest étant la veine principale du nord algérien, contribue pleinement au développement économique, financier et social des wilayas constituant cette région, parmi les wilayas qui bénéficie de ce qu'offre cette infrastructure, on a la wilaya de Tizi-Ouzou.

Chaque wilaya relit ça propre pénétrante afin d'être connecté à cette autoroute.

La pénétrante de Tizi-Ouzou fait partie des projets de pénétrantes autoroutières, elle a été annoncée en 2006. Elle doit relier l'autoroute est-ouest depuis la sortie n°28 dans la commune de Djebahia à la ville de Tizi-Ouzou à travers le massif du Djurdjura.

Cette autoroute longue de 48 km traverse les wilayas de Bouira et de Tizi-Ouzou avec un profil de 2*3 voies, 21 viaducs et deux tunnels de 950 m et 710 m traversant respectivement les communes de Draa el Mizan et ait Yahia Moussa. Cette pénétrante compte aussi 25 km de routes secondaires, 7 échangeurs, 37 ouvrages d'arts (dont 21 viaduc).

Les études ont été réalisées par le bureau d'étude algérien SAETI

Le projet a été déclaré d'utilité publique par décret exclusif en Avril 2010.

Il a été attribué de grés a grés au groupement Algéro-Turc composé de OZGUN, Nurol et ENGOA en avril 2013.

L'objet de notre étude serra le viaduc n°14 (qu'on appellera le V14).

CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES APPAREILS D'APPUIS

I INTRODUCTION

Les ponts ne sont pas des structures statiques. Ils sont en continuel mouvement (allongements, contractions, rotations, mouvements induits par le sol, etc. . .) .Pour permettre ces mouvements, on les équipe habituellement de dispositifs appelés appareils d'appui qui sont mis en place entre la structure et les appuis.

Un appareil d'appui de pont est un élément de l'ouvrage placé entre le tablier et les appuis, dont le rôle est de transmettre les actions verticales dues à la charge permanente et aux charges d'exploitation routières et ferroviaires, et de permettre des mouvements de rotation ou de translation.

II HISTORIQUE

Les premiers appareils d'appuis en béton sont les articulations Ménager introduites en 1907 mais qui sont très rapidement supplantées par les articulations Freyssinet formées par une section rétrécie de béton, traversée par des armatures passives de type goujons, de nouvelles articulations dites de type Caquot apparaissent en 1928.

L'utilisation du caoutchouc fretté (matériau dénommé également élastomère) a été utilisé au début des années 1950 et qui constitue une évolution majeure, d'abord constitués de simple couches de caoutchouc et de grillages, en 1956 apparition de l'adhérence par vulcanisation, Plus tard dans les années 1990 sont utilisés des appuis en élastomère enrobé.

Les appareils à pot sont constitués d'une base métallique en forme de pot cylindrique dans laquelle est enfermé un coussin en caoutchouc, qui est apparu au début des années 1960. Une plaque de glissement, généralement en PTFE (polytétrafluoroéthylène), peut être insérée dans la partie supérieure pour permettre les glissements.

III FONCTIONS DES APPAREILS D'APPUI

Un appareil d'appui est une partie de l'ouvrage, qui joue un grand rôle dans le fonctionnement de la structure en assurant la transmission des efforts du tablier aux appuis.

La surveillance et l'entretien des appareils d'appui nécessitent donc de connaître le principe du fonctionnement de l'ouvrage, celui-ci doit figurer dans son document signalétique et qui peut être consulté avant toute opération de surveillance des appareils d'appui.

Afin de bien analyser le fonctionnement d'une structure, il est primordial de bien connaître le schéma théorique des possibilités de ses appareils d'appui et ensuite de s'assurer de la fonctionnalité de ces appareils.

III.1. Les fonctions habituelles

III.1.1 Transmission des forces verticales

Un appareil d'appui permet de transmettre les actions verticales dues à la charge permanente et aux charges d'exploitation, routières et ferroviaires.

III.1.2 Rotation

- Dans une direction avec ou sans transmission de moments.

- Dans toutes les directions avec ou sans transmission de moments.

III.1.3 Déplacements

- fixes avec transmission des forces horizontales (déplacement nul).

- Unidirectionnels avec transmission des efforts perpendiculaires au sens privilégié de déplacement, ainsi que des efforts dus à la distorsion ou au frottement induits par le déplacement et la variation d'excentrement sur l'appui ou/et le tablier.

- Multidirectionnels avec transmission des efforts dus à la distorsion ou au frottement et des variations d'excentrement.

III.2. Les fonctions optionnelles

III.2.1 Guidage

Lorsqu'il est souhaitable que l'ouvrage se translate sur ses appuis avec un jeu transversal minime (quelques mm) on fait appel à un dispositif de guidage intégré à l'appareil ou indépendant. Les exemples les plus connus sont les dents ou des rainures de guidage des appareils d'appuis métalliques, ainsi que les clavettes ou des plaques de glissement guident des appareils d'appui à pot unidirectionnel. Les ouvrages courbes possèdent souvent des dispositifs de guidage intégrés à l'appareil ou constitués d'appareils spécifiques.

III.2.2 Anti-soulèvement

Cette fonction est recherchée dès qu'une réaction sur un appareil risque d'être négative et d'entraîner un déplacement de la structure. C'est le cas des travées de rive de faible portée d'ouvrages hyperstatiques, de nombreux ponts suspendus, etc.

III.3. Les dispositifs complémentaires

III.3.1 Anti-cheminement

Ce sont des dispositifs qui empêchent le déplacement des appareils lorsque ceux-ci ne sont pas assez chargés. Par exemple, ces dispositifs sont nécessaires notamment sur les appareils en caoutchouc fretté d'une travée de rive courte par rapport à sa travée adjacente dans un système de travées continues, ouvrages très biais, dalle large, etc.

III.3.2 Butée

Ce sont des dispositifs qui limitent les déplacements sur appui à une valeur donnée, ils trouvent généralement leur utilisation pour faire face à des situations exceptionnelles telles que les mouvements sismiques, les inondations nécessitant une retenue du tablier et les chocs de bateaux. La butée est en général indépendante de l'appareil d'appui porteur.

III.3.3 Amortissement

On utilise parfois les capacités des appareils d'appui en caoutchouc surtout pour des risques sismiques.

Les fonctions butées et amortissement peuvent également être exercées par d'autres éléments que les appareils d'appui.

IV Description des différents types d'appareils d'appui

IV.1. Appareils d'appui en béton

IV.1.1 Les articulations Mesnager

Ce type d'articulation se compose de barres d'acier qui se croisent en X dans une section rétrécie de béton ménagée entre les pièces à articuler. Les barres sont disposées alternativement dans l'une ou l'autre direction et sont concourantes sur une même droite : l'axe de l'articulation.

La résistance est demandée exclusivement aux barres croisées, à l'exclusion du noyau de béton de la section rétrécie, qui n'a qu'un rôle de protection des armatures.

Le fonctionnement de l'articulation entraîne une fissuration du noyau et les aciers sont donc mal protégés de la corrosion.

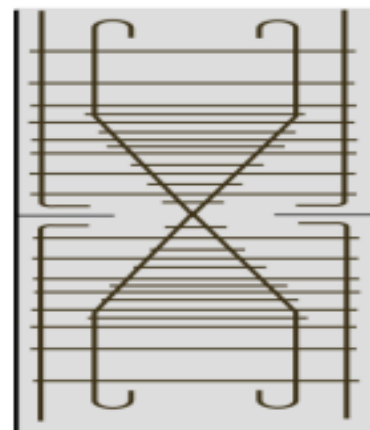


Figure I. 1 : Articulation-Mesnager

IV.1.2 Les articulations Considere

Ce sont des articulations provisoires qui se composent d'un élément de béton fretté, réduit à un noyau.

La présence d'armatures en attente permet ensuite d'enrober l'articulation et de reconstituer la section du poteau.

De ce fait, elles sont difficilement identifiables.

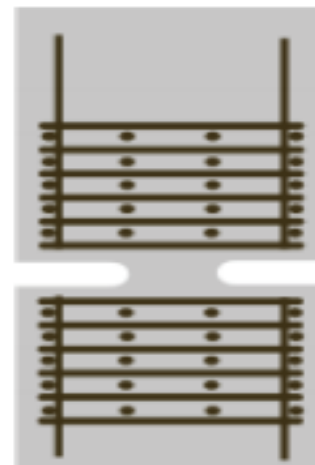


Figure I. 2 : Articulation- Considere.

IV.1.3 Les articulations Freyssinet

Les articulations Freyssinet ou à sections rétrécies de béton, elles possèdent ou ne possèdent pas d'aciers traversant (goujons) selon l'intensité des efforts horizontaux.

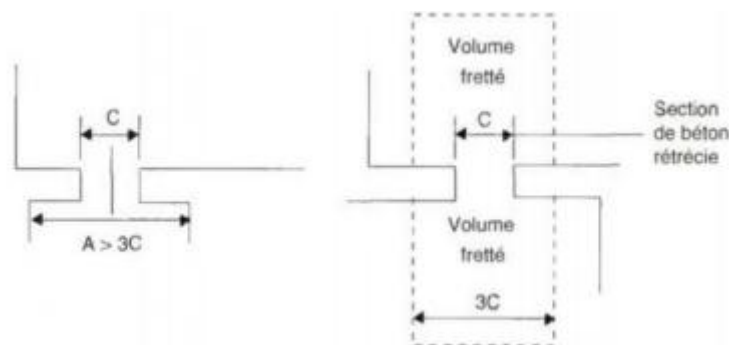


Figure I. 3 : Articulation-Freyssinet.

IV.1.4 Les articulations Caquot

A roulement de cylindre ou de sphère sur un plan ou un cylindre, dite articulation roulante.

Elles remplissent le rôle d'appareil d'appui fixe.

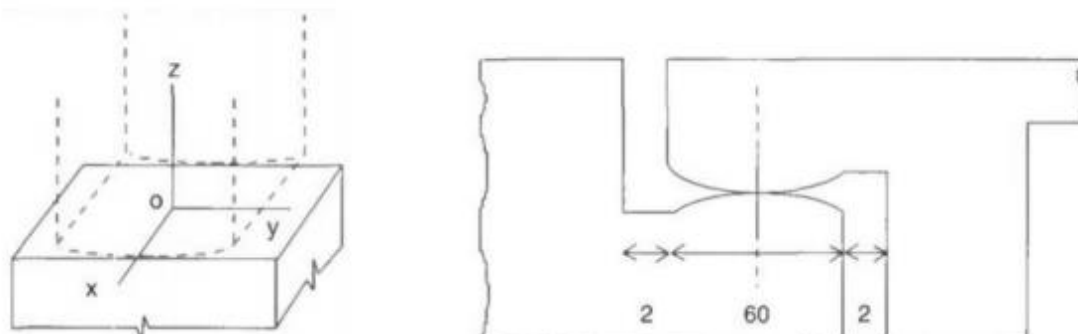


Figure I. 4 : Articulations-Caquot

IV.1.5 Les articulations doubles

Les articulations Caquot ou Freyssinet sont parfois dédoublées pour ajouter une capacité de translation à leur capacité normale de rotation.

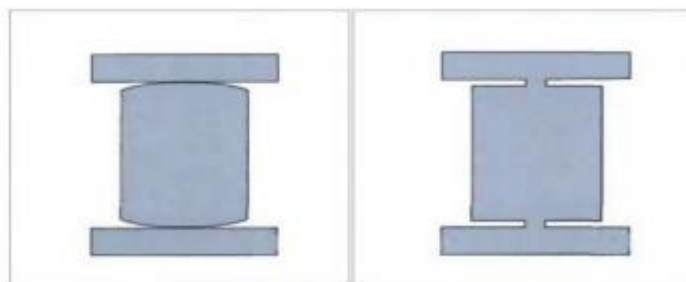


Figure I. 5 : Articulations-Caquot & Freyssinet

IV.2. Appareils d'appuis métalliques

IV.2.1 Appareils à plaques métalliques

Ce sont les dispositifs les plus simples et les plus anciens. On les rencontre sur des ouvrages anciens avec des longueurs dilatables dépassant rarement 20 m et des descentes de charge réparties sur un assez grand nombre de points.

IV.2.2 Appareils à balanciers

Ce type d'appareil d'appui comprend plusieurs pièces dont une présente en surface courbe, cylindrique ou sphérique, nommée balancier, sur laquelle peut rouler un autre élément plan ou courbe.

➤ Balanciers à contact linéaire

Ils sont composés d'une surface cylindre roulant sur une surface plane et permettent la rotation dans une direction et assurent la fonction d'appui fixe.

Le guidage est assuré par des goujons ou des dents.

➤ Appareil d'appui à balancier à rotule axiale

Ils jouent le rôle d'appareil d'appui fixe. En général, ils comportent un guidage qui empêche un cheminement de l'axe. On les rencontre conjugués avec un plan de glissement constitué de rouleaux multiples pour assurer en plus la fonction de déplacement longitudinal.

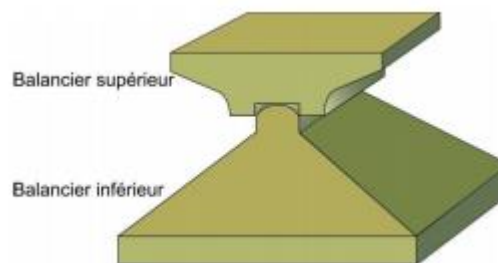


Figure I. 6 : Balancier à contact linéaire.

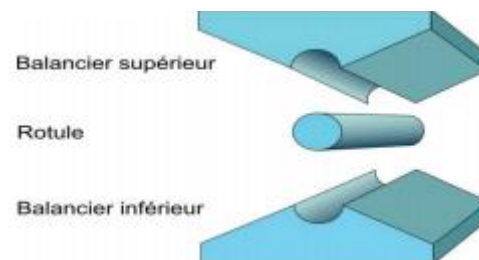


Figure I. 7 : Balancier à rotule axiale

➤ Balanciers à contact ponctuel

Il s'agit de petits appareils d'appui composés d'une surface sphérique convexe sur laquelle se déplace sans glisser, une surface plane ou une surface sphérique concave à grand rayon. Ils permettent les rotations dans toutes les directions, tout en jouant le rôle d'appui fixe.

Appareils d'appui sphériques et cylindres

Les calottes sphériques sont une variante des appareils précédents. La surface de contact est sphérique, les balanciers supérieurs et inférieurs ayant le même rayon. Il existe des calottes cylindriques variantes des balanciers à rotule axiale.

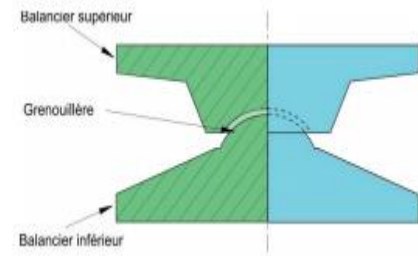


Figure I. 8 : Balancier à calotte sphérique.

Elles sont aussi appelées genouillères.

IV.2.3 Appareils à rouleaux

Ils assurent à la fois le déplacement longitudinal et la rotation d'axe transversal dû à la flexion du tablier. Il existe plusieurs types de dispositifs : rouleau simple, rouleau simple tronqué (ou galet), rouleau à côtés aplatis (ou pendule), rouleaux multiples.



Figure I. 9: Appareil d'appui métallique à rouleau simple.

IV.2.4 Les bielles

Les bielles permettent une double articulation. Elles sont donc généralement utilisées à la jonction de deux éléments dont les mouvements sont indépendants. On peut en trouver sur les ponts suspendus, les cantilevers, etc.

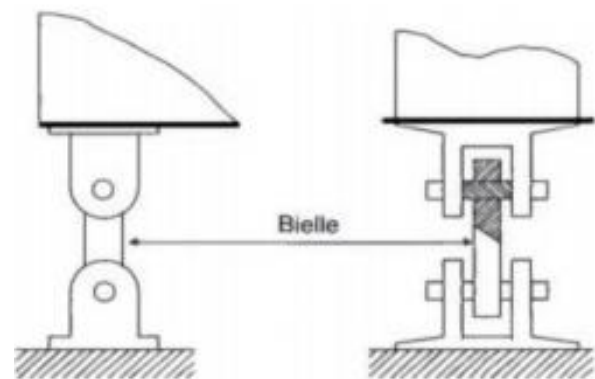


Figure I. 10 : Bielle

De par leur conception, les désordres éventuels sont à rechercher au niveau des surfaces de contact (axes, etc.), ovalisation par usure, jeu anormal, blocage par corrosion, déplacement. En cas de

IV.3. Appareils d'appui en caoutchouc fretté

Un appareil d'appui en élastomère fretté est un "bloc d'élastomère vulcanisé, renforcé intérieurement par une ou plusieurs frettes en acier, collées chimiquement (adhération) pendant la vulcanisation. L'élastomère est un matériau macromoléculaire qui reprend approximativement sa forme et ses dimensions initiales après avoir subi une importante déformation sous l'effet d'une faible variation de contrainte".

IV.3.1 Typologie des appareils actuels

Selon la norme française NF EN 1337-3 on a six types d'appareils d'appui :

Type A : appareil d'appui à une seule frette enrobée.

Type B : appareil d'appui comportant au moins deux frettes (ici cinq) et entièrement enrobé.

Type C : appareil d'appui comportant des plaques métalliques extérieures.

Type D : appareil d'appui glissant comportant en surface une feuille de PTFE (polytétrafluoroéthylène).

Type E : appareil d'appui glissant comportant en surface une plaque métallique en contact avec la feuille de PTFE.

Type F : Appareil d'appui non fretté et en bande

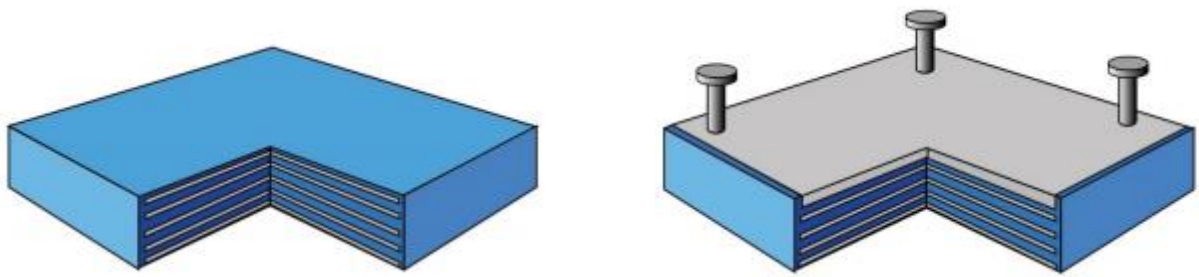


Figure I. 11 : Appareil d'appui Type B et C.

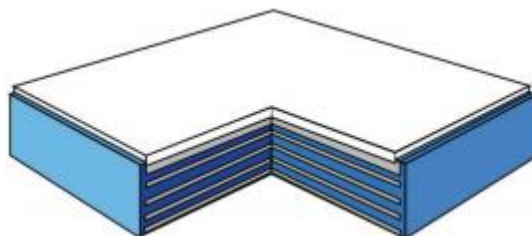


Figure I. 12 : Appareil d'appui type E

IV.3.2 Parties constitutives

Les différentes parties constitutives d'un appareil d'appui en élastomère fretté sont définies sur la figure ci-dessous :

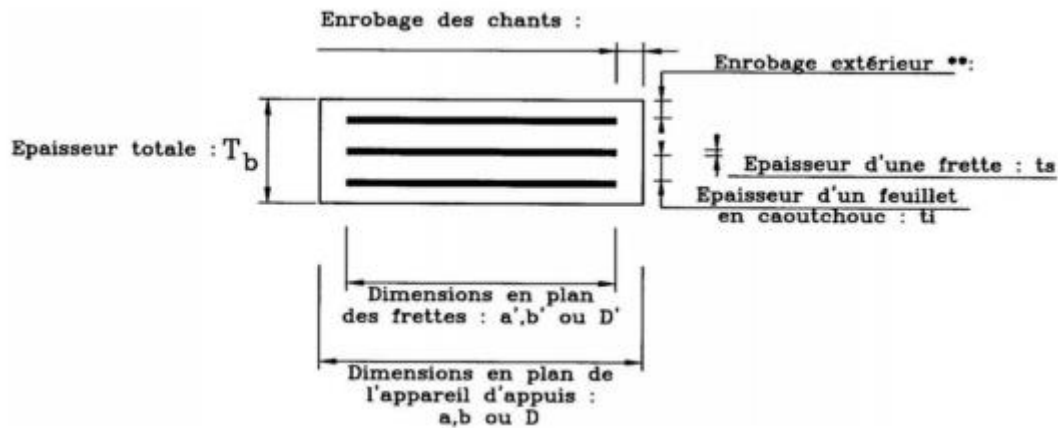


Figure I. 13: Les parties constitutives d'un appareil d'appui en élastomère fretté.

➤ Le caoutchouc

Le caoutchouc entrant dans la composition des appareils d'appui peut être naturel, d'origine végétale, de latex, et qui sont des polymères de l'isoprène (polyisoprène ou NR pour "Natural Rubber" dans la norme), ou synthétique dans ce cas, le composé est le plus souvent un polymère du chloroprène (polychloroprène ou CR pour "Chloroprène Rubber" dans la norme).

➤ Les frettes en acier

Elles sont systématiquement en acier S 235 ou d'un acier présentant un allongement minimal à la rupture équivalent, l'épaisseur des frettes ne pourra en aucun cas être inférieure à 2 mm.

IV.4. Appareils d'appui à pot

Un appareil d'appui à pot a un coussin cylindrique d'élastomère enfermé dans un pot et qui reçoit la charge par l'intermédiaire d'un piston formant couvercle du pot. L'élastomère ne peut se déformer qu'à un volume constant ce qui lui permet de transmettre des charges élevées et d'autoriser les rotations imposées par la structure.

IV.5. Parties constitutives

Un appareil d'appui à pot comprend :

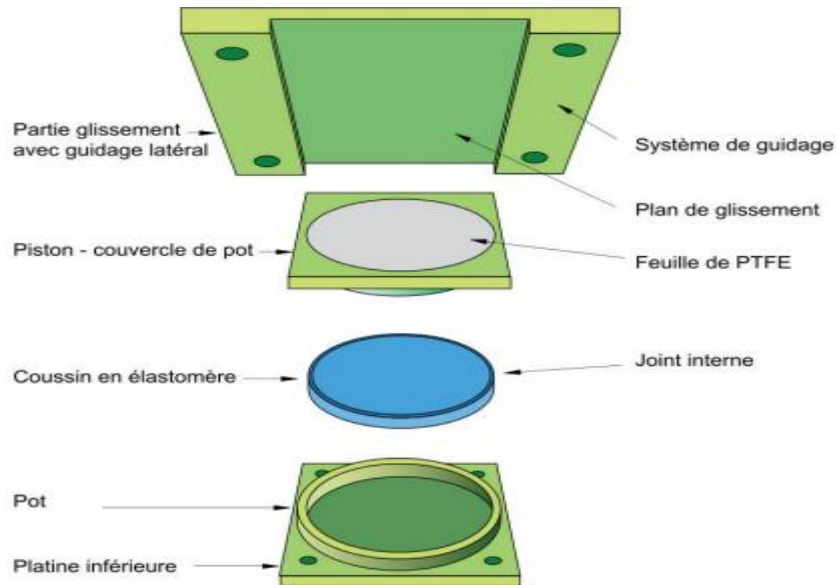


Figure I. 14 : Les parties constitutives d'un appareil d'appui à pot.

IV.6. Typologie des appareils à pot

Les appareils se différencient essentiellement par leur type de guidage qui peut être central ou latéral.

- β Le guidage central peut être obtenu par une clavette centrale fixée au piston par boulons à serrage ou par soudage, ou bien par usinage de la plaque de glissement et engravure dans le piston.
- β Le guidage latéral peut être obtenu par des plaques latérales boulonnées, soudées ou usinées dans la masse.

On distingue 3 types :

- avec plaque de glissement, sans guidage (multidirectionnel).



Figure I. 15 : Plaque de glissement et guidage central



Figure I. 16 : Plaque de glissement, sans guidage.



Figure I. 17 : Plaque de glissement et guidage latéral.

IV.7. Appuis parasismiques

Les appuis parasismiques ou les isolateurs parasismiques sont des dispositifs permettant une isolation partielle entre la fondation et la superstructure. Ils ne laissent passer que des efforts déterminés par leurs propres caractéristiques. Ils doivent permettre des déplacements horizontaux importants grâce à leur faible rigidité horizontale devant celle de la structure. Par ailleurs, ils présentent une grande rigidité verticale avec une capacité de supporter les charges gravitaires de la structure pendant et hors séisme. La structure qui repose sur des appuis parasismiques s'appelle une structure isolée.

IV.7.1 Les différents types d'appuis parasismiques

Ils existent plusieurs types d'appuis parasismiques. Selon leur mode de fonctionnement, ils peuvent être classés en plusieurs catégories :

- Appuis à déformation.
- Appuis à glissement.
- Appuis à déformation et glissement.
- Appuis à roulement.

Les appuis à déformation

Ces appuis sont réalisés en élastomère fretté (couches alternées d'élastomère, caoutchouc naturel ou élastomère synthétique (néoprène) et de plaques métalliques (frettes) analogues aux appuis couramment utilisés pour les ponts (appareils d'appuis).

Les appuis à glissement

Le système d'appuis à glissement le plus simple est composé de plaques solidaires à la superstructure et d'autres plaques fixées aux fondations et leur interface constitue le plan de glissement.

Les appuis à déformation et glissement

Ces isolateurs sont constitués de plaques concentriques qui sont en contact de frottement l'une par rapport à l'autre et reliées par un ou plusieurs noyaux en caoutchouc dont le rôle est de distribuer le glissement sur la hauteur de l'isolateur.

Les appuis à roulement

Pour permettre des mouvements dans deux directions, on utilise des billes sphériques ou deux couches orthogonales de rouleaux cylindriques. Ces systèmes d'appuis peuvent être complétés par un dispositif de blocage vis-à-vis de l'action du vent ainsi que des amortisseurs parasismiques peuvent être prévus afin de limiter les déplacements.

V CONCLUSION

Le choix du type d'appareil d'appui dépend de nombreux facteurs : descente de charge, rotation maximale, déplacements horizontaux, durabilité, coût, le type d'ouvrage, son environnement et ses dispositions constructives. C'est pourquoi il est délicat de pouvoir préciser le domaine d'emploi respectif d'une technique par rapport à une autre.

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, les raisons conduisant au choix de l'un ou de l'autre type d'appareil sont assez évidentes, la question est plus délicate à la frontière commune.

VI Bibliographie

Document SETRA, (1979) « Instruction Technique Pour La Surveillance Et L'entretien Des Ouvrages D'art ». Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (France).

Document SETRA, (juillet 2007) « Guide technique Appareils d'appui en élastomère fretté ». Service d'études techniques des routes et autoroutes.

Document SETRA, (juillet 2007) « Guide technique Appareils d'appui à pot ». Service d'études techniques des routes et autoroutes.

CHAPITRE II

PRESENTATION DU PROJET

I. INTRODUCTION :

Dans un domaine tel que les travaux public, avant d'entamer toute conception ou tout calcul mathématique, il est nécessaire de récolter un maximum de données sur le projet a concevoir, au tant les données lier au site d'implantation (relief, données géotechniques, données géologiques,...) que les données lier à la zone ou la région telles que (le climat, la sismicité, le vent,...). Ce chapitre fera l'objet de cette récolte.

II. La situation géographique de la wilaya :

La wilaya de Tizi-Ouzou est une wilaya Algérienne située dans la région de la Kabylie en plein cœur du massif du Djurdjura. La wilaya de Tizi-Ouzou est située au Nord de l'Algérie, dans la région de la Kabylie, elle est délimitée à l'ouest par la wilaya de Boumerdès; au sud par la wilaya de Bouira; à l'est par la wilaya de Bejaïa; au nord par la mer Méditerranée.

Le réseau hydrographique renferme deux grands bassins versants à savoir le bassin de l'OuedSebaou et le bassin côtier.

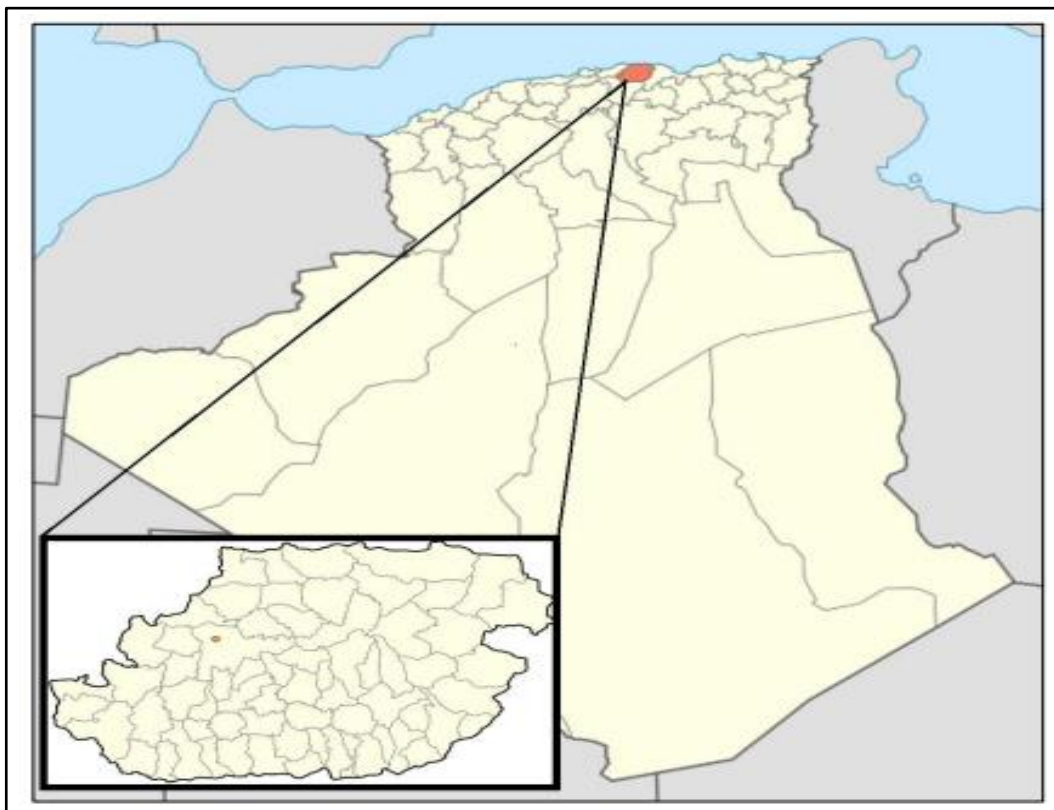


Figure II. 1:Situation de la wilaya de Tizi-Ouzou

II.1. Situation du Projet :

Le viaduc se trouve entre les kilomètres 24+340 à 24+430 de l'itinéraire.

Le V14 commence à PK: 24+340 en cote de 254.461 m. La ligne d'environ 90 m s'achève à PK: 24+430 en cote de ~253.419 m.

L'ouvrage d'art 14 (GAUCHE) est un pont situé à peu près au PK: 24+315.710 où l'autoroute traverse un oued.

L'ouvrage d'art 14 (DROITE) est un pont situé à peu près au PK: 24+346.451 où l'autoroute traverse un oued.



Figure II. 2 : Situation du Viaduc 14

II.1. Composantes de la pénétrante :

Cette autoroute longue de 48 km traverse les wilayas de Bouira et de Tizi-Ouzou avec un profil de 2*3 voies, 21 viaducs et deux tunnels de 950 m et 710 m traversant respectivement les communes de Draa el Mizan et ait Yahia Moussa. Cette pénétrante compte aussi 25 km de routes secondaires, 7 échangeurs, 37 ouvrages d'arts (dont 21 viaduc).

II.2. Objectif du projet :

Le viaduc n°14 quant à lui permet le franchissement d'un oued coupant l'itinéraire de cette dernière au environ de PK 24+340, ainsi, et avec les 21 autre viaducs et deux tunnels, permettre de joindre la ville de Tizi-Ouzou à l'autoroute est-ouest.

En plus de ce but bien précis, le V14 répond à tous les objectifs de la pénétrante dont il fait partie, et on peut citer :

- Relier Tizi-Ouzou à l'Autoroute Est-Ouest.
- Aménager de manière rationnelle et équilibré le territoire.
- Assurer une bonne fluidité du trafic.
- Répondre aux besoins en matière de transport.
- Assurer un gain en terme de temps, apporté de la sécurité et du confort pour les usagers.
- Créer un nouvel espace socio-économique rentable.

III. LES DONNEES DU PROJET :

III.1. Les données fonctionnelles :

III.1.1 Tracé en plan :

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

Le viaduc N°14 permet le franchissement sur une ligne droite d'un oued pour une portée totale d'environ 90 mètre, est composé de deux ouvrages distincts parallèles (ponts jumeaux de chaussées unidirectionnels), l'objet de notre travail étant la conception et l'étude de ces deux ouvrages.

La protection des axes de chaussées de ces deux derniers sur un plan nous donne deux lignes droites de longueur exacte de 87.94 mètres pour l'ouvrage gauche et 87.20 mètres pour l'ouvrage droite.

La Figure suivante illustre le tracé en plan de l'ouvrage projeté.

III.1.2 Profil en long :

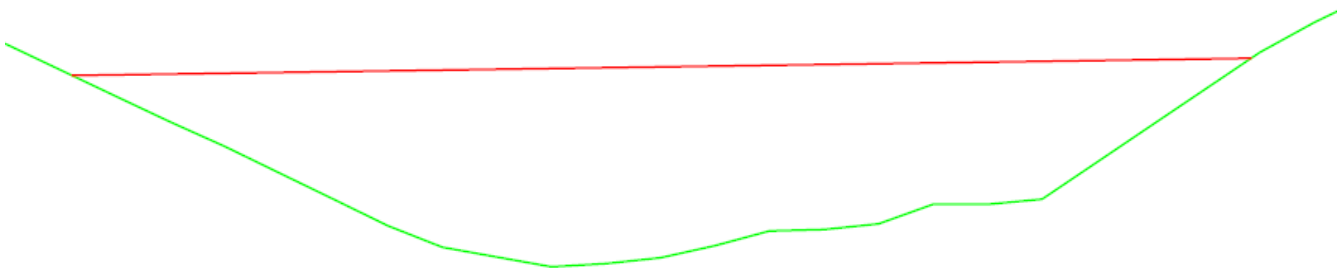
Le profil en long est la ligne située sur l'extrados de l'ouvrage (couche de roulement mise en œuvre) il est exactement confondu à la ligne rouge de la route portée par le pont, il illustre la pente longitudinale du projet ainsi que les pentes du terrain naturel au droit de la ligne rouge, montrant par le fait, le gabarit à tenir en compte lors de la conception.

Le profil en long pour notre cas consiste en :

Une droite d'environ 88 mètres de longueur et de rampe uniforme dans le sens des PK égale à 1.20%.

La page suivante nous donne le profil en long de la ligne rouge, où notre pont est projeté.

PROFIL EN LONG



III.1.3 Profil en travers :

Le profil en travers permet de distinguer l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie ainsi que les équipements de la voie dans le sens transversal.

Il dépend principalement du profil en travers de la route qu'il vient raccorder et de ces élargissements futurs prévus.

Les caractéristiques du profil en travers de notre ouvrage sont les suivantes :

Pour l'ouvrage gauche :

- Nombre de voies : 3 voies.
- Largeur de la voie : 3.5 mètres.
- Largeur roulable : 12.5 mètres.
- Largeur chargeable : 11.5 mètres.
- Deux (2) sur-largeurs de 1 mètre de chaque côté.
- Dévers de la chaussée : 2.5% (-2.5% pour l'ouvrage droite).
- Trottoirs: non équipé.
- Deux (2) barrières de 0.65 m.

III.2. Les données naturelles :

III.2.1 Topographie :

D'après notre visite sur site, on a constaté les effets suivants :

Le terrain est un terrain moyennement accidenté

Le passage d'une rivière d'une profondeur d'environ 2 m et d'une largeur d'environ 20 m

Absence de ligne électrique ou de réseau d'assainissement avoisinant l'ouvrage.

III.2.2 Actions accidentelles :

Sismicité du site :

La réponse dynamique de la structure sous l'action des charges dues au séisme est évaluée en accord avec les règles parasismiques algériennes RPOA 2008. Selon la carte des zones sismiques de L'Algérie incluse dans ces réglementations, les ouvrages d'art concernant à ce rapport sont situés dans la zone de la Wilaya de Tizi-Ouzou.

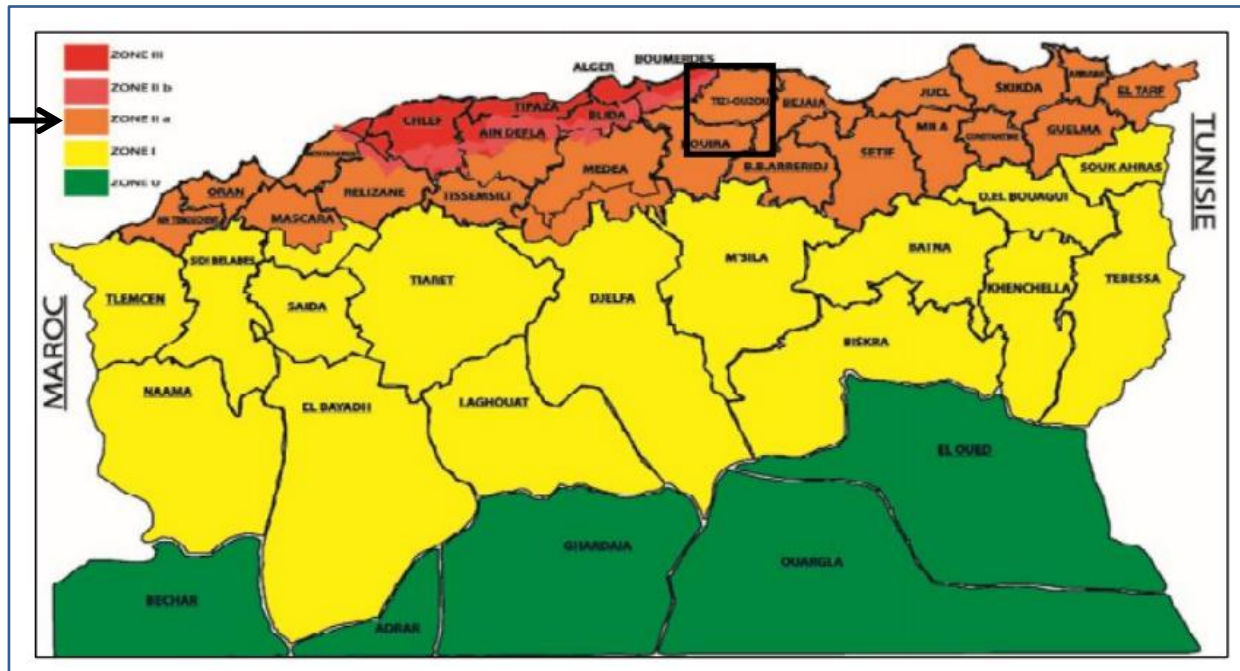


Figure II. 3 : Zonage sismique de l'Algérie

Les zones sismiques prévues sont les suivantes :

Le territoire national est divisé en cinq (5) zones de sismicité croissante :

- Zone 0 : activité sismique négligeable.
- Zone I : activité sismique faible.
- Zone IIa : activité sismique moyenne
- Zone IIb : activité sismique élevée.
- Zone III : activité sismique très élevée.

III.2.3 Température :

Les effets de la température sont pris en compte lors de l'étude à cause de la variation de la température entre intrados et l'extrados du pont (le gradient thermique) .Cela influence notamment le dimensionnement des équipements de pont tels que les joints de chaussée et les appareils d'appuis et le tablier à cause de retrait du béton.

III.2.4 Vent :

Les efforts engendrés sur les structures par le vent sont fixés par le RCPR, la surcharge du vent est prise comme charge répartie d'une intensité de :

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

III.2.5 Exploration géotechnique :

4 sondages de recherche (SCP-V14-C1, SCP-V14-C2, SCP-V14-P1 et SCP-V14-P2) sont ouverts sur la zone d'examen. Les emplacements des sondages sont indiqués dans Figure 3-7

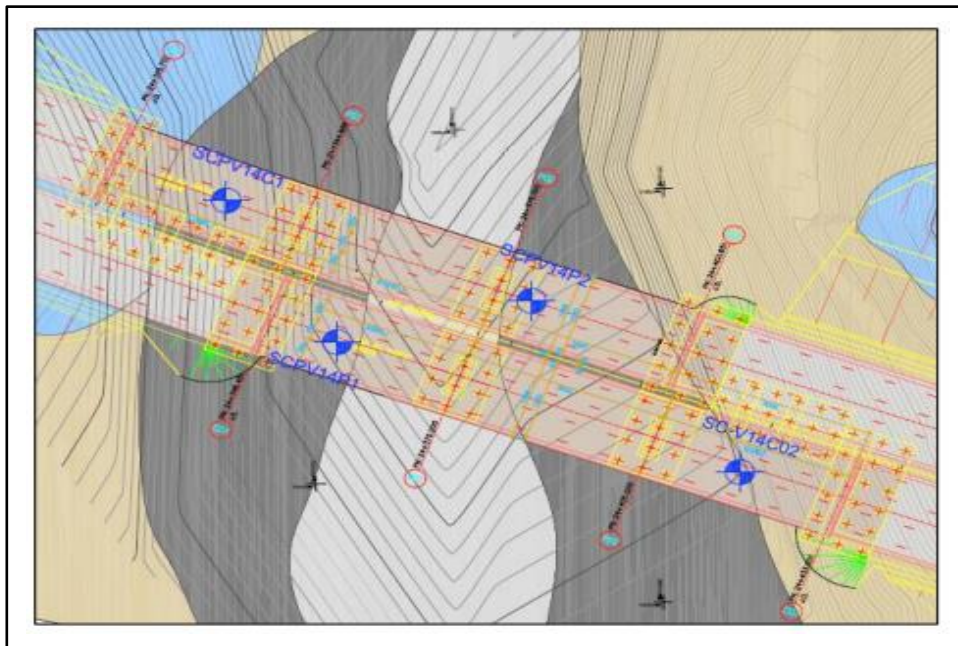


Figure II. 4 : emplacements des sondages

Les informations sur les forages effectués sont indiquées dans le tableau ci-dessous.

Tableau II. 1: Emplacement des Forages

N° de Forage	PK	X	Y	Z	Profondeur exécuté (m)	Date d'exécution
SCP-V14-C1	24+330	576 808	4 052 042	247	30.00	18.06.2016
SCP-V14-C2	24+418	576 762	4 051 969	253	30.00	21.06.2016
SCP-V14-P1	24+357	576 784	4 052 026	242	30.00	14.07.2016
SCP-V14-P2	24+380	576 791	4 051 999	241	30.00	10.07.2016

III.3. RÉSULTATS DES ESSAIS SUR LE TERRAIN :

III.3.1 Essai de pénétration standard (SPT) :

Les résultats des essais de pénétrations standards effectuées au cours des forages sont présentés dans le tableau ci-dessous

Tableau II. 2 : Résultats des essais SPT réalisés sur la Viaduc 14

BH No.	Profondeur (m)		0-15	15-30	30-45	N1+N2
CP-V14-C1	4.00	4.45	-	-	-	R
	8.00	8.45	-	-	-	R
	13.00	13.45	-	-	-	R
	18.00	18.45	-	-	-	R
SCP-V14-P1	4.00	4.45	-	-	-	43
	8.00	8.45	-	-	-	R
	13.00	13.45	-	-	-	R
SCP-V14-P2	4.00	4.45	-	-	-	45
	8.00	8.45	-	-	-	54
	12.00	12.45	-	-	-	60

III.3.2 Essais de Pressiomètre :

Des essais de Pressiomètre sont réalisés dans 4 puits de sondage (SCP-V14-C1, SCP-V14-C2, SCPV14-P1 et SCP-V14-P2) dans le cadre des recherches effectués lors des études réalisés tout au long du trajet.

Tableau II. 3 : Résultats des essais pressiométrique

BH No	Profondeur (m)	E (MPa)	PL (MPa)
SCP-V14-C1	5.00	24.40	1.94
	7.00	28.69	2.36
	9.00	27.85	2.83
	11.00	42.83	4.16
	15.00	50.16	5.25
	20.00	52.68	4.96
	25.00	48.35	4.96
	30.00	49.41	5.88
SCP-V14-C2	5.00	2.88	0.72
	7.00	5.47	0.80
	9.00	19.45	2.71
	11.00	40.83	4.57
	15.00	59.53	5.28
	20.00	86.09	5.27
	25.00	99.93	6.41
SCP-V14-P1	5.00	9.52	1.70
	7.00	11.69	1.88
	9.00	23.21	3.34
	11.00	54.11	4.42
	15.00	54.12	5.56
	20.00	56.34	5.07
	25.00	62.52	5.17
	30.00	172.90	4.93
	5.00	12.41	1.57

SCP-V14-P2	7.00	11.23	2.12
	9.00	22.85	2.25
	11.00	45.45	4.83
	15.00	49.45	5.18
	20.00	76.15	5.72
	25.00	63.68	7.13
	30.00	40.18	5.21

III.3.3 CLASSIFICATION DES SITES

Les valeurs caractéristiques qui peuvent être déterminées par diverses méthodes, pour les catégories de sol de standard RPOA (2008), sont fournies dans le tableau ci-dessous. Il est recommandé de déterminer les valeurs, en prenant la moyenne harmonique des valeurs jusqu'à la profondeur de 30m.

RPOA (2008) valeurs caractéristiques peuvent être déterminées par diverses méthodes dans la catégorie de sol standard sont indiquées dans le tableau ci-dessous. Cette valeur est déterminée par la moyenne harmonique des valeurs de la profondeur jusqu'à 30 m est recommandée.

Tableau 3-5: Caractéristiques géotechniques (RPOA, 2008) :

Cat	Description		q_c (MPa) (c)	N (d)	p_l (MPa) (e)	E_p (MPa) (e)	q_u (MPa) (f)	V_s (m/s) (g)
S1	Rocheux (a)		--	--	>5	>100	>10	>800
S2	Ferme	Sable/ gravier	>15	>50	>2	>20	--	>400
		Argile	>5	--	>2	>25	>0,4	
S3	Meuble	Sable/ gravier	5-15	10-50	1-2	5-20	--	200-400
		Argile	1,5-5	--	0,5-2	5-5	0,1-0,4	
S4	Très meuble (b)	Sable/ gravier	<5	<10	<1	<5	--	100-200
		Argile	<1,5	--	<0,5	<	<0,1	

Figure II. 5 : Caractéristiques géotechniques (RPOA, 2008)

La moyennes harmoniques des valeurs à partir du sol jusqu'à la profondeur de 30m, obtenues à la suite des essais de Pressiomètre réalisés dans le cadre des études de sol, sont prises ci-dessous. En cas d'absence de données jusqu'à la profondeur de 30m, on a accepté que la dernière valeur au niveau le plus profond restait fixe jusqu'à la profondeur de 30m.

Tableau II. 4 : Moyenne harmonique des Résultats Pressiométriques de SCP-14-C1 :

SCP-14-C1-PL		
H (m)	EP (Bars)	H/EP
5	243.95	0.02
2	286.87	0.01
2	278.46	0.01
2	428.30	0.00
4	501.30	0.01
5	526.62	0.01
5	483.46	0.01
5	494.08	0.01
30		0.08
Moyenne harmonique		
388.32		

SCP-14-C1-PL		
H (m)	PL (Bars)	H/PL
5	19.35	0.26
2	23.63	0.08
2	28.31	0.07
2	41.57	0.05
4	52.51	0.08
5	49.60	0.10
5	49.6	0.10
5	58.8	0.09
30		0.82
Moyenne harmonique		
36.38		

Tableau II. 5 : Moyenne harmonique des Résultats Pressiométriques de SCP14-P1 :

SCP-14-C1-PL		
H (m)	EP (Bars)	H/EP
5	95.16	0.05
2	116.94	0.02
2	232.11	0.01
2	541.12	0.00
4	541.16	0.01
5	563.41	0.01
5	625.22	0.01
5	1728.96	0.00
30		0.11
Moyenne harmonique		
274.94		

SCP-14-C1-PL		
H (m)	PL (Bars)	H/PL
5	17.03	0.29
2	18.84	0.11
2	33.44	0.06
2	44.15	0.05
4	55.61	0.07
5	50.66	0.10
5	51.7	0.10
5	49.3	0.10
30		0.87
Moyenne harmonique		
34.34		

Tableau II. 6 : Moyenne harmonique des Résultats Pressiométriques de SCP14-P2 :

SCP-14-C1-PL		
H (m)	EP (Bars)	H/EP
5	124.10	0.04
2	112.32	0.02
2	228.48	0.01
2	454.49	0.00
4	494.53	0.01
5	761.45	0.01
5	636.8	0.01
5	401.8	0.01
30		0.11
Moyenne harmonique		
282.48		

SCP-14-C1-PL		
H (m)	PL (Bars)	H/PL
5	15.72	0.32
2	21.22	0.09
2	22.54	0.09
2	48.32	0.04
4	51.78	0.08
5	57.16	0.09
5	71.3	0.07
5	52.1	0.10
30		0.87
Moyenne harmonique		
34.35		

Tableau II. 7: Moyenne harmonique des Résultats Pressiométriques de SC-V14-VC02

SCP-14-C1-PL			SCP-14-C1-PL		
H (m)	EP (Bars)	H/EP	H (m)	PL (Bars)	H/PL
5	28.84	0.17	5	7.16	0.70
2	54.68	0.04	2	7.97	0.25
2	194.46	0.01	2	27.06	0.07
2	408.28	0.00	2	45.69	0.04
4	595.29	0.01	4	52.76	0.08
5	860.90	0.01	5	52.71	0.09
5	999.26	0.01	10	64.1	0.16
10		0.25	30		1.39
Moyenne harmonique			Moyenne harmonique		
121.13			21.53		

Le sol a été classifié selon le tableau 3.2 du règlement RPOA 2008, et d'après les valeurs moyennes harmoniques de la pression limite et du module pressiométrique, dans la catégorie S2 (site ferme).

III.3.4 Caractéristiques du sol :

L'influence des caractéristiques locales du terrain sur la valeur de l'action sismique sera prise en compte en caractérisant le terrain selon les quatre catégories de classification des sites en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent. (Règles RPOA-08 par. 3.1.3.1).

Les quatre catégories de classification des sites sont indiquées dans la description et le tableau suivants :

Tableau II. 8. Catégories de classification des sites

Cat.	Description	qc (Mpa)	N	pl (Mpa)	Ep (Mpa)	qu (Mpa)	Vs (m/s)
S1	Rocheux	-	-	> 5	> 100	> 10	> 800
S2	Ferme	Sable / gravier	> 15	> 50	> 2	> 20	>= 400
		Argile	> 5	-	> 2	> 25	> 0.4
S3	Meuble	Sable / gravier	5-15	10-50	1-2	5-20	>= 200
		Argile	1.5-5	-	0.5-2	5-5	0.1-0.4
S4	Très meuble	Sable / gravier	< 5	< 10	< 1	< 5	>= 100
		Argile	< 1.5	-	< 0.5	<	< 0.1
							< 200

III.3.5 Hydrologie :

L'Hydrologie résulte des renseignements concernant le cours d'eau franchi tels que le débit, le niveau des crues pour lesquels il convient de réserver des "sections mouillées" ou des "revanches" suffisantes. Cette précaution devient indispensable lorsqu'en période de crue, le cours d'eau en question charrie des corps solides tels que troncs d'arbres, glaces...

La méthode rationnelle dans sa forme originale sert exclusivement à calculer le débit de pointe. Ce débit maximal, selon les hypothèses de Mulvaney (1850) est égale à :

$$Q_p = KCIA$$

Avec :

K : Facteur de conversion, il est égal à (1/360) lorsque Q_p est en m³/S, I en mm/h et A en hectare.

C : coefficient de ruissèlement.

I : Intensité de la Pluie (mm/h).

A : La surface contributive du bassin versant (hectare).

IV. Conclusion du chapitre :

Pour conclure ce chapitre, on peut dire que la phase de description du projet est une étape pertinente pour ramener un projet dans l'abri des différentes contraintes qui l'entourent.

Après avoir mis au point sur tous les paramètres et les contraintes vis-à-vis de la réalisation et le servis du future ouvrage, on va essayer de les exploiter au mieux dans les chapitres à venir afin d'aboutir à une solution optimale du problème posé.

CHAPITRE III

CONCEPTION GENERALE DE L'OUVRAGE

I INTRODUCTION

Avant de parler de déformation, de contrainte ou de résistance, il est impératif d'avoir une structure sur laquelle est porté un jugement, et c'est là qu'intervient le pré-dimensionnement, et qui représente le point de départ de toute conception, au il consiste à fixer les dimensions de différents éléments qui le constituent, résulte, le plus souvent, d'une démarche itérative dont l'objectif est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage de franchissement projeté vis-à-vis de l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées, tout en intégrant un certain nombre d'exigences de durabilité et de qualité architecturale ou paysagère..

II Critères de choix du type d'ouvrage

Dans le cas de cet ouvrage, plusieurs propositions peuvent être envisagées, pour le choix du type d'ouvrage, on prend en considération les critères principaux suivants :

- L'obstacle à franchir.
- La voie portée : pont (route, rails.....).
- Le matériau principal dont ils sont constitués.
- La fonction mécanique : isostatique ou hyperstatique.
- La disposition en plan : droits, biais, courbes.
- Leur durée de vie prévue : définitif ou provisoire.
- Les paramètres intervenants dans le choix du type d'ouvrage :
- Les profils de la chaussée (en long, en travers, en plan).
- Les positions possibles des appuis.
- La nature du sol de fondation.
- Le gabarit à respecter.
- Les conditions d'exécution et d'accès à l'ouvrage.
- Actions naturelles susceptibles de solliciter un pont.

III PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES :

III.1 Variante 01 : « Pont à poutres précontraintes du type VIPP » :

Les ouvrages à poutres préfabriquées du type VIPP (Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension) sont des structures précontraintes relativement

simples, leur bonne conception doit néanmoins respecter certaines règles tant sur le plan technique qu'esthétique.

III.1.1 Conception Longitudinale :

La gamme optimale des portées des poutres de type VIPP est comprise entre 30 et 40 m.

On propose une variante de 2 travées indépendantes et identique de 40 mètres de portée, allant du 24+345 au 24+425, où l'appui intermédiaire sera implanter au PK 24+385.

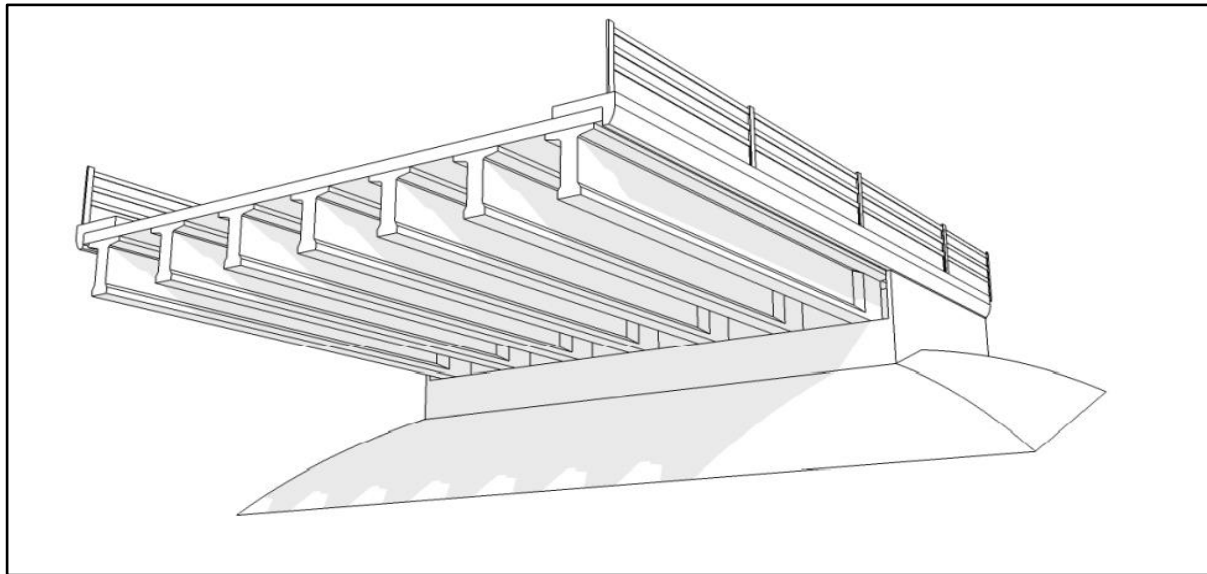


Figure III. 1 : Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontraint

III.1.2 Conception transversale :

Le pré-dimensionnement a été fait selon le guide de conception SETRA [VIPP/ 1996].

Tableau III. 1: Récapitulation du pré-dimensionnement de la variante 1.

Elément	Ration usuel	Valeur retenu
Longueur totale de la poutre	25 - 40	40 m
La hauteur totale du tablier	$L/20 < Ht < L/17$	2.20 m
L'épaisseur de la dalle	$20 \leq e \leq 30$	0.20 m
Hauteur de la poutre	$H_p = H_t - e$	2.00 m
Entraxe des poutres	En pratique : $1.40 \text{ m} < \lambda < 2.00 \text{ m}$	1.8 m
Entraxe des poutres de rive	La : dépend de la largeur de l'ouvrage et de l'entraxe des poutres	12.6 m
Nombre des poutres	$N = La / \lambda + 1$	8
La largeur de la table de compression	$0,6 H_p \leq b \leq 0,9 H_p$	1.20 m
Épaisseur de la table de compression	$12 \text{ cm} \leq e_1 \leq 15 \text{ cm}$	12 cm
La largeur du talon	$60 \text{ cm} \leq L_t \leq 90 \text{ cm}$	60 cm
Épaisseur du talon	$10 \text{ cm} \leq E_t \leq 20 \text{ cm}$	20 cm
Épaisseur de l'âme b0 à mi- travée	/	25 cm
Épaisseur de l'âme b0 en zone d'about	/	60 cm
Entretoise d'about	/	$175 \times 80 \times 35 \text{ cm}^3$
Gousset de la table de compression	/	45°

Gousset du talon	/	52°
------------------	---	-----

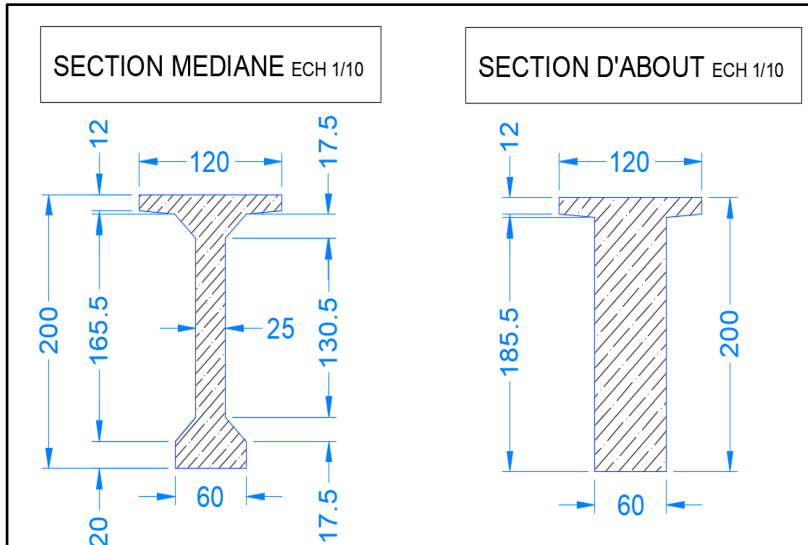


Figure III. 3 : coupe transversale de la poutre

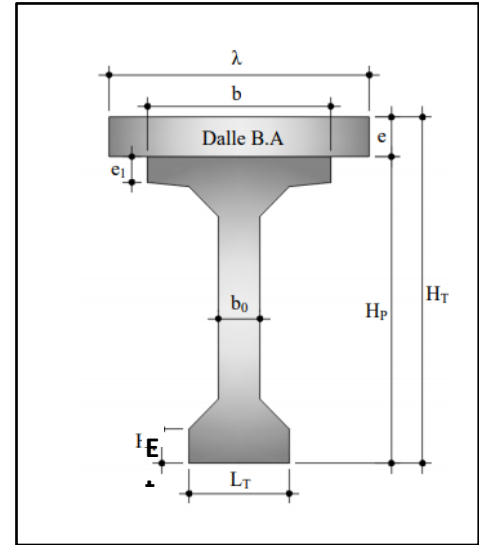


Figure III. 2 : Notation des dimensions

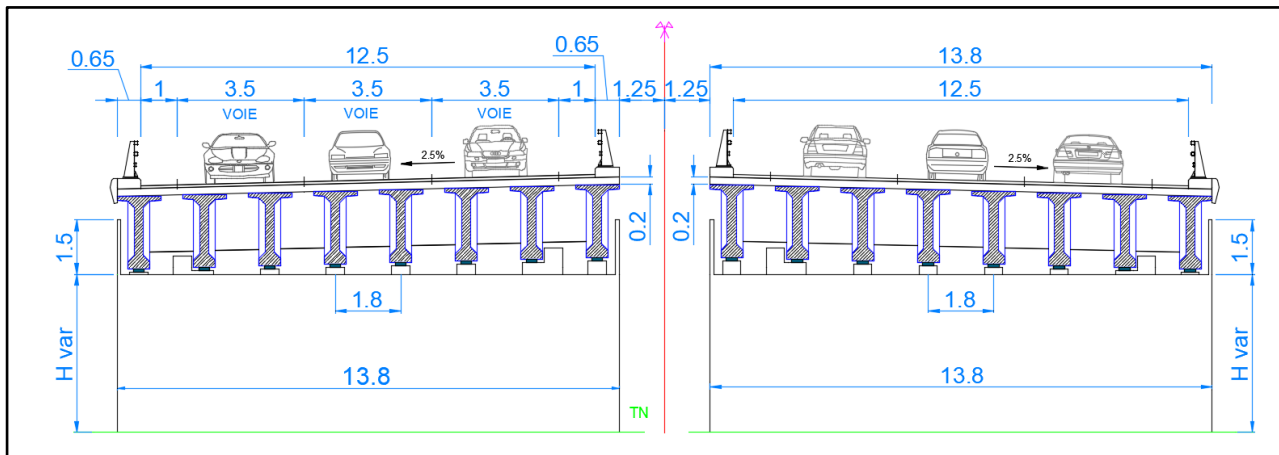
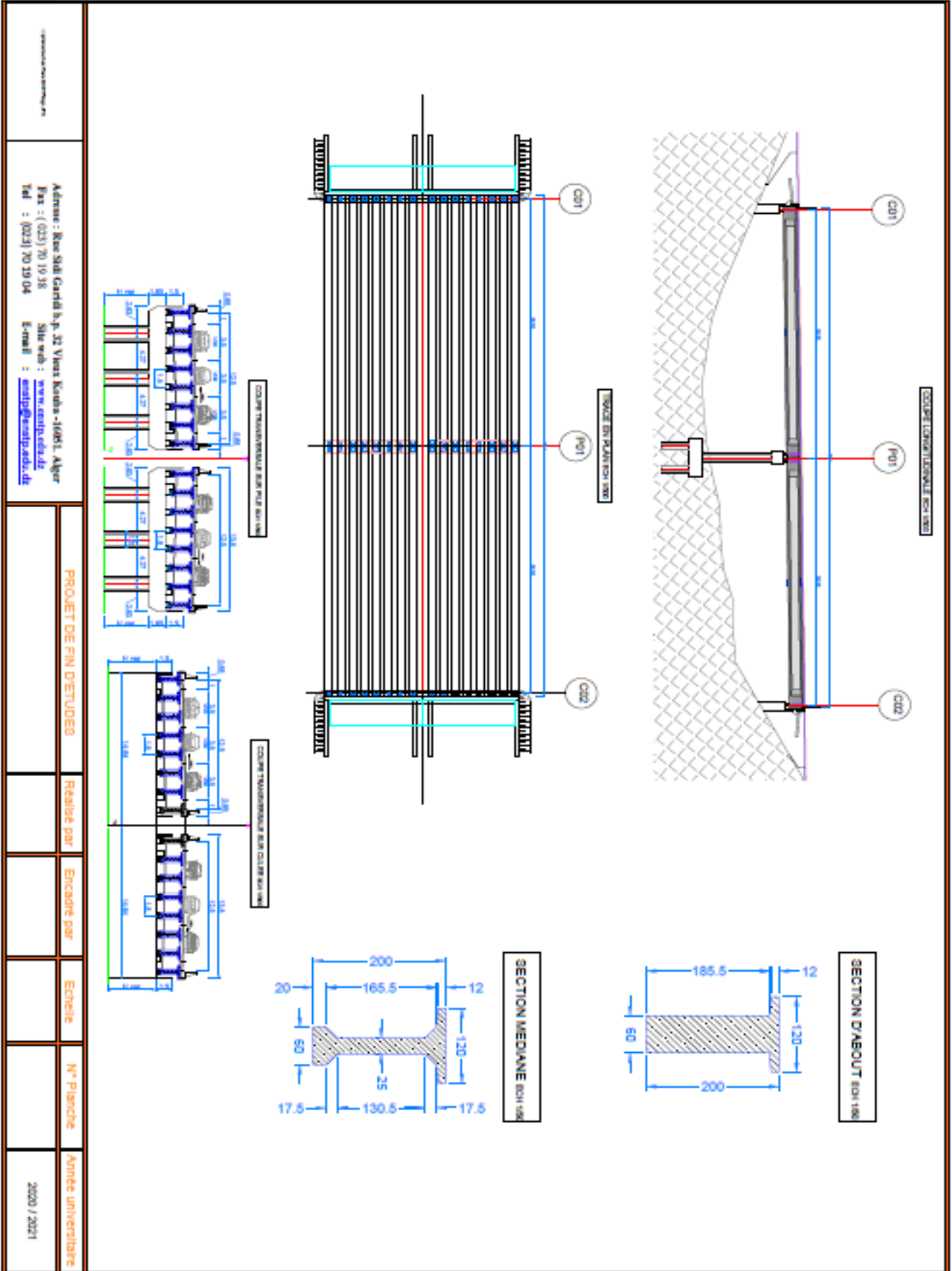


Figure III. 4 : coupe transversale du tablier

III.1.3 Avantages :

- La possibilité d'assembler des éléments préfabriqués sans échafaudages.
- Les armatures à haute limite élastique utilisées en béton précontraint sont moins chère à force égale que les aciers du béton armé.
- Les ponts à poutres ne nécessitent pas beaucoup d'entretien.
- Bonne protection des armatures et des aciers.



III.1.4 Inconvénients :

- La nécessité de fabriquer du béton plus résistant principalement avant 28 jours.
- L'obligation d'attendre que la mise en tension soit faite pour pouvoir décinturer ou décoffrer.
- La nécessité d'un personnel qualifié pour la vérification de la pose des gaines et câbles et pour la mise en tension des câbles.
- Le poids propre très important (très lourds).
- La hauteur importante des poutres et leurs poids
- Le coût élevé des joints de chaussée (coût initial et coût d'entretien).

III.2 Variante 02 : « pont mixte Acier-Béton bipoutres » :

Un pont mixte est un pont constitué d'une ossature métallique surmontée par une dalle en béton armé avec un intermédiaire de connecteurs empêchant ainsi le glissement et le soulèvement de la dalle par rapport à l'ossature.

La conception Bipoutres est actuellement la conception la plus fréquente car elle réduit le nombre d'assemblages, coûteux en termes de temps d'usinage.

Cette conception lorsque elle présente une largeur déplant les 12 m reçoit des pièces de pont généralement tous les 4 m afin de reprendre la flexion transversale du tablier ainsi que l'effort de torsion.

La gamme usuelle des portées pour les ponts mixtes va de 30 à 110m pour les travées continues et de 25 à 90m environ pour les travées indépendantes.

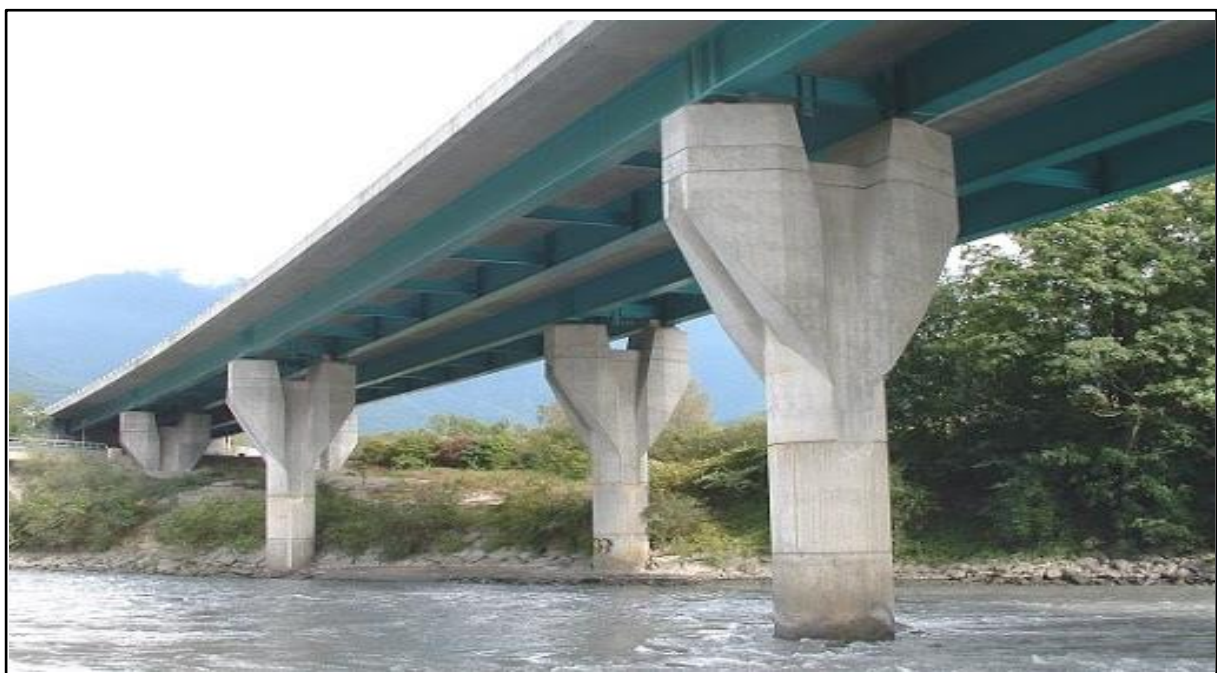


Figure III. 5 : Pont mixte a pièces de pont

III.2.1 Conception Longitudinale :

L'emplacement des culés nous donne une portée total de 87 mètres, on propose dans cette variante un pont bipoutre mixte Acier-Béton a travée unique couvrent les 87 métre de portée.

III.2.2 Conception transversale :

Puisque le tablier est assez large (> 12 m), alors la dalle est appuyée longitudinalement aux deux poutres et transversalement à des pièces de pont espacées de 4 m.

La dalle est en dévers unique, alors on prévoit des pièces de pont inclinées suivant ce dévers pour maintenir une hauteur constante de renformis de 10 cm, d'où une réduction du poids de l'ouvrage.

Dans le cas d'un ouvrage à pièces de pont, CALGARO recommande une dalle d'épaisseur constante et comprise entre 20 et 24 cm. On choisit $e = 25$ cm.

La connexion entre la dalle et la charpente métallique est assurée par des connecteurs de type goujons de diamètre $d = 22$ mm ($16 \leq d \leq 22$ mm), et hauteur $h = 150$ mm ($h > 4d$), disposés en 5 files espacés transversalement de $e_t = 150$ mm ($e_t > 2.5d$) et longitudinalement de $e_L = 125$ mm ($5d < e_L < 80$ cm)

On opte pour la largeur d'encorbellement $a = 2$ m, d'où l'entraxe des poutres $b = 9.8$ m.

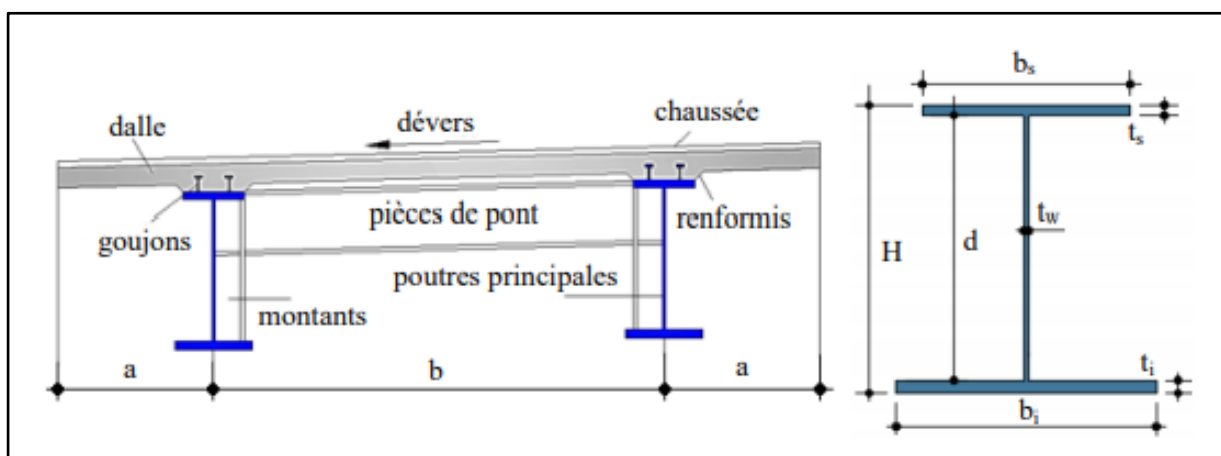


Figure III. 6 : Profil en travers d'un bipoutre à pièces de pont

III.2.3 Conception des poutres principales :

La poutre principale présente une forme en I avec une section variable suivant trois tronçons, sa nuance d'acier est la nuance S355 N.

Tableau III. 2 : Pré-dimensionnement des poutres métalliques selon CALGARO et SETRA.

Élément	Ration usuel	Valeur retenue (mm)		
Hauteur de la poutre	$H = L/28$	3150		
Largeur de la Semelle supérieure	$400 \text{ mm} \leq b_s \leq 800 \text{ mm}$	800		
Largeur de la Semelle inférieure	$500 \text{ mm} \leq b_i \leq 1200 \text{ mm}$	1200		
	3 tronçons successifs d'épaisseurs différentes de la poutre	T1	T2	T3
Longueur de chaque tronçon	$L_{\min} = 5 \text{ m}$ et $L_{\text{moy}} \approx 20 \text{ m}$	34000	17000	9500
Épaisseur de la semelle supérieure	$20 \leq t_s \leq 150$ et $b_s/t_s \leq 21$ à 22	60	80	100
Épaisseur de la semelle inférieure	$20 \leq t_i \leq 150$ et $b_i/t_i \leq 21$ à 22	80	100	110
Hauteur de l'âme	$d = H - t_s - t_i$	3010	2970	2940
Épaisseur de l'âme	$d/t_w \leq 200$ et $t_w \geq 12 \text{ mm}$	30	40	50

III.2.4 Conception des pièces de pont :

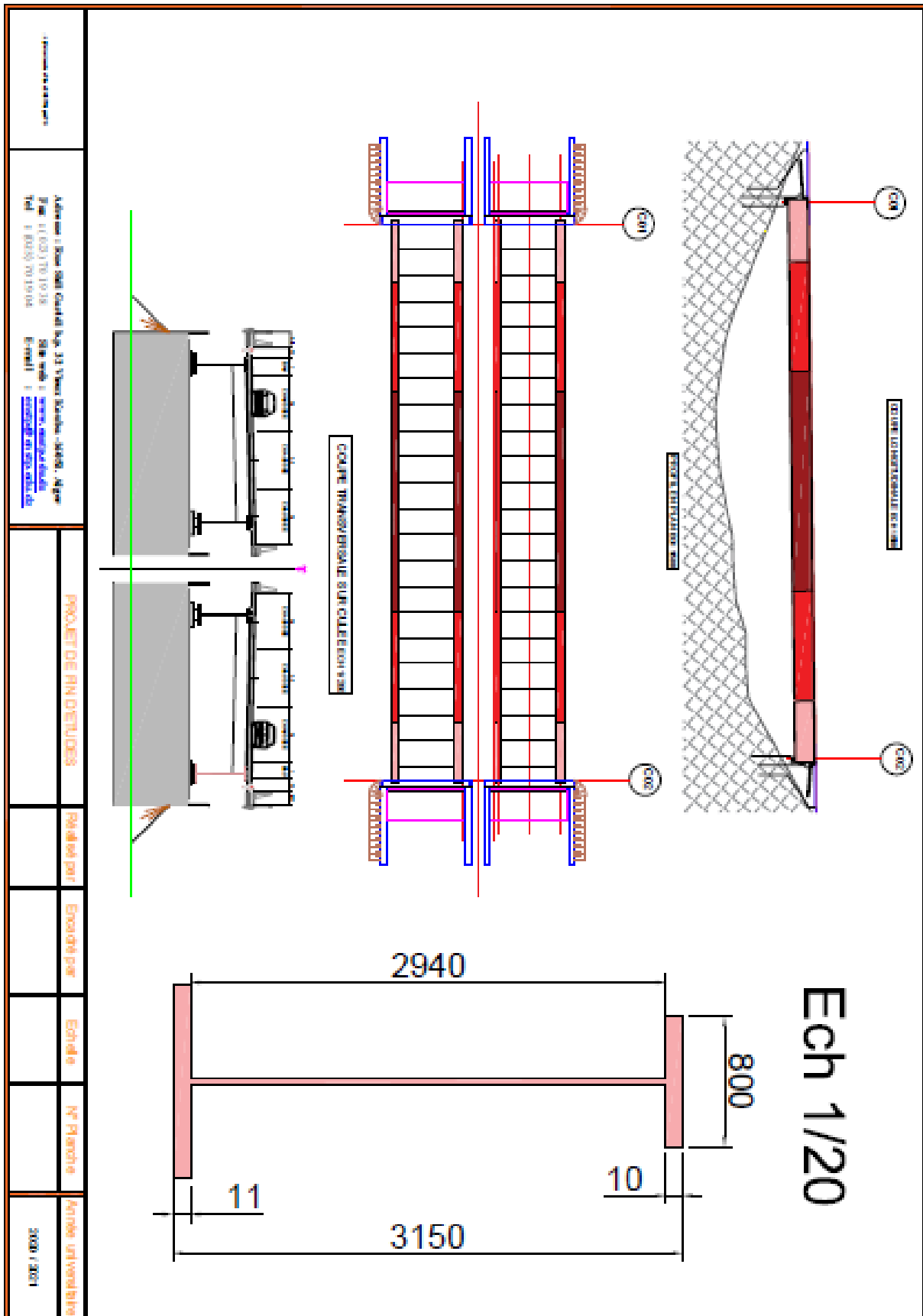
Les pièces de pont ou poutres secondaires transversales d'un tablier métallique assurent la transmission des actions du hourdis aux poutres principales longitudinales d'un pont, et assurent la rigidité transversale du tablier ainsi que la reprise des efforts de torsions.

Tableau III. 3 : Pré-dimensionnement des pièces de pont selon CALGARO :

Élément	Ration usuel	Valeur (mm)
Épaisseur de l'âme	$10 \text{ mm} \leq t_w \leq 12 \text{ mm}$	12
Hauteur de l'âme	$L_{pp} / 15 \leq d \leq L_{pp} / 10$	780
Largeur de la semelle	$220 \text{ mm} \leq b \leq 300 \text{ mm}$	300
Épaisseur de la semelle	$t_f \approx 20 \text{ mm}$	20
Hauteur totale	$H_{pp} = d + 2 \times t_f$	820

III.2.5 Les avantages :

1. La possibilité de franchir les grandes portées.
2. La rapidité d'exécution globale.
3. La précision dimensionnelle des structures
4. Le gain sur les coûts de construction
5. Offrent de multiples possibilités de conception architecturale
6. Facilité de l'entretien, car les éléments de la structure sont bien accessibles pour les inspections et la maintenance.



III.2.6 Inconvénients :

1. Le problème majeur des ponts mixtes est l'entretien contre la corrosion et le phénomène de la fatigue des assemblages.
2. Ce type d'ouvrage demande une main d'œuvre qualifiée (surtout les soudeurs).
3. Les poutres en I sont sensibles au déversement pour les ensembles des pièces du pont.
4. Stabilité des membrures de poutres qui ont tendance à flamber latéralement lorsqu'elles sont comprimées.
5. Surveillance exigée avec des visites périodiques.

III.3 Variante 03 : « Pont Dalle à Précontrainte filante » :

Les ponts-dalles sont constitués dans le sens longitudinal par une dalle pleine de béton coulé en place, à inertie constante, à travée unique ou à plusieurs travées continues sur appuis simples.

L'épaisseur optimale de la dalle qui dépend essentiellement de la répartition des travées et de la portée la plus longue de l'ouvrage, varie de 0,45 m à 1 m.

Le tablier de type PSI.DA (Passage Supérieur ou Inférieur en Dalle Armée) est armé longitudinalement et transversalement.

Le tablier PSI.DP (Passage Supérieur ou Inférieur en Dalle Précontrainte) est armé transversalement et précontraint longitudinalement par des câbles, généralement filants d'un about à l'autre.

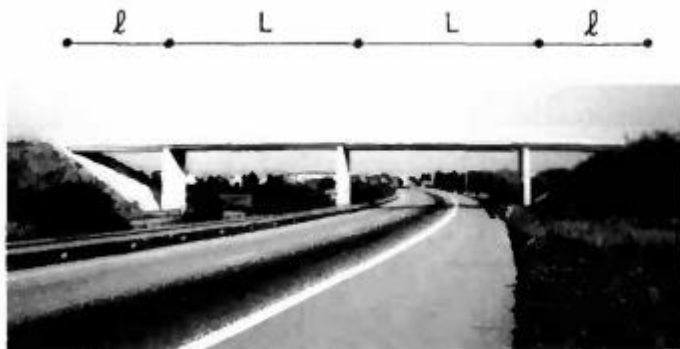
La précontrainte longitudinale intervient, par son effort normal et ses poussées au vide, dans le sens d'une réduction des efforts dans la structure. De ce fait, les tabliers PSI.DP ont un meilleur élancement et une consommation en aciers passifs plus faible que les tabliers PSI.DA, qu'il s'agisse des ferraillements longitudinal, transversal ou des cadres et étriers.

Pour les longueurs d'ouvrage ne dépassant pas une centaine de mètres, une précontrainte filante est à coup sûr plus simple et plus économique qu'un câblage comportant des arrêts de câbles, même dans le cas d'ouvrages à travées dissymétriques. De plus, les moments hyperstatiques développés par le câblage, de tracé voisin du diagramme des moments, augmentent son efficacité dans les zones d'appuis, où les moments atteignent leurs valeurs les plus élevées.

Les portées comprises entre 14 m et 25 m, voire 30 m, relèvent du domaine d'emploi de la dalle en béton précontraint avec ou sans encorbellements latéraux. Cependant, la dalle à larges encorbellements s'impose économiquement pour les portées dépassant une vingtaine de mètres.

III.3.1 Conception Longitudinale :

Pour l'emplacement des appuis, on propose une variante a quatre travées dont deux principale de 25 m et deux travées de rive avec une portée de 18.5 m assurant ainsi la condition mécanique du « non soulèvement des appuis », avec $0.5 \leq \frac{l}{L} \leq 0.85$ et ainsi pour satisfaire la symétrie et les portées accessible pour cette variante.



Répartition optimale

$$0,5L < l < 0,85L$$

III.3.2 Conception Transversale :

L'élancement géométrique :

Hormis les difficultés d'exécution dues à la sujétion du cintre dans certains cas (cours d'eau, voies en exploitation), le domaine d'emploi des dalles est surtout limité par leur faible rendement géométrique,

	Travée unique	Deux travées	Trois travées ou plus
PSI.DA	1/20	1/26	1/28
PSI.DP	1/22 à 1/25	1/28 (1) 1/25 (2)	1/33 (1) 1/28 (2)

NOTA : (1) pour dalles rectangulaires
(2) pour dalles à larges encorbellements

Encorbellements :

Le recours à des encorbellements est généralement dicté par des considérations d'ordre esthétique, ceux-ci diminuant l'épaisseur apparente de la dalle et favorisant certaines dispositions particulières d'appuis.

Notons que leur présence augmente également le rendement géométrique de la section et permet ainsi d'atteindre des portées plus importantes. La dalle est dite à larges encorbellements lorsque ces derniers occupent la moitié ou plus de la largeur totale de l'ouvrage.


 encorbellements



Tableau III. 4 : Pré-dimensionnement de la dalle

Désignation	Notation	Condition	Valeur adoptée
Largeur de la dalle	l	Trois voies de 3.5 m, deux surlargeurs de 1 m et deux gardes du corps de 0.65 m	13.8 m
Epaisseur de la dalle	E	$E \geq L/33$	0.85 m
Largeur de l'encorbellement	l_e	$l_e = l/8$	1.725 m
Epaisseur de l'encorbellement	e_1	$0.15 \text{ m} \leq e_1 \leq 0.25 \text{ m}$	0.25 m
Epaisseur de l'encorbellement	e_2	$0.65 \text{ m} \leq e_2 \leq 0.35 \text{ m}$	0.50 m

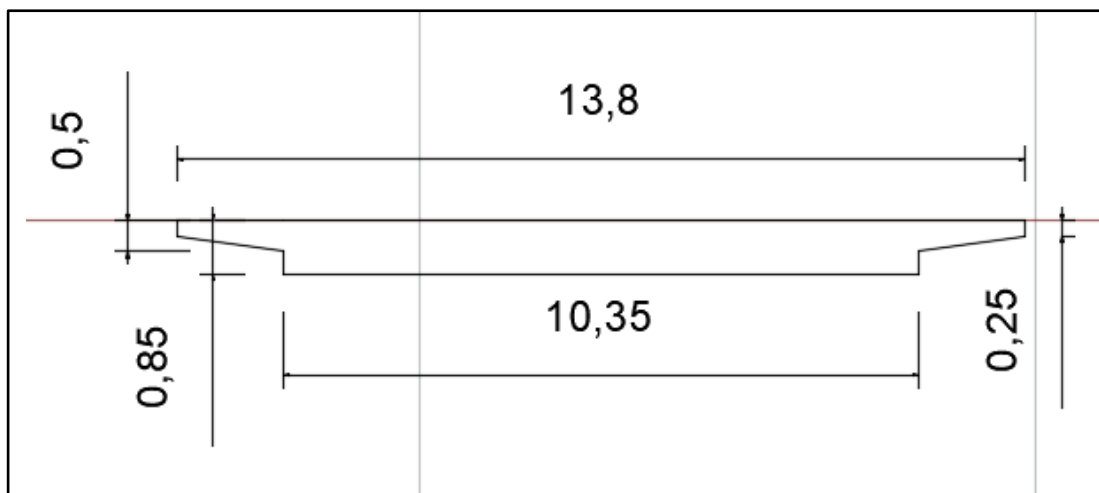
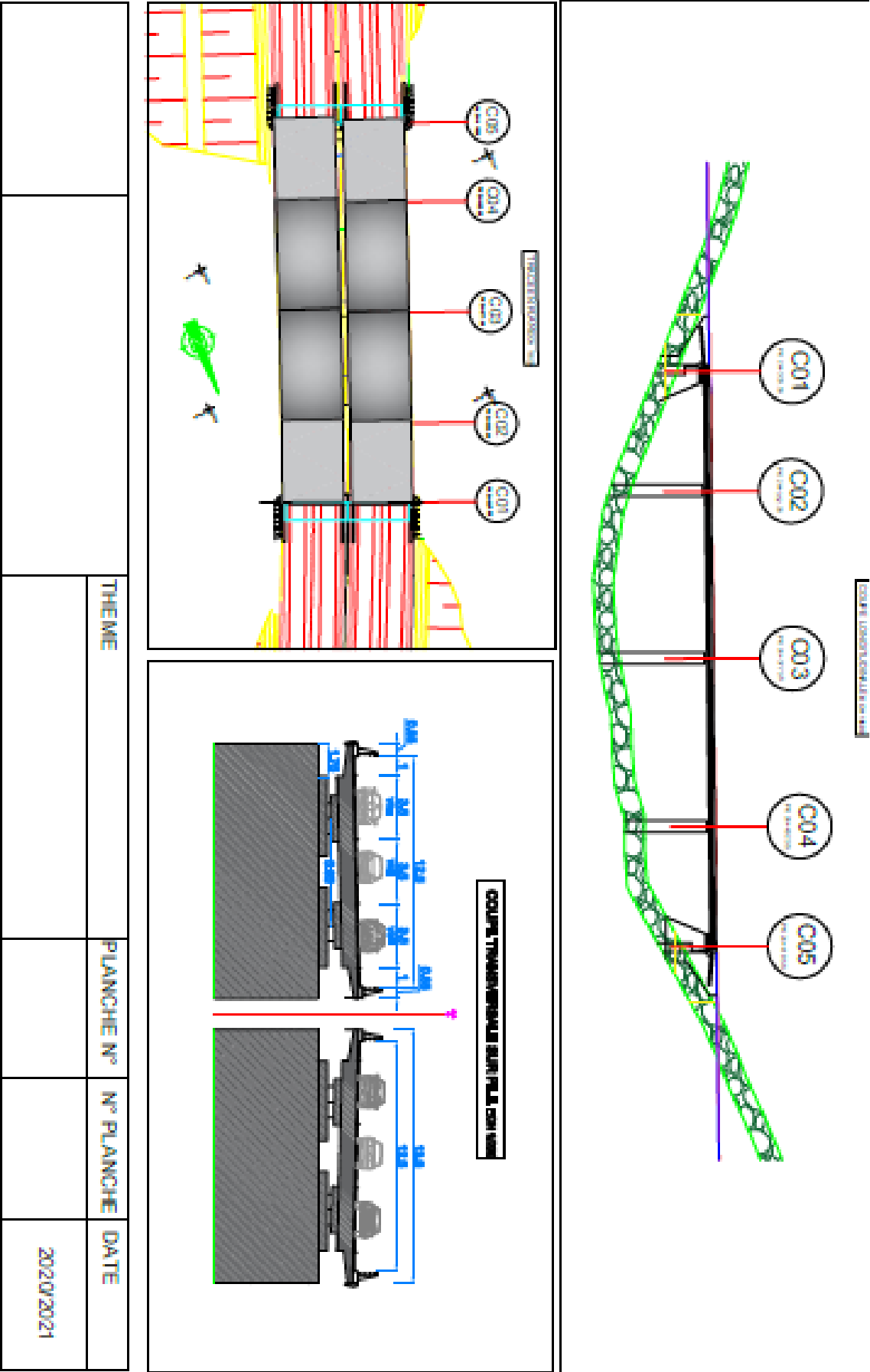


Figure III. 7 : Section de la dalle

Les avantages et les inconvénients des Ponts-dalle :

III.3.3 Avantage :

- Minceur et légèreté relative ce qui réduit la charge du poids propre sur les appuis.
- Facilité de réalisation ; coffrage simple avec la possibilité de réutilisation des équipements.
- Grâce à l'importance de sa rigidité horizontale les dalles peuvent résister sans trop de dommage aux chocs horizontaux.
- Il s'adapte bien à certains franchissements d'autoroute à plate-forme réduite.



		THEME		
		PLANCHE N°		
		N° PLANCHE		
		DATE		2020/2021

III.3.4 Inconvénients :

- La portée relativement limitée par conséquent on était obligé à prévoir un appui en plus par rapport aux autres variantes qui augmente considérablement le coût total du projet.
- Consommation relativement élevée des matériaux (20 à 30% du béton et autant d'acier).
- La réalisation des dalles précontraintes demande des équipements spéciaux (coffrage mobile, arrêts d'ancrage).
- L'importance des pertes de précontrainte par frottement (câbles filant de 100 m).
- Comme tous les ouvrages continus, le pont-dalles est sensible aux tassements d'appuis.

IV ANALYSE MULTICRITERE :

La comparaison des trois modes de réalisation se fait selon des critères techniques (étude et réalisation), économiques (matériaux, matériels, personnels, délai et entretien) et aussi suivant leurs aspects esthétiques (élancement, nombre d'appuis, qualité des parements ...), à la suite de cette comparaison, nous retiendrons la variante la plus adéquate afin d'aborder une étude détaillée de cette dernière.

IV.1 Analyse des variantes :

D'après ce qui a été constaté précédemment, on récapitule les points positifs et les points négatifs de chacune des trois variantes dans ce qui va suivre :

IV.1.1 Variante 01 (pont à poutres type VIPP) :

Cette variante permet un franchissement à deux travées, ce qui réduit le nombre d'appuis intermédiaires ainsi le coût total de l'ouvrage de plus qu'il ne nécessite pas un entretien particulier, ni une main-d'œuvre spécialisée, néanmoins elle présente un poids propre relativement important ce qui impose d'aller vers des fondations profondes.

IV.1.2 Variante 02 (pont mixte bipoutre) :

C'est la variante la plus rapide à réaliser. Mais elle est très coûteuse (volume d'acier important) et nécessite un entretien périodique, de plus que d'une exigence d'une main-d'œuvre spécialisée et un contrôle strict lors de la phase de réalisation.

IV.1.3 Variante 03 : « Pont Dalle à Précontrainte filante » :

Du point de vu Economique :

- Consommation relativement élevée des matériaux (20 à 30%).
- Coffrage spécial (équipement mobile).
- Des appuis en trop par rapport aux autres variantes.

Du point de vu Réalisation :

- Conditions de réalisation pénibles pour cette méthode de construction (coulage surplace).
- Difficulté d'installation de cintre et échafaudages.

IV.2 Classification des variantes :

Variante 01 : « pont à poutres type VIPP » : Conseillé

Variante 03 : « Pont Dalle à Précontrainte filante » : Peu Conseillé

Variante 02 : « pont mixte bipoutre » : Déconseillé

V VERIFICATION DU PRE-DIMENSIONNEMENT :

V.1 Méthode de calcul :

Dans le but de la vérification du pré-dimensionnement des trois variantes précédemment proposées, et à cet effet, nous effectuerons une modélisation rectiligne et horizontale avec un calcul automatique selon une seule combinaison de charge identique à toutes les variantes pour pouvoir les comparer, et qui est $G + Q$.

Cette combinaison tient compte des charges permanentes et une seule surcharge roulante d'un convoi du type D240 ($Q = 2\,400\text{ KN}$).

V.2 Vérification de la variante retenue :

V.2.1 Sollicitations :

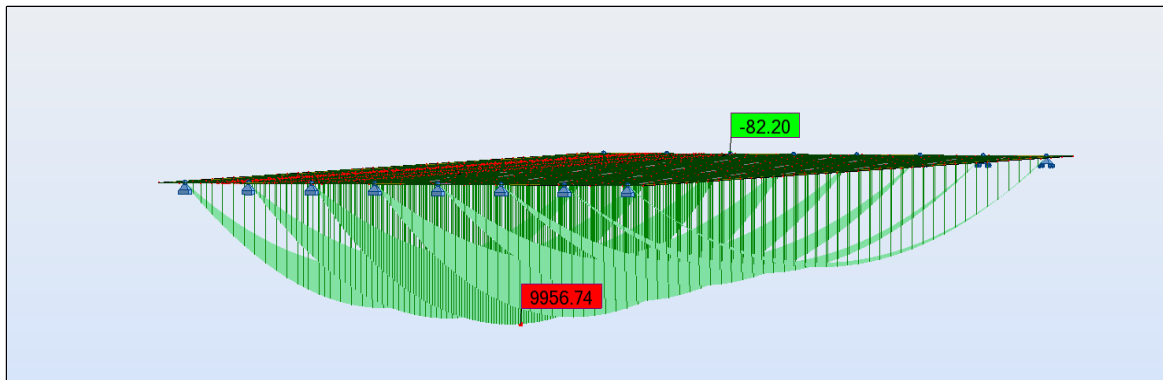


Figure III. 8 : Moment maximal de la variante N°01

V.2.2 Estimation de la section de précontrainte :

La section de précontrainte est estimée à mi-travée où l'on a des valeurs max du moment, de ce fait, les caractéristiques géométriques utilisées sont ceux de la section médiane + dalle.

Les câbles de précontrainte sont de type 12T15S.

$$A_p = \frac{M_{ext}}{\sigma_{p0} \cdot Z_p}$$

$$n \geq \frac{A_p}{(1 - \Delta P) \cdot A_0}$$

Avec :

A_p : section de précontrainte à déterminer.

M_{ext} : moment maximal retenu qui est égale à 9.956 MN.m.

σ_{p0} : sa tension à l'origine qui est égale à 1 440 MPa (toron T15S, classe 1 860 Mpa).

$Z_p = 0.9 d_p = 0.9 \times (0.9 \times 2.20) = 1.782$ m.

n : nombre de câbles 12T15S à déterminer.

ΔP : perte de tension, elle est estimée dès le début à 25%.

A_0 : section de précontrainte d'un câble, égale à 1800 mm² pour un câble de 12T15S.

Application Numérique :

$A_p = 3879.85$ mm² $\Rightarrow n \geq 2.87$ On prend : $n = 3$ câbles 12T15S.

V.2.3 Vérification des contraintes :

Les vérifications se font sur les sections à mi-travée, et elles se font à travers les conditions suivantes :

$$\sigma_{bt2} \leq \sigma_{inf} \leq \sigma_{bc}$$

$$\sigma_{bt1} \leq \sigma_{sup} \leq \sigma_{bc}$$

Avec :

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{B} + (P \times e_0 - M) \times \frac{V'}{I} \quad \text{et} \quad \sigma_{sup} = \frac{P}{B} - (P \times e_0 - M) \times \frac{V'}{I}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 21 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bt1} = 1.5 \times f_{t28} = 4.05 \text{ MPa} \quad (\text{Hors section d'enrobage}).$$

$$\bar{\sigma}_{bt2} = 1.0 \times f_{t28} = 2.7 \text{ MPa} \quad (\text{En section d'enrobage}).$$

Application Numérique :

- $B = 1.1216 \text{ m}^2$; $I = 0.6246 \text{ m}^4$; $v = 0.79 \text{ m}$; $v' = 1.41 \text{ m}$
- $d = 0.22 \text{ m}$; $e_0 = 1.19 \text{ m}$; $P = 6.03 \text{ MN}$; $M = 9.956 \text{ MN.m}$

$$\sigma_{bt2} = -2.7 \text{ (MPa)} \leq \sigma_{inf} = -0.9 \text{ (MPa)} \leq \sigma_{bc} = 21 \text{ (MPa)} \quad \text{vérifiée}$$

$$\sigma_{bt1} = -4.05 \text{ (MPa)} \leq \sigma_{sup} = 8.89 \text{ (MPa)} \leq \sigma_{bc} = 21 \text{ (MPa)} \quad \text{vérifiée}$$

VI CONCLUSION :

Après l'analyse et l'évaluation des différentes variantes selon les critères de choix précédemment cités on a choisi la variante 01 : « pont à poutres type VIPP » car elle répond bien mieux aux critères de choix.

Le reste de ce mémoire fera l'objet d'une étude détaillée de cette variante.

CHAPITRE IV

CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

I. Introduction :

La conception et le calcul des ouvrages prennent en considération un maximum de paramètres qui vont potentiellement influencer sur le comportement de ce dernier, parmi ces facteurs, on cite :

- Le choix et la détermination des caractéristiques des matériaux ;
- La Connaissance des propriétés de ces matériaux ;
- Le choix des techniques de mise en ouvres ;
- Le choix des méthodes d'essais.

Lors de ce présent chapitre, on va aborder en détails les caractéristiques physiques et mécaniques des matériaux (Béton, Acier, précontrainte) nécessaires lors de la réalisation de l'ouvrage.

II. Béton:

Le béton est un composite obtenu par mélange de granulats ou agrégats (graviers, gravillons, sables, ...) avec un liant (ciment, bitume, argile), on peut toutefois ajouter des adjudants et/ou des ajouts afin d'améliorer un certain nombre de caractéristiques de ce mélange.

II.1. Les caractéristiques mécaniques du béton:

Tableau IV. 1 : Type de béton selon élément

Elément structurel	Béton			
Propreté	C 16/20			
Pieux	RN 27	XC2/XA1	Dmax25	S4 CL 0.40
Fondations	RN 27	XC2/XA1	Dmax20	S4 CL 0.40
Piles et chevêtre	RN 27	XC4	Dmax20	S4 CL 0.40
Murs des culées et murs en aile	RN 27	XC4	Dmax20	S4 CL 0.40
Poutres	RN 40	XC4	Dmax15	S3 CL 0.20
Prédalles	RN 27	XC3	Dmax15	S3 CL 0.20
Dalle du tablier	RN 27	XC3	Dmax15	S3 CL 0.20

Classe d'exposition	Description de l'environnement	Exemples d'application	Classe de résistance minimale	
Aucun risque de corrosion ni d'attaque				
X0	Sec et à l'abri	Béton non armé ne subissant aucune agression. Intérieur du bâtiment.	-	
Corrosion induite par carbonatation				
Classes courantes	XC1	Sec ou humide en permanence	Béton à l'intérieur du bâtiment où le taux d'humidité de l'air ambiant est faible	C20/25
	XC2	Humide, rarement sec	Surface de béton soumise au contact à long terme de l'eau	
	XC3	Humidité modérée	Béton à l'intérieur du bâtiment où le taux d'humidité de l'air ambiant est moyen ou élevé. Béton extérieur abrité.	C25/30
	XC4	Alternance d'humidité et de séchage	Surfaces soumises au contact de l'eau mais n'étant pas dans la classe XC2.	
	Attaque gel / dégel avec ou sans agent de déverglaçage		Béton en milieu humide, soumis à des attaques significatives de gel/dégel	
	XF1	Saturation modérée en eau avec agents de déverglaçage	Surfaces verticales de béton exposées à la pluie et au dégel (ex : voiles de façade)	C25/30
	XF2	Saturation modérée en eau avec agents de déverglaçage	Surfaces verticales de bétons des ouvrages routiers exposées au gel et à l'air véhiculant des agents de déverglaçage	C25/30
	XF3	Forte saturation en eau, sans agents de déverglaçage	Surfaces horizontales de bétons exposées à la pluie et au gel	C30/37
	XF4	Forte saturation en eau avec agents de déverglaçage ou eau de mer	Routes et tabliers de pont exposés aux agents de déverglaçage et au gel. Structures marines soumises aux projections et exposées au gel.	C30/37
Corrosion induite par les chlorures ayant une origine autre que marine				
Classes particulières	XD1	Humidité modérée	Surfaces de bétons exposées à des brouillards salés	C25/30
	XD2	Humide, rarement sec	Piscines/béton exposé à des eaux industrielles contenant des chlorures	C30/37
	XD3	Alternance d'humidité et de séchage	Éléments de ponts exposés à des projections contenant des chlorures/chaussées/dalles de parkings	C35/45
	Corrosion induite par les chlorures présents dans l'eau de mer ou l'air marin			
	XS1	Exposé à l'air véhiculant du sel marin, mais pas en contact direct avec l'eau de mer	Structures sur ou à proximité d'une côte.	C30/37
	XS2	Immergé en permanence		C30/37
	XS3	Zone de marquage, zones soumises à des projections ou à des embruns	Éléments de structures marines	C35/45
	Attaques chimiques		Béton exposé aux attaques chimiques des sols naturels et des eaux de surface	
	XA1	Faible agressivité	Selon les valeurs limites, stations d'épuration, fosses à lisier, ensilages agricoles, fondations ou sols agressifs, stockage des rejets industriels, etc...	C30/37
XA2	Agressivité modérée		C35/45	
XA3	Forte agressivité		C40/50	

Figure IV. 1 : Classes d'expositions

	X0	XC1/xc2	XF1 XC3,XC4,XD1	XF2	XF3	XF4
E_{eff}/liant équivalent maxi	-	0,65	0,60	0,55	0,55	0,45
Résistance mini	-	C20/25	C25/30	C25/30	C30/37	C30/37
Liant éq. mini	150	260	280	300	315	340
Air mini	-	-	-	4	4	4
Additions maxi Ex: Cendres volantes pour CEM I / CEM II/A	0,30/0.20	0,30/0.20	0,30/0.20	0,30	0,30	0,15/0
Nature ciment	-	-	-	-	-	-

Figure IV. 2 : Expositions courantes

	MARINES			CHL REES		CHIMIQUES		
	XS1	XS2	XS3	XD2	XD3	XA1	XA2	XA3
E_{eff}/liant équivalent	0,55	0,55	0,50	0,55	0,50	0,55	0,50	0,45
Résistance mini	C30/ 37	C30/ 37	C35/ 45	C30/ 37	C35/ 45	C30/ 37	C35/ 45	C40/ 50
Liant éq. mini	330	330	350	330	350	330	350	360
Air mini	-	-	-	-	-	-	-	-
Additions maxi Ex: Cendres volantes pour CEM I / CEM II/A	0,30/ 0.20	0,30/ 0.20	0,30/ 0.20	0,30/ 0.20	0,30/ 0.20	0,30/ 0.20	0,30 /0.20	0,30/ 0.20
Nature ciment	-	PM	PM	-	-	Voir P 18.011 (PM) (ES) (ES)		

Figure IV. 3 : Expositions particulières



Figure IV. 4 : Caractérisation de la fluidité

II.2. La résistance caractéristique à la compression :

La résistance à la compression du béton (f_{cj}) est sans doute la caractéristique la plus importante à prendre en considération, elle est d'ailleurs très souvent utilisée à elle seul pour caractériser le béton.

Cette résistance varie avec l'âge "j" du béton, dans le calcul, on se réfère habituellement à la résistance à l'âge de 28 jours du béton (f_{c28}) afin de calculer sa résistance à tout âge grâce aux formules suivantes :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

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

On peut admettre une résistance au plus égale à $1,10 f_{c28}$ lorsque l'âge du béton dépasse 28 jours (bétons non traités thermiquement dont f_{c28} ne dépasse pas 40MPa).

II.3. La résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction, à l'âge j jours, notée f_{tj} est conventionnellement définie par la formule :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

II.4. Contraintes admissibles :

Nous fixons les valeurs des contraintes qui ne peuvent être dépassées en aucun point de l'ouvrage, ces contraintes sont appelées contraintes admissibles.

II.4.1 Calcule l'ELU :

Pour le calcul à l'E.L.U on adopte le diagramme parabole-rectangle suivant :

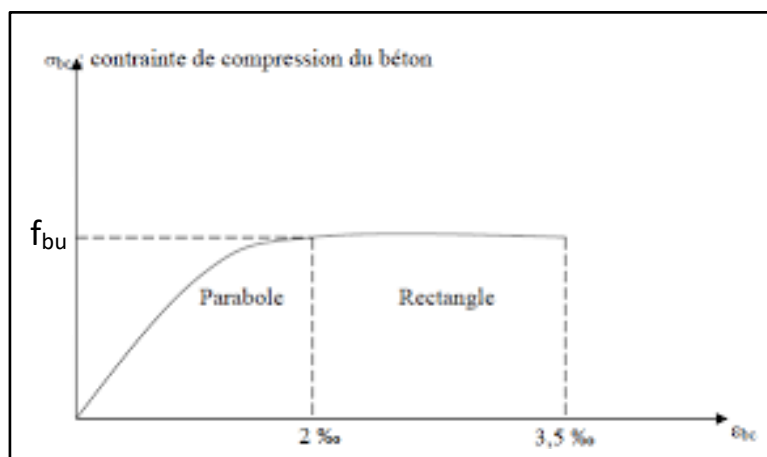


Figure IV. 5 : Diagramme parabole rectangle du béton

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

- Le coefficient θ est fixé à « 1 » lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24h
- 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h
- 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1h.
- $\gamma_b = 1,5$ en situation durable ou transitoire (fondamentale).
- $\gamma_b = 1,15$ en situation accidentelle.

Le coefficient de minoration de 0.85 de la résistance de béton, tient compte de l'influence défavorable :

- De la durée d'application de la charge.
- Des conditions de bétonnage et d'hygrométrie.

II.4.2 Calcul à l'ELS :

Pour le calcul à l'E.L.S on suppose que l'on reste dans le domaine élastique en adoptent les résistances comme suite :

1. $\sigma_b = 0,5 f_{c28}$ En Servie
2. $\sigma_b = 0,6 f_{c28}$ En construction.

II.4.3 Déformation longitudinale du béton E :

1. On définit deux modules de déformation pour le béton donnés par les règles B.P.E.L comme suit : Module de déformation instantanée E_{ij} (courte durée < 24h) :

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

2. Module de déformation différée E_{vj} (longue durée >24h) :

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

II.4.4 Déformation transversale du béton G :

Elle est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

ν : le coefficient de poisson et représente le rapport entre la déformation longitudinale et la déformation transversale.

- $\nu = 0.2$ pour un béton non fissuré(E.L.S).
- $\nu = 0$ pour un béton fissuré. (E.L.U).

III. L'Acier :

L'acier est un alliage fer-carbone, et selon le pourcentage de carbone on obtient des aciers doux (0,15 à 0,25 %) ou des aciers mi-durs et durs (0,25 à 0,4 %).

Les aciers utilisés dans les ouvrages en béton précontraint sont de deux Natures différentes :

1. Les aciers actifs, qui créent, et maintiennent la précontrainte sur le béton.
2. Les aciers passifs nécessaires pour reprendre les efforts tranchants pour limiter la fissuration.

III.1. Les aciers passifs :

Dans le cas des poutres en précontraintes VIPP, les armatures passives sont tendues que sous sollicitations extérieures. Ils sont comparables aux armatures du béton armé.

Selon le BPEL 91 (Révisé 99) et le BAEL 91 (révisé 99), les caractères à prendre en compte dans les calculs sont :

III.1.1 La limite élastique :

On utilise pour les aciers passifs des barres à haute adhérence de classe FeE500, avec une limite d'élasticité $f_e = 500$ MPa.

III.1.2 Contrainte limite de traction :

III.1.2.1 Calcul à l'ELU :

Dans le calcul à l'E.L.U on introduit un coefficient de sécurité γ_s tel que :

$$\sigma = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

$\gamma_s = 1$ en combinaisons fondamentales.

$\gamma_s = 1.15$ en combinaisons accidentelles.

D'où :

$\sigma_s = 500$ Mpa en combinaisons fondamentales.

$\sigma_s = 434.78$ Mpa en Combinaisons accidentelles.

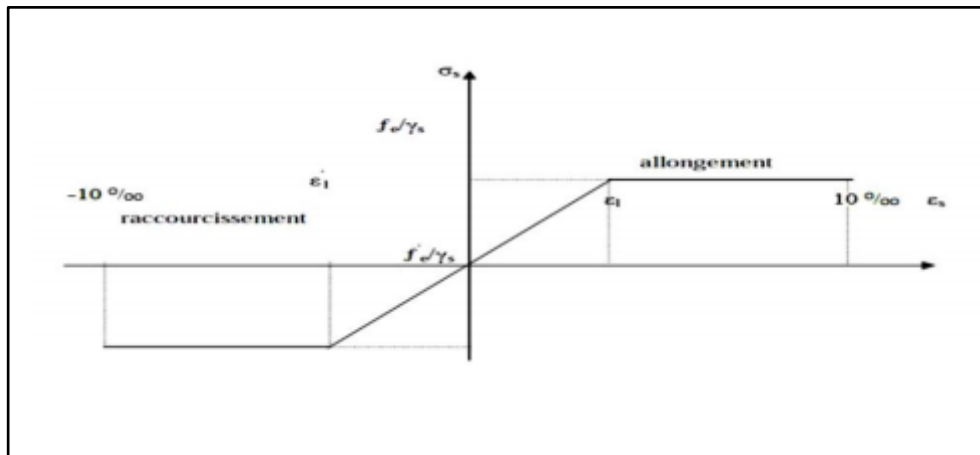


Figure IV. 6 : Diagramme contrainte déformation.

III.1.2.2 Calcul à l'ELS.

Pour le calcul aux ELS nous adoptons le domaine élastique linéaire, et nous ne limitons pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures.

Tableau IV. 2 : Les contraintes à l'ELS

Cas de fissuration	σ_{st} (MPa)
Fissuration peu nuisible	Pas de limitation des contraintes
Fissuration préjudiciable	$\sigma_s = \min (2/3 f_e, \text{Max} (0.5f_e, 110\sqrt{\eta f_t}))$
Fissuration très préjudiciable	$\sigma_{st} = \text{Max} (0,4 f_e; 88\sqrt{(\eta f_t)})$

IV. Les aciers actifs :

Les armatures actives sont des armatures en acier à haute résistance utilisé pour les constructions en béton précontraint. Les armatures actives de précontrainte sont sous tension même sans aucune sollicitation extérieure. Ils sont classés par catégories : fils, barres, torons. La précontrainte initiale à prendre en compte dans les calculs est donnée par la formule suivante :

1. f_{prg} : la limite de rupture garantie de l'acier de précontrainte.
2. f_{peg} : la limite d'élasticité de l'acier de précontrainte.

Le procédé utilisé est le procédé de « FREYSSINET », la précontrainte est réalisée par post-tension, les câbles utilisés sont de type 12T15S.

Tableau IV. 3 : récapitulatif des caractéristiques des armatures actives

Caractéristiques géométriques	
Nombre de torons par câble	12 torons
Section nominale de l'acier: A_p	$12 \times 150 \text{ mm}^2 = 1800 \text{ mm}^2$
Diamètre extérieure de la gaine : Φ_{ext}	80 mm
Caractéristiques mécaniques	
Contrainte de rupture garantie : f_{prg}	1860 MPa
Contrainte limite élastique garantie : f_{peg}	1600 MPa.
Coefficient de frottement en courbe : f	$0,18 \text{ rad}^{-1}$ si $R \geq 6m$ Ou $\frac{24-R}{100}$ si $3 \leq R \leq 6$ Avec R: le rayon de courbure du câblage.
Coefficient de frottement en ligne : φ	$2 \cdot 10^{-3} \text{ m}^{-1}$
Le module d'élasticité longitudinale (E_p) pour les torons	190000 MPa
Contrainte à l'origine σ_{p0}	min (0,8 f_{prg} ; 0,9 f_{peg}) min (1488 ; 1440) = 1440 MPa
Effort à l'origine : P_0	$\sigma_{p0} \times A_p = 1440 \times 1668 \times 10^{-6} = 2.40 \text{ MN}$
Masse nominale Y	1.101 kg/m
Module de la déformation élastique E_p	195 GPa
La valeur garantie de la perte par relaxation à 1000 heures ρ_{1000}	$\leq 2.5 \%$

Pour le calcul des pertes de précontrainte on a utilisé les paramètres suivants :

- Pénétration des câbles : 5 mm.
- Relâchement : Acier de faible relâchement ($\rho_{1000} = 2.5\%$).

Le relâchement à 1000 heures est inférieur au 2.0% pour une tension de 1300 Mpa

La mise en tension sera effectuée lorsque le béton aura une résistance caractéristique de

$$0.70f_{ck} = 0.70 * 35 = 24.5 \text{ MPa.}$$

Avec :

f_{ck} : résistance caractéristique en compression du béton armé.

IV.1.1.1 Le diagramme contrainte-déformation :

Selon le Fascicule n° 62 - Titre I - Section II, la figure suivante donne le diagramme contrainte-déformation des armatures de précontrainte :

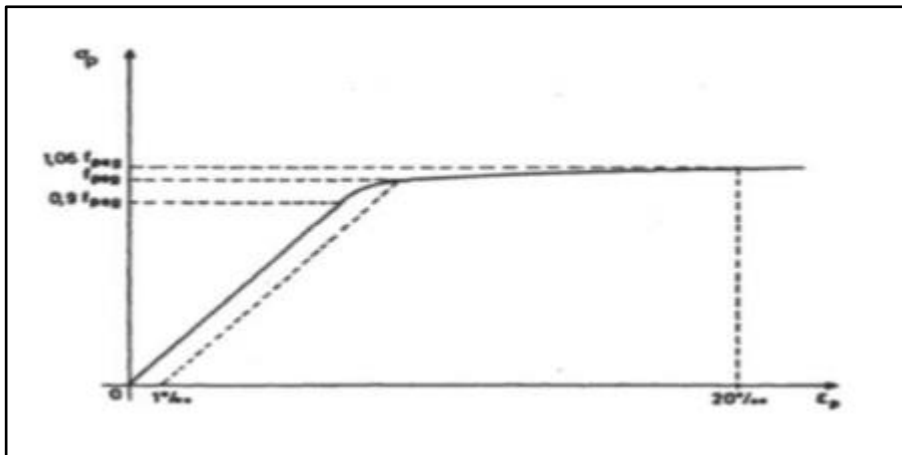


Figure IV. 7 : diagramme contrainte-déformation

V. Conclusion :

Le contenu de ce précédent chapitre et qui est [les caractéristiques des matériaux] est une pile essentielle dans le calcul de la précontrainte au près des caractéristiques géométriques des sections et des sollicitations due aux charges et surcharges extérieures et qui sera traité dans le chapitre [charges et surcharges].

CHAPITRE V

CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL

I. INTRODUCTION:

Les charges et surcharge dont on doit tenir compte, sont bien évidemment les charges issue de toute les états de l'ouvrage, à savoir les charges que reçoit ce dernier pendant sa vie en service mais aussi les charge lors de la phase de sa propre réalisation.

Dans ce chapitre, nous évaluerons les déférentes charges et surcharges agissent sur l'ouvrage, et du moment que le viaduc est constitué de deux ouvrages identiques, on va se concentrer sur un seul ouvrage qui représente parfaitement le deuxième.

II. NORMES ET REGLES DE CALCUL :

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

1. **Règles B.A.E.L.91 modifiées 99** : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limites.
2. **Règles B.P.E.L.91** : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint, suivant la méthode des états limites.
3. **RCPR** : règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les éprouves des ponts routes.
4. **RPOA 2008** : règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art.
5. **Fascicule 62** : règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.
6. **Guide SETRA** (service d'étude technique des routes et autoroutes).

III. CARACTERISTIQUE DE MATERIAUX RETENUS :

On a parlé lors du « chapitre II : Caractéristique des Matériaux » des caractéristiques minimum à adopter au cours de la réalisation de ce projet et celles pour les différents éléments.

Dans ce qui va suivre, on va fixer les valeurs des caractéristiques des matériaux à utiliser pour la superstructure (tablier) et pour l'infrastructure (pile, culé, fondation) :

III.1. Le Béton :

Tableau V. 1 : Caractéristiques du béton :

	Superstructure	Infrastructure
f_{c28} (MPa)	35	27
Type de Ciment	CPA 42.5	CPA 42.5
Dosage	450	350
f_{t28} (MPa)	2.7	2.22
Densité de BA (KN/m ³)	25	25

III.2. Les Armatures :

Les armatures passives et actives ont été traité en détaille lors du chapitre II (page : 23...25).

IV. CLASSE DE JUSTIFICATION DE LA PRECONTRAITE :

Classe I (la plus pénalisante)

Elle n'admet pas les contraintes de traction. Elle concerne les pièces soumises à la traction simple (tirants, parois de réservoir contenant des fluides) et les pièces sollicitées à la fatigue.

Classe II (la plus courante)

Elle admet les contraintes de traction dans le béton , mais pas la formation des fissures. Elle concerne le cas des éléments exposés à des ambiances agressives.

Classe III (la moins pénalisante)

Elle admet une ouverture limité des fissures sous les sollicitations extrêmes. Elle concerne les pièces en atmosphère peu agressive.

Classe II (la plus courante.)

Elle admet les contraintes de traction dans le béton, mais pas la formation des fissures. Elle concerne le cas des éléments exposés à des ambiances agressives.

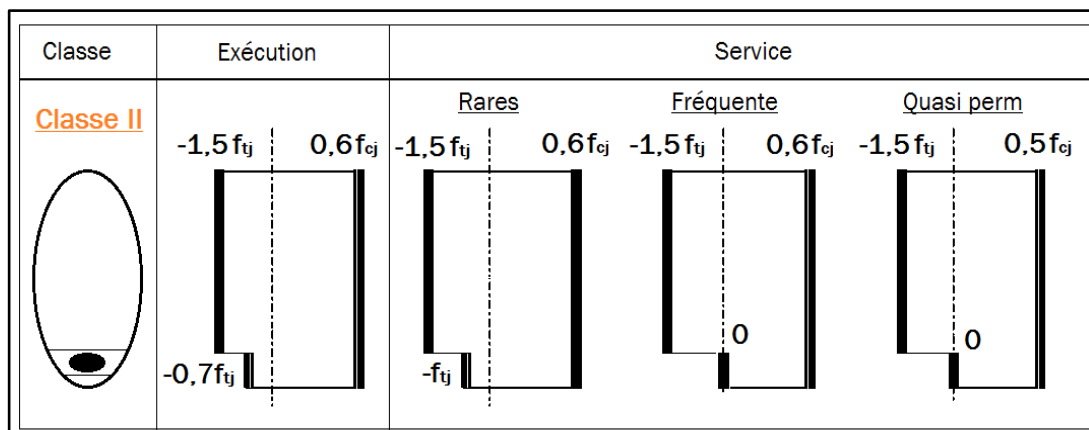


Figure V. 1 : Limitation des contraintes des sections en B.P

V. Evaluation des actions hors trafic :

V.1. Actions permanentes :

- Les compléments de charges permanentes CCP :

Tableau V. 2 : Estimation du poids dû aux CCP.

Eléments	Densité (KN/m ³)	Poids linéaire (KN/ml)	PCCP (KN)
Corniches	25	2 × 1.75	140
Pavage routier	25	25	1000
Trottoirs	25	2 × 3.25	260
Barrière de Sécurité	/	2 × 2	160
Total	/	39	1560

- Poids du tablier poutres:

Tableau V. 3 : Poids propre d'une poutre :

Elément	S (m ²)	L (m)	V (m ³)	P (KN)
Section d'about	1.2645	2 × 2	5.058	126.45
Section intermédiaire	1.0055	2 × 1	2.011	50.275
Section médiane	0.7465	34	25.381	634.525
Total	/	40	32.45	811.25

Tableau V. 4 . Poids du tablier poutres :

Elément	V (m ³)	Nombre	P (KN)
Poutre	32.45	8	6490
Dalle	110.4	1	2760
Entretoise	0.49	2 × 7	171.5
Poids propre total du tablier			9421.5
Poids total du tablier (poids propre + CCP)			10981.5
Poids total du tablier de la partie poutre (2 travées)			21963

V.2. Action thermique :

Afin de calculer les effets de la température sur la structure il est nécessaire de tenir compte des deux types d'actions thermiques:

- La variation uniforme de la température :

Dans ce cas, on a utilisé la norme Algérienne. L'ouvrage d'art a été considéré comme situé dans une zone de climat extrême. Les effets de la température ont été calculés conformément la norme de référence et les valeurs adoptées sont repris es ci-après :

- En Algérie du Nord (climat tempéré) : +35° C et -15° C
- Pour le proche et moyen Sud : +45° C et -20° C
- Pour l'extrême Sud : +50° C et -30° C

Les déformations linéaires sont à considérer entre les températures initiales moyennes au moment de la réalisation de l'ouvrage (généralement comprise entre +10° et +25°) et les températures extrêmes ci-dessus.

La différence de température prise en compte est comme suit :

$$\Delta T_{\max} = 35^{\circ} - 10^{\circ} = 25^{\circ} \text{ C} \quad \text{et} \quad \Delta T_{\min} = -15^{\circ} - 10^{\circ} = -25^{\circ} \text{ C}$$

Le coefficient de dilatation du béton est pris égale à :

$$\alpha = 1\text{E-}05 \text{ C}^{-1}$$

➤ Gradient thermique :

Tableau V. 5. Les valeurs du gradient thermique sont spécifiées dans la norme Algérienne :

	En phase de construction	En service
	Gradient (°C)	Gradient (°C)
Type 1 (tablier métallique)	±18	±10
Type 2 (tablier mixte)	±15	±8
Type 3 (tablier béton)	±12	±7

V.3. Action sismique :

Zones sismiques : Zone IIa : activité sismique moyenne

Concernant le classement de l'infrastructure, les liaisons autoroutières appartiennent au Groupe 1, désignés comme pont stratégique, et Groupe 2 le pont important (voir tableau suivant).

Tableau V. 6. Classification des ponts (RPOA 2008) :

Group de pont	importance
Group 01	Pont stratégique
Group 02	Pont important
Group 03	Pont d'importance moyenne

La norme RPOA 2008 détermine un coefficient d'accélération défini en fonction de la zone sismique et de l'importance du pont.

Tableau V. 7 . Coefficients d'accélération (RPOA 2008):

GROUPE DE PONT	ZONE SISMIQUE			
	I	IIa	IIb	III
1	0,15	0,25	0,30	0,40
2	0,12	0,20	0,25	0,30
3	0,10	0,15	0,20	0,25

D'après les RPOA 2008, les ponts d'autoroutes, routes express et voies à grande circulation ainsi comme liaisons assurant la continuité du réseau autoroutier sont classés dans le groupe 1 (Pont stratégique).

Le paramètre adopté sera donc le suivant : $A = 0.20 \text{ g}$

V.5.2. Evaluation des actions dues au trafic :

V.4.2.1. Système de charge à considérer :

D'après le RCPR les surcharges considérées sont :

- Charges Civiles : A(L) ; B (Bc, Bt, Br)
- Charges militaires : Mc120
- Charges exceptionnelles : D240

V.4.2.2. Caractéristiques du pont :

- Largeur roulable L_R : 12.5 m
- Largeur chargeable L_C : 11.5 m
- Sur-largurs : $2 \times 1 \text{ m}$
- Largeur d'une voie : 3.5 m
- Nombre de voies : 3
- Classe de ponts : $L_r \geq 7 \text{ m}$ **Pont de 1 ère classe.**

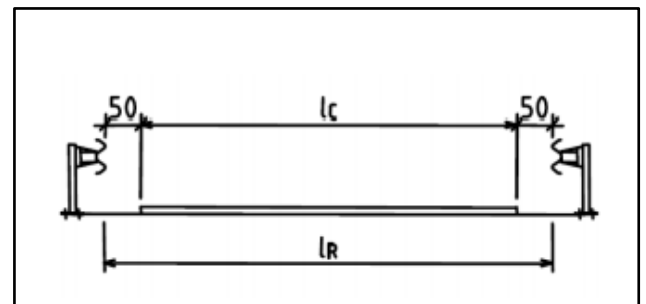


Figure V. 2 : La largeur roulable

VI. Les cas de chargement :

Vu que le tablier est un tablier à travée indépendante, le chargement d'une travée n'a pas d'influence sur les autres, on a donc un seul cas de charge et qui est le chargement total de la travée.

VI.1. Système de charge A :

$$A(l) = 2.30 + \frac{360}{L+12} \text{ (KN/m}^2\text{)}; \quad A = a_1 \times a_2 \times A(l); \quad A_1 = \max [a_1 A(l) ; 4 - 0.002L] \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

L : la longueur chargée du tablier (m).

En fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées, la valeur $A(l)$ est multipliée par les coefficients a_1 .

Tableau V. 8. Coefficient a_1 pour la charge $A(l)$:

Classe du pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	5
1	01	01	0.9	0.75	0.75
2	1	0.9	-	-	-
3	0.9	0.8	-	-	-

$a_2 = v_0/v$: v étant la largeur d'une voie, et $v_0 = 3.50$ m d'où $a_2 = 1$

Tableau V. 9. Valeurs de $A(L)$:

N des voies	$A(L)$ (KN/m ²)	a_1	a_2	$A(l) \times a_1 \times a_2$ (KN/m ²)	$A(l)$ (KN/ml)
1	9.22	1	1	9.22	32.28
2	9.22	1	1	9.22	64.56
3	9.22	0.9	1	8.30	87.16

VI.2. Système de charge B

Il comporte lui-même trois systèmes à appliquer séparément, et indépendant l'un de l'autre.

1. Système de charges **B_C** | Article 4.5.3 RCPR :

Le système **B_C** se compose de camions types (300 KN) comme illustré par la figure ci-après :

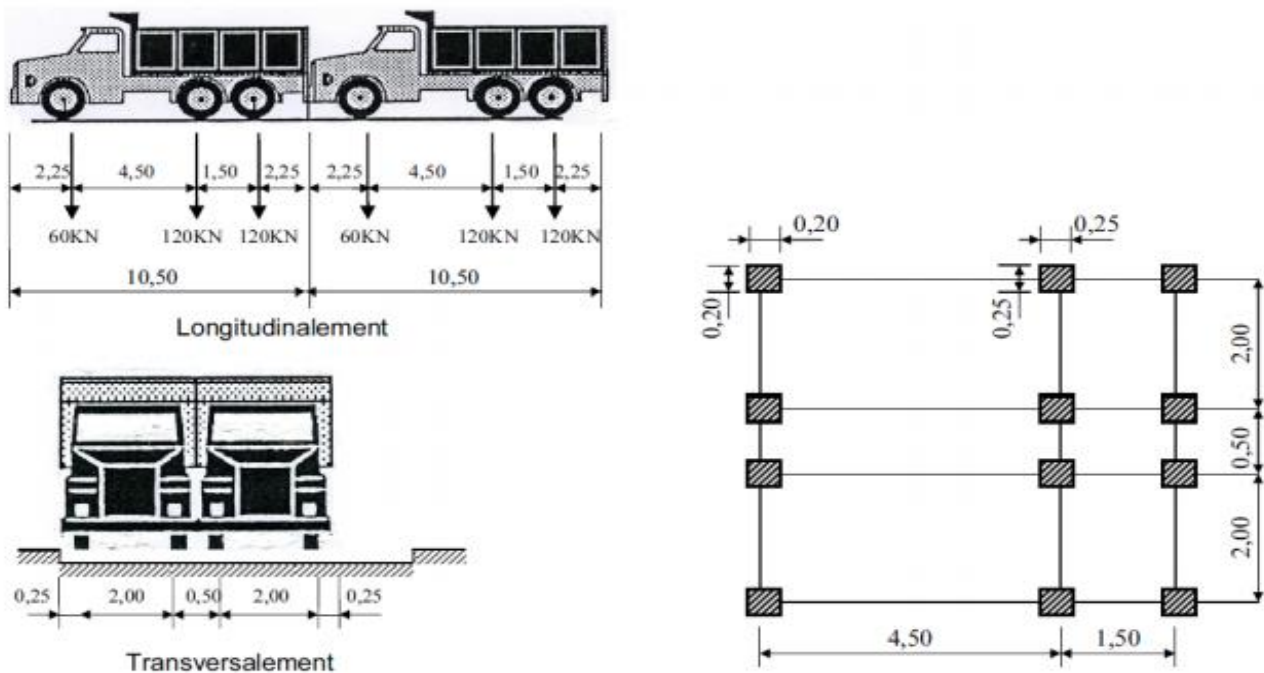


Figure V. 3 : Système de chargement BC

$$B_C = 2 \times (300 \times N \times bc)$$

N : Nombre de voies prises dans le calcul.

bc : coefficient qui dépend du nombre de voies chargé et de la classe du pont.

Tableau V. 10. Les valeurs de bc :

Classe du pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	5
1	1.20	1.10	0.95	0.80	0.70
2	1	1	-	-	-
3	1	0.8	-	-	-

Compte tenu de ce qui précède, les valeurs à concéder de B_C sont :

Tableau V. 11. Les valeurs de BC :

N° des voies	B _C (KN)	bc	B _C x bc (KN)
1	600	1.2	720
2	1200	1.1	1320
3	1800	0.95	1710

2. Système de charges **Bt** | Article 4.5.3 RCPR :

Le système **Bt** se compose de groupes de 2 essieux dits « essieux tandems » (160 KN).

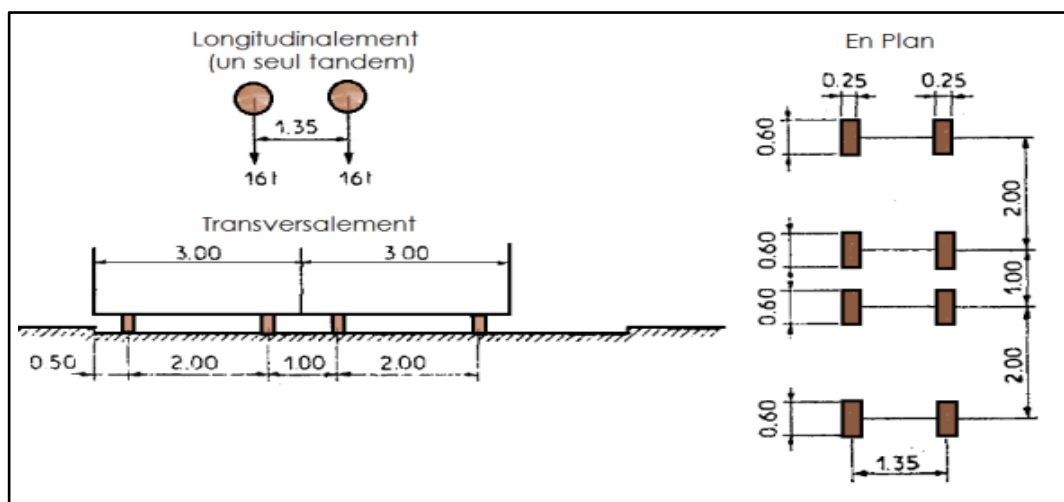


Figure V. 4 : : Système de chargement Bt

$$Bt = 2 \times (160 \times N \times bt)$$

- N : Nombre de voies prises dans le calcul.
- bt : coefficient qui dépend de la classe du pont.

Tableau V. 12. Les valeurs de bt :

Classe du pont	bt
Première classe	1.2
Deuxième classe	1

Les valeurs finales de Bt à adopter sont montrées dans le tableau suivant :

Tableau V. 13. Valeurs de Bt :

N° des voies	Bt (kN)	bt	Bt x bt (kN)
1	320	1.2	384
2 & 3	640	1.2	768

3. Système de charges **Br** | Article 4.5.2 RCPR :

Le système Br se compose d'une roue isolée (100 kN).

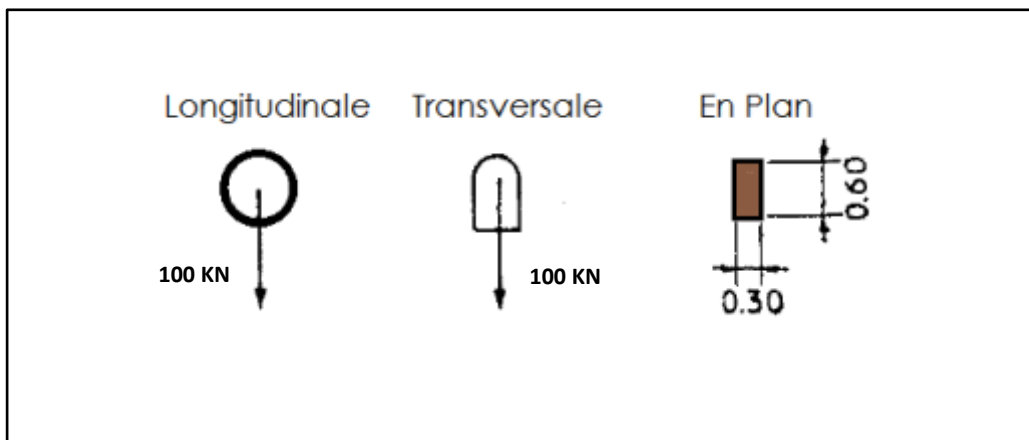


Figure V. 5 : Système de chargement Br

VI.3. Charges militaires : Mc 120

Afin de permettre la circulation des convois militaires, le dimensionnement des ponts prend en compte ces derniers :

- Poids total : 1 100 kN.
- Longueur de chenille : 6.10 m.
- Largeur de chenille : 1.00 m.
- Dans le sens transversal : un seul convoi quelle que soit la largeur de la chaussée.
- Dans le sens longitudinal : le nombre de véhicules est limité avec un espacement de 30.5 m.

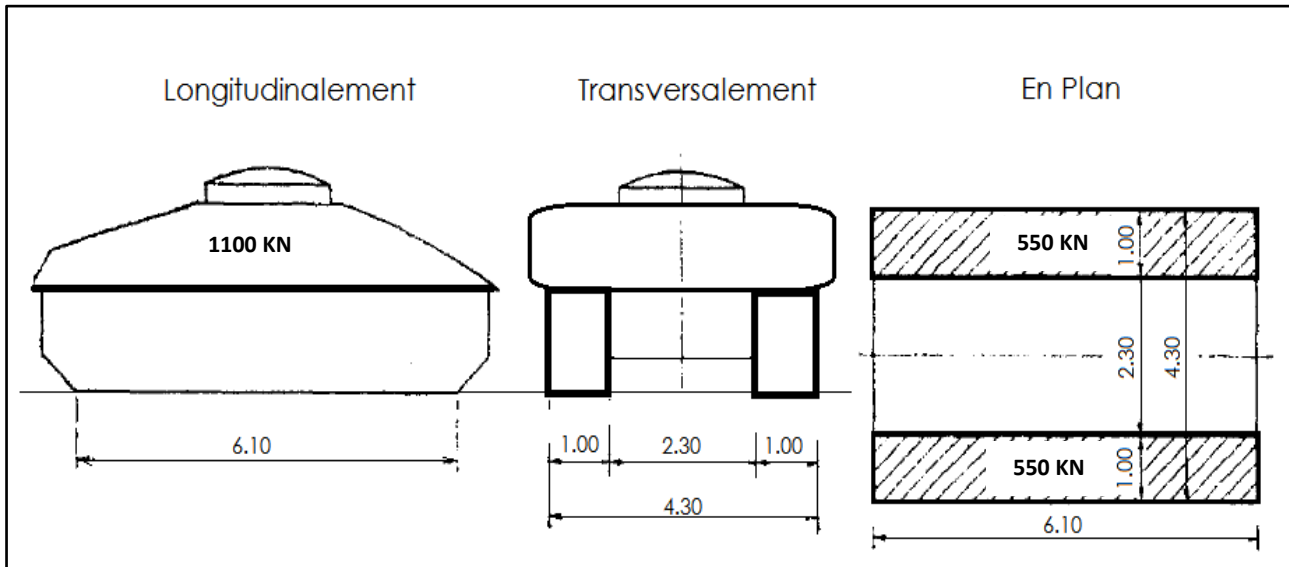


Figure V. 6 : Convoi de charge Mc 120

VII. Les Charges Exceptionnelles :

Sur les itinéraires classés pour permettre la circulation de convois lourds exceptionnels de l'un des types D ou E, les ponts doivent être calculés pour supporter le véhicule-type correspondant susceptible dans certains cas d'être plus défavorable que les charges des systèmes A et B.

Le CCTP précise alors le type de convoi lourd exceptionnel à prendre en compte, celui-ci étant exclusif de toute autre charge.

Les charges exceptionnelles ne sont pas frappées de majoration pour effet dynamique. Elles sont supposées ne développer aucune réaction de freinage ni force centrifuge. Les convois lourds exceptionnels sont supposés rouler sur les ponts à une vitesse au plus égale à 10 km/h ce qui justifie l'absence d'effets annexes

VII.1. Convoi exceptionnelle D240 :

Suite aux caractéristiques de notre pont, il ne peut être calculé que pour supporter les convois types D240 décrit ci-après, susceptible dans certains cas d'être plus défavorable que les surcharges des systèmes A et B. Le convoi D240 est supposé circuler seul quel que soit la largeur et la longueur du pont.

Dans le sens longitudinal il est disposé pour obtenir l'effet le plus défavorable. Dans le sens transversal, son axe longitudinal doit situer au moins à 3,50 mètres du bord de la largeur chargeable. Le convoi type D240 comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 240 tonnes de poids total.

Ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,20 mètres de large et de 18,60 mètres de long comme indiqué par la figure suivante :

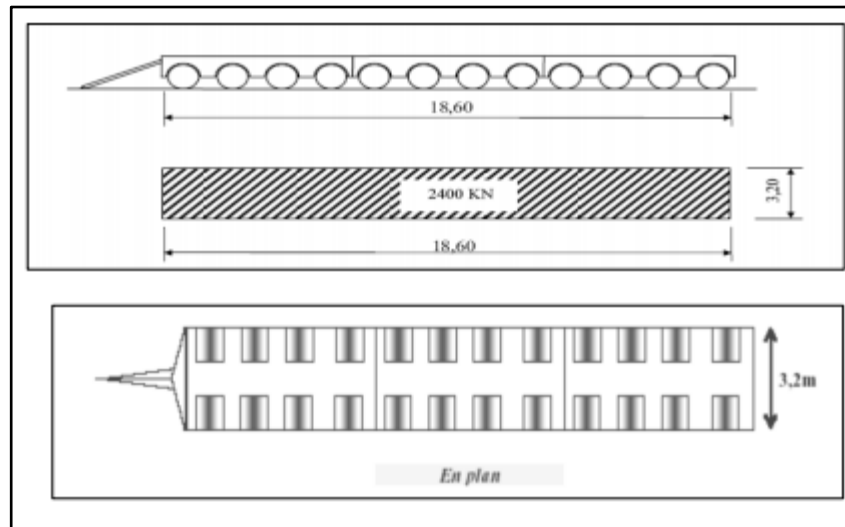


Figure V. 7 : Convoi exceptionnel D240

VIII. Coefficient de majoration dynamique :

Les systèmes de charges B et Mc120 sont majorés par un coefficient (δ) appelé coefficient de majoration dynamique. Ce coefficient permet de passer d'une étude dynamique vers une pseudo-dynamique. En effet, les charges dynamiques sont remplacées par des charges statiques majorées par ce coefficient. Le système de charge D240 n'est pas majoré vu la lenteur de ce dernier, sa charge est considérée directement comme une charge statique.

$$\delta = 1 + \frac{0.6}{1+4 \times \frac{G}{S}} + \frac{0.4}{1+0.2 \times L}$$

- L : représente la longueur de l'élément exprimée en mètres.
- G : sa charge permanente (Poids propre + CCP).
- S : sa surcharge maximale.

Tableau V. 14. Coefficients de majoration dynamique

Système de charge	L (m)	G (KN)	S (KN)	δ
Bc	40	10981.5	1710	1.067
Bt			768	1.055
Br			100	1.046
Mc120			1100	1.059

VIII.1. Efforts de freinage :

Les efforts de freinage, sont utilisés pour la justification des piles, des culées et des appareils d'appuis.

Les charges de système A(L) et B_C sont susceptibles de développer des réactions de freinage, ces efforts s'exercent à la surface de la chaussée dans l'un ou l'autre sens de la circulation.

On admet couramment que la résultante de ces efforts est centrée sur l'axe longitudinal de la chaussée.

➤ Système de charge B_C :

Chaque essieu d'un camion du système B_C peut développer un effort de freinage égal à son poids, parmi les camions B_C que l'on peut déplacer sur le pont, un seul est supposé freiner.

$$HFr (B_C) = B_C = 300 \text{ KN}$$

➤ Système de charge A

L'effort de freinage qui correspond au système de charge A est donné (en KN) par :

$$HFr (A(l)) = \frac{QA(l)}{20+0.0035 \times S}$$

Avec $QA(l) = A(l) \times S$

S : est la surface chargée en (m²).

Tableau V. 15. L'effort de freinage HFr(KN) de système A(l) :

N des voies	S (m ²)	A(l) (KN/m ²)	HFr (KN)
1	140	9.22	63.00
2	280	9.22	123.05
3	420	8.30	162.37

IX. CONCLUSION :

Pour conclure ce chapitre, on tient à rappeler qu'une bonne estimation des charge et surcharges ayant un impact sur l'ouvrage aide à se rapprocher un peu plus de l'état réel du futur pont.

L'évaluation des déférentes charges et surcharges a été établit selon le **R.C.P.R**

CHAPITRE VI

EVALUATIONS DES EFFORTS

LONGITUDINAUX

I. Introduction

Le déplacement des charge le long du tablier donne naissance à des efforts internes variables selon la position de cette dernier, et il est évident que pour le calcul et les vérifications on est amené à prendre en considération le cas le plus défavorables, et a cet effet il faut déterminer les positions des charges et surcharges aussi appelé cas de charge, qui nous donne cette situation défavorable à adapter.

Dans ce qui va suivre, on va déterminer les éléments de réductions (moment fléchissant et effort tranchant) dans les sections les plus sollicitées et au quart de la travée.

La méthode à adopter pour la détermination des cas des charges indépendants les plus défavorables est la méthode des lignes d'influence qu'on va expliquer juste après.

II. Détermination des éléments de réductions :

Le calcul des éléments de réduction consiste à déterminer le moment fléchissant maximum et l'effort tranchant maximum sous l'effet des charges permanentes et des surcharges.

Les surcharges à prendre en compte : A (L), Bc, Bt, Br, Mc120, D240.

Utilisation des lignes d'influences :

Dans ce qui va suivre, on va utiliser la méthode des lignes d'influence afin de déterminer la position critique des charges donnant lieu au moment maximum.

La ligne d'influence du moment fléchissant en un point donné d'une poutre est une courbe donnant la variation du moment fléchissant en ce point quand une force égale à l'unité se déplace sur la poutre (pour une poutre isostatique ; cette courbe est formée de deux droites). Pour obtenir les moments, on multiplie les ordonnées des lignes d'influences par la force F dans le cas où cette force est concentrée, si elle est répartie uniformément, c'est par l'aire de la ligne d'influence se trouvant sous cette charge uniforme.

II.1. Eléments de réductions longitudinales dus au poids propre :

II.1.1.1 Moments fléchissant :

$$M_{\max} = Q \times L^2/8$$

Avec :

Q : poids propre égale à 274.54 K

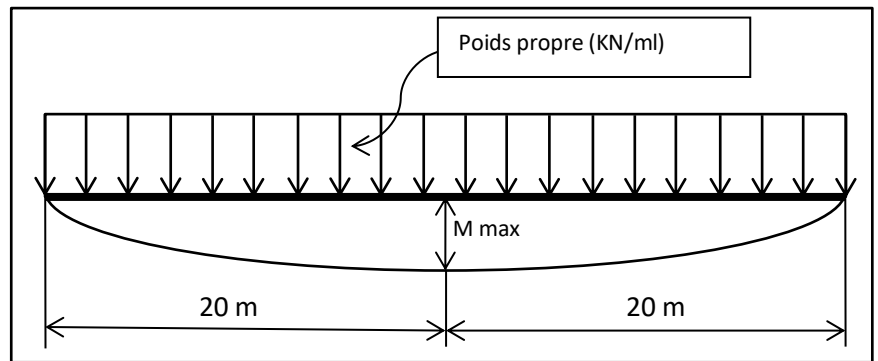


Figure VI. 1: Moment fléchissant max due au poids propre

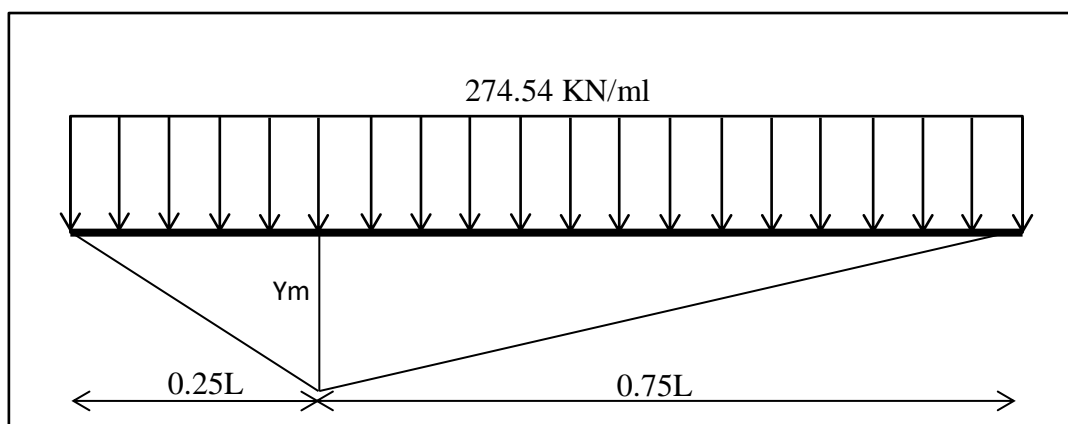


Figure VI. 2 : Moment fléchissant 0.25L due au poids propre

$$Y_m = \frac{0.25L \times 0.75L}{L} = 7.5 \text{ m}$$

$$M(0.25L) = 7.5 \times 40 \times 274.54 / 2 = 41181.00 \text{ KN.m}$$

Tableau VI. 1 : Résultats des moments fléchissant due au poids propre

CHARGE (KN)	M max (KN.m)	M0.25L (KN.m)
274.54	54908.00	41181.00

II.1.1.2 Effort tranchant :

Pour X = 0 :

$$T_{\max} = R_A = R_B = \frac{Q L}{2} = \frac{274.54 \times 40}{2} = 5490.80 \text{ KN}$$

Pour X = 0.25L :

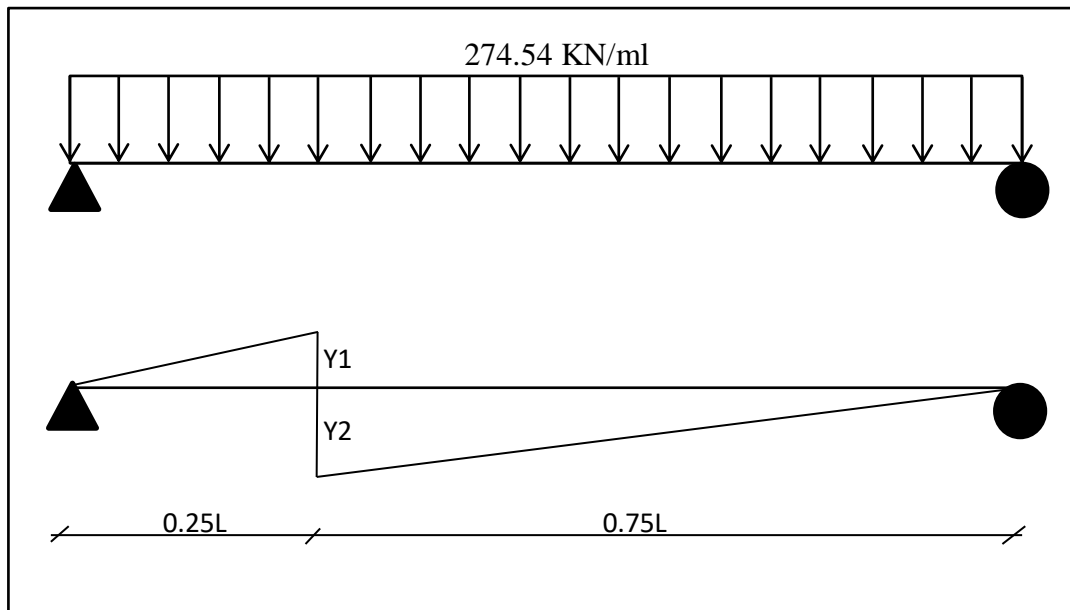


Figure VI . 3 Effort tranchant due aux poids propre a 0.25L

Avec $Y1+Y2 = 1$ m

Et $\frac{Y1}{0.25L} = \frac{Y2}{0.75L}$ d'où $Y1 = 0.25$ m et $Y2 = 0.75$ m

On a donc :

$$T(0.25L) = 274.54 \times [(0.25L \times Y1) + (0.75L \times Y2)] / 2$$

$$= 274.54 \times [(10 \times 0.25) + (30 \times 0.75)] / 2 = 3431.75 \text{ KN}$$

Tableau VI. 2 . Résultats des efforts tranchant due au poids propre

CHARGE (KN)	T max (KN)	T0.25L (KN)
274.54	5490.80	3431.75

II.2. Moment fléchissant longitudinaux dus aux surcharges :

II.2.1 Surcharge A (L):

II.2.1.1 Le moment fléchissant :

$$M_{\max} = A(L) \times L^2/8.$$

Avec : $L = 40$ m

Pour $X = 0.25L$ le moment à 0.25L est déterminé à l'aide de la méthode des lignes d'influence comme montre la figure ci-dessous :

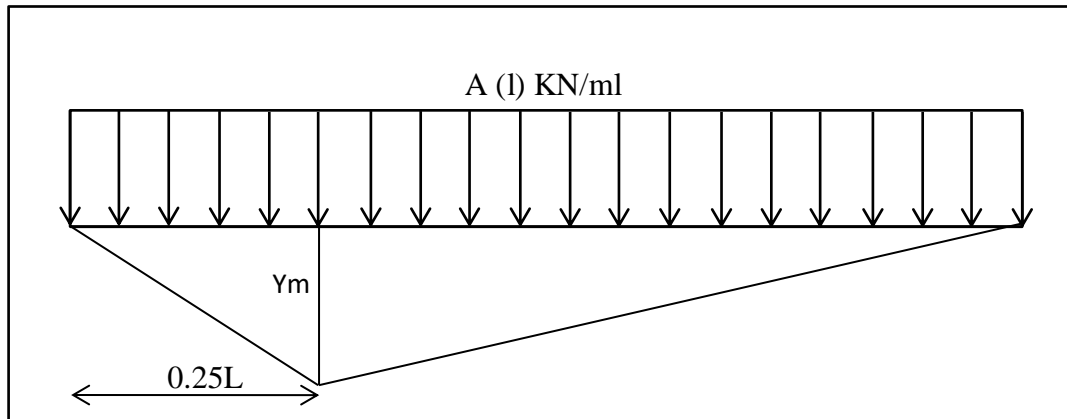


Figure VI . 4 Moment fléchissant due à la charge A(l) a 0.25L

$$\text{Avec } Y_m = \frac{0.25L \times 0.75L}{L} = 7.5 \text{ m}$$

$$M(0.25L) = A(l) \times \frac{Y_m \times L}{2}$$

Les résultants sont inscrits dans le tableau ci-dessous:

Tableau VI. 3 : Résultats des moments fléchissant due aux surcharges A(l)

Nombres de vois chargé	L(m)	A(l) KN/ml	M max (KN.m)	M (0.25L) (KN.m)
1	40	32.28	6456.00	4842.00
2	40	64.56	12912.00	9684.00
3	40	87.16	17432.00	13074.00

II.2.1.2 Effort tranchent :

Pour X = 0.00 m

$$T_{\text{Max}} = R_A = R_B = \frac{A(l) L}{2}$$

Pour X = 0.25L

L'effort tranchent est déterminé à l'aide de la méthode des lignes d'influence :

$$T(0.25L) = A(l) \times [(0.25L \times Y_1) + (0.75L \times Y_2)] / 2$$

Avec

$$Y_1 + Y_2 = 1 \text{ m}$$

$$\text{Et } \frac{Y_1}{0.25L} = \frac{Y_2}{0.75L} \text{ d'où } Y_1 = 0.25 \text{ m et } Y_2 = 0.75 \text{ m}$$

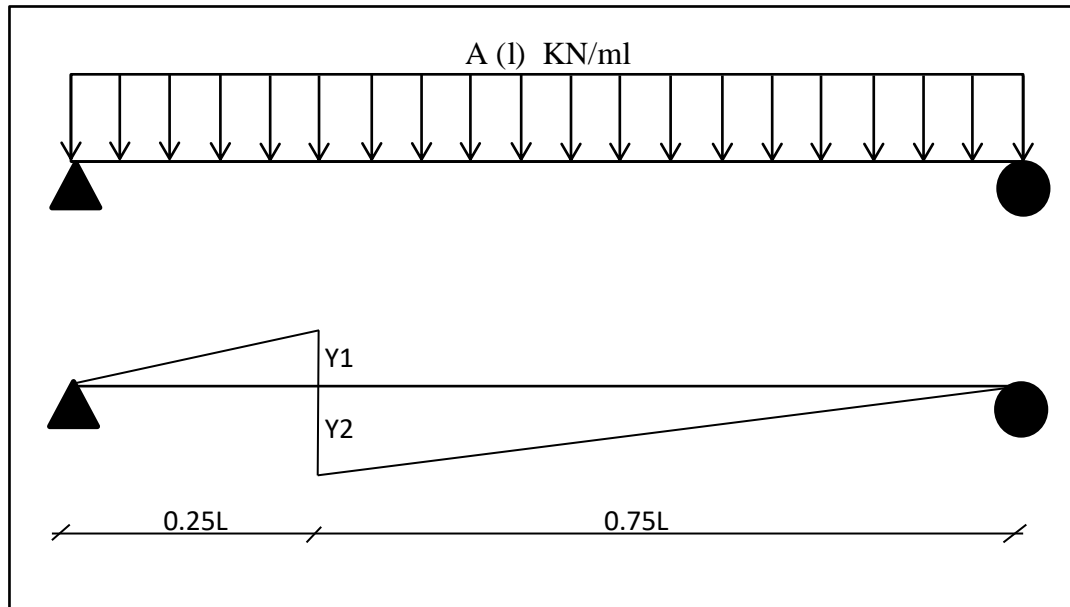


Figure VI . 5 Ligne d'influence pour le calcul de l'effort tranchant a 0.25L

Les résultats sont montrés par le tableau suivant :

Tableau VI. 4 : Résultats des efforts tranchant due à la surcharge A(l)

Nombres de vois chargé	L(m)	A(l) KN/ml	T _{Max} (KN)	T 0.25L
1	40	32.28	645.60	403.25
2	40	64.56	1291.20	807.00
3	40	87.16	1743.20	1089.50

II.2.2 Système Bc :

Pour le système Bc nous utilisons le théorème de BARRE pour déterminer la section dangereuse de la poutre.

II.2.2.1 Théorème de barrée :

Le moment fléchissant est maximum au droit de l'essieu de façon que cet essieu et la résultante du convoi se trouvant symétriquement par rapport à l'axe de la poutre.

II.2.2.2 Détermination du moment maximum :

1^{ere} cas :

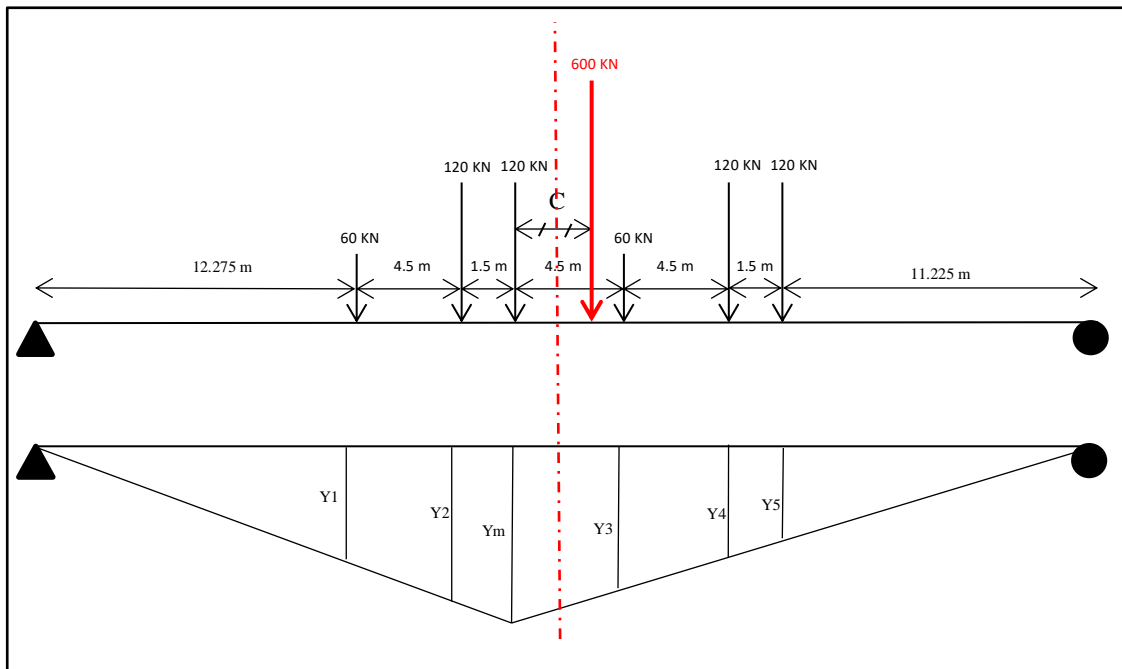


Figure VI . 6 Ligne d'influence pour le calcul du moment Bc 1ere cas

Détermination de la position de la résultante des charges :

On calcule la somme des moments de ces charges par rapport a un point quelconque :

On prend comme référence un point distant de 1 mètre de la charge de 60 KN du premier camion dans le sens de son déplacement.

$$D'où : M = 60 \times 1 + 120 \times 5.5 + 120 \times 7 + 60 \times 11.5 + 120 \times 16 + 120 \times 17.5 = 6270 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc : } X_R = \frac{6270}{600} = 10.45 \text{ m à partir du point de référence}$$

On déduit donc la valeur de $c = 10.45 - 7 = 3.45 \text{ m}$

Ainsi on peut compléter le schéma ci-dessus.

$$X_m = 18.275 \text{ m et } Y_m = \frac{X_m \times (L - X_m)}{L} = 9.93 \text{ m}$$

Donc :

- $Y_1 = 6.67 \text{ m}$
- $Y_2 = 9.12 \text{ m}$
- $Y_3 = 7.87 \text{ m}$
- $Y_4 = 5.82 \text{ m}$
- $Y_5 = 5.13 \text{ m}$

Le moment à la section la plus sollicitée pour ce cas de charge est :

$$M_1 = 60Y_1 + 120Y_2 + 120Y_m + 60Y_3 + 120Y_4 + 120Y_5 = 4472.4 \text{ KN.m.}$$

2^{ème} cas :

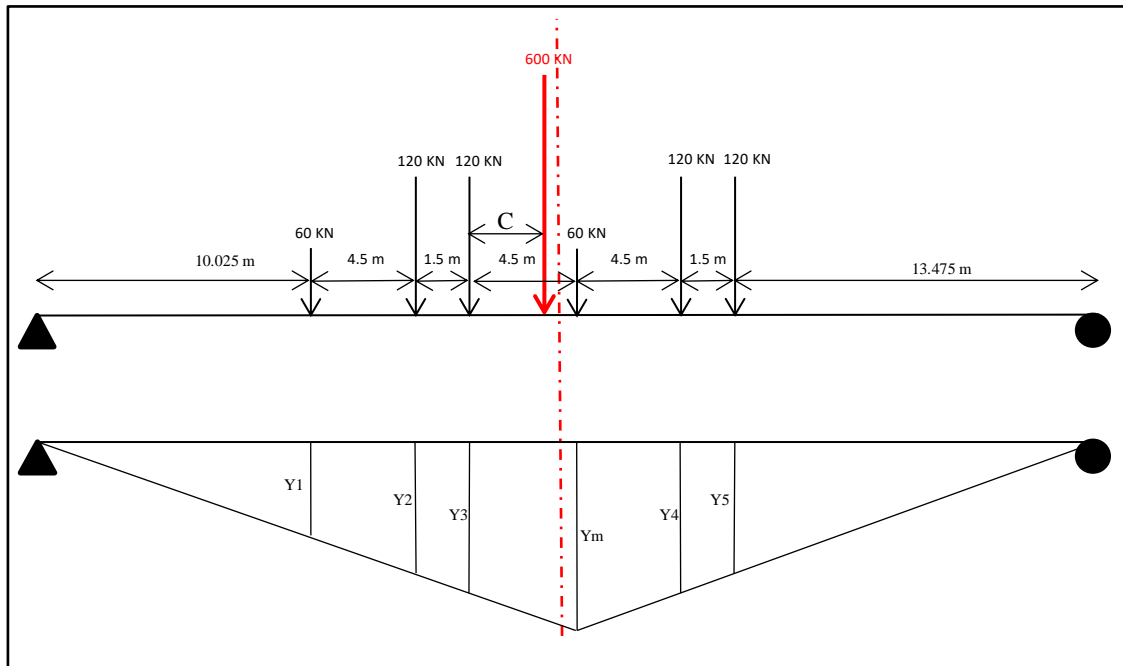


Figure VI . 7 Ligne d'influence pour le calcul du moment Bc 2eme cas

Le moment à la section la plus sollicitée pour ce cas de charge est :

$$M = 60Y1 + 120Y2 + 120Y3 + 60Y4 + 120Y5 + 120Y6$$

Avec :

- $Y_m = 9.99 \text{ m}$
- $Y_1 = 4.88 \text{ m}$
- $Y_2 = 7.07 \text{ m}$
- $Y_3 = 7.80 \text{ m}$
- $Y_4 = 7.68 \text{ m}$
- $Y_5 = 6.91 \text{ m}$

Donc : **$M_2 = 4427.4 \text{ KN.m}$**

On a $M_1 > M_2$ donc le cas le plus défavorable est les cas N° 01

$$M_{\text{Max}} = 4472.40 \text{ KN.m}$$

Tableau VI. 5 : Résultats des Moments fléchissants due à la charge Bc à 0.5L

Nombre de voies chargées	bc	δ	M_{Max} (KN.m)
1	1.2	1.054	5656.69
2	1.1	1.062	10449.32
3	0.95	1.067	13600.35

II.2.2.3 Détermination du moment maximum à 0.25L :

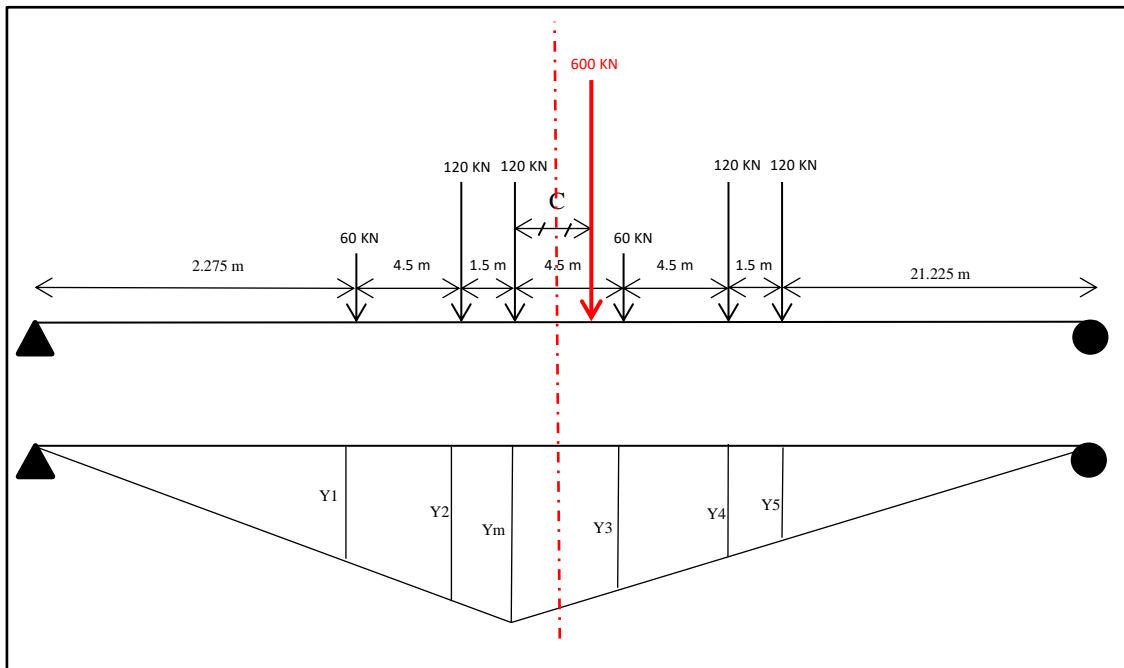


Figure VI . 8 Ligne d'influence pour le calcul du moment Bc a 0.25L

Avec

- $Y_m = 4.39$ m
- $Y_1 = 1.21$ m
- $Y_2 = 3.59$ m
- $Y_3 = 3.77$ m
- $Y_4 = 3.14$ m
- $Y_5 = 2.94$ m

D'où $M_{0.25L} = 60Y_1 + 120Y_2 + 120Y_m + 60Y_3 + 120Y_4 + 120Y_5$

$$M_{0.25L} = 1986 \text{ KN.m}$$

$M_{Max} = M_{0.25L} \times bc \times \delta_{bc} \times \text{nombre de voie chargées.}$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 6 : Résultats des Moments fléchissant due à la charge $X=0.25L$

Nombre de voies chargées	bc	δ_{bc}	$M_{0.25L}$ (KN.m)
1	1.2	1.054	2511.89
2	1.1	1.062	4640.09
3	0.95	1.067	6039.33

II.2.2.4 Effort tranchant Maximum :

L'effort tranchant maximum est obtenu a $x=0$ ou $x=L$ et pour la disposition suivante :

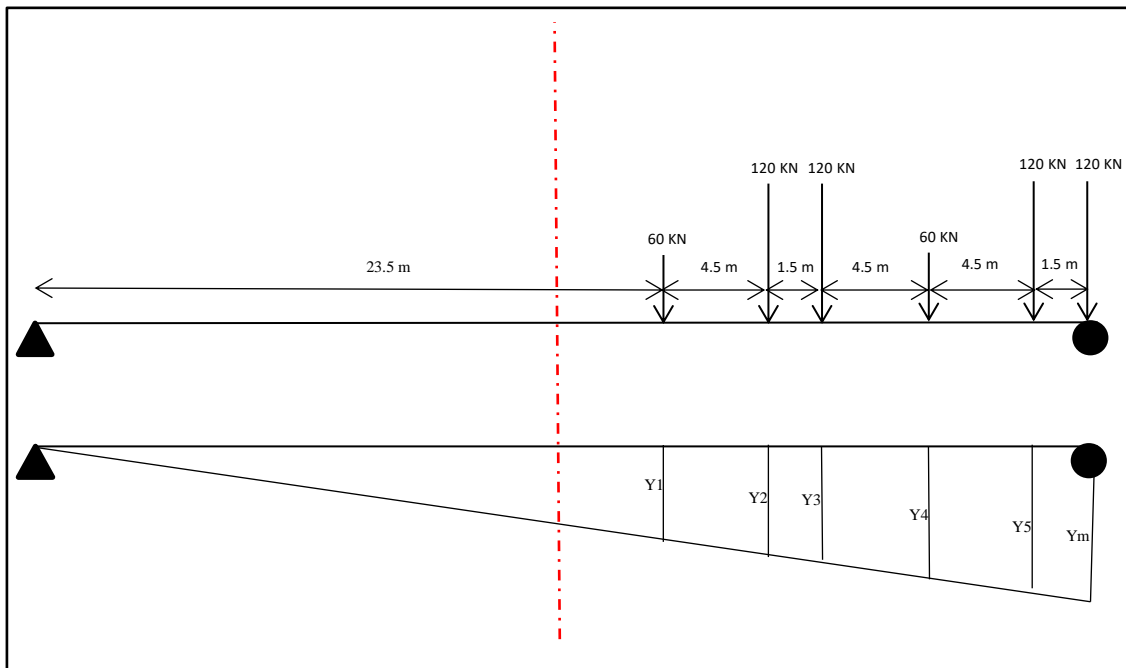


Figure VI. 9 : Ligne d'influence pour le calcul de l'effort tranchant

Avec

- $Y_m = 1 \text{ m}$
- $Y_1 = 0.5875 \text{ m}$
- $Y_2 = 0.7 \text{ m}$
- $Y_3 = 0.7375 \text{ m}$
- $Y_4 = 0.85 \text{ m}$
- $Y_5 = 0.9625 \text{ m}$

$$T_a = 60Y_1 + 120Y_2 + 120 Y_3 + 60Y_4 + 120Y_5 + 120Y_m$$

$$T_a = 494.25 \text{ KN}$$

$$T_{Max} = T_a \times [\text{nombre de voie chargées}] \times bc \times \delta_{bc}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau ci- dessous

Tableau VI. 7 : Résultats des efforts tranchant due à la surcharge Bc

Nombre de voies chargées	bc	δ	T_{Max} (KN)
1	1.2	1.054	625.13
2	1.1	1.062	1154.77
3	0.95	1.067	1502.99

II.2.2.5 Effort tranchant a $X = 0.25L$:

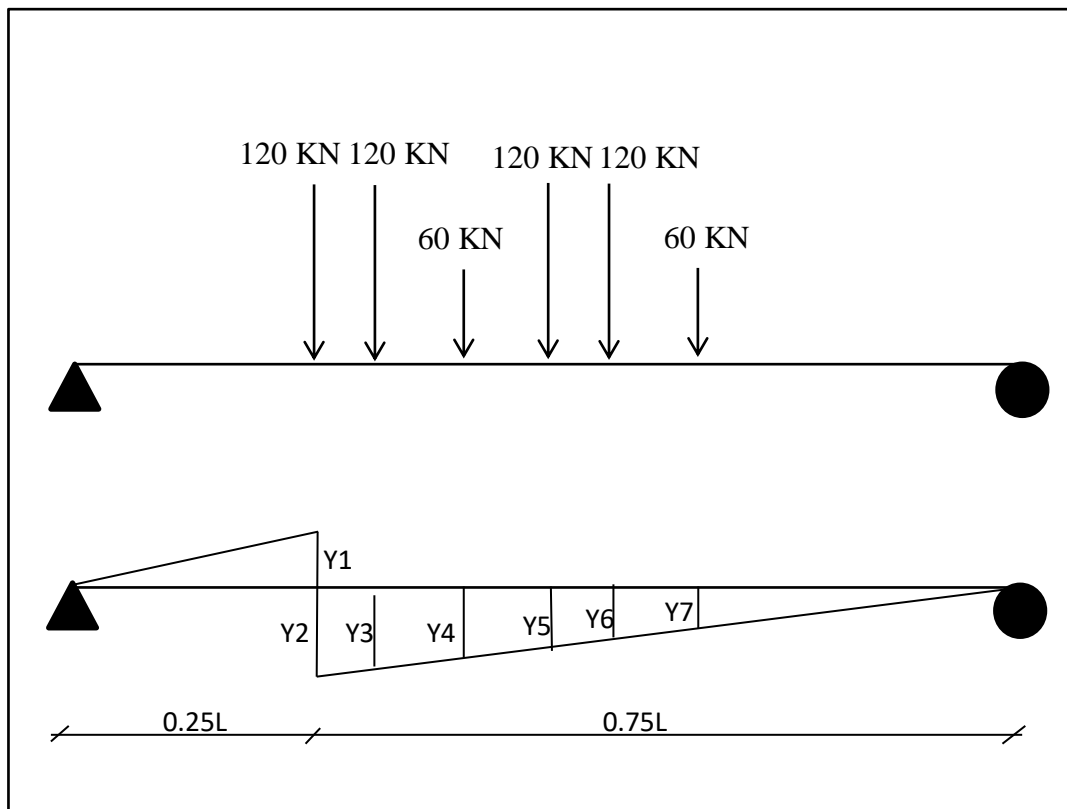


Figure VI . 10 Effort tranchant due à la charge Bc a 0.25L

Avec :

- $Y2 = 0.75$ m
- $Y3 = 0.7125$ m
- $Y4 = 0.6$ m
- $Y5 = 0.4875$ m
- $Y6 = 0.45$ m
- $Y7 = 0.3375$ m

$$T_a = 120Y2 + 120Y3 + 60Y4 + 120Y5 + 120Y6 + 60Y7 = 344.25 \text{ KN}$$

$$T_{0.25L} = T_a \times [\text{nombre de voie chargées}] \times bc \times \delta_{bc}$$

Les résultats sont présentés par le tableau suivant :

Tableau VI. 8 : Résultats des efforts tranchant due à la surcharge Bc à 0.25L

Nombre de voies chargées	bc	δ	T_{Max} (KN)
1	1.2	1.054	435.41
2	1.1	1.062	804.31
3	0.95	1.067	1046.85

II.2.3 Système de charge Bt :

II.2.3.1 Moment Maximum :

A $X=0.5L$:

On a deux charges concentrées donc un seul cas de charge :

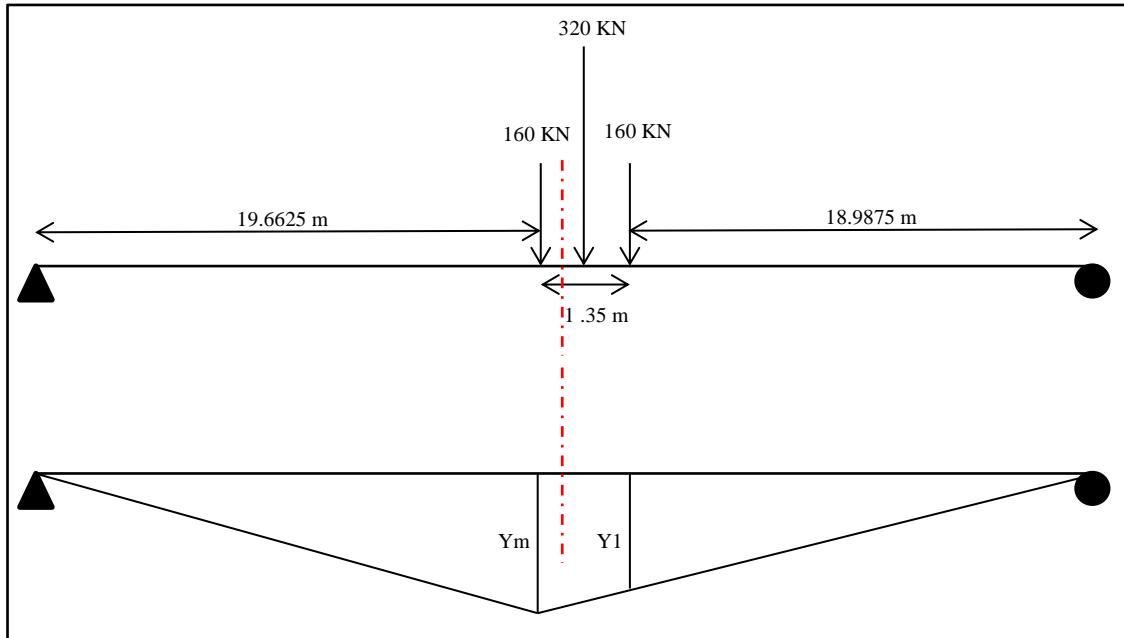


Figure VI . 11 Ligne d'influence pour le calcul du moment Max Bt

$$X_m = 19.6625 \text{ m} \text{ et } Y_m = \frac{X_m \times (L - X_m)}{L} = 9.997 \text{ m}$$

$$\text{D'où : } Y_1 = 9.334 \text{ m}$$

$$M_{\text{Max}} = 160 (Y_1 + Y_m) = 3092.89 \text{ KN.m}$$

$$M (1Bt) = M_{\text{Max}} \times bt \times \delta_1 \times 1 = 3092.89 \times 1.2 \times 1.050 = 3895.72 \text{ KN.m}$$

$$M (2Bt) = M_{\text{Max}} \times bt \times \delta_2 \times 2 = 3092.89 \times 1.2 \times 1.055 \times 2 = 7831.20 \text{ KN.m}$$

Tableau VI. 9 : Résultats des moments fléchissent Max à 0.5L pour les deux cas de charge

Nombre de tandem	bt	δt	Moment fléchissant (KN.m)
1 tandem	1.2	1.050	3895.72
2 tandems	1.2	1.055	7831.20

Pour $X = 0.25L$:

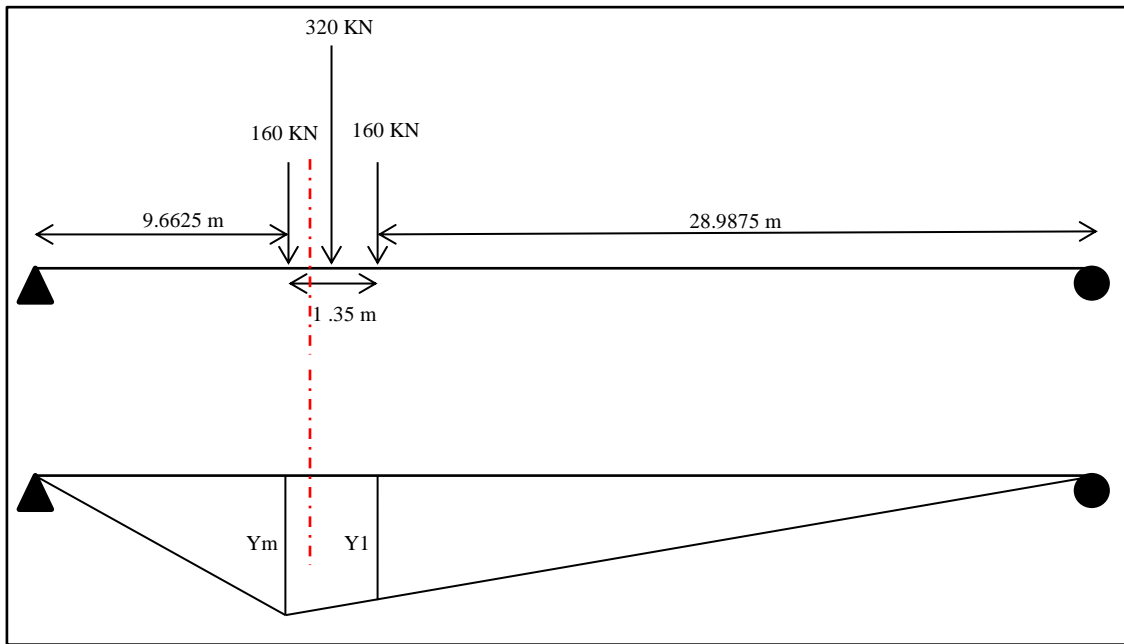


Figure VI. 12 Ligne d'influence pour le calcul du moment B_t

$$Y_m = 7.33 \text{ m}$$

$$Y_l = 7.00 \text{ m}$$

$$M_{0.25L} = 160 \times (7.33 + 7.00) = 2292.80 \text{ KN.m}$$

Tableau VI. 10 : Résultats des moments fléchissent à $0.25L$ pour les deux cas de charge

	b_t	δt	Moment fléchissant (KN.m)
1 tandem	1.2	1.050	2888.93
2 tandems	1.2	1.055	5805.37

II.2.3.2 Effort tranchant :

Détermination de l'effort tranchant maximum a $X = X_0$ et $X = L$:

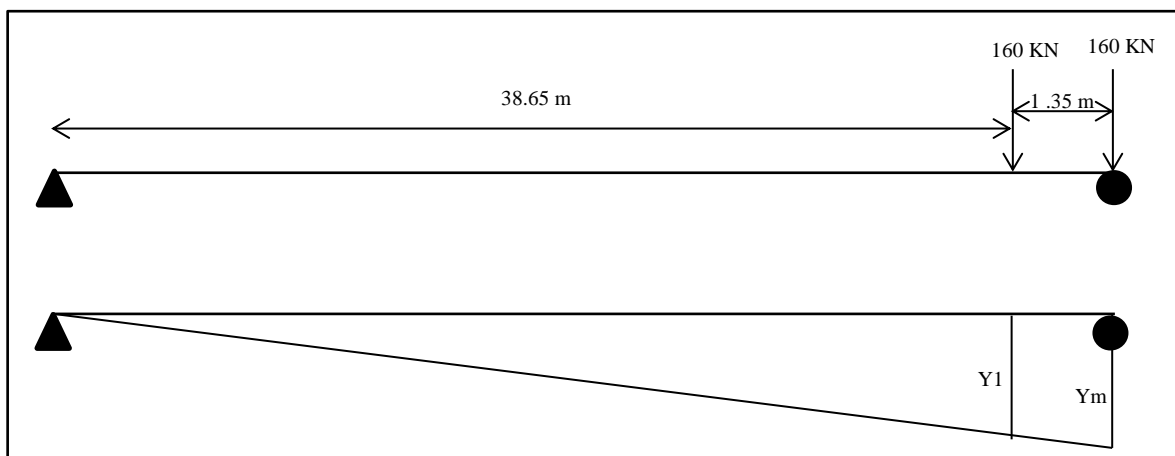


Figure VI. 13 Effort tranchant due aux surcharges B_t

CHAPITRE VI : EVALUATIONS DES EFFORTS LONGITUDINAUX

$$T_a = 160 \times (Y_1 + Y_m)$$

Avec : $Y_m = 1$ et $Y_1 = 0.97$

$$D'o\grave{u} : T_a = 315.2 \text{ KN}$$

$$T_{\text{Max}} = T_a \times \text{nombre de tandem} \times b_t \times \delta_t$$

Tableau VI. 11 : Résultats de l'effort tranchant maximum pour les deux cas de charge

Nombres de tandems	b_t	δb_t	T max (KN)	T0 (KN)
1 tandem	1.2	1.050	397.152	49.64
2 tandems	1.2	1.055	798.086	99.76

Avec T0 : Effort tranchant sur une poutre.

Pour $X = 0.25L$:

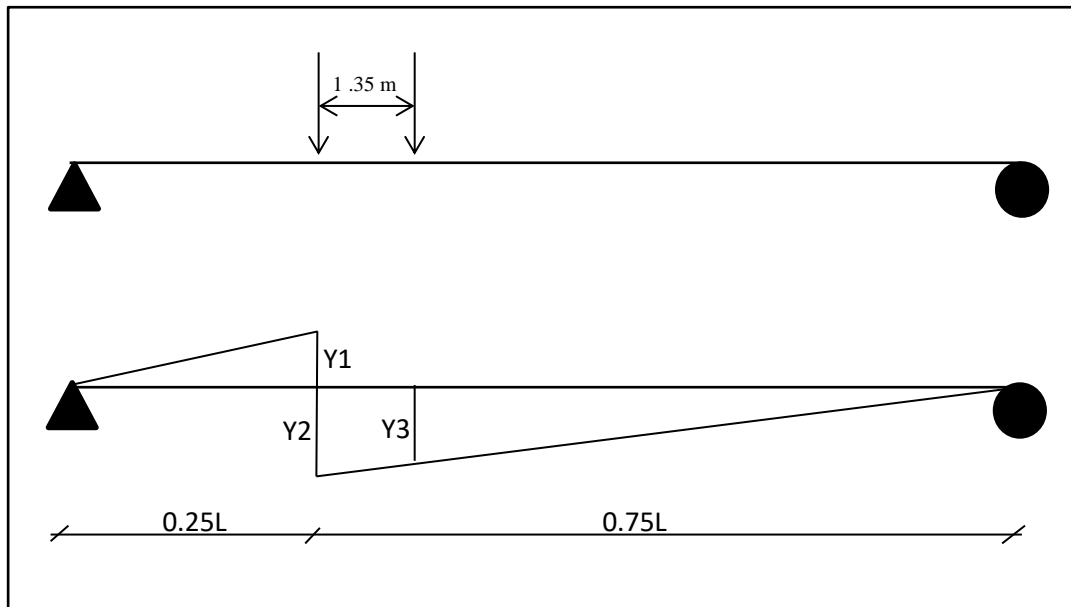


Figure VI. 14 Effort tranchant due à la charge B_t à $0.25L$

On a :

- $Y_2 = 0.75 \text{ m}$
- $Y_3 = 0.71625 \text{ m}$

$$T_a = 160 \times (Y_2 + Y_3) = 234.60 \text{ KN}$$

$$T_{0.25L} = T_a \times \text{nombre de tandem} \times b_t \times \delta$$

Tableau VI. 12 : Résultats de l'effort tranchant à $0.25L$ pour les deux cas de charge.

Nombres de tandems	b_t	δb_t	T 0.25L (KN)	T0 (KN)
1 tandem	1.2	1.050	295.596	36.95
2 tandems	1.2	1.055	494.007	74.25

II.2.4 Système de charge Br :

II.2.4.1 Moment fléchissant :

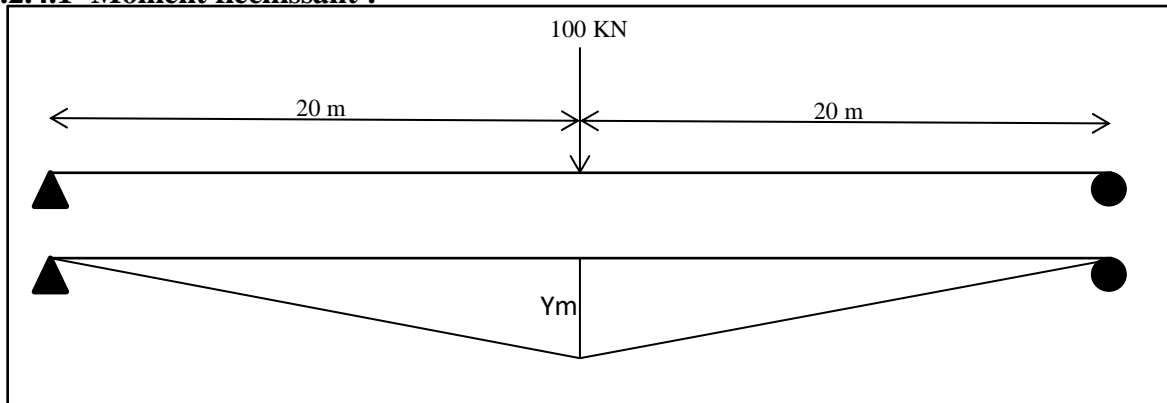


Figure VI . 15 Schéma statique de la charge Br a 0.5L

On a $Y_m = 10 \text{ m}$

Donc $M_{Br} = 1000 \text{ KN.m}$

$$M_{Max} = M_{Br} \times \delta_{Br} = 1046 \text{ KN.m}$$

Pour $X = 0.25L$:

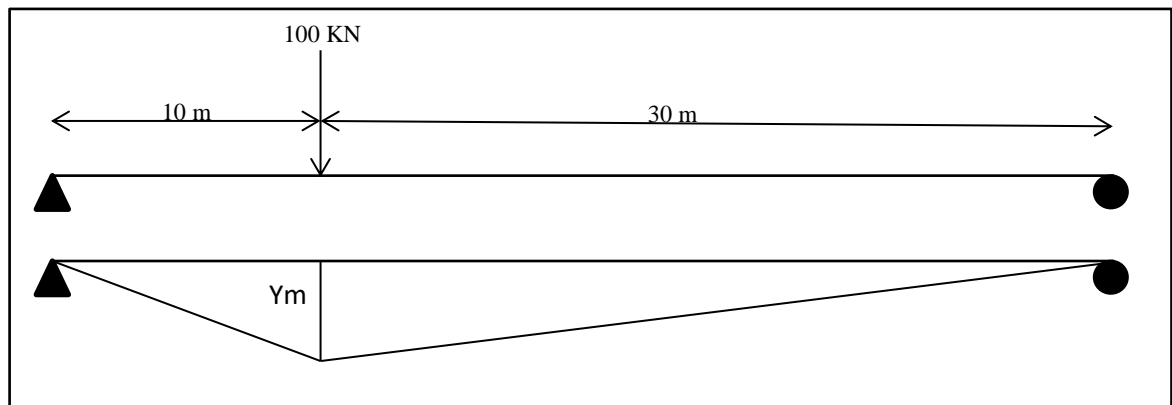


Figure VI . 16 Schéma statique de la charge Br a 0.25L

On a :

$$Y_m = 7.5 \text{ m}$$

$$D'o\grave{u} : M_{0.25L} = 100 \times 7.5 \times \delta_{Br} = 784.50 \text{ KN.m}$$

II.2.4.2 Effort tranchant :

Pour $X = 0$

Le cas le plus critique est le cas où on a la charge sur appui

$$T(Br) = 100 \times \delta_{Br} = 104.6 \text{ KN}$$

Pour $X = 0.25L$

$$T(\text{Br}) = 100 \times 0.75 \times \delta_{\text{Br}} = 78.45 \text{ KN}$$

II.2.5 Charges militaire Convoi Mc120 :

II.2.5.1 **Moment fléchissant** : Pour $X = 0$

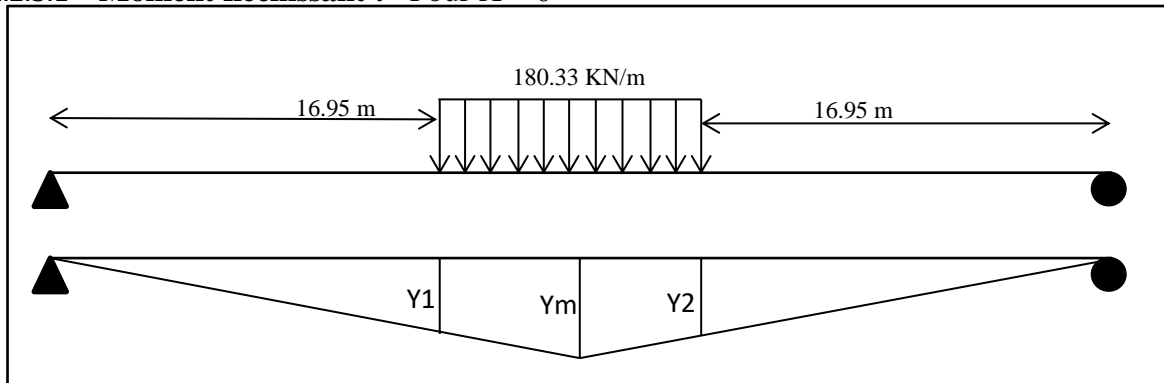


Figure VI. 17 Schéma statique du convoi militaire Mc120 a $X=L/2$

Avec $Y1 = Y2 = 8.475 \text{ m}$ et $Ym = 10 \text{ m}$

$$M(\text{Mc120}) = 2[(Y1 + Ym) \times (6.1/2) \times 180.33]/2$$

D'où : $M(\text{Mc120}) = 10161.37 \text{ KN.m}$

$$M_{\text{Max}} = M(\text{Mc120}) \times \delta_{\text{Mc120}} = 10161.37 \times 1.059 = 10760.89 \text{ KN.m}$$

Pour $X = 0.25L$:

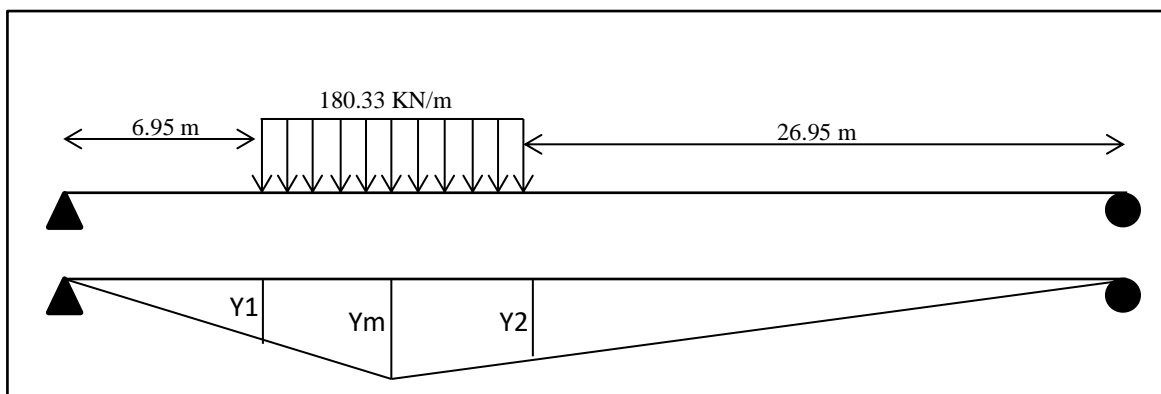


Figure VI. 18 Schéma statique du convoi militaire Mc120 a $X=0.25L$

$$M(\text{Mc120}) = [(Y1 + Ym) \times (6.1/2) \times 180.33]/2 + [(Ym + Y2) \times (6.1/2) \times 180.33]/2.$$

Avec : $Ym = 7.5 \text{ m}$; $Y1 = 5.2125 \text{ m}$ et $Y2 = 6.7375 \text{ m}$

D'où : $M(\text{Mc120}) = 7411.34 \text{ KN.m}$

$$M_{\text{Max}} = M(\text{Mc120}) \times \delta_{\text{Mc120}} = 7411.34 \times 1.059 = 7848.61 \text{ KN.m}$$

II.2.5.2 Effort tranchant : pour $X = 0$

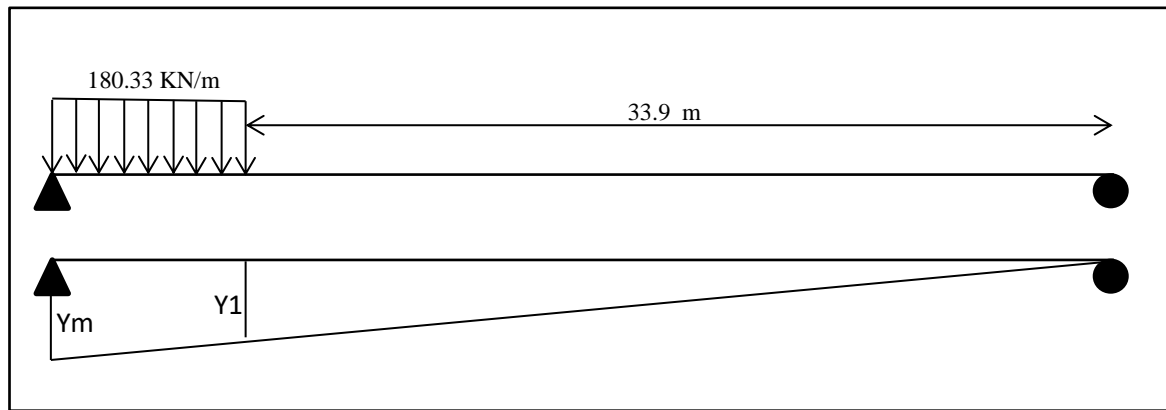


Figure VI . 19 Schéma statique du convoi militaire Mc120

On a $Y_m = 1 \text{ m}$ donc $Y_1 = 0.8475 \text{ m}$

D'où : $T(\text{Mc120}) = 180.33 \times 6.1 \times (1+0.8475)/2 = 1016.137 \text{ KN}$

$T_{\text{Max}} = T(\text{Mc120}) \times \delta_{\text{Mc120}} = 1016.137 \times 1.059 = 1076.09 \text{ KN.m}$

Pour $X = 0.25L$:

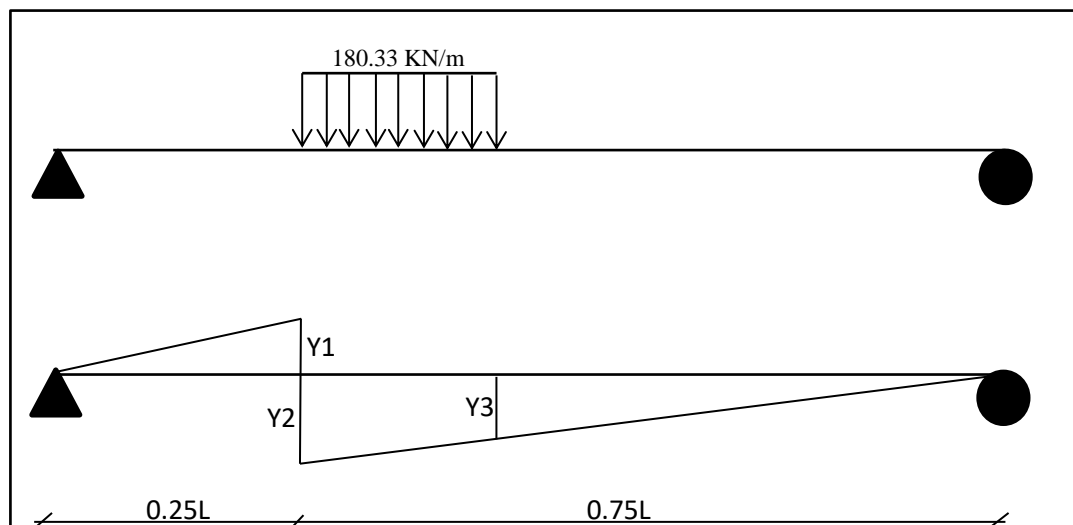


Figure VI . 20 Effort tranchant due au convoi militaire Mc120 a 0.25L

On a :

- $Y_2 = 0.75 \text{ m}$ et $Y_3 = 0.5975 \text{ m}$

Donc $T(0.25L) = 180.33 \times [(Y_2+Y_3) \times 6.1/2] = 741.13 \text{ KN}$

II.2.6 Charges exceptionnelles Convoi D240 :

II.2.6.1 Moment fléchissant : pour $X = 0$

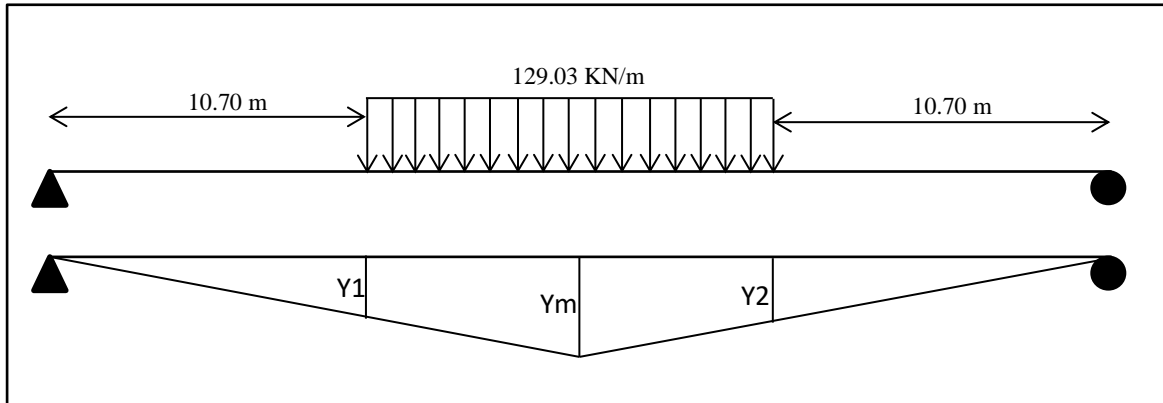


Figure VI . 21 Schéma statique du convoi exceptionnel D240 a $X=0.5L$

Avec $Y1 = Y2 = 5.35$ m et $Ym = 10$ m

Donc $M(D240) = 2[(Y1 + Ym) \times (20 - 10.70) \times 129.03]/2$

D'où : $M_{Max} = M(D240) = 18419.70$ KN.m

Pour $X = 0.25L$:

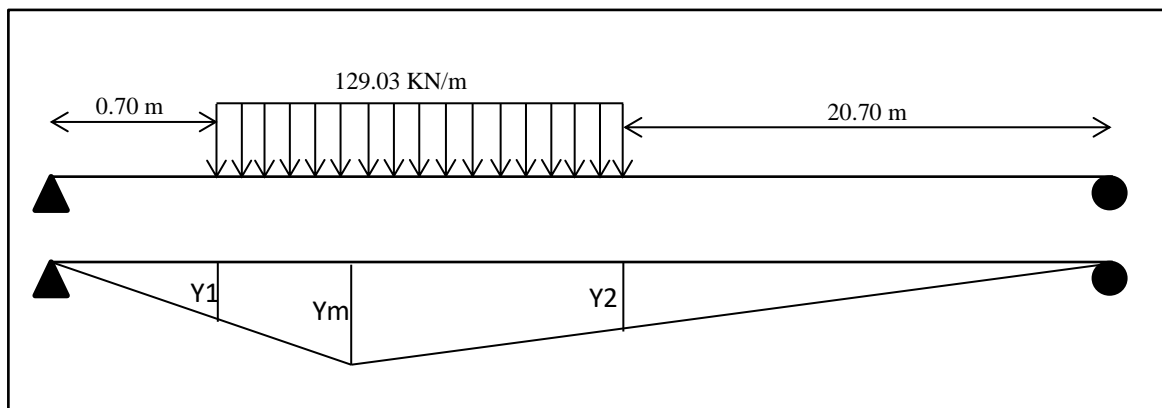


Figure VI . 22 Schéma statique du convoi exceptionnel D240 a $X = 0.25L$

Avec $Ym = 7.5$ m ; $Y1 = 0.525$ m et $Y2 = 5.175$ m

$M(D240) = [(Y1 + Ym) \times (18.6/2) \times 129.03]/2 + [(Ym + Y2) \times (18.6/2) \times 129.03]/2$

D'où : $M(0.25L) = M(D240) = 12419.78$ KN.m

II.2.6.2 Effort tranchant :

Pour $X = 0$

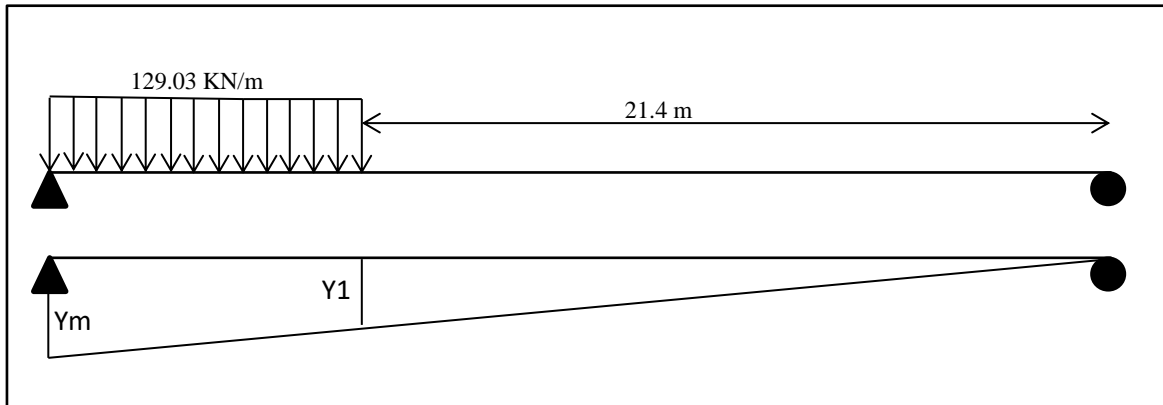


Figure VI . 23 Effort tranchant due au convoi exceptionnel D240 a $X = 0$

On a $Y_m = 1 \text{ m}$ donc $Y_1 = 0.535 \text{ m}$

D'où : $T_{\text{Max}} = T(\text{Br}) = 129.03 \times 18.6 \times (1+0.535)/2 = 1841.97 \text{ KN}$

Pour $X = 0.25 L$

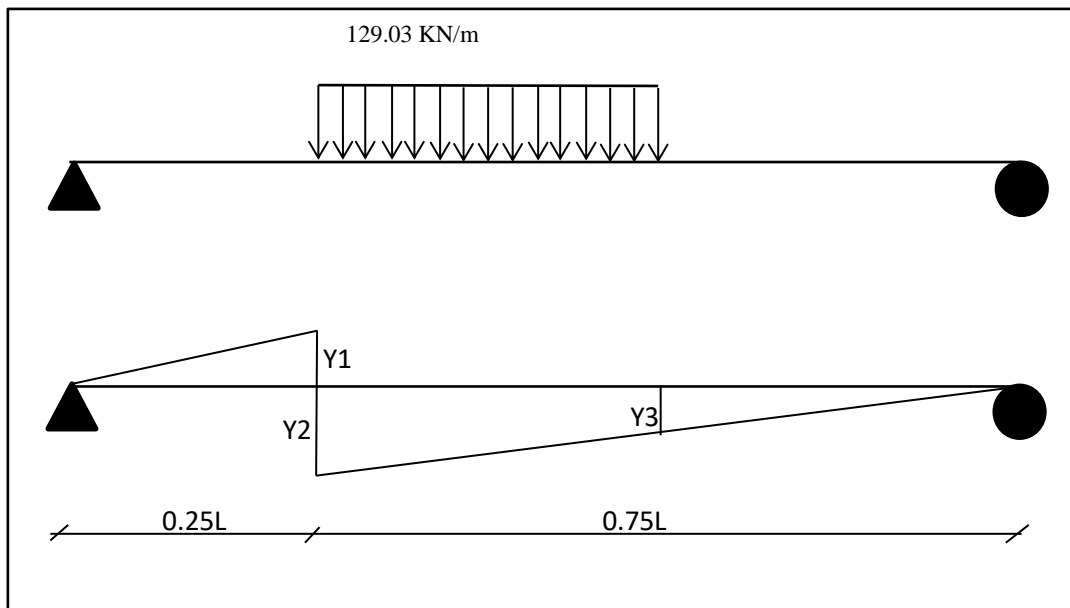


Figure VI . 24 Effort tranchant due au convoi exceptionnel D240 a $X = 0.25L$

- $Y_2 = 0.75 \text{ m}$
- $Y_3 = 0.285 \text{ m}$

$T(0.25L) = 129.03 \times [(Y_2+Y_3) \times 18.6/2] = 1241.98 \text{ KN}$

II.2.7 Surcharge sur le trottoir :

II.2.7.1 Moment fléchissant : pour $X = 0$

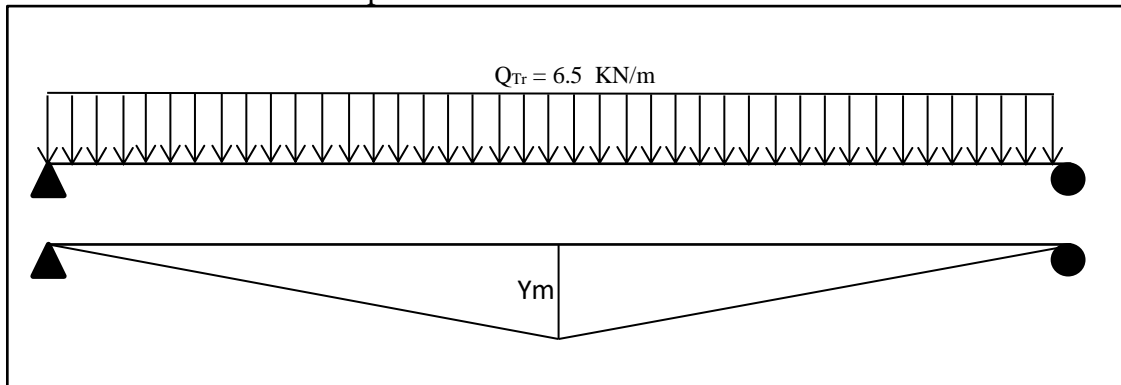


Figure VI . 25 Schéma statique de la charge du trottoir

$$Y_m = 10 \text{ m}$$

$$M_{Tr} = 6.5 \times Y_m \times L/2 = 1300 \text{ KN.m}$$

Pour $X = 0.25L$

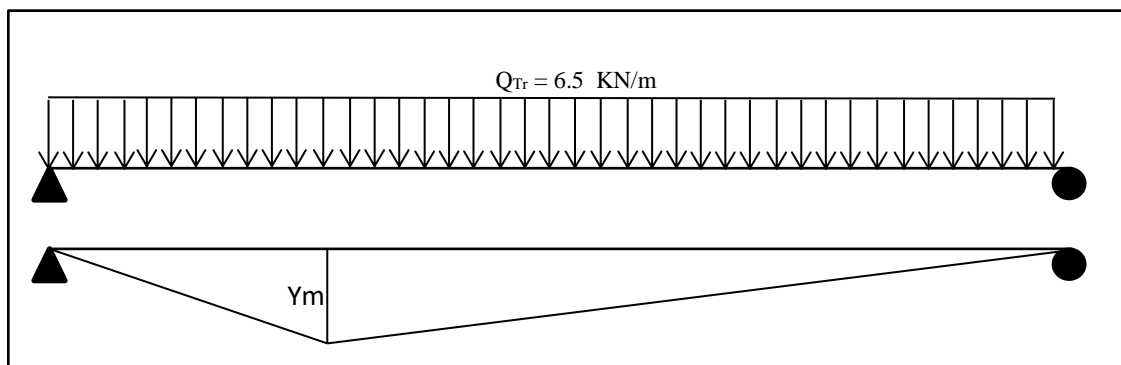


Figure VI . 26 Schéma statique de la charge du trottoir

$$Y_m = 7.5 \text{ m}$$

$$M_{Tr}(0.25L) = 6.5 \times Y_m \times L/2 = 975 \text{ KN.m}$$

II.2.7.2 Effort tranchant :

Pour $X = 0$

L'effort tranchant max est situé au niveau des appuis et il est égal à :

$$T_a = Q_{Tr} \times L/2 = 130 \text{ KN}$$

Pour $X = 0.25L$

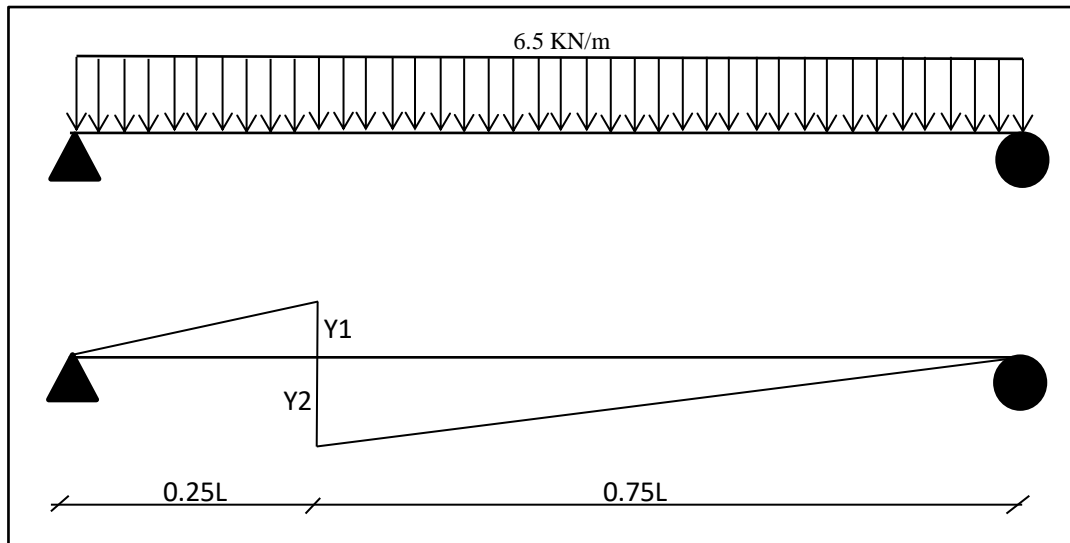


Figure VI . 27 Effort tranchant due au convoi exceptionnel D240 a $X = 0.25L$

$$T_{Tr}(0.25L) = 6.5 [(Y2 \times 0.75L) - (Y1 \times 0.25L)]/2$$

Avec : $Y1 = 0.25 \text{ m}$; $Y2 = 0.75 \text{ m}$ et $L = 40 \text{ m}$

D'où $T_{Tr}(0.25L) = 65 \text{ KN}$

Tableau VI. 13 : Récapitulatif des résultats précédant des Moments fléchissant

Les charges et les surcharges		X = 0.5L		X = 0,25L		
		Moment fléchissant total (KN.m)	Moment fléchissant M_0 (KN.m)	Moment fléchissant total (KN.m)	Moment fléchissant M_0 (KN.m)	
Charges Permanentes	G	54908	6863.50	41181.00	5147.63	
Surcharge A(L)	1 voie	6456.00	807.00	4842.00	605.25	
	2 voies	12912.00	1614.00	9684.00	1230.25	
	3 voies	17432.00	2179.00	13074.00	1634.25	
Surcharge B	Bc	1 voie	5656.69	707.09	2511.89	313.97
		2 voies	10449.32	1306.17	4640.09	580.01
		3 voies	13600.35	1700.04	6039.33	754.92
	Bt	1 tandem	3895.72	486.97	2888.93	361.12
		2 tandems	7831.20	978.90	5805.37	725.67
	Br	1046.00	130.75	784.5	98.06	
Charges Militaires	Mc120	10760.89	1345.11	7848.61	981.08	
Charges exceptionnelles	D240	18419.70	2302.46	12419.78	1552.47	
Surcharge de trottoir	/	1300.00	162.5	975	121.875	

CHAPITRE VI : EVALUATIONS DES EFFORTS LONGITUDINAUX

Tableau VI. 14 : Récapitulatif des résultats précédant des efforts tranchant

Les charges et les surcharges		X = 0		X = 0,25 L		
		Effort tranchant total T_{Max} (KN)	Effort tranchant T_0 (KN)	Effort tranchant total T_{Max} (KN)	Effort tranchant T_0 (KN)	
Charges Permanentes	G	5490.8	686.35	3431.75	428.97	
Surcharge A(L)	1 voie	645.60	80.70	403.25	50.41	
	2 voies	1291.20	161.40	807.00	100.875	
	3 voies	1743.20	217.90	1089.50	136.188	
Surcharge B	Bc	1 voie	625.13	78.14	435.41	54.43
		2 voies	1154.77	144.35	804.31	100.54
		3 voies	1502.99	187.87	1046.85	130.86
	Bt	1 tandem	397.152	49.64	295.596	36.95
		2 tandems	798.086	99.76	494.007	61.75
	Br	104.60	13.08	78.45	9.80	
Charges Militaires	Mc120	1076.09	134.51	741.13	92.64	
Charges exceptionnelles	D240	1841.97	230.25	1241.98	155.25	
Surcharge de trottoir	/	130.00	16.25	65	8.125	

CHAPITRE VII : REPARTITION

TRANSVERSALE DES EFFORTS

I. INTRODUCTION :

L'ouvrage étant chargé conformément au règlement, il restera à déterminer les sections les plus sollicitées transversalement et longitudinalement.

- Longitudinalement, la section pourra être obtenue en appliquant le théorème de BARRE.

- Transversalement, la méthode de GUYON – MASSONNET reste l'une des plus simples et la plus utilisée.

Cette méthode consiste à tracer la ligne d'influence du coefficient de répartition transversale pour chaque effort et cela pour les différentes excentricités de charges ($e=b$; $e=3/4b$; $e=1/2b$; $e=1/4b$; $e=0$) et pour les neuf sections de la largeur de la dalle

($y = \pm b$; $y = \pm 3/4b$; $y = \pm 1/2 b$; $y = \pm 1/4b$; $y = 0$)

On déplacera les charges de façon à obtenir les plus grandes ordonnées et on retiendra pour le calcul des efforts ; l'excentricité qui donne les plus grandes valeurs des coefficients.

Dans le cas des ponts à poutres multiples la section d'étude sera imposée par la position de la poutre, donc on trace les lignes d'influence pour les différentes excentricités de charges et on retiendra la section qui donne les plus grandes valeurs des coefficients.

II. HYPOTHESES DE LA METHODE :

H1 : la construction réelle est remplacée par une dalle orthotrope.

H2 : la répartition transversale réelle des chargements est remplacée par celle qui naît sous une charge répartie le long de l'axe de l'ouvrage, elle est sinusoidale de forme:

$$P(x) = P_1 \cdot \sin \left(\frac{\pi x}{l} \right)$$

Avec :

x : l'abscisse de la section

l : portée de l'ouvrage.

III. DETERMINATION DES COEFFICIENTS :**III.1. Paramètres adimensionnels :**

➤ Paramètre d'entretoisement : caractérise la souplesse de l'entretoisement :

$$\Theta = \frac{b}{l} \sqrt{\frac{\rho_p}{\rho_e}}$$

- p : poutre
- e : entretoise
- b : demi-largeur de l'ouvrage Où $2b = nb_0$
- b_0 : entraxe des poutres
- n : nombre de poutre

➤ Paramètre de torsion:

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_e}{2 \sqrt{\rho_p - \rho_e}} \quad \text{Tell que : } 0 \leq \alpha \leq 1$$

Pour notre cas et vu que l'ouvrage ne comporte pas d'entretoises intermédiaires, c'est la dalle (l'hourdis) qui assure la fonction d'entretoisement donc :

$$\rho_p = \frac{Bp}{b_1} = \frac{E I_p}{b_1} \quad \text{et} \quad \rho_e = \rho_d = \frac{E I_d}{l_1}$$

$$\gamma_p = \frac{Cp}{b_1} \quad \text{et} \quad \gamma_e = \gamma_d = \frac{Cd}{l_1}$$

$$I_p = I_0 + 8(I_M - I_0) \frac{1}{3\pi}$$

$$Cp = \frac{G}{3} \left(\sum b_i h_i^3 + \frac{b}{2} h^3 \right) \quad \text{avec} \quad G = E / 2 (1 + \nu)$$

- b : demi-largeur active de la dalle.
- l : portée de la travée.
- ρ_p : rigidité flexionnelle unitaire des poutres.
- ρ_e : rigidité flexionnelle unitaire des entretoises.
- γ_p : rigidité torsionnelle unitaire des poutres.
- γ_e : rigidité torsionnelle unitaire des entretoises.
- b_1 : distance entre-axe des poutres.
- l_1 : distance entre-axe des entretoises.
- I_0 : Inertie de la section de la poutre à l'about.
- I_M : Inertie de la section de la poutre à mi- travée.
- ν : Coefficient de Poisson.
- E : module de déformation longitudinale du béton.
- G : module de déformation transversale du béton.

IV. Calcul des paramètres α et θ :**IV.1. Paramètre d'entretoisement θ :**

L'entraxe entre les poutres $b_0 = 1,8$ m

La portée de l'ouvrage : $l = 40$ m.

La dalle d'étude aura pour largeur $2b = n \times b_0 = 8 \times 1.8 = 14.4$ m.

Donc $b = 7.2$ m.

La dalle fictive qui modélisera le pont et fera l'objet de notre étude, aura une largeur de $2b$, comptant un nombre entier de distance entre axes des poutres. Elle est alors supérieure à la largeur réelle du pont

IV.2. Rigidité flexionnelle unitaire de la poutre avec hourdis :

Les poutres ont des sections variables à l'about et au milieu, donc le calcul d'inertie se fera à partir de la formule suivante :

$$I_p = I_0 + 8(I_M - I_0) \frac{1}{3\pi}$$

I_0 : moment d'inertie de la section sur appuis avec hourdis.

I_M : moment d'inertie de la section à mi- travée avec hourdis.

Avec :

$$I_0 = 77000000 \text{ cm}^4$$

$$I_M = 62460000 \text{ m}^4$$

$$\text{D'où } I_p = 64658064 \text{ m}^4$$

$$\rho_p = \frac{Bp}{b_1} = \frac{E I_p}{b_1} = \frac{64658064.68}{180} E = 359222.22E$$

IV.3. Rigidité flexionnelle unitaire de l'entretoise (dalle) :

$$I_d = (bh^3)/12 = (100 \times 20^3)/12 = 72239.96 \text{ cm}^4.$$

$$\rho_e = \rho_d = \frac{E I_d}{l_1} = \frac{72239.96}{100} E = 722.3996 E$$

$$\Theta = \frac{b}{l} \sqrt[4]{\frac{\rho_p}{\rho_e}} = \frac{7.2}{40} \sqrt[4]{\frac{359222.22E}{722.3996 E}} = 0.85$$

IV.4. Paramètre de torsion :

Détermination de la Section équivalente :

IV.4.1 Section de la table de compression S1 à mi- travée :

$$S1 = 2302.5 \text{ cm}^2$$

Largeur de la table de compression est de 120 cm

D'où ça hauteur $h_1 = 19.1875 \text{ cm}$

IV.4.2 Section du Talon S2 :

$$S2 = 1943.75 \text{ cm}^2$$

Largeur du talon est de 60 cm

D'où ça hauteur $h_2 = 32.40 \text{ cm}$

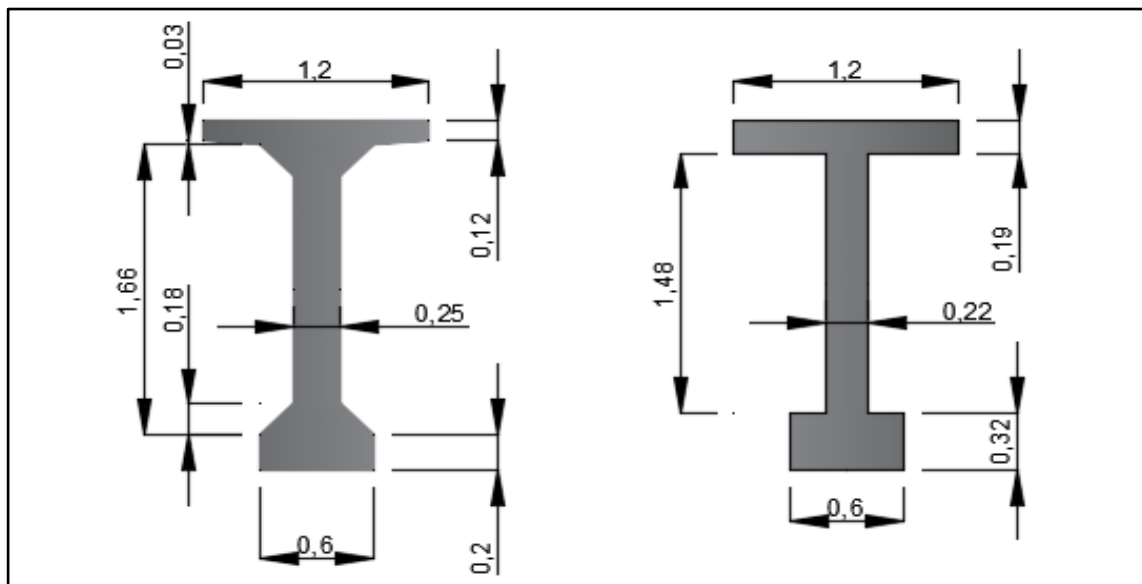


Figure VII. 1 : la section équivalente

IV.4.3 Rigidité torsionnelle unitaire de la poutre :

$$C_p = \frac{G}{3} \left(\sum b_i h_i + \frac{b}{2} h^3 \right) \quad \text{avec} \quad G = E / 2 (1 + \nu)$$

$$C_p = \frac{G}{3} [120 \times (19.1875)^3 + 148.4125 \times (25)^3 + 60 \times (32.4)^3 + 180 \times (20)^3 / 2]$$

$$C_p = 1975789.17G$$

Pour $\nu = 0.2$ $G = 0.41667 E$

Donc $C_p = 823252.074E$

Donc la rigidité torsionnelle unitaire de la poutre dans le sens transversal est:

$$y_p = \frac{Cp}{b_1} = \frac{823252.074E}{180} = 4573.623E$$

IV.4.4 Rigidité torsionnelle unitaire de la dalle :

$$C_E = C_D = 2GI_E = 2 \times 0.41667E \times 72239.96 = 60200.45 E$$

$$y_e = \frac{Cd}{l_1} = \frac{60200.45E}{100} = 620.005E$$

$$\alpha = \frac{y_p + y_e}{2 \cdot \sqrt{\rho_p \cdot \rho_e}} = \frac{4573.623E + 602.005E}{2 \cdot \sqrt{359222.22E \cdot 722.3996 E}} = 0.161$$

V. LA REPARTITION TRANSVERSALE DES MOMENTS FLECHISSANT :

V.1. Coefficients de répartition transversale K :

$$\mathbf{K} = \mathbf{f} (y, e, \alpha, \theta)$$

Où ils dépendent :

- Du paramètre de l'entretoisement θ .
- Du paramètre de torsion α .
- De l'excentricité relative (e/b de la charge).
- De l'ordonnée relative (y/b de la section où on veut étudiée le moment).
- La section où on veut étudier le moment (la section la plus sollicitée).

Les valeurs de K pour $\alpha = 0$ et $\alpha = 1$, dans le cas de θ entre 0 et 2, sont consignées dans les tableaux de Massonnet.

Pour le calcul rigoureux de K dans le cas où ($0 < \alpha < 1$) on utilisera les formules d'interpolation suivantes :

$$0 < \theta \leq 0.1 \quad K\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha^{0.05}$$

$$0.1 < \theta \leq 1 \quad K\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha^{[1 - (\exp(0.065 - \theta))/0.665]}$$

$$\theta > 1 \quad K\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha^{0.5}$$

Pour notre cas $\theta = 0.85$ donc $\mathbf{K}\alpha = \mathbf{K}_0 + (\mathbf{K}_1 - \mathbf{K}_0) \mathbf{0.161}^{[1 - (\exp(0.065 - 0.85))/0.665]}$

$$\mathbf{K}\alpha = \mathbf{K}_0 + (\mathbf{K}_1 - \mathbf{K}_0) \mathbf{0.563} = \mathbf{0.437 K}_0 + \mathbf{0.563 K}_1$$

Les valeurs de $\mathbf{K}\alpha$ présentées dans le tableau suivant :

Tableau VII. 1 : Valeurs de $K\alpha$ pour $\theta = 0,85$:

$\theta = 0,85$	$K\alpha$								
y/e	-b	-3b/4	-2/b	-b/4	0	b/4	2/b	3b/4	b
0	0,1654615	0,5648603	1,0079592	1,4595409	1,7073901	1,4595409	1,0079592	0,5648603	0,1654615
b/4	-0,0327281	0,2521059	0,5886409	1,0065308	1,4595409	1,7264966	1,5080751	1,0881495	0,6630799
2/b	0,3149754	0,0882121	0,2917506	0,5886409	1,0079592	1,5080751	1,8783529	1,8290366	1,3138097
3b/4	-0,0370464	0,0083964	0,0882121	0,2521059	0,5648603	1,0881495	1,8290366	2,6276936	3,2066586
b	0,0213966	-0,0370464	-0,0706334	-0,0327281	0,1654615	0,6630799	1,6324677	3,2066586	5,3087705

V.2. Détermination des positions des poutres:

Tableau VII. 2 : Positions des poutres :

section	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
Abscisse (m)	-7.2	-5.4	-3.6	-1.8	0	1.8	3.6	5.4	7.2

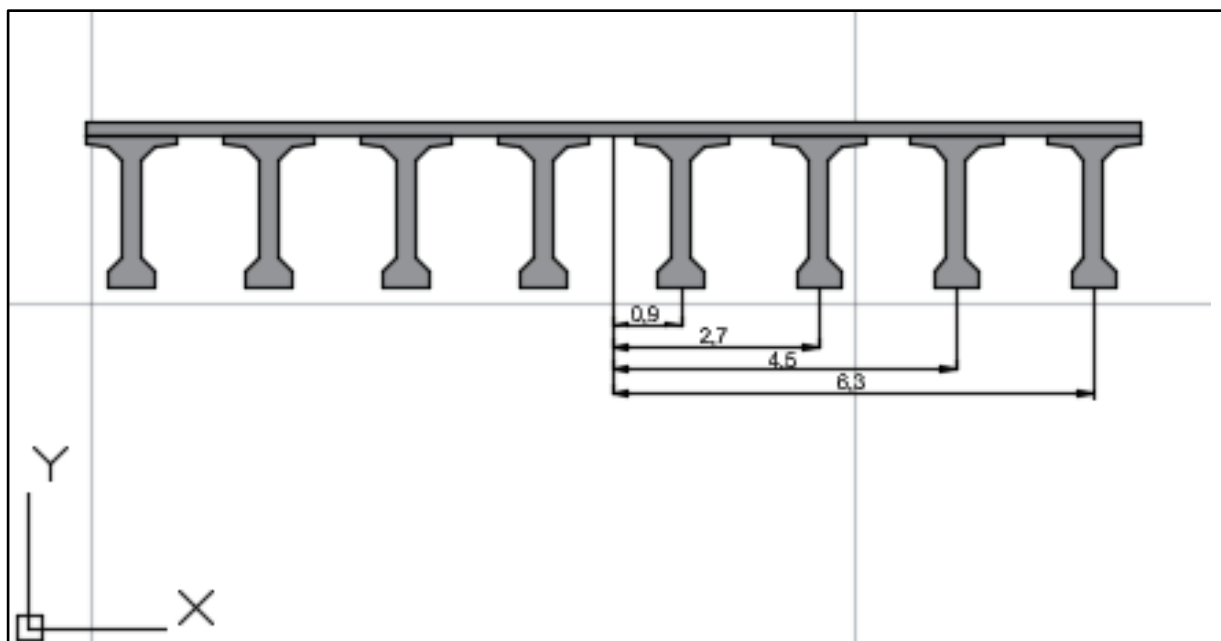


Figure VII. 2 Disposition transversale des poutres

Pour obtenir les coefficients de répartition $K\alpha$ pour chacune des 4 poutres on interpole entre les valeurs du tableau précédent et la position des poutres par rapport à l'axe de symétrie de la dalle.

Tableau VII. 3 : Répartition $K\alpha$ pour chacune des 4 poutres :

$\Theta = 0.85$	$K\alpha$								
y	-b	-3b/4	-2/b	-b/4	0	b/4	2/b	3b/4	b
Poutre 1	0,0663667	0,4084831	0,79830005	1,23303585	1,5834655	1,59301875	1,25801715	0,8265049	0,4142707
Poutre 2	0,14112365	0,170159	0,44019575	0,79758585	1,23375005	1,61728585	1,693214	1,45859305	1,1477738
Poutre 3	0,1389645	0,04830425	0,18998135	0,4203734	0,78640975	1,2981123	1,85369475	2,2283651	2,41956315
Poutre 4	-0,0078249	-0,014325	0,00878935	0,1096889	0,3651609	0,8756147	1,73075215	2,9171761	4,25771455

La figure suivante montre les lignes d'influences de chaque poutre

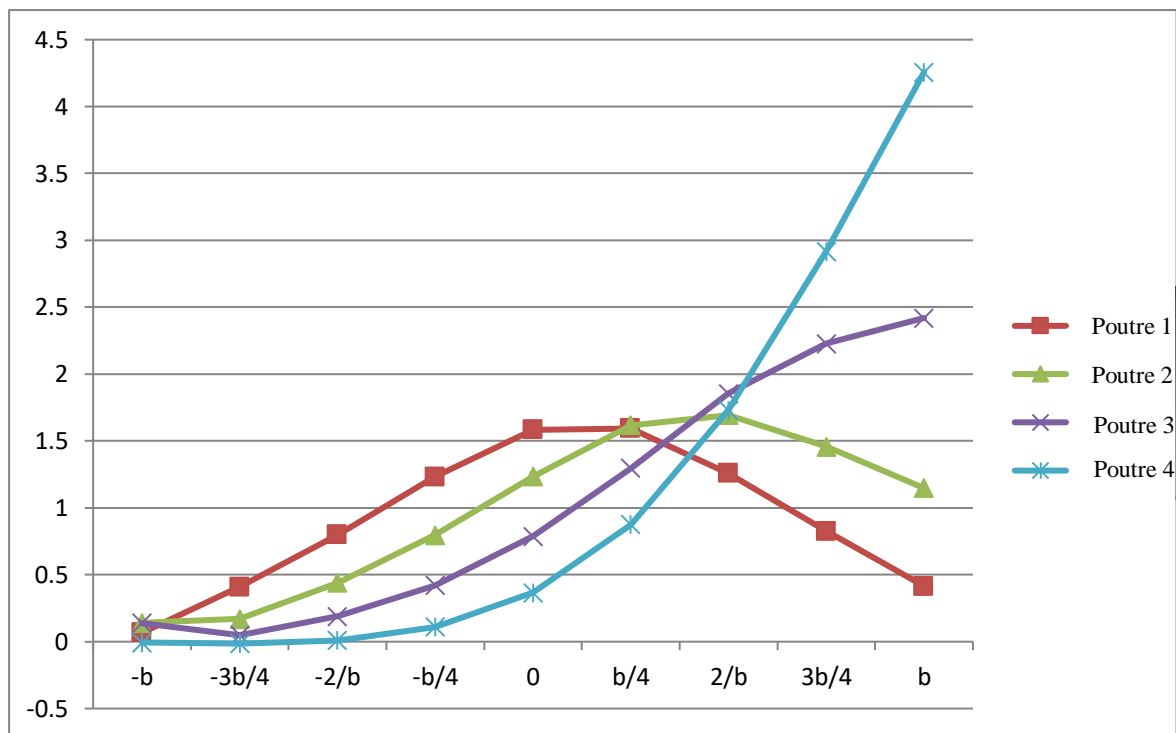


Figure VII. 3 Les lignes d'influences de chaque poutre

V.3. Détermination de $K\alpha_{moy}$ pour chaque type de chargement :

i. Cas de charges concentrées :

$$K\alpha_{moy} = \Sigma (p_i \times y_i) / \Sigma p_i$$

P_i : charge concentrée et y_i : ordonnée des lignes d'influence de $K\alpha$ au droit de p_i .

ii. Cas de charges uniformément réparties :

$$K\alpha_{moy} = A_{max} / L$$

A : Aire de la ligne d'influence qui sera calculée par la méthode des trapèzes.

L : largeur chargée.

V.3.1 Charge uniforme A(L) :

Tableau VII. 4 : une voie chargée :

poutre	Surface	largeur chargée L	K α moy
Poutre 1	5.2188	3.5	1.49
Poutre 2	5.6948	3.5	1.63
Poutre 3	7.6635	3.5	2.19
Poutre 4	8.3428	3.5	2.38

Tableau VII. 5 : Deux voies chargées :

poutre	Surface	largeur chargée L	K α moy
Poutre 1	9.5596	7	1.37
Poutre 2	10.4585	7	1.49
Poutre 3	10.9341	7	1.56
Poutre 4	10.7235	7	1.53

Tableau VII. 6 : trois voies chargées :

poutre	Surface	largeur chargée L	K α moy
Poutre 1	12.5343	10.5	1.19
Poutre 2	13.5578	10.5	1.29
Poutre 3	12.1687	10.5	1.16
Poutre 4	11.1096	10.5	1.06

V.3.2 Système de charge Bc :

Tableau VII. 7 : un camion disposé transversalement :

poutre	K1	K2	K α moy
Poutre 1	1.58	1.55	1.57
Poutre 2	1.63	1.63	1.63
Poutre 3	2.00	2.32	2.16
Poutre 4	2.19	3.59	2.89

Tableau VII. 8 : deux camions disposés transversalement :

poutre	K1	K2	K3	K4	K α moy
Poutre 1	1.34	1.59	1.59	1.32	1.46
Poutre 2	1.51	1.68	1.66	1.39	1.56
Poutre 3	1.30	1.9	2.00	2.32	1.88
Poutre 4	0.88	1.86	2.19	3.59	2.13

Tableau VII. 9 : trois camions disposés transversalement :

poutre	K1	K2	K3	K4	K5	K6	K α moy
Poutre 1	1.09	1.51	1.58	1.53	1.44	1.02	1.36
Poutre 2	1.18	1.62	1.59	1.53	1.53	1.21	1.44
Poutre 3	0.64	1.16	1.30	1.90	2.00	2.32	1.55
Poutre 4	0.27	0.73	0.88	1.86	2.19	3.59	1.59

V.3.3 Système de charge Bt

Tableau VII. 10 : un tandem disposé transversalement :

poutre	K1	K2	K α moy
Poutre 1	1.54	1.59	1.57
Poutre 2	1.59	1.68	1.64
Poutre 3	2.00	2.32	2.16
Poutre 4	2.19	3.59	2.89

Tableau VII. 11 : deux tandems disposés transversalement :

poutre	K1	K2	K3	K4	K α moy
Poutre 1	1.34	1.59	1.59	1.22	1.43
Poutre 2	1.40	1.66	1.70	1.38	1.54
Poutre 3	1.14	1.76	2.00	2.32	1.81
Poutre 4	0.73	1.59	2.19	3.59	2.03

V.3.4 Système de charge Br

Tableau VII. 12 : Cas d'une surcharge Br disposé transversalement :

Poutre	K α moy
Poutre 1	1.59
Poutre 2	1.70
Poutre 3	2.32
Poutre 4	3.59

V.3.5 Système de charge Mc120

Tableau VII. 13 : Cas d'un convoi militaire Mc120 disposé transversalement :

poutre	Surface (m ²)	largeur chargée L	K α moy
Poutre 1	2.8876	2	1.44
Poutre 2	2.9577	2	1.48
Poutre 3	3.7828	2	1.89
Poutre 4	4.4237	2	2.21

V.3.6 Système de charge D240 :

Tableau VII. 14 : Cas d'un convoi exceptionnel D240 disposé transversalement :

Poutre	Surface (m2)	largeur chargée L (m)	K α moy
Poutre 1	4.8028	3.2	1.50
Poutre 2	5.2141	3.2	1.63
Poutre 3	6.5665	3.2	2.05
Poutre 4	5.9520	3.2	1.86

V.3.7 Trottoir

Tableau VII. 15 : Cas de charge sur trottoir :

poutre	Surface (m2)	largeur chargée L (m)	K α moy
Poutre 1	0.2987	0.5	0.60
Poutre 2	0.6029	0.5	1.21
Poutre 3	1.1932	0.5	2.39
Poutre 4	2.0358	0.5	4.07

A noter que toutes les surfaces et les coefficients K_i ont été déterminés à l'aide du logiciel AutoCAD.

V.4. Détermination des moments fléchissant maximum réels agissant sur les poutres :

Les moments fléchissant réels agissant sur les poutres sont calculé comme suite :

$$M_{\text{réel}} = K\alpha_{\text{moy}} \times M_0$$

Avec M_0 : moment calculé lors du chapitre précédent

Les résultats du calcul fait pour chaque poutre sont présentés dans le tableau suivant.

Tableau VII. 16 : Les résultats des moments Maximum réels pour chaque poutre :

x=0.5L		M0 KN.m	POUTRE 1		POUTRE 2		POUTRE 3		POUTRE 4		
			K α moy	M Réel KN.m	K α moy	M Réel KN.m	K α moy	M Réel KN.m	K α moy	M Réel KN.m	
Poids propre G		6863.5 0	1	6863.5 0	1	6863.5 0	1	6863.5 0	1	6863.5 0	
Surcharge A (L)	1 voie	807.00	1.49	1202.4 3	1.63	1315.4 1	2.19	1767.3 3	2.38	1920.6 6	
	2 voies	1614.0 0	1.37	2211.1 8	1.49	2404.8 6	1.56	2517.8 4	1.53	2469.4 2	
	3 voies	2179.0 0	1.19	2593.0 1	1.29	2810.9 1	1.16	2527.6 4	1.06	2309.7 4	
Surcharge B	Bc	1 file	707.09	1.57	1110.1 3	1.63	1152.5 6	2.16	1527.3 1	2.89	2043.4 9
		2 files	1306.1 7	1.46	1907.0 1	1.56	2037.6 3	1.88	2455.6 0	2.13	2782.1 4
		3 files	1700.0 4	1.36	2312.0 5	1.44	2448.0 6	1.55	2635.0 6	1.59	2703.0 6
	Bt	1 tand	486.97	1.57	764.54	1.64	798.63	2.16	1051.8 6	2.89	1407.3 4
		2 tand	978.90	1.43	1399.8 3	1.54	1507.5 1	1.81	1771.9 4	2.03	1987.3 1
	Br		130.75	1.59	207.89	1.70	222.28	2.32	303.34	3.59	469.39
convois	Mc120	1345.1 1	1.44	1936.9 6	1.48	1990.7 6	1.89	2542.2 6	2.21	2972.6 9	
	D240	2302.4 6	1.50	3453.6 9	1.63	3753.0 1	2.05	4719.1 0	1.86	4282.5 8	
Trottoir		162.50	0.60	97.5	1.21	196.63	2.39	388.38	4.07	661.38	

V.4.1 Combinaisons des charges :

Les combinaisons de charge proposées ci-dessous pour les états limite, ultime et de service sont issues du règlement des Charge pour le calcul des Pont Routier (RCPR2008).

Tableau VII. 17 : Combinaisons de charge :

X =0.5L		Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3	Poutre 4
ELU	1.35G+1.6 (A(L) +ST)	13414.54	13763.18	13309.95	13216.51
	1.35G+1.6 (Bc +ST)	12965.01	13182.62	13481.82	13717.15
	1.35G+1.35Mc120	11880.62	11953.25	12697.78	13278.86
	1.35G+1.35D240	13928.21	10616.51	15636.51	15047.21
ELS	G +1.2 (A(L) +ST)	9975.11	10235.51	9896.67	9826.80
	G +1.2 (Bc +ST)	9637.96	9801.17	10026.22	10202.07
	G +Mc120	8800.46	8854.26	9405.76	9836.19
	G +D240	10317.19	10616.51	11582.60	11146.08

D'où la poutre la plus sollicitée à l'ELU et l'ELS sous le moment fléchissant maximum est la poutre 3 sous les combinaisons de charge suivantes :

1.35G+1.35D240 à l'ELU

G +D240 à l'ELS

VI. REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS TRANCHANTS :

Le calcul des efforts tranchants sera calculé de la même méthode que celle utilisée pour le moment fléchissant, et il sera calculé pour la phase de service.

Calcul de l'effort tranchant T_{\max} (qui revient à l'ensemble du tablier), puis T_{\max} (qui revient à chaque poutre).

Calcul de ε_α et ε'_α à partir des formules d'interpolation pour $0 < \alpha < 1$ Pour l'effort tranchant aux appuis $x = 0.00 L$ et $x = L$.

$\varepsilon_0 = \varepsilon'_0$ et $\varepsilon_1 \neq \varepsilon'_1$ (ε'_1 à déterminer à partir des tableaux Guyon - Massonnet)

Les Coefficients ε_α , ε'_α dépendent de Θ et α . pour la détermination de ces deux paramètres ; Dans le tableau de Guyon- Massonnet sont données les ε_0 , ε_1 et ε'_1 qui correspondent à $\alpha = 0$ et $\alpha = 1$. Pour Θ ne figurant pas dans les tableaux de Guyon - Massonnet on doit faire une interpolation.

La détermination des coefficients ε_α se fait comme celle de K_α mais avec quelques spécifications.

- En section sur appui : On utilisera ε_α obtenue par interpolation entre ε'_0 et ε'_1 avec $\varepsilon'_0 = \varepsilon_0$ et $\varepsilon'_1 \neq \varepsilon_1$.
- En section courants : On utilisera ε_α obtenu par interpolation entre ε_0 et ε_1 l'interpolation se fera comme suite :

Si $|y| + |e| \leq 3b/4$ $\varepsilon_\alpha = \varepsilon_0 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_0) \alpha$

Si $|y| + |e| > 3b/4$ $\varepsilon_\alpha = \varepsilon_0 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_0) \alpha^{0.5}$

Le calcul $\varepsilon'_{\text{amoy}}$ et $\varepsilon_{\text{amoy}}$ se fera à partir des lignes d'influence sous chargement, puis on procède où calcul de l'effort réel.

L'effort réel est calculé pour les deux positions suivantes :

$T_{\text{Max}} = T_{0 \text{Max}} \varepsilon'_{\text{amoy}}$ À $X=0$ et $X=L$

$T_{0.25L} = T_{0.25L} \varepsilon_{\text{amoy}}$ À $X=0.25L$

Le résultat des efforts tranchants réels sont présentés dans les deux tableaux suivants :

Tableau VII. 18 : Tableau des efforts tranchants réels à $x=0L$:

$x=0L$		T0 KN	POUTRE 1		POUTRE 2		POUTRE 3		POUTRE 4		
			ε'_{amoy}	T Réel KN	ε'_{amoy}	T Réel KN	ε'_{amoy}	T Réel KN	ε'_{amoy}	T Réel KN	
Poids propre G		686.3 5	1	686.3 5	1	686.3 5	1	686.3 5	1	686.3 5	
Surcharge A (L)	1 voie	80.70	0.29	23.40 3	0.31	25.01 7	0.35	28.24 5	0.37	29.85 9	
	2 voies	161.4 0	0.24	38.73 6	0.25	40.35 0	0.26	41.96 4	0.23	37.12 2	
	3 voies	217.9 0	0.18	39.22 2	0.19	41.40 1	0.17	37.04 3	0.14	30.50 6	
Surcharge B	Bc	1 file	78.14	0.30	23.44 2	0.32	25.00 5	0.37	28.91 2	0.42	32.81 9
		2 files	144.3 5	0.26	37.53 1	0.27	38.97 5	0.30	43.30 5	0.31	44.74 9
		3 files	187.8 7	0.23	43.21 0	0.24	45.08 9	0.24	45.08 9	0.22	41.33 1
	Bt	1 tand	49.64	0.295	14.64 4	0.315	15.63 7	0.370	18.36 7	0.420	20.84 9
		2 tand	99.76	0.25	24.94 0	0.26	25.93 8	0.29	28.90 3	0.29	28.90 3
	Br		13.08	0.31	04.05 5	0.32	04.18 6	0.40	05.23 2	0.49	06.40 9
convois	Mc120	134.5 1	0.25	33.62 8	0.27	36.31 8	0.31	41.69 8	0.32	43.04 2	
	D240	230.2 5	0.29	66.77 3	0.31	71.37 8	0.34	78.28 5	0.30	69.15 0	
Trottoir		16.25	0.002	0.033	0.157	2.551	0.448	7.280	0.897	14.58	

Tableau VII. 19 : Combinaisons de charge :

$x=0L$		Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3	Poutre 4
ELU	1.35G+1.6 (A(L) +ST)	989.328	992.814	993.715	985.968
	1.35G+1.6 (Bc +ST)	995.709	998.715	998.715	998.171
	1.35G+1.35Mc120	971.970	975.602	982.865	984.679
	1.35G+1.35D240	1016.716	1022.933	1032.257	1019.925
ELS	G +1.2 (A(L) +ST)	733.417	735.970	736.707	730.896
	G +1.2 (Bc +ST)	738.202	740.457	740.457	740.049
	G +Mc120	719.978	722.668	728.048	729.392
	G +D240	753.123	757.728	764.635	755.500

D'où la poutre la plus sollicitée à l'ELU et l'ELS sous l'effort tranchant maximum est la poutre 3 sous les combinaisons de charge suivantes :

1.35G+1.35D240 à l'ELU

G +D240 à l'ELS

Tableau VII. 20 : Tableau des efforts tranchants réels à $x=0.25L$:

x=0.25L		T0 KN	POUTRE 1		POUTRE 2		POUTRE 3		POUTRE 4	
			ϵ_{moy}	T Réel KN	ϵ_{moy}	T Réel KN	ϵ_{moy}	T Réel KN	ϵ_{moy}	T Réel KN
Poids propre G		428.9 7	1	428.9 7	1	428.9 7	1	428.9 7	1	428.9 7
Surcharge A (L)	1 voie	50.41	0.30	15.12 3	0.33	16.63 6	0.40	20.16 4	0.46	23.18 9
	2 voies	100.8 75	0.25	25.21 9	0.27	27.23 6	0.29	29.25 4	0.26	26.22 8
	3 voies	136.1 88	0.21	28.59 9	0.21	28.59 9	0.20	27.23 8	0.18	24.51 4
Surcharge B	Bc	1 file	0.305	16.60 1	0.335	18.23 4	0.390	21.22 8	0.54	29.39 2
		2 files	0.28	28.15 1	0.30	30.16 2	0.36	36.19 4	0.44	44.23 8
		3 files	0.25	32.71 5	0.27	35.33 2	0.29	37.94 9	0.31	40.56 7
	Bt	1 tand	0.295	10.90 0	0.335	12.37 8	0.405	14.96 5	0.515	19.02 9
		2 tand	0.27	16.67 3	0.29	17.90 8	0.32	19.76 0	0.35	21.61 3
	Br		9.80	0.32	3.136	0.36	3.528	0.41	4.018	0.64
convois	Mc120	92.64	0.27	25.01 3	0.29	26.86 6	0.33	30.57 1	0.39	36.13 0
	D240	155.2 5	0.30	46.57 5	0.33	51.23 3	0.39	60.54 8	0.35	54.33 8
Trottoir		8.125	0.04	0.325	0.25	2.031	0.44	3.575	1.29	10.48 1

NB :

Le calcul des coefficients ϵ_{α} et ϵ'_{α} est présenté en détail dans les tableaux de l'Annexe B.

Les résultats du calcul des coefficients $\epsilon_{\alpha \text{ moy}}$ et $\epsilon'_{\alpha \text{ moy}}$ est présenté dans l'Annexe C.

Tableau VII. 21 : Combinaisons de charge :

x=0.25L		Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3	Poutre 4
ELU	1.35G+1.6 (A(L) +ST)	624.868	624.868	625.916	621.074
	1.35G+1.6 (Bc +ST)	631.454	635.641	639.828	649.890
	1.35G+1.35Mc120	612.877	615.379	620.380	627.953
	1.35G+1.35D240	641.986	648.273	660.849	652.466
ELS	G +1.2 (A(L) +ST)	463.289	463.289	464.075	460.444
	G +1.2 (Bc +ST)	468.228	471.368	474.509	482.056
	G +Mc120	453.983	455.836	459.541	465.100
	G +D240	475.545	480.203	489.518	483.308

D'où la poutre la plus sollicitée à l'ELU et l'ELS sous l'effort tranchant maximum est la poutre 3 sous les combinaisons de charge suivantes :

1.35G+1.35D240 a l'ELU

G +D240 a l'ELS

CHAPITRE VIII

ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

VIII.1 INTRODUCTION :

L'idée de soumettre le béton à un effort de compression permanent lui permettant de travailler en flexion sans qu'il n'en résulte de traction avait été émise dès la fin du XIX^{ème} siècle. Sa réalisation s'était cependant heurtée aux propriétés mécaniques insuffisantes des aciers de l'époque, ainsi qu'aux conséquences mal maîtrisées des déformations différées du béton soumis à des efforts permanents importants.

C'est seulement à la fin des années 1920 que les progrès dans la fabrication des aciers durs et une meilleure connaissance du comportement différé du béton ont permis à Eugène Freyssinet de mettre au point le béton précontraint, dans lequel les efforts de compression permanents sont obtenus à l'aide d'armatures en acier fortement tendues. Dans un élément en béton armé, l'armature en acier est destinée à se substituer entièrement au béton dans les zones tendues, lorsque celui-ci se fissure par suite d'allongement. Sous charge, les allongements communs des armatures du béton deviennent trop grands, le béton se fissure (micro fissures), l'acier supporte alors seul tout l'effort de traction.

Dans un élément poutre en béton précontraint, l'acier précontraint équilibre les efforts des charges extérieures et évite ainsi au béton de se fissurer sous les charges d'exploitation. La compression initiale introduite grâce à la précontrainte des poutres s'oppose aux tractions engendrées par les charges et surcharges appliquées.

Par rapport au béton armé classique, le béton précontraint comporte un ajout de câble permettant de réaliser des structures beaucoup plus légères, donc de très grande portée, là où le béton armé se serait écroulé sous son propre poids.

VIII.2 Procédés de la précontrainte

Le procédé utilisé pour la mise en tension des câbles est la « post tension ». La mise en tension des câbles enfilés dans des gaines après le coulage et la prise du béton à l'aide d'un vérin appuyé sur le béton, une fois que la tension voulue est atteinte, le câble ainsi tendu est bloqué

avec un système d'ancrage à travers lequel on injecte un coulis de mortier pour protéger les câbles contre la corrosion et assurer l'adhérence entre le câble et le béton.

La précontrainte par post-tension :

Le principe de la précontrainte par post-tension :

Ce procédé consiste à tendre les câbles de précontrainte, après coulage et durcissement du béton, en prenant appui sur la pièce à comprimer. Cette technique est utilisée pour les ouvrages importants est, généralement, mise en œuvre sur chantier contrairement à son homologue « la pre-tension » qui elle se fait au préalable.

VIII.2.1 Montage de la précontrainte :

Se déroule suivant les étapes ci-dessous :

- Pose des gaines dans le coffrage en veillant à respecter les tracés des câbles ;
- Montage des ancrages sur l'about de poutre ;
- Mise en place des torons par tirage ;
- Pré blocage des ancrages fixés ;
- Coulage du béton ;
- La mise en tension des câbles après durcissement du béton;
- Coupe des sur longueurs des câbles;
- Injection ;
- Cachetage des ancrages

Les torons sont tendus à l'aide d'un vérin hydraulique actionné par une pompe. Le vérin prend appui sur la « plaque d'about ». Les torons seront tendus jusqu'à ce que la pression manométrique requise soit atteinte. Pour contrôler la force de tension produite, on mesure l'allongement du câble. Après l'opération de précontrainte, l'intérieur de la gaine doit être injecté au coulis de ciment dans le but d'assurer une adhérence entre l'acier et le béton de même que la protection de l'acier contre la corrosion. L'injection est effectuée au moyen des coiffes d'injection fixées aux ancrages ou de raccords d'injection fixés aux gaines de raccordement (trompette) après réalisation du cachetage définitif.

VIII.2.2 Injection des câbles :

L'opération de l'injection a deux rôles élémentaires qui sont « la protection des armatures de précontrainte contre la corrosion ; et l'amélioration de l'adhérence entre les armatures et les gaines » et doit être réalisée dès que possible après la mise en tension des armatures. Le produit d'injection doit répondre aux impératifs suivants :

- Avoir une assez faible viscosité pour couler facilement et pénétrer dans toutes les ouvertures et entre fils des câbles de précontrainte ;
- Conserver cette faible viscosité pendant un délai suffisant pour que l'injection puisse s'effectuer dans de bonnes conditions avant le début de prise ;
- Après durcissement, avoir une résistance suffisante pour assurer efficacement l'adhérence de l'armature au béton ;
- Présenter un retrait minimal ;
- Ne pas être agressif vis-vis de l'acier de précontrainte.

Le produit d'injection était autrefois un mortier formé de ciment, de sable et de l'eau ; aujourd'hui le sable est à peu près complètement abandonné, au profit de coulis de ciment CPA, comportant un adjuvant. L'ensemble d'un procédé de précontrainte comprend, généralement, les éléments suivants :

1. Dispositif d'ancrage : on distingue, principalement, deux types d'ancrage : - Ancrage actif, situé à l'extrémité de la mise en tension. - Ancrage passif (ancrage mort), situé à l'extrémité opposée à la mise en tension.
2. Les coupleurs : dispositif permettant les prolongements des armatures.
3. Matériels de mise en tension : vérins, pompes d'injection, pompe d'alimentation des vérins etc.
4. Les accessoires : gaines, tubes d'injection etc.

VIII.3 CALCUL DU NOMBRE DES CABLES :

VIII.3.1 Les données :

Les données sont disposées sous le nom de (tableau 1) représentant les caractéristiques du câble choisi :

Tableau 1 caractéristiques du câble de précontrainte choisi

Type de câbles	T15S	TBR
Nombre Torons	12	
Section du toron	150	mm ²
Section totale (m ²)	0.0018	m ²
Contrainte maximale de rupture garantie (f _{prg})	1860	MPa
F _{p0}	221.4	Kn
Contrainte limite conventionnelle d'élasticité (f _{peg})	1674	MPa
Diamètre de la gaine	0.08	m

Ep	190000	MPa
Fe	500	MPa
sigma S	434.783	MPa

Les caractéristiques de la poutre sous forme de tableau (tableau 2) et les résultats de l'application des charges et des moments résultants aussi (tableau 3).

Tableau 2 caractéristique de la poutre

	About		Médiane		Résultats Logiciel	
	Poutre seule	Poutre+dalle	Poutre seule	Poutre+dalle		
B (m²)	1.2795	1.6395	0.7616	1.1216	Moment de la poutre (M _{gp})	3.57 MN.m
v' (m)	1.0580	1.2868	1.0789	1.4066	Moment maximale (M _M)	9.956 MN.m
v (m)	0.9420	0.9132	0.9211	0.7934	Moment sous le poids propre (M _m)	6.479 MN.m
I_G (m⁴)	0.4651	0.7713	0.3685	0.6246	Effort tranchant maximal (V _M)	1.144 MN
i² (m²)	0.3635	0.4704	0.4838	0.5569	Effort tranchant sous poids propre (V _m)	0.675 MN
P	0.3647	0.4003	0.4869	0.4990		

Tableau 3 les résultats de robot 2014

VIII.3.1.1 Classe d'ouvrage :

La classe à laquelle s'apparente notre ouvrage est bel et bien la classe CII (ouvrage courant) elle admet les contraintes de traction dans le béton, mais pas la formation des fissures ; elle concerne le cas des éléments exposés à des ambiances agressives.

Et c'est à partir de cette dernière que nous pouvons poursuivre nos calculs.

Classe	Exécution	Service		
		Rares	Fréquente	Quasi perm
Classe II				

Si (P_{min}=P_I) : le fuseau de passage est situé hors de la zone d'enrobage, section sous critique.

Si (P_{min}=P_{II}): le fuseau de passage à une de ces frontières qui coupe la zone d'enrobage, section sur critique.

$$P_{min} = \sup \begin{cases} P_I = -0,80 \text{ MN} \\ P_{II} = 5,45 \text{ MN} \end{cases}$$

Avec : P_{min} = 5.45 MN

A présent déterminer le nombre de câbles « n » :

Le nombre de câble est donné par :

$$n \geq \frac{P_{min}}{(1-\Delta P)P_0}$$

Caractéristiques du béton	
F _{csup} =	40 MPa
F _{cinf} =	27 MPa
F _{t28} =	3 MPa
σ _{bc} =	24 MPa
σ _{bt} =	-4.5 MPa

Tableau 4 AN. Nombre de câbles "n"

ΔP ₀ =	25	%
T ₀ =	1488	Mpa
P ₀ =	2.68	MN
n ≥	2.71	Câbles

Avec : { P₀ : Effort de précontrainte limite qu'un câble 12T15 peut créer.
 ΔP : pertes de tension estimées à 25 %.

$$\text{Et } P_0 = \min\{(0,8 \times f_{prg} \times A_p); (0,9 \times f_{peg} \times A_p)\}$$

n ≥ 2,71 Donc on prend n = 3 câbles

VIII.3.2 Détermination du nombre de câbles à l'about :

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = \frac{P}{B_n} + \frac{v}{I_n} (Pe_0 + M_g) \geq -1,5f_{tj} = \overline{\sigma_{bt}} \\ \sigma_{inf} = \frac{P}{B_n} - \frac{v'}{I_n} (Pe_0 + M_g) \leq 0,6f_{tc} = \overline{\sigma_{bc}} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} P \leq 9,00 \\ P \leq 16,11 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} n \leq 3,36 \\ n \leq 6,01 \end{cases}$$

VIII.3.3 Vérification des contraintes :

On fait cette vérification à mi- travée selon les quatre phases suivantes :

- **Première phase :** (Après 7 jours) Après le coulage de béton de la poutre et les pertes sont estimées à 10 %.
- **Deuxième phase :** après 28 jours, la mise en tension à 100 %. Les pertes sont estimées à 10 %.
- **Troisième phase :** après coulage de la dalle, ajout du poids propre de la dalle. Les pertes sont estimées à 15%.
- **Quatrième phase :** à l'état de service, le moment se maximise et les pertes sont estimées à 25%.

Tableau 5 vérification des contraintes phase 1

f_{c7}	26.49	MPa
f_{t7}	2.19	MPa
$\overline{\sigma_{bt2}}$	-1.53	MPa
$\overline{\sigma_{bt1}}$	-3.28	MPa
$\overline{\sigma_{bc}}$	15.89	MPa
$\Delta P =$	10	%
n câbles	3	

Tableau 6 vérification des contraintes phase 2

f_{c7}	40.00	MPa
f_{t7}	3.00	MPa
$\overline{\sigma_{bt2}}$	-2.1	MPa
$\overline{\sigma_{bt1}}$	-4.5	MPa
$\overline{\sigma_{bc}}$	24.00	MPa
$\Delta P =$	10	%
n câbles	3	

Tableau 7 vérification des contraintes phase 4

Tableau 8 vérification des contraintes phase 3

f_{c7}	40.00	MPa
f_{t7}	3.00	MPa
$\overline{\sigma_{bt2}}$	-2.1	MPa
$\overline{\sigma_{bt1}}$	-4.5	MPa
$\overline{\sigma_{bc}}$	24.00	MPa
$\Delta P =$	15	%
n câbles	3	

f_{c7}	40.00	MPa
f_{t7}	3.00	MPa
$\overline{\sigma_{bt2}}$	-3.00	MPa
$\overline{\sigma_{bt1}}$	-4.5	MPa
$\overline{\sigma_{bc}}$	24.00	MPa
$\Delta P =$	25	%
n câbles	3	

On fait la vérification des contraintes à partir des critères suivants :

$$\overline{\sigma_{bt2}} < \sigma_{inf} < \overline{\sigma_{bc}} \quad \text{Et} \quad \overline{\sigma_{bt1}} < \sigma_{sup} < \overline{\sigma_{bc}}$$

Avec :
$$\begin{cases} \sigma_{inf} = \frac{P}{B} + (P \times e_0 - M) \times \frac{v'}{I} \\ \sigma_{sup} = \frac{P}{B} - (P \times e_0 - M) \times \frac{v'}{I} \end{cases} \quad \text{et :} \quad e_0 = v' - d'$$

Tableau 9verification des (σsup;σinf) les 4 phases

Phase	e ₀ (m)	M (MN.m)	P (MN)	σ _{sup} (MPa)	σ _{inf} (MPa)	Obs
Phase 1	0.86	3.57	3.62	5.92	3.38	C.V
Phase 2	0.86	3.57	7.23	2.90	17.22	C.V
Phase 3	1.19	5.19	6.83	2.39	12.64	C.V
Phase 4	1.19	9.96	6.03	8.94	-0.94	C.V

VIII.4 Position des câbles :

La position des câbles est dans le talon à un excentrement maximum dans où se trouve la section la plus sollicité (la section médiane). La figure ci-dessous montre les dispositions des câbles de précontraintes.

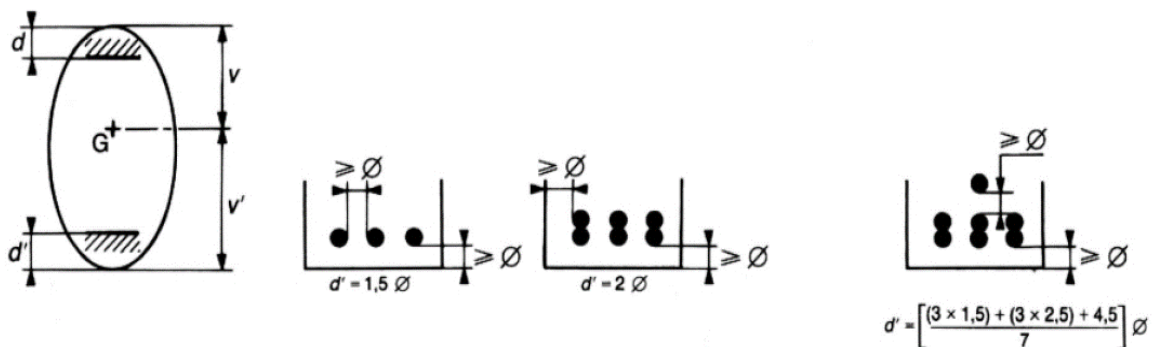


Figure 1 normes de dispositions des câbles

VIII.4.1 Dans la section d'about (l'extrémité de la poutre) :

On respecte les conditions imposées par l'emplacement des plaques d'ancrage :

La plaque d’ancrage adéquate pour un câble 12T15S est de dimensions $A \times B = 240 \times 200$ mm², dont l’entraxe vertical est déterminé comme suit :

Pour : $f_{c28} = 40$ MPA $\gg a = 338$ mm \rightarrow donc on prendre : $x \geq 0,85 \times a$

Alors on obtient $x=30$ cm

Le but d’ancrer les câbles dans la section d’about a d’espacement constant « x » est pour limiter les effets de la diffusion, et repartie l’effort de précontrainte, et pour que la **résultant coïncide avec le CDG de la section d’about.**

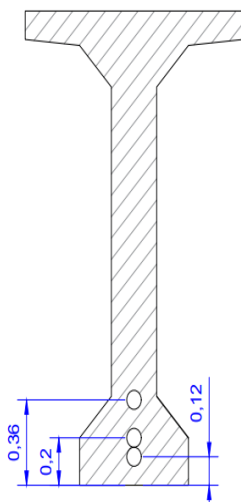


Figure 2 disposition des gaines section médiane

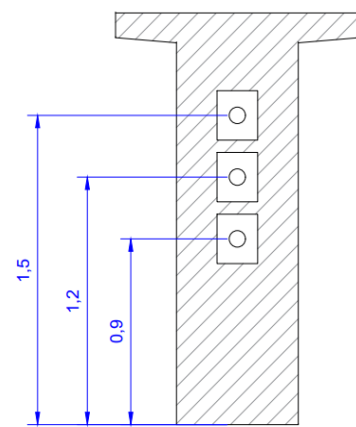


Figure 3 disposition des gaines section d’about

Tableau 10 disposition des câbles

	Yi (m)	
	About de poutre (m)	Section médiane (m)
C1	0.9	0.12
C2	1.2	0.2
C3	1.5	0.36

VIII.5 Tracé des câbles

La répartition des charges permanente est uniformément répartie, d'où la forme ou bien le tracé des câbles de précontrainte est parabolique.

$$\frac{1}{R} \cong 8 \times \frac{f}{\ell^2}$$

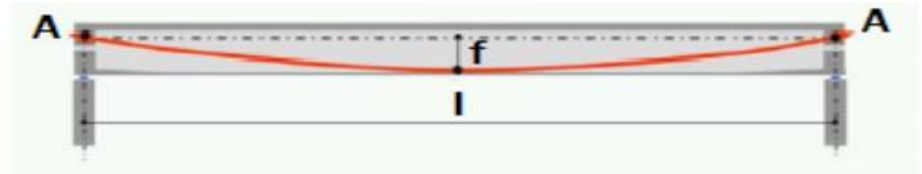


Figure 4 Rayon de courbure

f : est la flèche maximale (mesurée à mi- longueur).

L : est la longueur de la poutre.

R : rayon de courbure.

L'angle de déviation β : on peut calculer sur une longueur L par la relation suivant :

Comme suit : $\beta = 4 \times \frac{f}{\ell}$

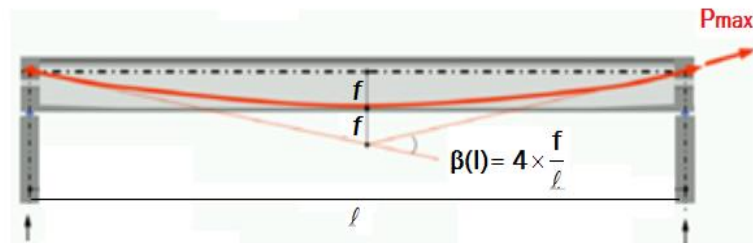


Figure 5 L'angle de déviation "beta"

VIII.5.1 Détermination de l'angle de relevage :

L'alignement droit être incliné d'un angle α qui est donné par la formule suivante :

L'angle de relevage est appliqué sur le câble sur une distance de 1 m.

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

Avec :

α_{opt} : L'optimum théorique de l'angle de relevage

V_m : L'effort tranchant à vide sous G

V_M = Effort tranchant sous charge (G+D240)

\bar{V} : effort tranchant limite que peut supporter la section d'about $\bar{V} = \bar{\tau} \times b_n \times 0,8h$

$\bar{\tau}$: Contrainte tangentielle limité en état limite de service. $\bar{\tau} = \sqrt{0,4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \sigma_x)}$

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

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

B_{gaine} : surface de la gaine.

n : nombre de gaines.

b_n : largeur nette de la section d'about + hourdis ; $b_n = b_0 - n_{lit} \times 0.5\Phi$.

Φ : diamètre de la gaine.

b_0 : largeur brute.

Tableau 11 information pour la détermination de l'angle de relevage

b_n	0.52	m
B_n	1.62	m ²
P	6.03	MN
σ_x	3.71	MPa
$\bar{\tau}$	2.84	MPa
\bar{V}	2.60	MPa

Ça donne : $-13.95 < \alpha_{opt} < 32.88$

Tableau 12 caractéristiques du tracé des câbles de précontrainte

N° câble	l (m)	α_{rel} (°)	Yi (m)			f (m)	R (m)	$\beta(l)$ rad
			x=0	1	20			
C1	38	4.37	0.9	0.82	0.12	0.70	256.54	0.074
C2	38	5.59	1.2	1.10	0.2	0.90	200.08	0.095
C3	38	6.37	1.5	1.39	0.36	1.03	175.52	0.108

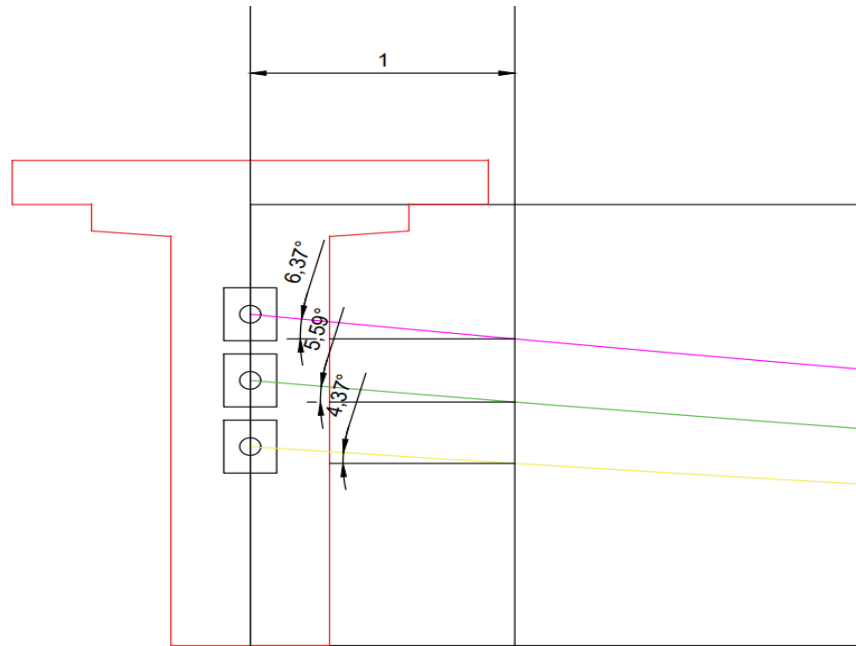


Figure 6 tracé about de poutre et angles de disposition

VIII.6 Calculer des pertes

VIII.6.1 Définition :

D'une façon générale, on désigne sous le nom « perte de tension » ou « perte de précontrainte » toute différence entre l'effort exercé lors de sa mise en tension et l'effort qui s'exerce en un point donné d'une armature à un instant donné. En post tension, l'effort de précontrainte varie à la fois :

- Dans l'espace, avec l'abscisse le long du câble, du fait de fortement ;
- Dans le temps, à cause du retrait et du fluage du béton et de la relaxation des aciers.

En pré tension, l'effort de précontrainte varie principalement dans le temps du fait de l'application successive des actions.

Les pertes de précontrainte peuvent être rangées sous deux catégories :

- 1) Les pertes de tension instantanées : se produisant lors de la mise en tension des câbles de précontrainte.
- 2) Pertes de tension différées : se produisant dans un temps plus au moins long après la mise en tension.

VIII.6.2 Les pertes instantanées :

Dans le cas de la 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 de l'ancrage ; - les pertes de tension par déformations instantanées du béton.

VIII.6.2.1 Les Pertes par frottement :

Ce type de perte se produit par frottement des câbles sur la gaine lors de la mise en tension.

On pose $\beta = 0$ (en pratique n'existe pas un câble rectiligne) : Un câble rectiligne présente toujours des ondulations entre ses extrémités provoquant ainsi une déviation parasite $\varphi \times x$ telle que φ dépend de la nature du câble.

L'expression générale pour le calcul des pertes par frottement :

$$\sigma_p(x) = \sigma_0 \times (1 - e^{-(f \times \beta + \varphi \times x)})$$

En se fiant au tableau () nous avons :

$$\varphi = 0,002 \text{ m}^{-1}$$

$$f = 0,18 \text{ rad}^{-1}$$

$$\sigma_{p0} = 1488 \text{ MPa}$$

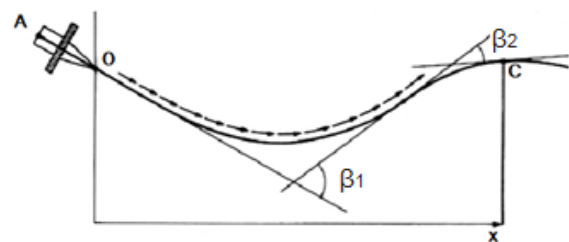


Figure 7 pertes par frottement

Cas	Nature des armatures	f		φ (m ⁻¹)
		3 ≤ R ≤ 6 (m)	R ≥ 6 (m)	
I Câbles ne traversant pas de joints ou surfaces de reprise	Fils tréfilés ronds et lisses	$\frac{22 - R}{100}$	0,16	0,002
	Torons	$\frac{24 - R}{100}$	0,18	
II Câbles traversant de nombreux joints ou reprises de bétonnage	Fils tréfilés ronds et lisses	$\frac{24 - R}{100}$	0,18	0,003
	Torons	$\frac{26 - R}{100}$	0,20	

Figure 8 les valeurs moyenne des coefficients

Nous pouvons voir que nous sommes dans le premier cas des torons en guise d'armatures avec un rayon R > 6 (m) ce qui nous donne les résultats suivants :

Tableau 13 pertes par frottement

N° câble	x=l/2 (m)	β (rad)	$f\beta + \varphi x$	$\Delta\sigma_\varphi$ (MPa)	$\Delta\sigma_\varphi$ Moy (MPa)	$\Delta\sigma_\varphi$ Moy (%)
C1	20	0.074	0.053	77.28	81.93	5.51%
C2	20	0.095	0.057	82.57		
C3	20	0.108	0.059	85.93		

VIII.6.2.2 Pertes dues au recul à l'ancrage :

Après la mise en tension, on relâche le vérin pour laisser les clavettes se bloquer, ceux-ci reculent de quelques millimètres, ce mouvement en arrière provoque une diminution de tension du câble.

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

L'expression pour le calcul des pertes par recul d'ancrage est :

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

$$\text{Avec : } k = f \times \frac{\beta}{l} + \varphi \quad \text{et} \quad d = \sqrt{\frac{E_p \times g}{\sigma_{p0} \times k}}$$

Tableau 14 valeurs de "d"

N° câble	l (m)	k (m ⁻¹)	d (m)
C1	20	0.0027	16.95
C2	20	0.0029	16.38
C3	20	0.0030	16.05

Nous remarquons qu'ici « d < l » ce qui fait que les pertes par recul d'ancrage sont négligeables car elle est nulle à x=L/2.

VIII.6.2.3 Pertes par déformation instantanée du béton : (raccourcissement) :

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

$$\sigma_e = \frac{1}{2} \frac{E_p}{E_{ij}} \sigma_{bi} \quad \text{Avec : } \sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_G} - \frac{M_p \times e}{I_G}$$

Application numérique

Tableau 15 données utilisées pour le calcul du raccourcissement

Nous avons donc → $\sigma_{bi} = 16.67 \text{ MP}$

Donc on obtient : $\sigma_e = 42.09 \text{ MPA}$

Qui compte pour : $\sigma_e = 2,83 \%$

M_g =	3.57	MN
E_{ij} =	37619.47	MPa
e =	0.85	m
B =	0.76	m ²
I_G =	0.37	m ⁴
n cable =	3	

VIII.6.3 Pertes différées :

Dans le cas de la post-tension, les armatures de précontrainte subissent des pertes de tension différées qui sont : - Perte de tension due au retrait du béton - Perte de tension due au fluage du béton - Perte de tension due à la relaxation de l'acier

VIII.6.3.1 Pertes par retrait :

Le retrait se développe dès le durcissement du béton alors que les câbles ne sont tendus que lorsque celui-ci a obtenu la résistance nécessaire, donc les câbles ancrés sur le béton ne subissent que la part du raccourcissement du au retrait effectué après leur mise en tension. L'expression des pertes par retrait est donnée par le BPEL :

$$\Delta\sigma_r \approx E_p \times \epsilon_r \quad \text{Avec : } \epsilon_r = 2.10^{-4} \text{ (raccourcissement final du béton due au travail)}$$

- 2×10^{-4} en climat humide Zone A de la carte de zonage climatique de l'Algérie
- 3×10^{-4} en climat tempéré sec Zone B
- 4×10^{-4} en climat chaud et sec Zones B',C,D1
- 5×10^{-4} en climat très sec ou désertique Zones D2 et D3.

Figure 9 détermination du ϵ_r

Donc on obtient :

Tableau 16 application numérique pertes retrait

$\Delta\sigma_r$	38.00	MPa
$\Delta\sigma_r$	0.0255	%

VIII.6.3.2 Perte par fluage :

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

$$\Delta\sigma_{fl} = 2,5 \times \sigma_b(x) \times \frac{E_p}{E_{ij}} \quad \text{Et : } \sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_G} - \frac{M_p \times e}{I_G}$$

$$\text{Application numérique : } \left\{ \begin{array}{l} M_p = 6.48 \text{ MN} \cdot \text{m} \\ I_G = 0,625 \text{ m}^4 \\ B = 1.122 \text{ m}^2 \\ v' = 1,407 \text{ m} \\ e_0 = 1,18 \text{ m} \\ P = 6.03 \text{ MN} \end{array} \right. \rightarrow \sigma_b = 5,83 \text{ MPA}$$

Donc on obtient :

$$\Delta\sigma_{fl} = 82,91 \text{ MPA}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 5,56 \%$$

VIII.6.3.3 Perte par relaxation :

Ce phénomène entraine pour les armatures de précontrainte (une chute de précontrainte), donc il faut tenir en compte. L'expression est donnée par :

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

Avec : σ_i = la tension initiale après les pertes instantanées

f_{prg} = La contrainte de rupture garantie dans les câbles.

Application numérique :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_{1000} = 2,5 \% \\ \mu_0 = 0,43 \\ f_{prg} = 1860 \text{ MPA} \\ \sigma_{p0} = 1488 \text{ MPA} \rightarrow \text{Donc on obtient :} \\ \Delta\sigma_{\varphi_{moy}} = 81,93 \text{ MPA} \\ \Delta\sigma_g = 0 \text{ MPA} \\ \Delta\sigma_{racc} = 42,09 \text{ MPA} \end{array} \right.$$

$$\Delta\sigma_{relax} = 62,06 \text{ MPA} \text{ ou } \Delta\sigma_{relax} = 4,17 \%$$

VIII.6.3.4 Les pertes totales :

Les pertes totales instantanées :

$$\Delta\sigma_{inst} = \Delta\sigma_{\varphi_{moy}} + \Delta\sigma_{\varphi_{moy}} + \Delta\sigma_{racc} = 124,02 \text{ MPA} = 8,33 \%$$

Les pertes totales différées :

$$\Delta\sigma_{diff} = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \Delta\sigma_{relax} = 172,63 \text{ MPA} = 11,60 \%$$

Les pertes totales :

$$\Delta\sigma_{tot} = \Delta\sigma_{diff} + \Delta\sigma_{inst} = 296,65 \text{ MPA} = 19,94 \%$$

Pour la suite du calcul on prend les pertes totales : $\Delta\sigma = 19,94\%$

VIII.7 VERIFICATIONS DES CONTRAINTES :

VIII.7.1 Vérification des contraintes normales :

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

La disposition des gaines nécessaire à la vérification correspond à ce qui suit :

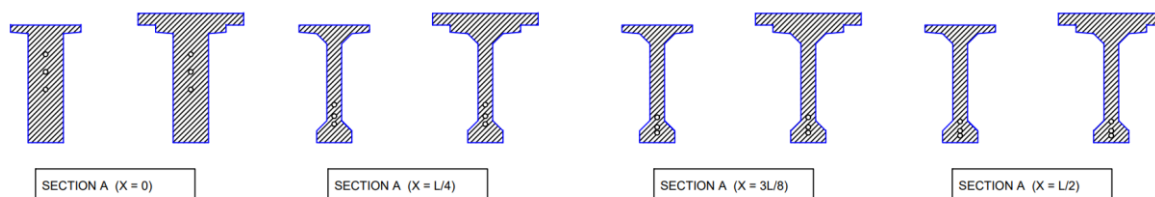


Figure 10 sections de vérification

Tableau 17 sections de vérification

	x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
C1 (m)	0.9	0.32	0.17	0.12
C2 (m)	1.2	0.45	0.26	0.20
C3 (m)	1.5	0.64	0.43	0.36

Tableau 18 caractéristiques de chaque section

	x=0		x=L/4		x=3L/8		x=L/2	
	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle
H (m)	2.00	2.20	2.00	2.20	2.00	2.20	2.00	2.20
B_{nette} (m²)	1.26	1.62	0.750	1.107	0.747	1.107	0.75	1.11
v_n (m)	0.944	0.912	0.909	0.781	0.905	0.778	0.904	0.777
v'_n (m)	1.056	1.288	1.091	1.419	1.095	1.422	1.096	1.423
I_{nG} (m⁴)	0.464	0.770	0.363	0.611	0.359	0.605	0.357	0.603
ρ (%)	36.81	40.36	48.77	49.83	48.49	49.44	48.28	49.29

VIII.7.2 Effort de précontrainte :

On fait la vérification à l'ELS, et on introduit les valeurs caractéristiques de la précontrainte :

- Valeur caractéristique minimale : $P_2 = 0,98 P_0 - 1,2 \Delta P$
- Valeur caractéristique maximale : $P_1 = 1,02 P_0 - 0,8 \Delta P$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 19 les caractéristiques du tracé des câbles de précontrainte des poutres de chaque phase

	N cables	% Mt	ΔP	P1	P2	$d_{x=0}$	$d_{x=L/4}$	$d_{x=3L/8}$	$d_{x=L/2}$
Phase 1	3	50	4.17	3.96	3.74	1.20	0.47	0.29	0.23
Phase 2	3	100	8.33	7.66	7.07	1.20	0.47	0.29	0.23
Phase 3	3	100	14.14	7.29	6.51	1.20	0.47	0.29	0.23
Phase 4	3	100	19.94	6.91	5.95	1.20	0.47	0.29	0.23

	Y1	Y2	Y3	Ymoy
$x=0$	0.90	1.20	1.50	1.20
$x=L/4$	0.32	0.45	0.64	0.47
$x=3L/8$	0.17	0.26	0.43	0.29
$x=L/2$	0.12	0.20	0.36	0.23

Tableau 20: Caractéristiques du tracé des câbles de précontrainte des poutres

Les distances des câbles à l'extrémité (en élévation) sont :

Les valeurs de et aux différents âges du béton.

Tableau 21 les valeurs des contraintes admissibles

	Les cas	Exécution	Q. Rares
Pour t > 28j	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	24	24
	$\overline{\sigma_{t1}}$ (MPa)	-4,5	-4,5
	$\overline{\sigma_{t2}}$ (MPa)	-2,1	-3
Pour t=7j	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	15,89	15,89
	$\overline{\sigma_{t1}}$ (MPa)	-3,28	-3,28
	$\overline{\sigma_{t2}}$ (MPa)	-1,53	-2,19

VIII.7.3 Vérifications des contraintes :

On fait la vérification des contraintes par les conditions suivantes :

$$\begin{cases} \overline{\sigma_{t1}} < \sigma_{sup} < \overline{\sigma_{bc}} \\ \overline{\sigma_{t2}} < \sigma_{inf} < \overline{\sigma_{bc}} \end{cases} \quad \text{Avec : } \sigma(y) = \frac{P_i}{B} + \frac{P_i \times e_0 + M}{I} \times y$$

Telle que : $\begin{cases} P_i$: la valeur caractéristique de la précontrainte.
y: les distances de son centre de gravité aux fibres extrêmes
 e_0 : excentricité du câble de précontrainte moyen.
M : moment extérieur

Les résultats de calcul et de vérification sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 22: Vérification des contraintes normales pour les phases 1 et 2

		Phase 1				Phase 2			
		x=0,5	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0,5	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		-0.14	0.62	0.81	0.87	-0.14	0.62	0.81	0.87
MEIs		0.00	2.64	3.34	3.57	0	2.64	3.34	3.57
P1 (MN)		3.96	3.96	3.96	3.96	7.66	7.66	7.66	7.66
P2 (MN)		3.74	3.74	3.74	3.74	7.07	7.07	7.07	7.07
σ_p	σ_{sup}	0.00	6.62	8.43	9.05	0.00	6.62	8.43	9.05

(MPa)	σ_{inf}	0.00	-7.95	-7.76	-10.97	0.00	-7.95	-10.20	-10.97
σ_{p1} (MPa)	σ_{sup}	4.29	-0.88	-2.77	-3.41	8.30	-1.71	-5.36	-6.60
	σ_{inf}	1.84	12.70	15.09	15.89	3.55	24.54	29.16	30.70
σ_{p2} (MPa)	σ_{sup}	4.05	-0.83	-2.61	-3.22	7.66	-1.58	-4.95	-6.09
	σ_{inf}	1.73	11.97	14.22	14.98	3.28	22.66	26.91	28.34
σ_p max (MPa)	σ_{sup}	4.29	5.73	5.66	5.63	8.30	4.91	3.07	2.45
	σ_{inf}	1.84	4.75	7.32	4.92	3.55	16.60	18.96	19.73
σ_p min (MPa)	σ_{sup}	4.05	5.78	5.82	5.83	7.66	5.04	3.48	2.96
	σ_{inf}	1.73	4.02	6.46	4.01	3.28	14.71	16.71	17.37

Tableau 23 Vérification des contraintes normales pour les phases 3 et 4

		Phase 3				Phase 4			
		x=0,5	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0,5	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		0.09	0.95	1.14	1.20	0.09	0.95	1.14	1.20
M_{Els}		0.00	3.82	4.84	5.20	0	7.574	9.357	9.96
P1 (MN)		7.29	7.29	7.29	7.29	6.91	6.91	6.91	6.91
P2 (MN)		6.51	6.51	6.51	6.51	5.95	5.95	5.95	5.95
σ_p (MPa)	σ_{sup}	0.00	4.89	6.22	6.70	0.00	9.68	12.03	12.83
	σ_{inf}	0.00	-8.88	-11.37	-12.25	0.00	-17.60	-21.98	-23.49
σ_{p1} (MPa)	σ_{sup}	3.73	-2.25	-4.05	-4.65	3.54	-2.14	-3.84	-4.41
	σ_{inf}	5.55	22.66	26.02	27.15	5.27	21.50	24.69	25.76
σ_{p2} (MPa)	σ_{sup}	3.33	0.41	-0.51	-4.15	5.56	0.78	-0.96	-3.80
	σ_{inf}	4.96	20.25	23.25	24.26	4.54	18.51	21.26	22.17
σ_p max (MPa)	σ_{sup}	3.73	2.63	2.17	2.05	3.54	7.54	8.19	8.42
	σ_{inf}	5.55	13.78	14.65	14.89	5.27	3.90	2.71	2.27
σ_p min (MPa)	σ_{sup}	3.33	5.30	5.72	2.54	5.56	10.46	11.07	9.04
	σ_{inf}	4.96	11.36	11.88	12.00	4.54	0.91	-0.73	-1.31

Les cases en vert indiquent la vérification des valeurs qu'elles comportent.

VIII.7.4 Vérification des contraintes tangentielles :

La vérification des contraintes tangentielles s'effectue phase par phase (les phases sont les mêmes que celles considérées pour la vérification des contraintes normales). La contrainte tangente au niveau d'une section est donnée par la formule suivante :

VIII.7.4.1 Vérification vis-à-vis de l'ELS :

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 :

$$\begin{cases} \tau^2 \leq 0,4 \cdot f_{tj} \cdot [f_{tj} + \sigma_x] = \bar{\tau}_1^2 \\ \text{et} \\ \tau^2 \leq 2 \cdot \frac{f_{tj}}{f_{cj}} \cdot [0,6f_{cj} - \sigma_x] \times [f_{tj} + \sigma_x] = \bar{\tau}_2^2 \end{cases}$$

Si $\sigma_x < 0,4 \times f_{cj}$ on a : $\bar{\tau}_1 < \bar{\tau}_2$ donc on vérifie Just que $\tau < \bar{\tau}_1$:

$$\text{Avec : } \begin{cases} \sigma_x = \frac{P}{B_n} \\ P = \sum_{i=1}^3 P_i \times \cos\alpha_i \end{cases} \text{ et } \begin{cases} \tau = \frac{V_{red} \times S_n(y)}{I_n \times b_n} \\ V_{red} = V_{ser} - \sum_{i=1}^3 P_i \times \sin\alpha_i \end{cases}$$

$$\text{Les angles } \alpha_i \text{ sont : } \begin{cases} \alpha_1 = 4,37^\circ \\ \alpha_2 = 5,59^\circ \\ \alpha_3 = 6,37^\circ \end{cases} \rightarrow \begin{cases} P \cos\alpha_1 = 2,14 \\ P \cos\alpha_2 = 2,14 \\ P \cos\alpha_3 = 2,14 \end{cases} \text{ et } \begin{cases} P \sin\alpha_1 = 0,16 \\ P \sin\alpha_2 = 0,21 \\ P \sin\alpha_3 = 0,24 \end{cases}$$

$$\text{D'où : } \begin{cases} \sum_{i=1}^3 P_i \times \cos\alpha_i = 6,40 \\ \sum_{i=1}^3 P_i \times \sin\alpha_i = 0,61 \end{cases}$$

$$V_{ser} = 1,14 \text{ MPA} \rightarrow V_{red} = 0,53 \text{ MPA} \quad \text{et } S_n = 0,60 \text{m}^3, I_n = 0,77 \text{m}^4, b_n = 0,52 \text{m}$$

$$B_n = 1,62 \text{m}^2, \tau_1 = 2,89 \text{ MPA}$$

$$\sigma_x = \frac{\sum_{i=1}^3 P_i \times \sin\alpha_i}{B_n = 1,62 \text{m}^2} = 3,94 \text{ MPA}$$

Alors :

$$:\tau = 0,80 \text{ MPA} < \tau_1 = 2,89 \text{ MPA}$$

Les contraintes de cisaillement sont bien vérifiées dans la section d'about.

VIII.7.4.2 Vérification vis-à-vis de l'ELU :

Vérification des bielles comprimées : Cette vérification se traduit par le fait que la contrainte de cisaillement :

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

Avec $\tau_u = \frac{V_{u,red} \cdot S_n(y)}{I_n \cdot b_n}$ et $f_{c28} = 40 \text{ MPA}$

$$\text{Application numérique : } \begin{cases} V_{u,red} = V_{ult} - \sum_{i=1}^3 P_i \times \sin \alpha_i = 0,93 \text{ MPA} \\ V_{ult} = 1,54 \text{ MPA} \\ S_n = 0,60 \text{ m}^3 \\ I_n = 0,77 \text{ m}^4 \\ b_n = 0,52 \text{ m} \end{cases}$$

On obtient : $\tau_u = 1,39 \text{ MN}$

Alors : $\tau_u = 1,39 \leq \frac{f_{c28}}{6} = 6,66 \text{ MPA}$

D'où : Les bielles comprimées de béton sont bien vérifiées

Vérification de la résistance des armatures transversales :

La première étape consiste à calculer l'angle β_u :

$$\tan 2\beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_x - \sigma_y}, \text{ avec : } \beta_u \geq 30^\circ$$

$$\text{Application numérique : } \begin{cases} \tau_u = 1,39 \text{ MN} \\ \sigma_x = \frac{\sum_{i=1}^3 P_i \times \cos \alpha_i}{B_n = 1,62 \text{ m}^2} = 3,94 \text{ MPA} \end{cases} \rightarrow \beta_u = 17,62^\circ$$

Donc : on prendre : $\beta_u = 30^\circ$.

La deuxième étape consiste à déterminer la section des armatures transversale A_t :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_n \times S_t \times \gamma_s} \geq \left[\tau_u - \frac{f_{tj}}{3} \right] \times \tan \beta_u$$

Application numérique : $\begin{cases} \tau_u = 1,39 \\ f_e = 500\text{MPa} \\ f_{t28} = 3\text{MPa} \\ b_n = 0,52\text{m} \\ \gamma_s = 1,15 \end{cases}$ On obtient : $\frac{A_t}{S_t} \geq 2,70\text{ cm}$

On prend l'espacement on le prend $S_t = 20\text{cm}$ ce qui est vérifié avec un cadre de HA10.

VIII.8 ARMATURES PASSIVES DES POUTRES :

VIII.8.1 Armatures des zones tendues :

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

Avec :

B_t = l'aire de la section du béton de traction. σ_{bt} = La valeur absolue de la contrainte maximale de traction.

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

$\begin{cases} B_t = 0,151\text{m}^2 \\ \sigma_{bt} = 1,31\text{MPa} \\ N_{Bt} = 0,103\text{MN} \end{cases} \rightarrow A_s = 6,25\text{cm}^2$ On prend 6HA12 $\sigma_{bc} = 9\text{MPa}$

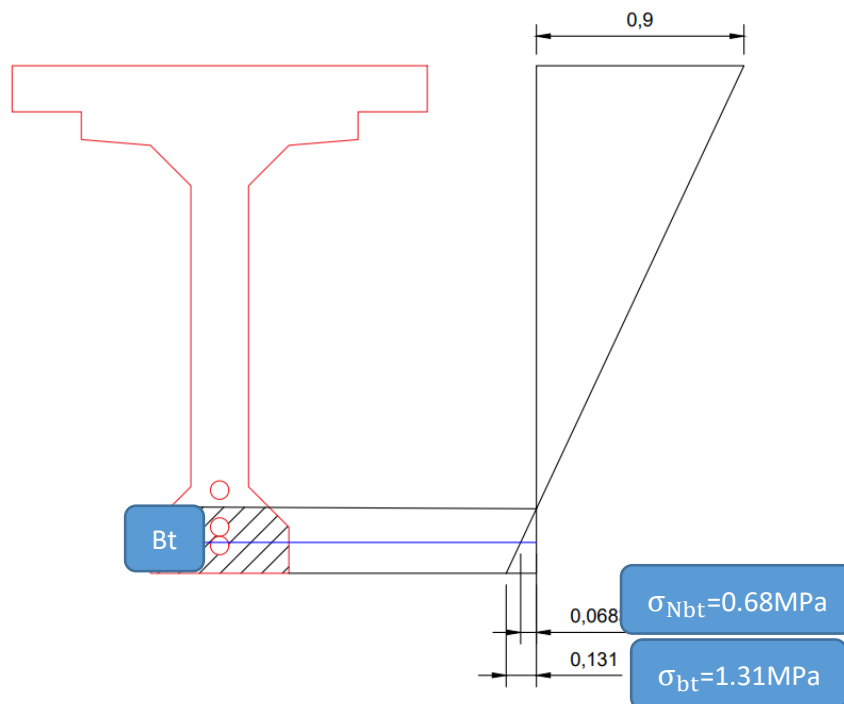


Figure 11: diagramme des contraintes à mi-travée

VIII.8.2 Section minimale (armature de peau) :

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_t}{f_e}$$

Application numérique :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 0,6\text{m} \\ d = 2,2\text{m} \\ f_t = 3 \text{ MPA} \\ f_e = 500 \text{ MPA} \end{array} \right. \rightarrow A_{min} \geq 18,22\text{cm}^2 \quad \text{Ce qui donne 17HA12}$$

VIII.8.3 Vérification de la flèche :

VIII.8.3.1 Contre flèche de construction

On adopte pour le fond du coffrage, une flèche dite contre flèche de construction qui est vers le haut pour résoudre le problème de divergence entre la flèche due au poids propre et la contre flèche due à la précontrainte.

La contre flèche de construction est donnée par la formule suivante :

Contre flèche = 3/4 (la flèche de la précontrainte – la flèche due au poids de la structure)

VIII.8.3.2 Flèche due au poids propre

Les flèches sont comptées positivement vers le bas et négativement vers le haut (contre flèche)

La flèche max due au poids propre est donnée par le logiciel Robot sous l'effet de G :

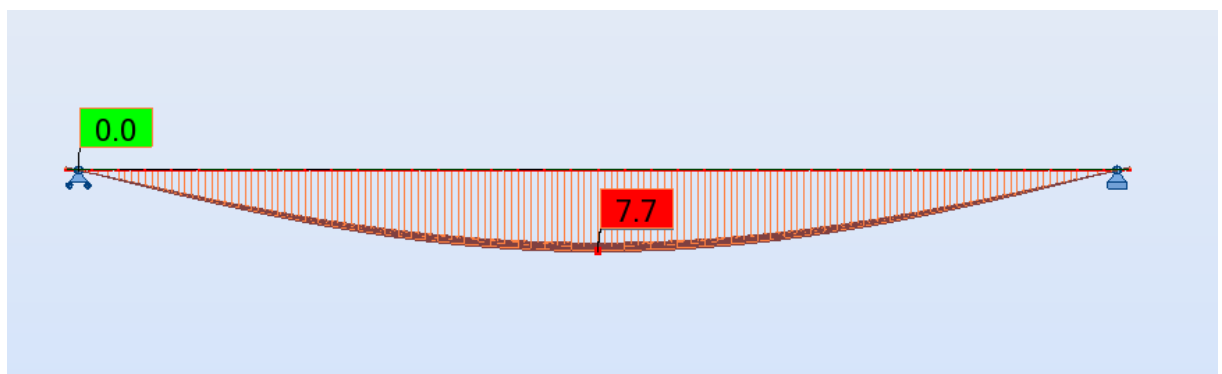


Figure 12: La contre-flèche de la poutre seule avant le coulage de la dalle (G poutre)

D'après le diagramme précédent, la flèche maximale de la poutre due au poids

propre (Poutres, entretoises, dalle, équipements) est égale à 7.7 cm.

$$f_G = 7.7 \text{ cm}$$

VIII.8.3.3 La contre flèche de la précontrainte

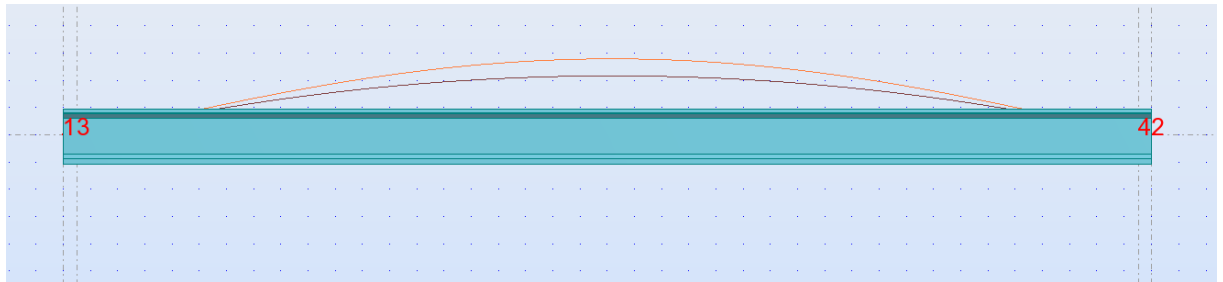


Figure 13: La contre-flèche de la poutre seule avant le coulage de la dalle et mise tension de câble

D'après le diagramme précédent, la contre flèche maximale de la poutre due à la mise en tension des câbles de précontraintes (la mise en tension est à 100 % pour les trois câbles) est égale à 7.4 cm.

$$f_p = -7.4 \text{ cm}$$

D'après les résultats précédents, la contre flèche sera :

$$f_c = 3/4(f_p - f_G) = 3/4 \times (7.4 - 7.7) = -0.3 \text{ cm}$$

$$f_c = -0.3 \text{ cm}$$

Ensuite on vérifie la flèche du tablier lorsqu'il est en service :

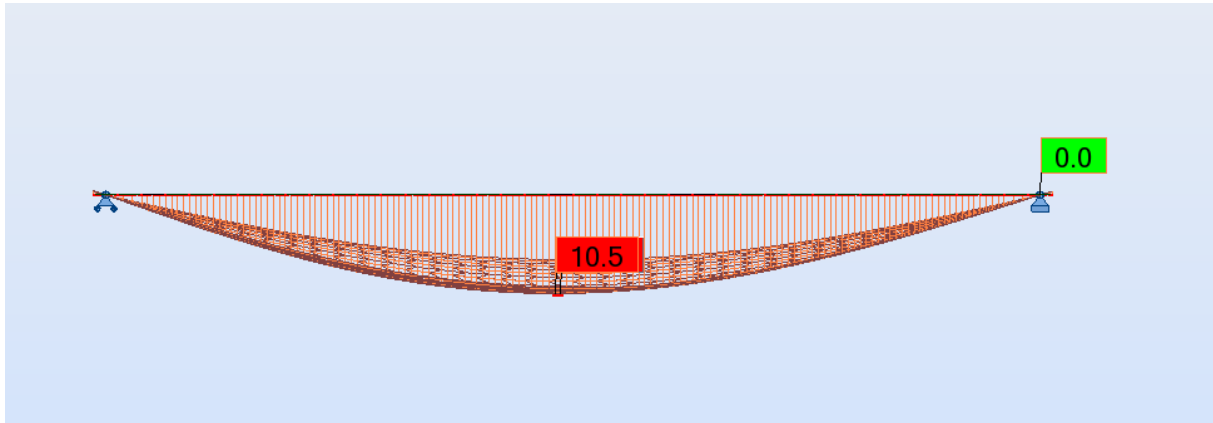


Figure 14: La flèche maximale du tablier en service (G + D240 + P).

D'après le diagramme ci-dessus, la flèche maximale de la poutre à l'ELS est égale à 10.5 cm.

$$f_{\text{ELS}} = 10.5 \text{ cm}$$

Alors la flèche finale est donnée par la formule suivante :

$$f = f_{\text{ELS}} + \text{flèche de la précontrainte} + \text{contre flèche}$$

$$f = 10.5 - 7.4 - 0.3 = 2.8 \text{ cm}$$

Cette flèche doit être inférieure à la flèche admissible qui a pour la valeur :

$$f_{\text{adm}} = \text{longueur de la poutre} / 300$$

($L/300 = 13.33 \text{ cm}$) doit être supérieur à la flèche calculée (2.8 cm)

$$f < f_{\text{adm}} \text{ la condition est vérifiée.}$$

VIII.8.4 Conclusion :

La préfabrication des poutres en béton précontraint, elle permet aujourd'hui le franchissement des travées importantes arrivées jusqu'à 50m (record national), et la réduction des délais d'exécution donc c'est important de prendre les précautions et les vérifications nécessaires dans la phase d'étude, et dans la phase d'exécution (bétonnage, ferrailage, câblage et stockage).

VIII.9 ETUDE DE L'HOURLDI

VIII.9.1 Définition

L'hourdis est une dalle en béton armé, qui sert de couverture pour le pont. Cette couche est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité), les surcharges et à transmettre ces derniers aux poutres. Il assure la répartition transversale des efforts dans le tablier. Donc, l'hourdis est soumis à deux types de flexion :

Une flexion longitudinale : la précontrainte des poutres reprennent ces efforts.

Une flexion transversale : le ferrailage passif de la dalle reprend ces efforts.

Donc, On va étudier que la flexion transversale, en déterminant la section d'acier nécessaire pour le ferrailage la dalle.

VIII.9.2 Géométrie de l'hourdis

L'hourdis présente les dimensions suivantes :

- L'épaisseur : 20cm
- Largeur : 13.80m
- Longueur : 40m

VIII.9.3 Méthode de calcul

Pour l'évaluation des sollicitations de l'hourdis on utilise le logiciel ROBOT 2014, et pour le calcul de la section de ferrailage on utilise Robot Expert 2010.



Figure 15: interface robot expert

VIII.9.3.1 Modélisation et évaluation des efforts

L'hourdis est modélisé en utilisant l'élément « poutre ».

On prendra une longueur de l'hourdis égale à 1 m, les autres dimensions (largeur, épaisseur) sont prises égales aux dimensions réelles.

Les charges appliquées sur la dalle sont les mêmes actions définies en chapitre 5 (poids propre, poids des équipements (A(l), Bc, Bt, Mc120, D240), ainsi que leurs combinaisons correspondantes.

Les résultats obtenus sont donnés ci-dessous sous forme de diagrammes représentant les moments de flexion. Nous ne considérons que les efforts obtenus sous les combinaisons les plus défavorables à l'état limite de service (ELS).

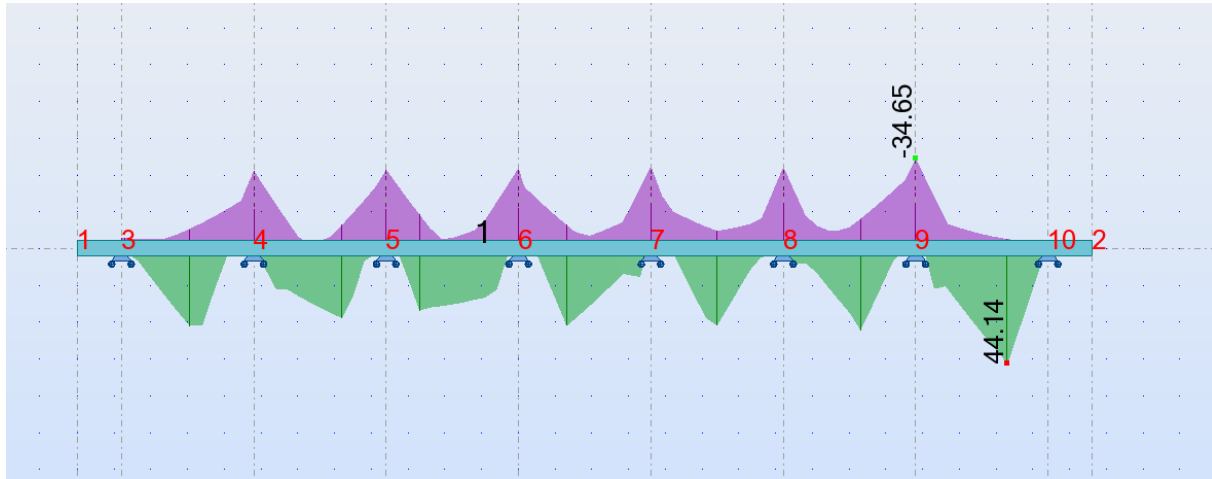


Figure 16 Les moments max à l'ELS sont obtenus sous la combinaison d'action suivante $G + 1,2 BT2V$ robot 2014

Donc, les moments max à l'ELS sont :

- Fibres sup MELS=34.65 KN.m
- Fibre inférieure MELS = 44.14 KN.m

VIII.10 Ferrailage de l'hourdis

Le ferrailage transversal de l'hourdis est calculé à l'aide du logiciel ROBOT expert2010, les résultats sont présentés ci-dessous :

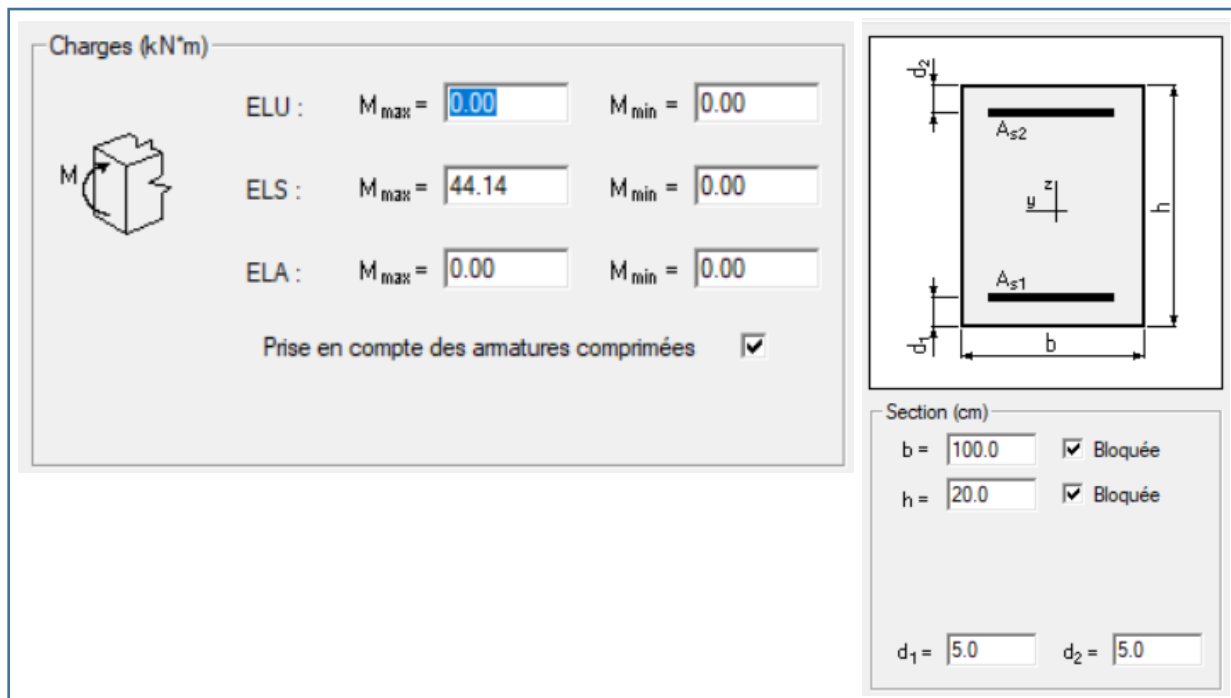


Figure 17: résultats de robot expert

VIII.10.1 Ferrailages nappe inférieure (mi- travée) :

VIII.10.1.1 Armature transversale :

$A_s = 13.6 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

On opte pour 5HA20 ($A_s = 15,71 \text{ cm}^2$) avec un espacement de 20 cm et un enrobage $d = 5\text{cm}$.

VIII.10.1.2 Armature longitudinale de construction (sens des poutres) :

Les armatures de construction égale à 1/3 de la section A_s .

On opte pour 5HA12 ($A_s = 5,65 \text{ cm}^2$) avec un espacement de 20 cm et un enrobage $d = 5 \text{ cm}$.

VIII.10.2 Ferrailages nappe supérieure (sur appui) :

VIII.10.2.1 Armature transversale :

$A_s = 10.50 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

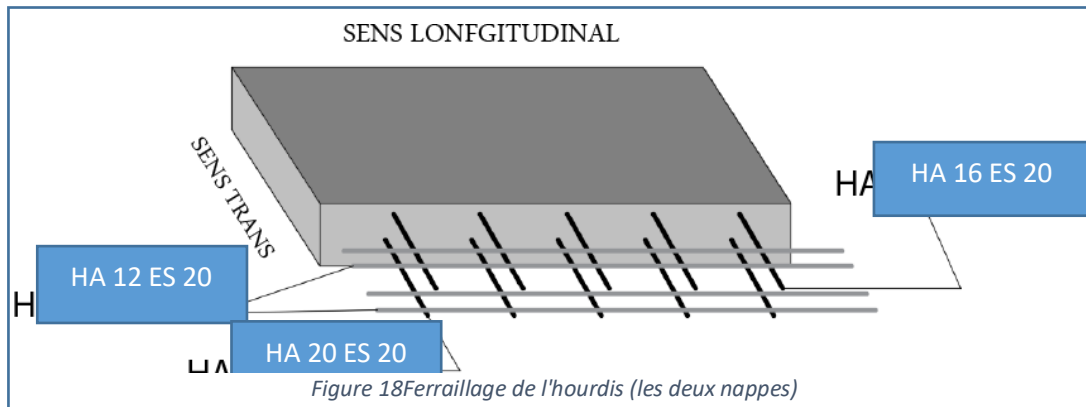
On opte pour 5HA16 ($A_s = 10.05 \text{ cm}^2$) avec un espacement de 20 cm.

VIII.10.2.2 Armature longitudinale de construction (sens des poutres) :

Les armatures de construction égale à $1/3$ de la section A_s .

On opte pour 5HA12 ($A_s = 5,65 \text{ cm}^2$) avec un espacement de 20 cm.

Ce qui peut être résumé par le semât qui suit :



CHAPITRE IX

LES EQUIPEMENTS DU PONT

I. INTRODUCTION :

Les équipements des ponts couvrent un ensemble de dispositifs de nature, de conception et de fonctionnement très divers, dont le but est de rendre un tablier de pont apte à remplir sa fonction, notamment vis-à-vis des usagers. Ces dispositifs, parce qu'ils n'ont pas la pérennité de la structure elle-même, ne sont généralement pas liés définitivement à l'ouvrage et remplissent un certain nombre de fonctions. Ils permettent d'assurer la sécurité et le confort des usagers, de protéger la structure et ses abords tout en favorisant son bon fonctionnement.

Tous les équipements doivent être accessibles pour pouvoir contrôler leur état. Par rapport à la structure porteuse, les équipements sont caractérisés par une durée de vie moindre, non seulement parce qu'ils sont sujets à usure ou vieillissement, qu'il s'agisse de l'étanchéité, des joints de dilatation (directement soumis aux effets du trafic) ou des appareils d'appui, mais aussi parce qu'un sur-dimensionnement n'offrirait pas une meilleure garantie de durabilité dans certaines conditions environnementales défavorables. Il convient donc d'adopter des dispositions permettant de les réparer facilement ou, plus généralement, de les remplacer dans de bonnes conditions.

II. DIMENSIONNEMENT DES APPAREILS D'APPUI :

Les appareils d'appui sont des éléments de structure qui assurent la liaison entre le tablier et les appuis, ils ont pour fonction de transmettre les efforts verticaux et horizontaux.

II.1. Choix de type d'appareil d'appui

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

On choisit des appareils d'appui en élastomère fretté qui présentent les avantages suivants :

- La facilité de la mise en œuvre, du réglage et du contrôle.
- La répartition des efforts horizontaux entre plusieurs appuis.
- Leur coût, qui est relativement modéré.

On utilise les appareils d'appui du type B, ils comportent $n+1$ frettes métalliques et n feuillets d'élastomère d'épaisseur constante, ils sont enrobés sur leur périphérie d'une épaisseur d'élastomère d'au moins 4 millimètres et sur les faces supérieures et inférieures d'un demi-feuillet $e = t_i / 2$.

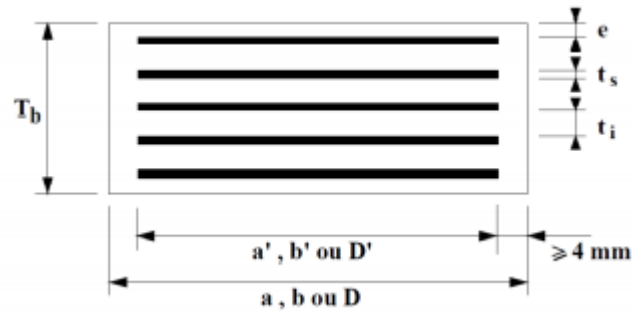


Figure IX. 1 Définition géométrique d'un appareil d'appui.

Avec :

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

II.2. Evaluation des efforts verticaux appliqués sur les appareils d'appuis

Les réactions ainsi que les efforts verticaux appliqués seront calculés à l'ELU :

Tableau IX. 1 Evaluation des réactions R(KN) pour un seul appareil d'appui d'une poutre

Combinaison	Réaction minimale (KN)	Réaction maximale (KN)
G	686.350	686.350
1,35 G + 1,6 A(l)	964.017	993.715
1,35 G + 1,6 Bc	964.078	998.715
1,35 G + 1,6 Bt	950.003	972.817
1,35 (G + Mc120)	971.970	984.679
1,35 (G + D240)	1016.716	1032.257

II.3. Détermination de la section :

L'appareil d'appui doit vérifier les deux conditions de non écrasement et non-cheminement à savoir les deux inégalités suivantes :

$$3 \text{ Mpa} \leq \frac{F_{g \min}}{A'} : \text{conditions de non-cheminement.}$$

$$\frac{F_{z \max}}{A'} \leq 20 \text{ MPa} : \text{conditions de non écrasement.}$$

Où $F_{g \min}$ et $F_{z \max}$ sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IX. 2 Evaluation des efforts verticaux sur chaque appareil d'appui.

Effort normal	Réaction (KN)
$F_{g \min}$	686.350
$F_{z \max}$	1032.257
$F_{z \min}$	950.003

Pour des tabliers ayant des déplacements importants, il est préférable d'employer des appareils d'appui de forme se rapprochant du carré ($a = b$). On opte pour un enrobage des chants de 5 mm, donc $A' = a' \times b' = (a')^2 = (a - 2 \times 5)^2 \text{ mm}^2$.

Des deux inégalités suivantes précédentes on obtient les résultats inscrits dans le tableau suivant :

Tableau IX. 3 Dimensionnement en plan des appareils d'appui

Désignations	Dimensions
$A'_{\min} \text{ (mm}^2\text{)}$	51612.85
$A'_{\max} \text{ (mm}^2\text{)}$	228783.33
$a = b \text{ (mm)}$	400
$A' \text{ (mm}^2\text{)}$	152100
$t_i \text{ (mm)}$	10

L'épaisseur t_i est en fonction des dimensions en plan (Guide SETRA, Annexe 3).

II.4. Evaluation des déplacements horizontaux :

II.4.1 Effet de la variation uniforme de la température :

Le déplacement horizontal dû à la variation uniforme de température est ; $V_{xT} = \epsilon_T \times |X_i|$

ϵ_T : coefficient de la température ; $\epsilon_T = \alpha \times \Delta T$

Avec $\alpha = 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$: coefficient de dilatation thermique de béton armé.

$\Delta T = 25^\circ\text{C}$: variation uniforme de température, égale à la différence entre les températures extrêmes enregistrées (-15°C et 35°C ; voir chapitre IV), et la température initiale moyenne au moment de la réalisation de l'ouvrage (entre 10°C et 25°C ; RCPR).

$|X_i|$: distance entre l'appareil d'appui et le centre de rigidité du tablier ; $|X_i| = |x_i - X_{CR}|$

Le centre de rigidité (le point fixe) est donné par ; $X_{CR} = \frac{\sum K_i . x_i}{\sum K_i}$

K_i : rigidité longitudinale 'statique' de l'appui considéré.

II.4.2 Effet de déformations différées (retrait et fluage du béton) :

Le déplacement (raccourcissement) horizontal dû au retrait de béton est ; $V_{xr} = \epsilon_r \times |X_i|$

$\epsilon_r = 2 \times 10^{-4}$: coefficient de retrait pour un climat tempéré.

Le déplacement (raccourcissement) horizontal dû au fluage de béton est en fonction des contraintes normales appliquées. Il est tenu en première approximation ; $V_{xf} = \epsilon_f \times |X_i|$

$\epsilon_f = 2.5 \times 10^{-4}$: coefficient de fluage à $t = 0$ au moment d'application de la contrainte σ_b .

II.4.3 Effet de freinage :

Le déplacement horizontal maximal dû au freinage est donné par :

$$V_{xfr} = \frac{F_{fri} . Tq}{2G . a . b}$$

$F_{fr,i}$: force de freinage maximale pour un seul appareil d'appui ; $F_{fr,i} = F_{fr,j} / n_{AA/appui}$

$F_{fr,j}$: force de freinage maximale pour un seul appui ; $F_{fr,j} = F_{fr} \times K_i / \sum K_i$

F_{fr} : force de freinage maximale appliquée à un seul tablier ; $F_{fr} = \max (FA(L) ; FBc)$.

K_i : dans ce cas, est la rigidité longitudinale 'dynamique' de l'appui considéré.

G : module de cisaillement d'élastomère

- $G = 0.9$ MPa pour les déformations lentes
- $2G = 1.8$ MPa pour les efforts dynamiques (freinage, vent, force centrifuge)
- $G = 1.2$ MPa pour les calculs sismiques

NB : au stade de dimensionnement, on suppose une répartition égale de l'effort de freinage entre tous les appareils d'appui d'un même tablier. Donc $F_{fri} = F_{fr} / n_{AA}$ On suppose aussi que le centre de rigidité (le point fixe) se trouve au milieu de chaque tablier. Donc $|X_i| = L / 2$, où L : est la distance entre les appareils d'appui extrêmes, et elle est égale à 80 m.

Ensuite, au stade de vérification, on fait le calcul exact en prenant en compte les souplesses des appuis et des appareils d'appui retenus.

Tableau IX. 4 Evaluation des déplacements horizontaux maximaux (phase de Dimensionnement)

Désignation	Dimension
L (m)	80.00
V _{xT} (mm)	10.00
V _{xr} (mm)	08.00
V _{xf} (mm)	10.00
F _{fr} (KN)	300 (Bc) CHAP IV
n _{AA}	32
V _{xfr} (mm)	0.0326 Tq

II.5. Hauteur nette d'élastomère :

La hauteur nette d'élastomère Tq est conditionnée par : $\varepsilon_q = \frac{V_x}{Tq} \leq 1$

Où :

V_x : est le déplacement horizontal maximal.

$$V_x = 1.5 (0.6V_{xT}) + V_{xr} + V_{xf} + 1.5 (1.07V_{xfr}) = 0.9 V_{xT} + V_{xr} + V_{xf} + 1.6 V_{xfr}$$

Tableau IX. 5 Dimensionnement de la hauteur nette d'élastomère.

Désignation	Dimension
V _x (mm)	27+0.05216Tq
Tq (mm) ≥	28.49
Te (mm)	40

II.6. Dimensionnement des frettes :

L'épaisseur minimale des frettes est d'au moins 2 mm, ainsi qu'il y a exigence de vérifier l'épaisseur minimale des frettes métallique à l'Etat Limite Ultime où :

$$t_s \geq \gamma_m \cdot \frac{2.6 F_z t_i}{A_r f_y}$$

γ_m: coefficient partiel de sécurité dont la valeur est de 1.

f_y : limite élastique de l'acier qui compose les frettes, soit 235 MPa pour l'acier S235.

A_r : surface réduite ou surface en plan effective, vaut ; $A_r = A' (1 - V_x/a' - V_x/a')$

NB : en première approche, on pourra souvent négliger l'effet de V_y et utiliser la valeur maximale de V_x . Ce dernier est calculé à partir de l'épaisseur nominale totale T_e déjà obtenu.

F_Z et V_x doivent être concomitants et ayant le plus fort rapport F_Z/A_r , pour notre cas c'est la combinaison D240 (pas d'effort de freinage).

Tableau IX. 6 Dimensionnement des frettes :

Désignation	Dimension
Convoi le plus défavorable	D240 ($F_{fr} = 0$)
F_Z (KN)	1032.257
V_x (mm)	27
A_r (mm ²)	131034.15
t_s (mm) \geq	0.85
t_s (mm)	3

Tableau IX. 7 Récapitulatif du dimensionnement retenu :

Désignation	Dimension
$a \times b$ (mm ²)	(400 x 400)
Enrobage des chants (mm)	5
A' (mm ²)	152100
t_i (mm)	10
$e = t_i / 2$ (mm)	5
n	3
T_e (mm)	40
t_s (mm)	3
$n+1$	4
T_b (mm)	52

II.7. Calcul exact des déplacements horizontaux :

Après avoir fait le dimensionnement des appareilles d'appuis, il est impératif de calculer les déplacements horizontaux exacte et prendre en considération la souplesse de ces derniers ainsi que 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.

II.7.1 Evaluation des raideurs statiques et dynamiques des appuis :

Les raideurs des Appareils d'appuis et des piles sont donnée par les deux formules suivantes :

$$\mathbf{K}_{AA} = \mathbf{n} \times \mathbf{G} \times \frac{a \times b}{T} \quad \text{et} \quad \mathbf{K}_{pile} = \mathbf{nf} \times 3\mathbf{EI}/\mathbf{h}^3$$

La raideur de l'appui est donc donnée par :

$$\mathbf{K}_{appui} = \frac{\mathbf{K}_{pile} \times \mathbf{K}_{AA}}{\mathbf{K}_{pile} + \mathbf{K}_{AA}}$$

- n : le nombre d'appareils d'appuis par élément porteur.
- G : module de cisaillement de l'appareil d'appui (G = 1.8 MPa en cas dynamique).
- a, b, T : sont respectivement les dimensions en plan et l'épaisseur net d'élastomère.
- nf : le nombre de fûts de la pile, égal à 3.
- E : le module de déformation instantanée du béton (fc28 = 27 MPa d'où E = 33 000 MPa).
- I : inertie longitudinale d'un fût.
- h : hauteur du fût de pile.

Tableau IX. 8 Evaluation des raideurs longitudinales statiques et dynamiques des appuis.

Elément	Piles			Appareils d'appui			Appuis	
	h (m)	I (m ⁴)	K Pile (MN/m)	Nombre d'AA	K AA, s (MN/m)	K AA, d (MN/m)	K Appui, s (MN/m)	K Appui, d (MN/m)
Culée 1	/	infini	infini	8	28.80	57.60	28.80	57.600
Pile	10.5	0.2485	63.755	16	57.60	115.20	30.261	41.042
Culée 2	/	infini	infini	8	28.80	57.60	28.80	57.600

II.7.2 Evaluation des déplacements horizontaux :

Tableau IX. 9 Evaluation exacte des déplacements horizontaux

Appuis	xi (m)	Xi (m)	V _{xT} (mm)	V _{xr} (mm)	V _{xf} (mm)	K _{app,i} / Σ K _i	F _{fr,i} (KN)	V _{xfr} (mm)	V _x (mm)
Culée1	0	39.60	9.90	7.92	9.90	0.369	13.838	1.92	28.65
Pile	39.60	0	0	0	0	0.263	9.863	1.37	01.37
Culée2	79.20	39.60	9.90	7.92	9.90	0.369	13.838	1.92	28.65

II.8. Vérifications du dimensionnement selon la norme NF EN 1337-3 :

Conformément à la NF EN 1337-3, cinq types de vérification aux Etats Limites Ultimes doivent être faits pour les appareils d'appuis en élastomère fretté :

II.8.1 Stabilité au flambement :

La stabilité vis-à-vis le flambement est vérifié à l'ELU par la condition suivante: $\frac{F_z}{A_r} < \frac{2Ga'S_1}{3Te}$

Où : S_1 : coefficient de forme du feuillet le plus épais $S_1 = \frac{a'.b'}{2t(a'+b')}$

Tableau IX. 10 Vérification de la stabilité au flambement des appareils d'appui

Désignation	Valeurs et Résultats
Convoi le plus défavorable	D240
F_z (KN)	1032.257
V_x (mm)	28.65
A_r (mm ²)	131034.15
S_1	9.75
σ_m (MPa)	7.878
σ_{lim} (MPa)	57.038

On voit que la condition est vérifiée où $\sigma_m < \sigma_{lim}$ donc pas risque de flambement

II.8.2 Traction dans les frettes :

Pour cette vérification, on va utiliser la même relation précédemment utilisée pour le dimensionnement, à l'exception de la surface où on va utiliser la surface réduite A_r pour les vérifications :

Tableau IX. 11 Vérification de la traction dans les frettes métalliques

Désignation	Valeurs et Résultats
Convoi le plus défavorable	D240
F_z (KN)	1032.257
A_r (mm ²)	131034.15
t_s (mm) \geq	0.87
t_s retenu (mm)	3

II.8.3 Condition de non-glissement :

La vérification du non-glissement est assurée, en l'absence du dispositif anti-cheminement pour :

$$F_{xy} \leq \mu_e \cdot F_z \quad \text{et} \quad F_{z.Gmin} / A_r \geq 3 \text{ MPa}$$

Avec :

$F_{Z,Gmin}$: réaction minimale sous charges permanentes.

F_Z et F_{xy} : réaction verticale et effort horizontal concomitant les plus défavorables.

μ_e : coefficient de frottement entre l'appareil d'appui et la structure ; $\mu_e = 0.1 + 1.5K_f / \sigma_m$

Avec : $\sigma_m = F_z/A_r$ (en MPa) et $K_f = 0.6$ pour le béton.

$$V_{X^*} = 0.9.V_{XT} + V_{XR} + V_{Xf} = 26.73 \text{ mm}$$

$$F_{xy} = G \times a^2 \times V_{X^*}/Te$$

Tableau IX. 12 Vérification de la condition de non glissement.

Désignation	Valeurs et Résultats
Convoi le plus défavorable	D240
$F_{Z,min}$ (KN)	1016.716
V_{X^*} (mm)	26.73 mm
A_r (mm ²)	131034.15
$\sigma_{m,min}$ (Mpa)	7.759
μ_e	0.216
$\mu_e \times F_Z$ (KN)	219.61
F_{xy} (KN)	96.28
$F_{Z,Gmin}/A_r$ (Mpa)	5.24

D'où les deux conditions sont vérifiées donc pas de risque de glissement.

II.8.4 Limitation de la distorsion :

La distorsion totale en tout point de l'appareil d'appui est limitée à l'Etat Limite Ultime :

$$\epsilon_T = K_L \times (\epsilon_c + \epsilon_q + \epsilon_\alpha) < 7 \quad \text{et} \quad \epsilon_q < 1$$

Avec :

K_L : est un coefficient égal à 1,00 dans le cas général.

ϵ_c , ϵ_q et ϵ_α : sont les distorsions calculées respectivement sous l'effort vertical, les efforts ou déplacements horizontaux et les rotations du tablier.

Les résultats du calcul de ces coefficients sont présentés dans le **Tableau X.14** suivant.

II.8.4.1 Distorsion de l'appareil d'appui sous un effort normal ϵ_c :

Sous un effort normal centré F_z , on constate une répartition linéaire de la distorsion ϵ_c liée au cisaillement τ_N dans une couche d'élastomère. La distorsion est maximale au milieu du grand côté b de l'appareil d'appui. Elle est donnée par la formule :

$$\epsilon_c = \frac{1.5 \times Fz}{G \times Ar \times S}$$

Avec :

$$G=0.9 \text{ MPa} ; Fz/Ar \text{ maximal} ; S=S_1= 9.75$$

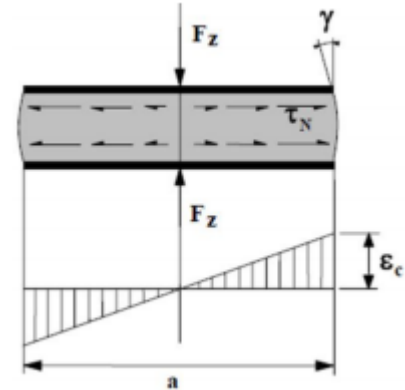


Figure IX. 2 Distorsion de l'appareil d'appui sous un effort normal.

II.8.4.2 Distorsion de l'appareil d'appui sous un effort horizontal ϵ_q :

Sous un effort horizontal, on constate une répartition uniforme de la distorsion ϵ_q liée au cisaillement τ_H dans l'élastomère. Sous un déplacement V_x ou sous un effort horizontal F_x , la distorsion est donnée par la formule :

$$\epsilon_q = \frac{Vx}{Tq} = \frac{Fx}{G \times a' \times b'}$$

Où V_x est maximal.

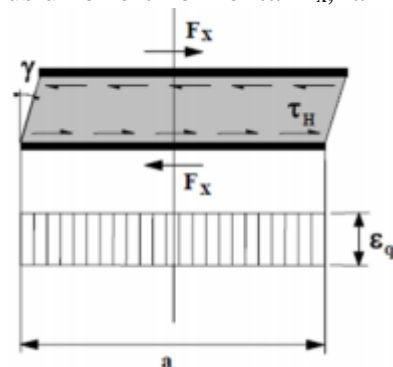


Figure IX. 3 Distorsion de l'appareil d'appui sous un effort horizontal

II.8.4.3 Distorsion de l'appareil d'appui sous une rotation d'axe horizontal ϵ_α :

La rotation α_a et α_b de l'axe perpendiculaire au côté a ou au côté b donne lieu à une distorsion ϵ_α donnée par la formule suivante :

$$\epsilon_\alpha = \frac{(a'^2 \alpha_a + b'^2 \alpha_b) t_i}{2 \sum t_i^3}$$

La rotation α_b est négligeable. La rotation α_a est estimée à partir de diagramme de déformation longitudinale.

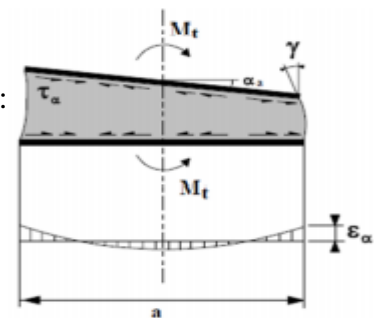


Figure IX. 4 Distorsion de l'appareil d'appui sous un moment d'axe horizontal.

Cette rotation doit inclure les défauts de pose. Le guide SETRA propose des valeurs forfaitaires de :

- 0.003 rad : pour les méthodes de pose conjuguées.
- 0.010 rad : pour les structures posées directement.

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau ci-dessous.

Tableau IX. 13 Vérification de la déformation des appareils d'appui.

Désignations	Valeurs et Résultats
Convoi le plus défavorable	D240
\mathcal{E}_c	1.35
\mathcal{E}_q	0.70
$\alpha (\times 10^{-3})$	3
$\alpha_a (\times 10^{-3})$	10
\mathcal{E}_a	2.54
\mathcal{E}_T	4.59
Conclusion	Les conditions $\mathcal{E}_T < 7$ et $\mathcal{E}_q < 1$ sont vérifiées

II.8.5 Stabilité en rotation :

La stabilité en rotation de l'appareil d'appui se vérifie à l'Etat Limite Ultime. A l'aide de l'inégalité suivante :

$$\Sigma V_z \geq \frac{a' \times \alpha a + b' \times \alpha b}{K_r}$$

$$\Sigma V_z = \Sigma \frac{F_z \times t_i}{A'} [(1/5GS_i^2) + (1/E_b)]$$

Avec :

- K_r : coefficient égal à 3.
- ΣV_z : somme des déformations verticales.
- $E_b = 2\,000$ MPa
- S_i : coefficient de forme de la couche i considérée, calculé comme suit :

$$S_i = \frac{A'}{l_p \times t_e} \quad \text{avec } l_p = 2 \times (a' + b') \quad \text{et } t_e = \begin{cases} t_i & \text{pour les couches internes} \\ 1.4 \times t_i & \text{pour les couches externes} \end{cases}$$

Tableau IX. 14 Vérification de la Stabilité en rotation :

Désignation		Valeurs et Résultats
Convoi le plus défavorable		D240
F _Z (KN)		1032.257
S _i	couche interne	9.75
	couche externe	6.96
V _{z,i} (mm)	couche interne	0.20
	couche externe	0.35
Σ V _Z (mm)		1.30
V _{Z,min} (mm)		1.30
Conclusion		La condition est vérifiée

II.9. Effort dû au séisme :

Les données de séisme sont conformes au projet de règlement par sismique des ouvrages d'art.

Classification de l'ouvrage : Groupe 1 (Pont stratégique)

Zone sismique classée (zone IIa)

D'où A : coefficient d'accélération de zone soit A=0.20

L'intensité du séisme est :

G : Le poids propre du tablier. G =10981.5 KN

$$f_H = 0,2 G \quad \text{d'où} \quad f_H = 0,2 \times 10981.5 = 2196.30 \text{ KN.}$$

$$f_V = 0,10 G \quad \text{d'où} \quad f_V = 0,10 \times 10981.5 = 1098.15 \text{ KN.}$$

$$f_H / \text{appui} = \frac{2196.30}{2 \times 8} = 137.27 \text{ KN}$$

$$f_V / \text{appui} = \frac{1098.15}{2 \times 8} = 68.63 \text{ KN}$$

II.10. Effet du vent :

Hypothèse : le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée, il développe sur toute la chaussée une pression P on considère une Pression de 0,2t/m²

$$f_v = P \times L \times H$$

Avec :

- $P=2 \text{ KN/m}^2$: pression du vent.
- $H= 2.2 \text{ m}$: hauteur du tablier.
- $L= 40 \text{ m}$: porté de la travée.

$$\text{D'où } f_v = \frac{2 \times 2.2 \times 40}{2 \times 8} = 11 \text{ KN}$$

III. LES DES D'APPUIS :

Des efforts localisés provenant du tablier sont des efforts d'une ampleur importante, leur effets sur le mur de front et sur le chevêtre sous l'effet est donc risque de provoquer des fissurations de ces derniers, pour remédier à ce problème le tablier repose dessus à travers des dès d'appuis, où ces derniers disposent d'armatures de chainage et d'éclatement.

Leur étude est faite suivant le guide SETRA (Piles et palées 73).

III.1. Les dimensions du dé d'appuis :

Les dimensions planes des dès d'appuis doivent déborder d'au moins 5cm par rapport aux dimensions des appareils d'appuis adopté, pour notre cas on opte pour débord de 10 cm de chaque côté, ce qui nous donne donc les dimensions suivantes : $A_{dd} = (60 \times 60) \text{ cm}^2$

Le bossage ou la hauteur des dès d'appuis sert de lien physique et mécanique entre l'intrados du tablier et la face supérieur des piles et culées, toute fois il doit respecter la condition suivante :

$$H_{dd} \geq \frac{a \times a}{2(a+b)} = 10 \text{ cm}$$

Vu que l'ouvrage présente une dénivelé transversale (dévers) et longitudinale la hauteur du dès d'appui est variable, où on choisit comme $H_{\min} = 20 \text{ cm}$

III.2. Ferrailage du dé d'appui:

III.2.1 Armatures de chainage :

$$A_s = \frac{0.25 N_{\max}}{\sigma_s} = 0.0005934 \text{ m}^2$$

Avec :

N_{\max} : Effort normal maximum au niveau de l'appui = 1.032 MN

$\sigma_s = f_e / \gamma_s = 434.78 \text{ MPa}$

On a donc $A_s \geq 5.934 \text{ cm}^2$ d'où **4HA14 avec $A_s = 6.16 \text{ cm}^2$.**

III.2.2 Armatures de profondeur:

Disposées pour limiter la propagation d'éventuelles fissures

$$A_s = \frac{0.125 N_{max}}{\sigma_s} = 0.0002967 \text{ m}^2$$

On a donc $A_s \geq 2.967 \text{ cm}^2$ d'où **4HA10 pour une section $A_s = 3.14 \text{ cm}^2$.**

III.2.3 Armatures de diffusion :

- **Ferrailage de surface (frette supérieur):**

Les bossages sont des pièces soumises à des efforts de compression et d'éclatement ; les armatures seront donc constituées par une ou plusieurs nappes de frettes croisées, placées le plus près possible de la face supérieure de l'appui (2 cm d'enrobage).

La section totale d'armatures dans chaque direction doit pouvoir équilibrer $0.04 N_{Max}$, tel que

$$A_s = \frac{0.04 N_{max}}{\sigma_s} = 0.000095 \text{ m}^2$$

On a donc $A_s \geq 0.95 \text{ cm}^2$ d'où 4HA8 pour une section $A_s = 2.01 \text{ cm}^2$

Placés à la face supérieure des dés d'appuis

- **Ferrailage inférieur ou d'éclatement « frettes inf » :**

$$A_s = \frac{0.1 N_{max}}{\sigma_s} = 0.000237 \text{ m}^2$$

On a donc $A_s \geq 2.37 \text{ cm}^2$ d'où 4HA10 pour une section $A_s = 3.14 \text{ cm}^2$

IV. LES JOINTS DE CHAUSSEE :

Un joint de chaussée, ou joint de dilatation, est un dispositif permettant d'assurer la continuité de la circulation au droit d'une coupure du tablier d'un pont. Il permet, notamment, à la structure de se dilater en fonction de la température, des effets du trafic et des effets propres à chaque matériau sans subir de gêne lors de ces déplacements.

Les caractéristiques du joint de chaussée sont déterminées, en particulier, par le souffle du joint et le trafic. Le choix d'un type de joint de chaussée fait référence à une classification basée sur l'intensité de la circulation, il convient de choisir un joint léger (pour un trafic inférieur à 1000 véhicules lourds par jour), un joint se mi-lourd (pour un trafic compris entre 1000 et 3000 véhicules lourds par jour) ou un joint lourd (plus de 3 000 véhicules lourds par jour).

IV.1. Dimensionnement :

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 :

$$W = W_D + W_T + W_S/3$$

Avec :

W : souffle total du joint.

W_D : souffle des déformations différées (retrait + fluage) = 18 mm

W_T : souffle thermique = 9.9 mm

W_S : le souffle sismique = 28.59 mm

$$W_S = \frac{\tau \times fh}{G \times a \times b} = \frac{0.04 \times 137.27}{1.2 \times 0.4 \times 0.4} \times 10^{-3} = 28.59 \text{ mm}$$

D'où : $W = 18 + 9.9 + 28.59/3 = 37.43 \text{ mm}$

On opte donc pour un joint de chaussée type Wd60

CHAPITRE X

ETUDE DE LA PILE

I. INTRODUCTION :

Les piles sont les appuis intermédiaires, massif et permanent, ils ont pour rôle la transmission des charges et surcharges provenant du tablier vers les fondations ainsi le sol support, toute fois le choix de conception des piles dépend d'un grand nombre de paramètres, tel le type et le mode de construction du tablier, le type et le mode d'exécution des fondations, et autres contraintes naturelles et fonctionnelles.

Elle dépend aussi des caractéristiques géométriques et mécaniques de celle-ci, du site d'implantation de l'ouvrage et des différents types de sollicitations agissants sur elle.

II. CONCEPTION ET PRE-DIMENTIIONNEMENT DES ELEMENTS DE LA PILE :

Pour notre cas, l'ouvrage est un pont à poutres isostatiques franchissant un oued en deux travées, on a donc un seul appui intermédiaire où on choisit une pile à 3 fûts circulaires surmontées par un chevêtre et reposent sur des fondations profondes.

II.1. CHEVETRE :

C'est l'élément sur lequel repose les poutres, il assure la transmission des charges aux fûts, ainsi aux fondations.

On opte pour les dimensions présentées par le tableau ci-dessous.

Tableau X. 1 Dimensions adopté pour le chevêtre

Désignation	Dimension (m)
Langueur L	13.80
Largeur l	2.10
Hauteur H	1.65

II.2. LES FUTS :

Leur rôle consiste en la transmission des efforts issue du tablier par l'intermédiaire du chevêtre, du dès d'appui et de l'appareil d'appui à la semelle, ils sont de forme cylindrique, de diamètre généralement constant.

Pour notre cas on opte pour des fûts de 1.5 m de diamètre et une hauteur 10.5 m.

II.3. SEMELLE :

La semelle sert de point d'encastrement pour les futs, où elle repose à son tour sur des pieux, son rôle est la transmission des efforts venant des futs aux pieux et aux soles support.

La semelle est dimensionnée comme suit :

- Epaisseur : $h_s = 1,2 \Phi$ on prend $h_s = 2 \text{ m}$

Avec : Φ : Diamètre des pieux

- Largeur : $B = (3n-1) \Phi$

Avec n : le nombre de files d'où $B = 6 \text{ m}$

- Longueur : 16,40 m.
- Béton de propreté : 0,10 m

II.4. PIEUX :

LE choix du nombre et du diamètre des pieux résulte optimisation globale de la fondation, tant sur le plan mécanique que sur le plan économique. En règle générale Il est préférable de prévoir un nombre limité de pieux de fort diamètre :

On opte pour des futs de diamètre $\Phi = 1,20 \text{ m}$.

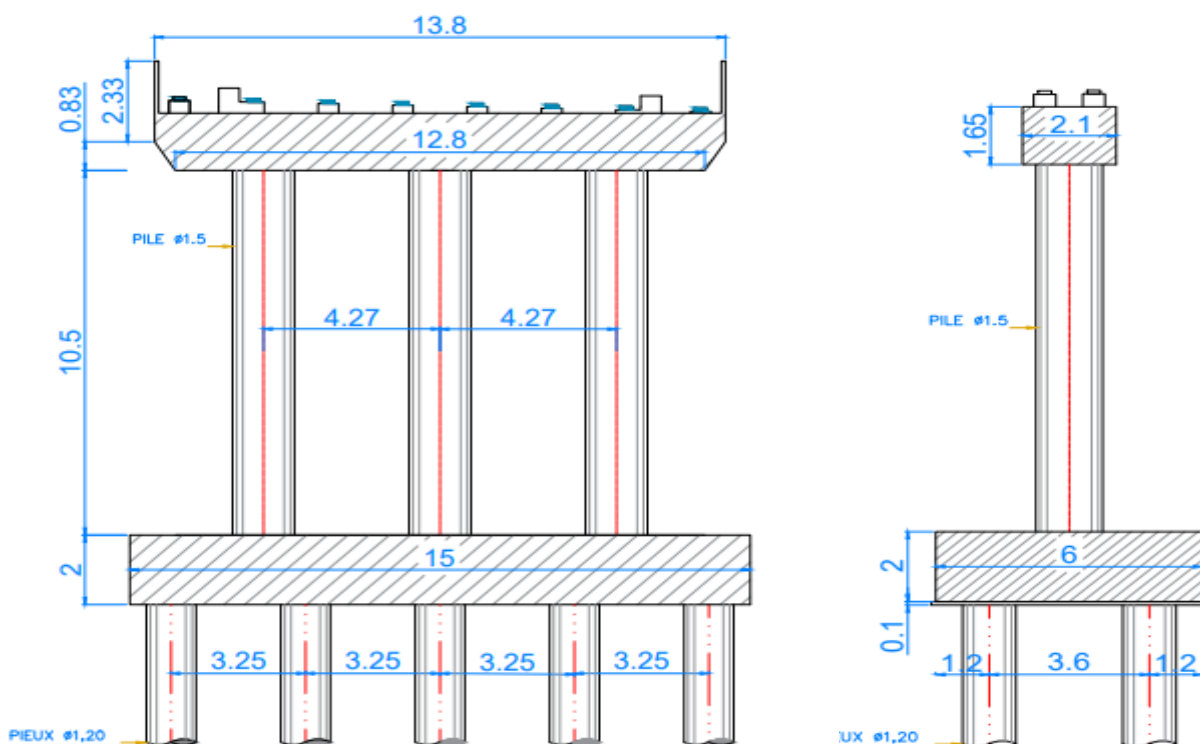


Figure X. 1 Coupes transversal et longitudinale de la pile

III. REPARTITION DES CHARGES SUR LA PILE :

III.1. REACTION DU AU POIDS PROPRE :

III.1.1 POIDS DU TABLIER :

$$G = 21963 \text{ KN}$$

Le tablier consiste en un système isostatique qui repose sur trois appuis, la pile qui est l'appui à mi-chemin de la portée totale du tablier reprend donc $0.5G$, à savoir :

$$R_{\max} = 10981.5 \text{ KN}$$

III.1.2 POIDS DU CHEVETRE :

$$G_c = 22.6575 \times 2.1 \times 25 = 1189.52 \text{ KN}$$

Tout le poids du chevêtre est repris par la pile, d'où :

$$R = 1189.52 \text{ KN}$$

III.2. REACTIONS DUES AUX SURCHARGES :

III.2.1 LA SURCHARGE A (L) :

$$A(l) = 2.30 + \frac{360}{L+12} \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

Pour le cas d'une travée chargé :

$$R_{\max} = T_{\max} = 1743.20 \text{ KN}$$

Où T_{\max} est l'effort tranchant maximum due à la charge $A(l)$ calculé a $X=0L$

Pour le cas où les deux travées de part et d'autre de l'appui sont chargées :

$$A(l) = 2.30 + \frac{360}{80+12} = 6.21 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

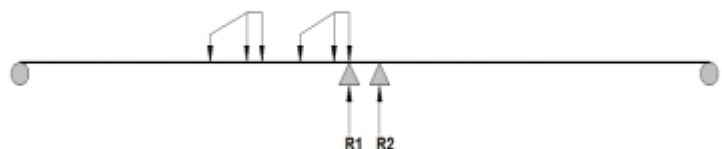
D'où :

$$R_{\max} = 6.21 \times 0.9 \times 10.5 \times 80/2 = 2347.38 \text{ KN}$$

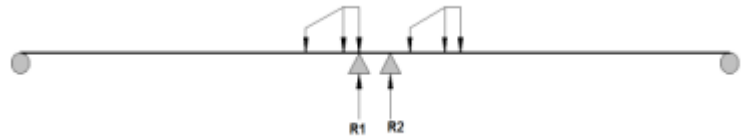
III.2.2 SYSTEME BC :

Pour le cas d'une travée chargé :

$$R_{\max} = R_1 = T_{\max} = 1502.99 \text{ KN}$$



Pour le cas où les deux travées de part et d'autre de l'appui sont chargées :



$$bc = 0.95 \quad \text{et} \quad \delta = 1.067$$

$$R1 = \frac{3 \times 0.95 \times 1.067}{40} \times (60 \times 34 + 120 \times 38.5 + 120 \times 40) = 871.23 \text{ KN}$$

$$R2 = \frac{3 \times 0.95 \times 1.067}{40} \times (120 \times 30.6 + 120 \times 32.1 + 60 \times 36.6) = 738.95 \text{ KN}$$

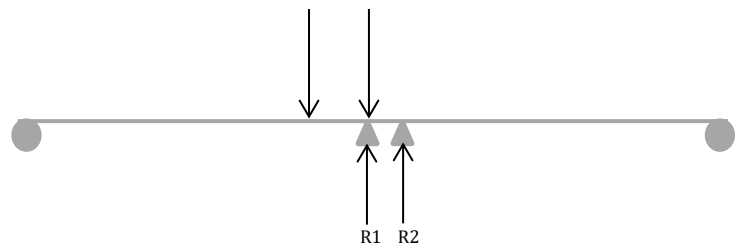
$$\text{D'où} \quad R_{\text{max}} = R1 + R2 = 1610.18 \text{ KN}$$

III.2.3 SYSTEME BT :

$$bt = 1.2 \quad \text{et} \quad \delta_{bt} = 1.055$$

Pour le cas d'une travée chargé :

$$R_{\text{max}} = T_{\text{max}} = 798.086 \text{ KN}$$



Dans le cas ou les deux travées sont chargées :

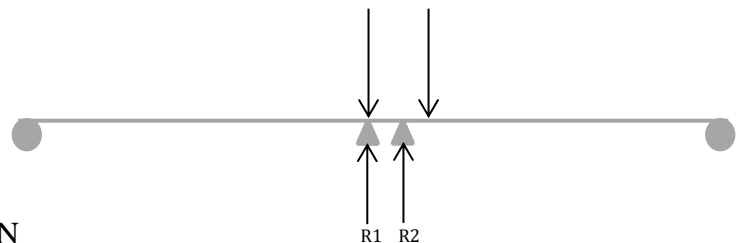
$$R_{\text{max}} = R1 + R2$$

Avec :

$$R1 = 160 \times 2 \times 1.2 \times 1.055 = 405.12 \text{ KN}$$

$$R2 = \frac{160 \times 2 \times 1.2 \times 1.055 \times 39.75}{40} = 402.59 \text{ KN}$$

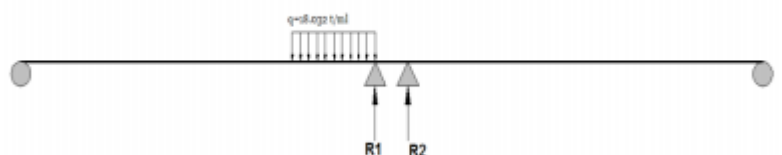
$$\text{D'où} \quad R_{\text{max}} = 807.71 \text{ KN}$$



III.2.4 CONVOI Mc120 :

Pour le cas d'une travée chargée :

$$R_{\text{max}} = R1 = T_{\text{max}} = 1076.09 \text{ KN}$$

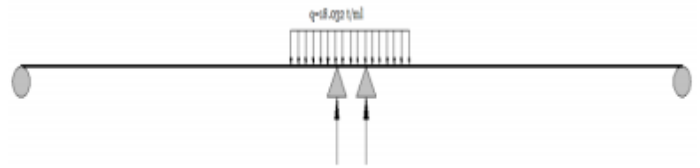


Pour le cas où les deux travées de part et d'autre de l'appui sont chargées :

$$\delta_{Mc120} = 1.059$$

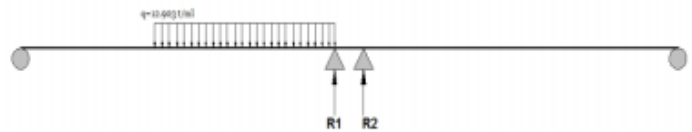
$$R_{\max} = R_1 + R_2$$

$$R_{\max} = 1100 \times 1.059 = 1164.90 \text{ KN}$$



III.2.5 CONVOI D240 :

Pour le cas d'une travée chargée :



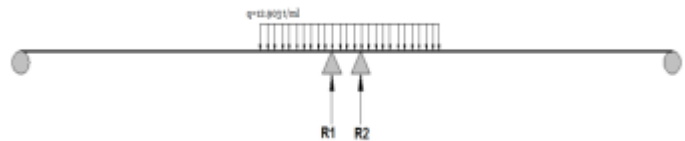
$$R_{\max} = R_1 = T_{\max} = 1841.97 \text{ KN}$$

Pour le cas où les deux travées de part et d'autre de l'appui sont chargées :

$$R_{\max} = R_1 + R_2$$

$$R_1 = R_2 = \frac{2400 \times 35.9}{2 \times 40} = 1077.00 \text{ KN}$$

$$\text{D'où } R_{\max} = 2154.00 \text{ KN}$$



III.2.6 SURCHARGE DES TROTTOIRS

Pour le cas d'une travée chargée :

$$R_{\max} = R_1 = Q_{Tr} \times L/2 = 130 \text{ KN}$$

Avec :

$$L = 40 \text{ m}$$

Pour le cas où les deux travées de part et d'autre de l'appui sont chargées

$$R_{\max} = Q_{Tr} \times L/2 = 260 \text{ KN}$$

$$\text{Avec : } L = 80 \text{ m}$$

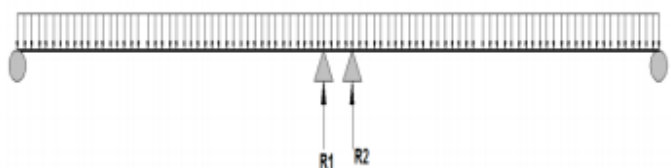


Tableau X. 2 Récapitulatif des résultats précédent :

Désignation	Réactions (KN)	
	1 travée chargée	2 travées chargées
G (tablier)	5490.75	10981.5
Gc (chevêtre)	1189.52	1189.52
A(l)	1743.20	2347.38
Bc	1502.99	1610.18
Bt	798.086	807.71
Mc120	1076.09	1164.90
D240	1841.97	2154.00
Trottoir	130	260

Les réactions dues aux combinaisons de charges les plus défavorables à L'ELS et à L'ELU sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau X. 3 résultats des combinaisons de charges :

Etat Limite	Combinaison	Résultats (KN)
ELU	1.35G+1.6 (A(L) +ST)	20186.685
	1.35G+1.6 (Bc +ST)	19007.165
	1.35G+1.35Mc120	18003.492
	1.35G+1.35D240	19338.777
ELS	G +1.2 (A(L) +ST)	14987.876
	G +1.2 (Bc +ST)	14103.236
	G +Mc120	13335.920
	G +D240	14325.020

D'où les réactions les plus défavorables sont celles obtenue grâce aux combinaisons suivantes :

ELU : $1,35xG+1,6 (A (L) + ST_r)$

Avec **Rmax = 20186.685 KN**

ELS : $G+1,2 (A (L) + ST_r)$

Avec **Rmax= 14987.876 KN**

IV. ETUDE ET FERRAILLAGE DE LA PILE :

IV.1. CHEVETRE :

L'étude du chevêtre est faite en deux étapes, la première est l'étude à la flexion et la deuxième est une étude à la torsion.

IV.1.1 ETUDE ET FERRAILLAGE DU CHEVETRE A LA FLEXION:

Evaluation des efforts :

Le chevêtre qui repose sur trois appuis supporte 8 appareils d'appuis, les schémas suivants représentent les schémas statiques des efforts les plus défavorables agissant sur le chevêtre aux deux états limite ultime et de service :



Figure X. 2 Diagramme de moment a ELS

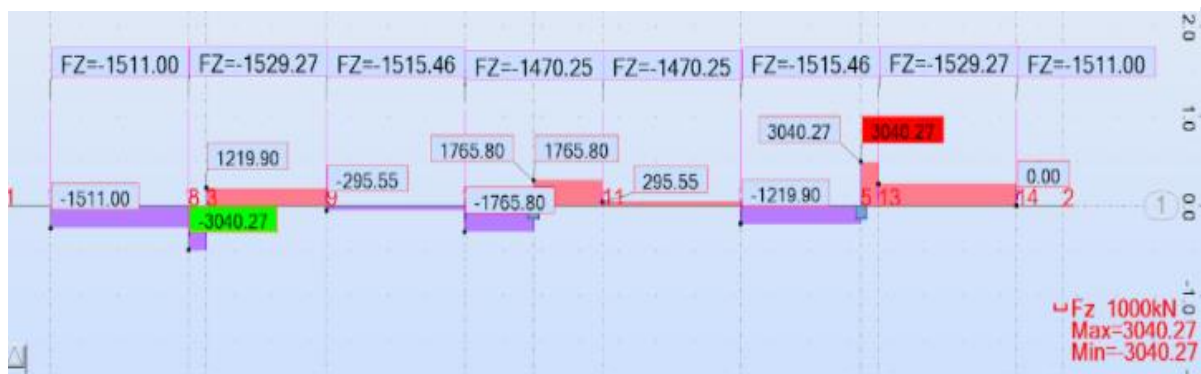


Figure X. 3 Diagramme de l'effort tranchant a ELS

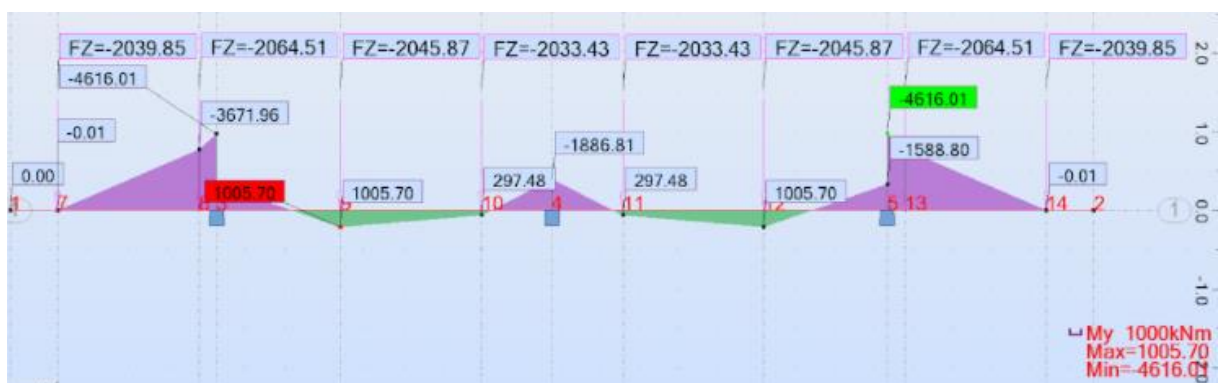


Figure X. 4 Diagramme de moment a ELU

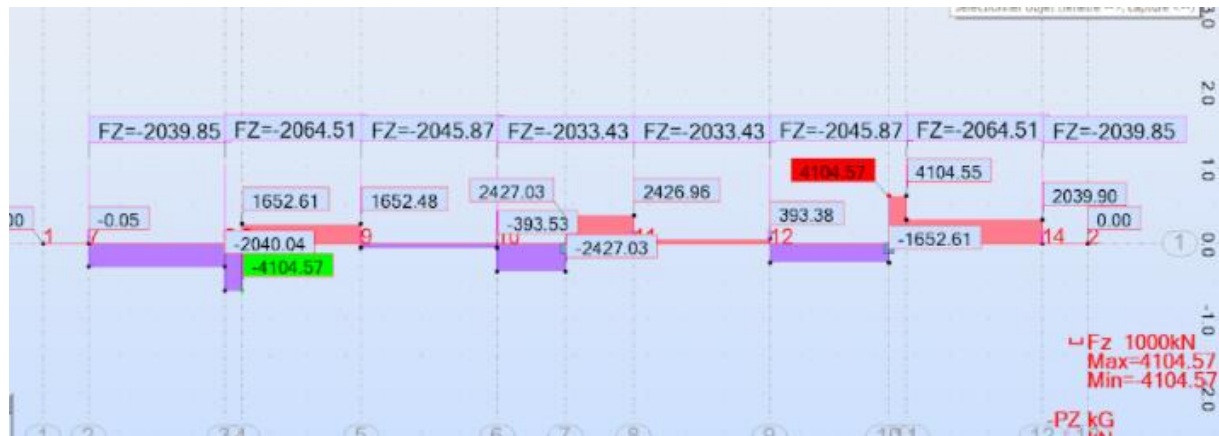


Figure X. 5 Diagramme de l'effort tranchant à ELU

A l'ELS : $M^+_{MAX} = 743.84 \text{ KN.m}$; $M_{MAX} = 3419.08 \text{ KN.m}$; $T_{MAX} = 3040.27 \text{ KN}$

A l'ELU : $M^+_{MAX} = 1005.70 \text{ KN.m}$; $M_{MAX} = 4616.01 \text{ KN.m}$; $T_{MAX} = 4104.57 \text{ KN}$

IV.1.2 FERRAILLAGE :

Fissuration préjudiciable ; ferrailage à l'ELS

$f_{c28} = 27 \text{ MPa}$

Acier HA FeE500

Section $(2.1 \times 1.65) \text{ m}^2$.

$d = 0,9 \text{ m}$; $h = 1.485 \text{ m}$

Coefficient d'équivalence (acier/béton) $n = 15$

Coefficient de sécurité du béton $\gamma_b = 1.5$

Coefficient de sécurité de l'acier $\gamma_s = 1.15$

Coefficient de durée du chargement : $\theta = 1$

Le calcul est fait selon les règles de BAEL91

IV.1.2.1 Armatures longitudinale :

Section d'armature supérieure (sur appui) :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 16.2 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; \text{Max} \left(0.5 f_e ; 110 \sqrt{n f t_j} \right) \right) \text{ avec } n \text{ coefficient de fissuration} = 1,6$$

$$\text{D'où : } \bar{\sigma}_{st} = 250 \text{ MPa}$$

$$X = \frac{15 \times \bar{\sigma}_{bc}}{15 \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} \times d = 0.73 \text{ m}$$

$$Z = d - \frac{X}{3} = 1.24 \text{ m}$$

$$M\bar{l} = \frac{1}{2} \times b \times X \times \bar{\sigma}_{bc} \times Z = 15.39 \text{ MN.m}$$

$$M_{ser} = 3.419 \text{ MN.m} < 15.39 \text{ MN.m.}$$

Donc section sans armatures comprimées(SSAC)

$$\bar{Z} = \min \{Z ; d - h/3\} = 0.935 \text{ m}$$

$$A_{s \text{ ser}} = \frac{M_{ser}}{\bar{Z} \times \bar{\sigma}_{st}} = 146.27 \text{ cm}^2$$

On prend **20HA32** avec un espacement de 14 cm avec **As = 160.84 cm²**

Vérification à l'ELS :

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{s \text{ min}} = 0.23 \times \frac{b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = 31.85 \text{ cm}^2$$

$A_{s \text{ min}} < A_{s \text{ ser}}$ condition vérifiée.

Section d'armature inférieure (en travée) :

$$M_{ser} = 0.745 \text{ MN.m} < 15.39 \text{ MN.m}$$

Donc section sans armatures comprimées (SSAC)

$$A_s = \frac{M_{ser}}{\bar{Z} \times \bar{\sigma}_{st}} = 31.87 \text{ cm}^2.$$

On prend **12HA20** avec un espacement de 19.5 cm avec **As = 37.70 cm²**

Vérification à l'ELS :

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{s \text{ min}} = 0.23 \times \frac{b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = 31.85 \text{ cm}^2.$$

$A_{s \text{ min}} < A_s = 37.70 \text{ cm}^2$ donc pas de risque de rupture fragile.

IV.1.2.2 Armatures transversales :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min [0,1f_{c28} ; 4 \text{ MPa}] = 2,7 \text{ MPa}$$

Avec :

- τ_u : Contrainte tangentielle dans le béton.
- V_u : Effort tranchant maximum à l'appui à l'ELU.

$$\tau_u = \frac{4.105}{2.1 \cdot 1.485} = 1.316 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2,7 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Détermination de la section d'armatures droites :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{t28} \cdot K}{0.9 f_e} \cdot \gamma_s \cdot b$$

$$\text{D'où} \quad A_t \geq 6.98 \text{ cm}^2$$

Avec : $k=1$ pas de reprise de bétonnage.

On opte pour 3 cadres HA14 avec une section $A_t = 9.24 \text{ cm}^2$.

Calcul de section d'armature minimale :

$$A_{\min} \geq \frac{0.4 \times b_0 \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 2.1 \times 0.2}{500} \times 10^4 = 3.36 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \text{Max} (A_t ; A_{\min}) = 6.98 \text{ cm}^2.$$

IV.1.2.3 Espacement S_t :

$$S_t \leq \min (0,9d ; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 40 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

IV.1.3 ETUDE DU CHEVETRE A LA TORSION :

La torsion dans le chevetre est due à l'excentricité des appareils d'appui par rapport à son plan de symétrie, cette torsion ne peut avoir lieu que lorsqu'une seule travée est chargée.

Les essais ont montré que les poutres à section pleine se comportent comme des poutres tubulaires, c'est à dire que la partie centrale ne participe pas à la résistance à la torsion.

L'excentricité de l'application des charges par rapport au plan de symétrie est $e = 0.55 \text{ m}$.

Les règles de « B.A.E.L » adoptent une épaisseur fictive de la paroi b_0 tel que : $b_0 = D/6$

Avec :

D : Le diamètre du plus grand cercle dans la section du chevetre.

On a $D = 1.65 \text{ m}$ d'où $b_0 = 0.275 \text{ m}$

1. Calcul du moment de torsion :

IV.1.3.1 En service :

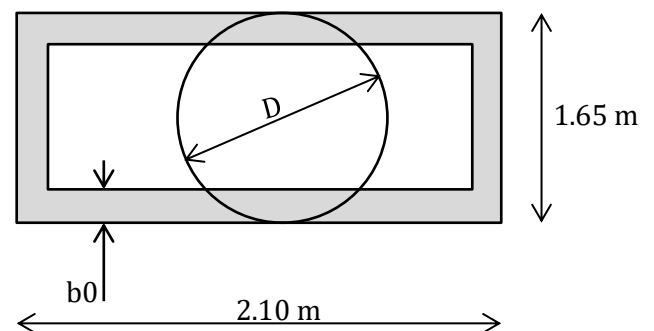
$$M_{tu1} = (1,35 R_G + 1,6 RA(l)) \times e - 1,35 \times R_G \times e] = 1,6 \times R A(l) \times e$$

Avec :

$$RA(l) = 1743.20 \text{ KN}$$

$$D'où RA(l) = 217.90 \text{ KN/poutre}$$

$$M_{tu1} = 191.75 \text{ KN.m/poutre}$$



IV.1.3.2 En construction :

On doit considérer le moment de torsion due au poids propre de l'ouvrage en construction où on a une seule travée qui repose sur le chevetre.

$$R_G = 5490.75 \text{ KN}$$

$$D'où R_G = 686.35 \text{ KN/poutre}$$

$$\text{Donc } M = 1.35 \times R_G \times 0.55 = 509.62 \text{ KN.m/poutre}$$

$$\text{On prend } M_{tu2} = \frac{M}{2} = 254.81 \text{ KN.m/poutre}$$

$$\text{On a } M_{tu} = \text{Max}(M_{tu1}; M_{tu2}) = \text{Max}(191.75; 254.81) \text{ KN.m/poutre}$$

$$\text{Donc } M_{tu} = 254.81 \text{ KN.m/poutre}$$

IV.1.4 FERRAILLAGE DE CHEVETRE A LA TORSION :

IV.1.4.1 Contraintes tangentielles :

Le chevêtre est assimilé a une poutre de même hauteur H et d'une largeur limitée l_t au diamètre du fût D :

Tel que :

$$\begin{cases} l_t = b & \text{si } b \leq D + H \\ l_t = D + H & \text{si } b > D + H \end{cases}$$

$$D + H = 1.5 + 1.65 = 3.15 \text{ m} > b = 2.1 \text{ m} \text{ donc } l_t = \mathbf{2.1 \text{ m}}$$

$$b_0 = 0.275 \text{ m}$$

$$\Omega = (b - b_0) \times (h - b_0) = 2.51 \text{ m}^2$$

$$\tau_u(M_t) = \frac{M_t}{2 \times \Omega \times b_0} = 185.58 \text{ KPa}$$

$$\tau_u(M_t) = 0.186 \text{ MPa}$$

IV.1.4.2 Armatures longitudinales :

$$A_L = \frac{M_t \times U \times \delta_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 8.76 \text{ cm}^2$$

Avec :

$$U : \text{périmètre extérieur} = 7.5 \text{ m}$$

$$\text{On prend donc } \mathbf{4HA20} \text{ Avec } A_s = \mathbf{12.57 \text{ cm}^2}$$

Ces armatures sont disposées sur les faces et viennent s'ajouter aux armatures de flexion.

IV.1.4.3 Armatures transversales :

$$A_T \geq \frac{M_{tu} \times S_t \times \delta_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 0.23 \text{ cm}^2.$$

$$\text{On } A_t = 6.98 + 0.23 = 7.21 \text{ cm}^2.$$

Donc l'armature transversale précédemment adopter qui est de 3 cadres HA14 avec une section $A_t = \mathbf{9.24 \text{ cm}^2}$ reste suffisante.

IV.1.4.4 Vérification des contraintes :

Justification du béton :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u (Vu) + \tau_u (Mt) < \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$\tau_u (Vu) = \frac{Vu}{b \times d} = \frac{4.105}{2.1 \times 1.485} = 1.316 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_{lim} = \min (0.1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2.7 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où } \tau_u (Vu) + \tau_u (Mt) = 1.502 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.7 \text{ MPa}$$

Donc la condition vis-à-vis la contrainte limite est vérifiée.

Schéma des armatures du chevêtre :

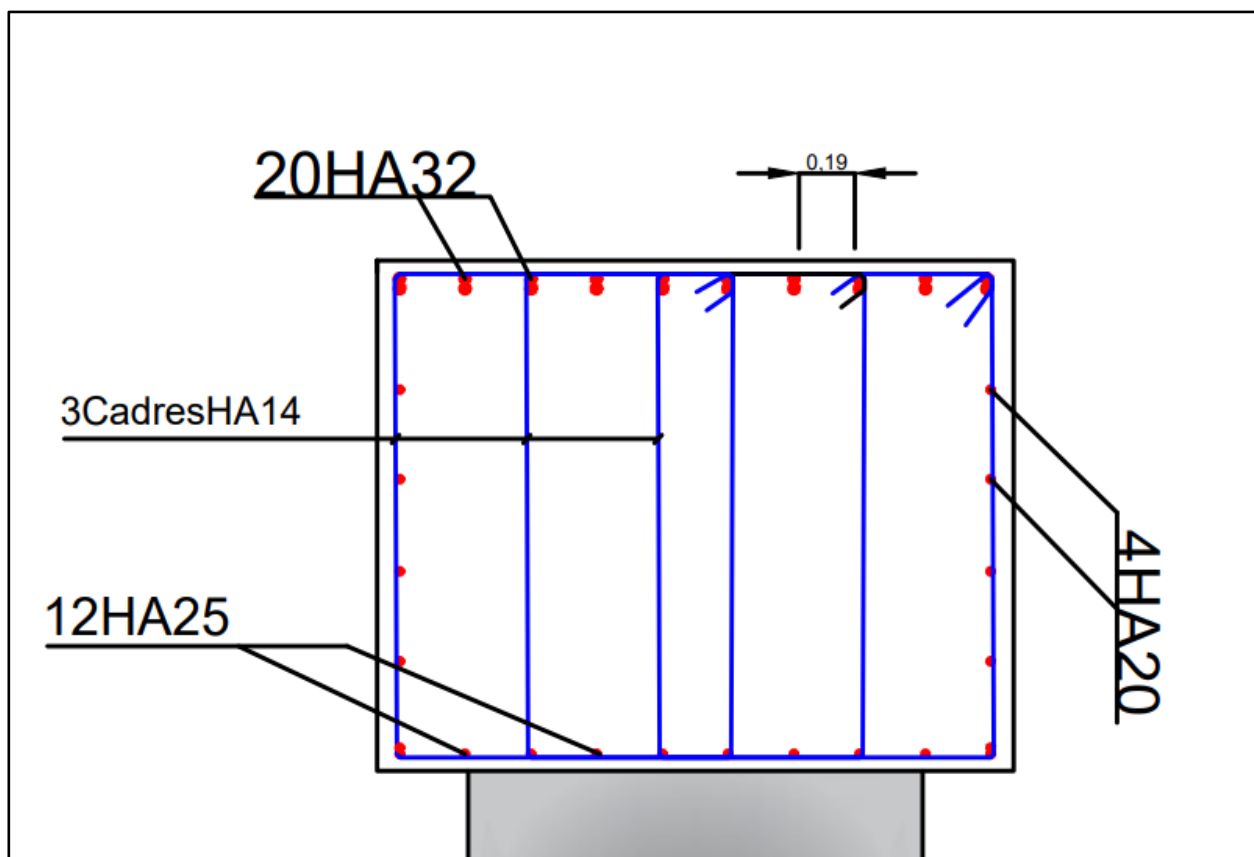


Figure X. 6 Armatures du chevêtre de dimension (2.1 x 1.65) m²

IV.2. ETUDE DU FUT :

Le fût a pour rôle de transmettre aux fondations les efforts verticaux et horizontaux provenant du tablier, les quels engendrent à leur tour un moment à la base du fût.

La pile de notre ouvrage est constituée de trois fûts circulaires de 1,5 m de diamètre, encastrés dans leurs bases et articulés aux extrémités supérieures.

L'étude se fera donc à la base du fût en flexion composée.

IV.2.1 EVALUATION DES CHARGES :

Conditions normales : ELU et ELS

Conditions sismique : Selon : RPOA Ver-2008

- K_h «Coefficient sismique horizontale» = 0.2
- K_v «Coefficient sismique verticale» = $0.3 \times 0.2 = 0.06$
- Séisme vertical = 0.06 G
- Séisme horizontal = 0.2G

Cas statique :

Tableau X. 4 Efforts $V(t)$ et $H(t)$ et M due au charges dans le cas statique :

Désignation	Charge verticales (KN)	Charge horizontales (KN)	Bras de levier (m)	Moment à la base (KN.m)
Poids propre du tablier	10981.50	/	/	/
Poids propre du chevêtre	1189.52	/	/	/
Poids propre des futs	1391.63	/	/	/
A(L) +ST	2347.38	/	/	/
D240	2154.00	/	/	/
Freinage sous Bc	/	150	12.95	1942.5

Cas sismique :

Tableau X. 5 Efforts $V(t)$ et $H(t)$ et M due au charges dans le cas sismique :

Désignation	Charge verticales (KN)	Charge horizontales (KN)	Bras de levier (m)	Moment à la base (KN.m)
poids du tablier	11640.39	1098.15	12.125	13315.07
poids du chevêtre	1260.89	237.90	11.325	2694.22
poids du fut	1475.13	278.33	5.25	1461.21

Les combinaisons de charges les plus défavorables pour les trois cas ELU ; ELS et ELA sont prestées dans le tableau suivant :

Tableau X. 6 Combinaison de charges

Combinaisons	N(KN)	H(KN)	Mo (KN.m)
(E.L.U) 1,35×G+1,6×A(l)	20186.685	259.79	3727.99
(E.L.S) G+1,2×A(l)	14987.876	194.84	2362.44
(E.L.A) G+F séisme	14376.41	1770.30	17470.50

Pour chaque fut :

Tableau X. 7 Combinaison en condition normale et sismique pour chaque fut

Combinaisons	N(KN)	H(KN)	Mo (KN.m)
(E.L.U) 1,35×G+1,6×A(l)	6728.895	73.067	1242.66
(E.L.S) G+1,2×A(l)	4995.958	64.947	787.480
(E.L.A) G+F séisme	4792.137	452.087	5823.5

D'où la combinaison qui nous donne les efforts les plus défavorables est la combinaison ELA

Avec :

$$M_o = 5823.50 \text{ KN.m.}$$

$$N = 4792.137 \text{ KN.}$$

IV.2.2 VERIFICATION VIS-A-VIS DU FLAMBEMENT :

Afin d'assurer la stabilité du fut vis-à-vis le flambement on doit vérifier la condition suivante :

$$\lambda < \bar{\lambda}$$

Où :

$$\lambda : \text{élancement de la pièce} : \lambda = \frac{L_f}{I}$$

L_f : longueur de flambement.

I : rayon de giration.

$$L_f = 0.7 \times L_0 = 0.7 \times 10.5 = 7.35 \text{ m}$$

$$I = \frac{D}{4} = \frac{1.5}{4} = 0.375 \text{ m}$$

$$\bar{\lambda} = \text{Max} [50 ; \min ((67e_0/\emptyset) ; 100)] = 50$$

On a : $\lambda = \frac{Lf}{I} = \frac{7.35}{0.375} = 19.6 < 50$ Donc pas de risque de flambement

IV.2.3 FERRAILLAGE DU FUT :

Le fût est soumis à un moment fléchissant et un effort normal donc il sera calculé en Flexion composée .on fait seulement le ferrailage du fût le plus sollicité sous les efforts engendrés par les conditions sismiques.

IV.2.3.1 Armature longitudinale :

On a :

H : l'enrobage. H = 6 cm

D : diamètre de pile = 1.5 m

$$\frac{H}{D} = \frac{0.06}{1.5} = 0.04$$

$M_r = 5.82$ MN.m. ELA

$N_r = 4.792$ MN. ELA

$$\frac{N_r}{\pi \times R^2 \times \beta \omega} = 0.10$$

$$\frac{M_r}{\pi \times R^2 \times D \times \beta \omega} = 0.081$$

- β : résistance du béton en fonction des valeurs obtenues.
- ω : degré mécanique d'armature.
- F_a : aire totale de l'armature passive

On tire la valeur du degré mécanique ω des armatures de l'abaque de Walther (voir dans l'annexe) :

$\omega = 0,33$ par interpolation

$$\text{On a : } \omega = \frac{F_a}{\pi R^2} \times \frac{\sigma_f}{\beta \omega}$$

D'où : $F_a = 342.29 \text{ cm}^2$

On prend **12HA40** et **24HA32** avec une section **$A_s = 343.77 \text{ cm}^2$** espacé de 10 cm

IV.2.3.2 Condition de non fragilité :

$$\frac{A_s}{\pi D^2} \geq 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e}$$

D'où $A_s \geq 72.15 \text{ cm}^2$ donc la CNF est vérifiée

IV.2.3.3 Armatures transversales :

Pour simplifier, les calculs, on assimile la section circulaire à une section carrée tel que :

$$2R = b_0 \sqrt{2} \text{ donc } b_0 = 1.06 \text{ m.}$$

Pour le cas sismique :

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{0.452}{1.06 \times 0.95} = 0.449 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa}$$

$St = \min(0.9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$; On prend $St = 10 \text{ cm}$

$$\frac{A_{st}}{St} = \frac{\tau_u - 0.3 \cdot K \cdot f_{t28}}{0.9 f_e} \times \gamma_s \times b_0$$

Les armatures transversales sont mécaniquement non nécessaires, on adopte donc les armatures de constructions où on prend des cercles :

T16 $St = 15 \text{ cm}$ dans les zones courantes

T16 $St = 10 \text{ cm}$ dans les zones critiques

IV.3. ETUDE DE LA SEMELLE :

IV.3.1 EVALUATION DES EFFORTS A LA BASE DE LA SEMELLE :

Les efforts agissant sur la semelle de la pile dans les deux cas normale et sismique sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau X. 8 Les efforts à la base de la semelle

Désignation	V (KN)	H (KN)	Xv/o (m)	Xh/o (m)	Mv/o (KN.m)	Mh/o (KN.m)
Poids du Tablier	10981.50	/	/	/	0.00	0.00
Poids de Chevêtre	1189.52	/	/	/	0.00	0.00
Poids des fûts	1391.63	/	/	/	0.00	0.00
Poids de semelle	4500	/	/	/	0.00	0.00
Poids des terres	1530	/	/	/	0.00	0.00
Al (1tc)	1743.20	/	/	0.55	0.00	958.76
A (2tc)	2347.38	/	/	/	0.00	0.00
D240 (2tc)	2154.00	/	/	/	0.00	0.00
D240 (1tc)	1841.97	/	/	0.55	0.00	1013.08
Fbc (1tc)	/	150	14.95	/	2242.5	0.00

Cas séismique (1+KV) :

Selon RPOA : Les efforts d'inertie du mur ou des terres reposant sur la semelle sont calculés à partir des coefficients sismiques Kh ; Kv :

Kh «Coefficient sismique horizontale» = 0.2

Kv «Coefficient sismique verticale» = 0.3Kh = 0.06

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau X. 9 Les efforts à la base de la semelle dans le cas sismique.

Désignation	V (KN)	H (KN)	Xv/o (m)	Xh/o (m)	Mv/o (KN.m)	Mh/o (KN.m)
Poids du Tablier	11640.39	1098.15	15.25	/	16746.79	/
Poids du chevêtre	1260.89	237.90	13.325	/	3170.02	/
Poids des fûts	1475.13	278.33	7.25	/	2017.89	/
Poids de la semelle	4770.00	900.00	1.00	/	900.00	/
Poids des terres	1621.80	153.00	2.50	/	382.50	/

Tableau X. 10 Combinaison de charges à la base de la semelle

Combinaisons	N(KN)	H(KN)	Mo (KN.m)
(E.L.U) 1,35×G+1,6×A(l)	30196.44	259.79	3961.80
(E.L.S) G+1,2×A(l)	22402.51	194.84	2971.31
(E.L.A) G+F séisme	20768.21	2667.38	23217.20

Les combinaisons de charge les plus défavorables pour les trois états limites ELU ; ELS ; ELA.

IV.3.2 FERRAILLAGE DE LA SEMELLE :

IV.3.2.1 Armatures transversales inférieures :

Pour le calcul on utilisera la méthode des moments.

$$M = R_{\max} (L/2 - b/4) = 1.425 \times R_{\max}$$

Le ferrailage sera fait en flexion simple pour une section de (b0.h) tel que :

$$h = 2 \text{ m} ; \quad b_0 = h + D = 3.2 \text{ m}$$

Où :

$$A_s = \frac{M}{\sigma_s \times d}$$

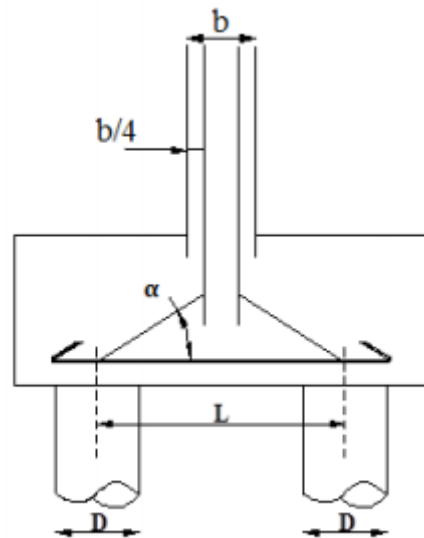
Avec :

Acier pour la semelle : HAfeE400

D'où :

$$\sigma_s = (2/3) f_e = 266.67 \text{ MPa} \quad \text{condition normale}$$

$$\sigma_s = f_e = 400 \text{ MPa} \quad \text{condition sismique}$$



Effort revenant à chaque pieu :

Les 8 pieux proposés sont disposés de manière symétrique par rapport au plan (OXY), L'effort normal qui revient à chaque'un d'entre eux est donné par la formule suivante :

$$N_i = \frac{N}{n} \mp \frac{M_x y}{\sum y^2} \mp \frac{M_y x}{\sum x^2}$$

Avec n : nbr de pieu égale à 10

Tableau X. 11 : L'effort normal qui revient à chaque pieu

Combinaisons	N(KN)	Mo (KN.m)	N1(KN)	N2(KN)
(E.L.U) 1,35×G+1,6×A(l)	30196.44	3961.80	3239.744	2799.54
(E.L.S) G+1,2×A(l)	22402.51	2971.31	2405.32	2075.18
(E.L.A) G+F séisme	20768.21	23217.20	3366.67	786.98

On a $N_{\max} < Q_{\text{adm}} = 4520 \text{ KN}$

Donc on prend dix (10) pieux.

Détermination de la section d'armature pour les deux cas normale et sismique :

Tableau X. 12 : Résultats du calcul des sections d'armature

Combinaison	N max (KN)	N min (KN)	M (MN.m)	σ_s (MPa)	A_s (cm ²)
Normale	3239.744	2405.32	4.62	266.67	96.25
Sismique	3366.67	786.98	4.80	400	66.67

On a donc la section pour le cas le plus défavorable est $A_s = 96.25 \text{ cm}^2$

On choisit donc **13HA32** Avec une section $A_s = 104.6 \text{ cm}^2$ espacé de **20 cm**

Les armatures transversales sont placées dans des bandes axées sur les pieux, ayant pour largeur (L) telle que :

$$L = h + \Phi (\text{pieu}) = 2 + 1,2 = 3.2 \text{ m}$$

$$A = 96.25/3.2 = 30.08 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on prend 4HA32 $A_s = 32.17 \text{ cm}^2$

L'espacement :

$$St = \frac{x - d}{n - 1}$$

Avec :

- n : Nombre de barre = 4 barres.
- d : Enrobage = 10 cm.
- x : Distance de répartition 1mL.

$$St \leq \frac{1 - 0.1}{4 - 1} = 0.3 \text{ m}$$

On prend donc **St = 20cm**

IV.3.2.2 Armatures de répartition :

Entre les différentes bandes de 3.2 m, on placera des armatures de répartition tel que :

$$A_1 = \frac{A}{3} = \frac{32.17}{3} = 10.72 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend donc **4HA20** où $A_s = 12.57 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec **St=20 cm**

IV.3.2.3 Armatures longitudinales inférieures dans la semelle :

Elles ont pour rôle la transmission des efforts de la semelle vers les pieux.

Leurs section, est égale à la section des armatures de répartition

On prend donc les mêmes barres que pour ces derniers :

à savoir **4HA20** où $A_s = 12.57 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec **St=20 cm**

IV.3.3 ARMATURES DE CONSTRUCTION :

IV.3.3.1 Armatures transversales supérieures :

$$A_{TS} = \frac{A}{10} = \frac{32.17}{10} = 3.22 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend donc **4HA20** où $A_s = 12.57 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec **St=20 cm**

IV.3.3.2 Armatures longitudinales supérieures:

D'après « SETRA », $A_l = A_t / 2$

On prend pour la nappe inférieure.

7HA25/ml $A_s = 34,36 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 15cm

On prend pour la nappe supérieure.

4HA16/ml $A_s = 8,04 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 15cm

Vérification de la contrainte de cisaillement:

$$VU = N_{\max} = 6,93 \text{ MN} < V_{U\lim} = b_0 \times d \times f_{c28}/8 = \text{MN}$$

Donc la condition est vérifiée.

IV.3.4 FERRAILLAGE TRANSVERSAL (CALCUL DES CADRES):

$$\frac{At}{St} \geq \frac{(\tau u - 0,3 \times k \times ft28)}{0,9 \times fe} \times \gamma_s \times b_0$$

$K=1$ en flexion simple.

$$\tau u = N_{\max} / b_0 \times d = \frac{3.37}{3.2 \times 1.485} = 0.71 \text{ MPa.}$$

$$\frac{At}{St} \geq 4.5 \text{ cm} \quad \text{d'où} \quad At \geq 0.9 \text{ cm}^2 \quad \text{pour} \quad St = 20 \text{ cm}$$

On prend donc **5HA20** où $As = 15.71 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec **St=20 cm**

IV.3.5 ARMATURES LATERALES :

$$AL = \frac{A}{10} = \frac{32.17}{10} = 3.22 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend donc **4HA14** où $As = 6.16 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec **St=20 cm**

IV.4. LES PIEUX :

Les fondations sur pieux sont utilisées quand le sol de surface n'a pas une bonne portance, ce que nous oblige à descendre à une grande profondeur jusqu'au bon sol (substratum). La disposition des pieux dépend des impératifs suivants : Une disposition symétrique pour éviter les tassements différentiels, centré sous les efforts pour assurer une diffusion directe des charges.

N.B: On ne tiendra pas compte du flambement pour le calcul des pieux car la butée des terres est toujours suffisamment pour s'y opposé.

1. Actions sur les pieux :

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement à l'aide de l'équation différentielle suivante :

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + C_u \cdot b \cdot y = 0$$

- b : diamètre des pieux,
- C_u : module de réaction du sol,
- y : déplacement en tête des pieux.

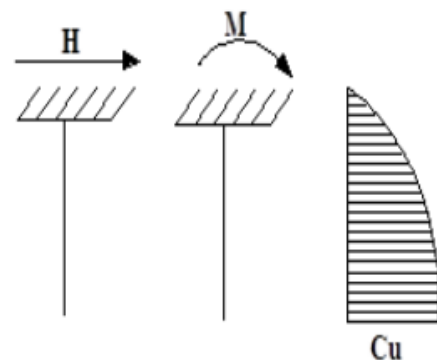


Figure X. 7 efforts en tête de pieu

Une solution de cette équation est de la forme :

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_u \cdot b}}$$

α : longueur élastique du pieu.

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section, ce moment est déterminé par la méthode WERNER, le pieu étant encasté en tête, ce qui implique que le déplacement ou la rotation est nuls.

Calcul de λ :

$b = \Phi$ pieu = 120 cm.

$C_u = 30 \text{ MN/m}^3$ (en fonction de nature de sol)

E : module d'élasticité du béton.

$$E = 11000 \cdot 2^3 \sqrt{27} = 33000 \text{ Pa}$$

I : moment d'inertie du pieu.

$$I = \frac{\pi D^4}{64} = \frac{3.14 \cdot 1.2^4}{64} = 0.101736 \text{ m}^4.$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_u \cdot b}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{30 \cdot 1.2}{4 \cdot 33000 \cdot 0.101736}} = 0.227 \text{ m}^{-1}.$$

D'où : $\lambda = 0.227 \text{ m}^{-1}$ avec $L = 12 \text{ m}$

On tire les valeurs de $x\theta P$; $x\theta M$ pour $\lambda \times L = 2.724$ à partir du tableau de WARNER.

Pour $\lambda \times L = 2$ $x\theta P = 1.35$

Pour $\lambda \times L = 3$ $x\theta P = 1.16$

Par interpolation :

Pour $\lambda \times L = 2.724$ $x\theta P = 1.212$

Pour $\lambda \times L = 2$ $x\theta M = 1.09$

Pour $\lambda \times L = 3$ $x\theta M = 1.48$

Par interpolation :

Pour $\lambda \times L = 2.724$ $x\theta M = 1.372$

Condition normale :

$$\bar{P} = 15 \text{ KN/pieux}$$

$$\bar{M} = -\frac{x\theta P}{x\theta M} \times \frac{\bar{P}}{\lambda} = -0.58 \text{ MN.m}$$

Condition sismique :

$$\bar{P} = 2667.38 \text{ KN/pieux}$$

$$\bar{M} = -\frac{x\theta P}{x\theta M} \times \frac{\bar{P}}{\lambda} = -10.38 \text{ MN.m}$$

IV.4.1 FERRAILLAGE DU PIEU :

IV.4.1.1 Armature longitudinale :

Le ferrailage est fait à l'aide des abaques de Walther. Le pieu est Considéré comme une pièce soumise à la flexion composée :

$$N_{\min} = 0.79 \text{ MN} \quad \text{et} \quad M_{\max} = 10.38 \text{ MN.m}$$

$$h = 5 \text{ cm} ; D = 120 \text{ cm}$$

$$\frac{H}{D} = \frac{0.05}{1.2} = 0.04$$

$$\frac{Nr}{\pi \times R^2 \times \beta \omega} = 0.02$$

$$\frac{Mr}{\pi \times R^2 \times D \times \beta \omega} = 0.15$$

Donc $\omega = 0,1$ (tirés par l'abaque de WALTHER)

$$\text{On a : } \omega = \frac{Fa}{\pi R^2} \times \frac{\sigma f}{\beta \omega} \quad \text{D'où : } Fa = 114.10 \text{ cm}^2$$

On prend **15HA32** avec une section **As = 120.6 cm²** espacé de 20 cm

IV.4.1.2 Armatures transversale :

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi L}{3} = 10.67 \text{ mm}$$

Donc, on prendra des cercles de HA14 avec un espacement de 20 cm dans les zones courantes et 15 cm dans les zones de jonction.

CHAPITRE XI

ETUDE DE LA CULEE

I. INTRODUCTION :

Les culées sont les appuis d'extrémité de l'ouvrage, elles servent d'appuis pour la superstructure mais aussi de lien de transition entre le pont et le terrain naturel, ils sont particulièrement sensibles à une mauvaise conception, en cas de comportement défectueux, les remèdes sont rares et coûteux. C'est pourquoi, on s'oriente toujours vers un dimensionnement raisonnable surabondant et des formes aussi simples que possibles.

On distingue plusieurs types de culées, mais celles qui nous intéressent sont :

1. Les culées enterrées.
2. Les culées remblayées.

Les culées enterrées :

Ce sont des culées dont leur structure porteuse est noyée dans le remblai d'accès, elles assurent essentiellement une fonction porteuse puisqu'elles sont relativement très peu sollicitées par les efforts horizontaux de poussée des terres.

Les culées remblayées :

Une culée remblayée est constituée par un ensemble de murs ou de voiles en béton armé.

Le tablier repose sur l'un d'entre eux, appelé mur de front ; les autres sont les murs latéraux ou mur en aile ou en retour, ceux-là sont parallèles à l'axe longitudinal de l'ouvrage projeté, leur rôle est le soutènement de remblais qui les surmontent mais aussi procuré un encastrement au mur de franc vis-à-vis des poussés de ce même remblais.

Les raisons du choix de type de culée :

Dans un point de vue économique, les culées remblayées sont plus intéressantes, toute fois il n'est pas toujours évident d'aller vers cette solution, les culées présentant de très haut mur ne sauraient répondre à cette avantage, on se verrait donc contraint d'aller vers des culées enterrées où la culée n'a pas un rôle de soutènement.

Pour notre cas, l'emplacement des culées nous donne des hauteurs modérées, ce qui ouvre donc la possibilité à la réalisation de culées remblayées.

Une culée remblayée est constituée des éléments principaux suivants :

1. Mur garde grève (sépare le remblai de l'ouvrage).
2. Sommier d'appui (sur lequel repose l'about du tablier).
3. Mur-cache (pour la protection des appareils d'appui).
4. Mur de front (transmis les charges verticales et soutient le remblai).
5. Mur en retour (porte les corniches et soutient le remblai).
6. Corbeau arrière (sous forme de trapèze en arrière qui porte la dalle de transition).
7. Corbeau avant (porte le joint de chaussée et dégage l'espace en dessous)
8. Dalle de transition (pour la transition d'un milieu semi-rigide vers un autre rigide).
9. La semelle (supporte le poids propre et les charges venant du tablier).

II. PRE DIMENSIONNEMENT DES CULEES :

Dimensionnement de la culée gauche au PK : 24+345

II.1. Mur garde grève :

La hauteur du mur est : $H = h \text{ poutre} + h \text{ dalle} + h \text{ dés} + h \text{ appareil}$
 $H = 2 + 0.2 + 0.3 + 0.05$
 $H = 2.55 \text{ m.}$

Epaisseur : $e = \sup(0.3 ; \frac{H}{8}) = 0.32$ D'où $e = 35 \text{ cm}$

Longueur : de même longueur que la largeur du tablier = 13.8 m.

II.2. Mur de front :

C'est un élément sur lequel repose l'about du tablier, leurs dimensions selon la largeur et la longueur doivent être suffisante pour recevoir les appareils d'appuis et entretenir à travers le temps.

Hauteur : $H = 7.45 - 2.55 = 4.9 \text{ m}$

La largeur : $L = 1.5 \text{ m}$

Longueur : 13.8 m

II.3. Sommier d'appuis :

Le sommier d'appui est un élément sur lequel repose l'about du tablier, il est intégré au mur frontal.

Sa surface doit être aménagée de façon à permettre l'implantation des appareils d'appui et mise en place des vérins pour charger ces derniers.

- Largeur : $S = 1.1 \text{ m.}$
- Longueur : 13.8 m.

II.4. La semelle :

$B \geq L + 2d$; L : Somme des entraxe transversale des pieux, couramment égal à 3 diamètres de pieux

On utilise des pieux de diamètre $\Phi = 1,2$ m (Fondation profonde).

$B \geq L + 2\Phi = 8d = 9,6$ m donc on prend $B = 10$ m

$h \geq (L - b/4) + d'$

$h \geq (7,2 - 1,2/4) + 0,10 = 1,5$ m donc on prend $h = 1,5$ m

Épaisseur : 1,50m.

Longueur : 13.8 m.

Béton de propreté : 0,10 m

II.5. Mur en retour :

Le mur en retour à une épaisseur constante de 0,60 m. Il a une longueur de 8 m et hauteur de 7.45 m à 1 m.

II.6. Dalle de transition :

La dalle de transition présente la même dimension transversale que le mur gardegrève, on peut dimensionner cette longueur par la formule suivante :

$L = \text{Min} [6 \text{ m} ; \text{Max} (3 \text{ m} ; 0.6 h)] = \text{Min} [6 \text{ m} ; \text{Max} (3 \text{ m} ; 4.47)]$

On prend : $L_{\text{dalle trans}} = 5$ m

h : hauteur de remblais = H (mur de front + mur garde grève) = 7.45 m.

Elle est coulée sur un béton de propreté avec une épaisseur constante de 30cm, elle est Ancrée dans le corbeau d'appuis de par l'intermédiaire des goujons. Elle est mise en place avec une pente de 10%.

II.7. Le corbeau :

Hauteur : $H_1 = 2.5$ m.

Hauteur : $H_2 = 2.9$ m.

Epaisseur : $E_f = 0,40$ m.

Longueur : $L = 13.8$ m

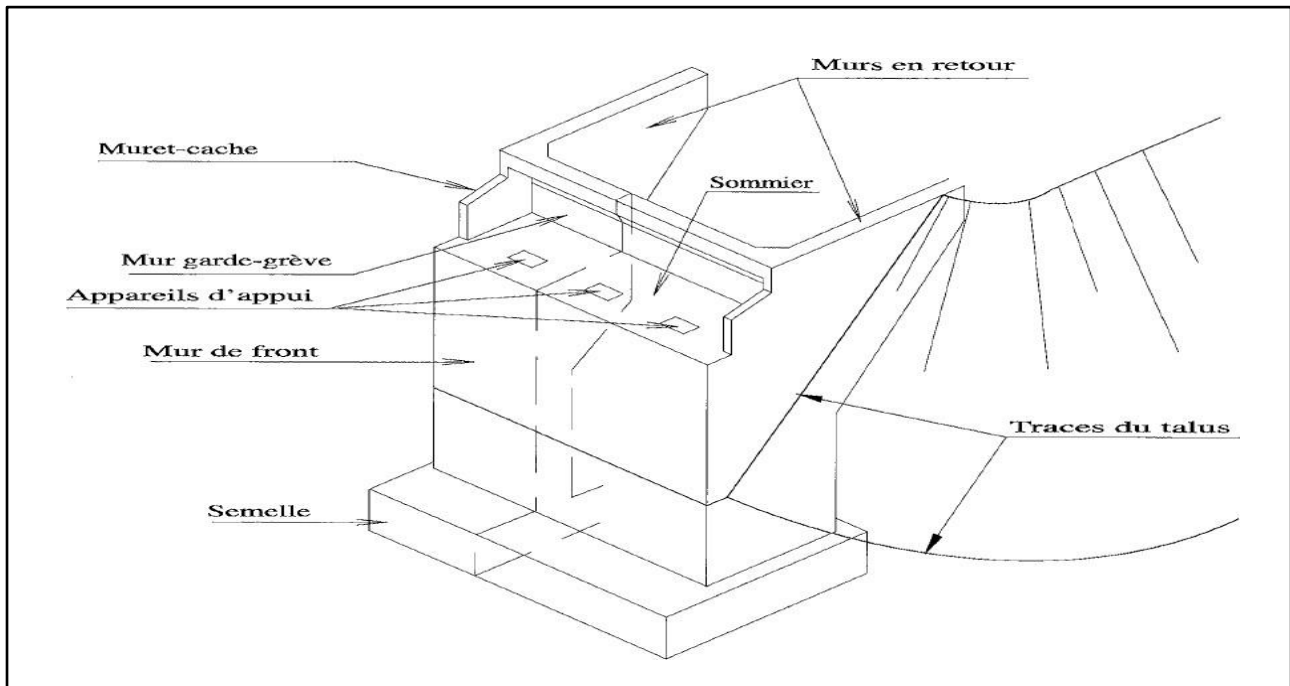


Figure XI. 1 Morphologie culée remblayée

III. ÉVALUATION DES EFFORTS SOLLICITANT LA CULEE:

L'effort de poussée : $P = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot h$

Avec :

γ : poids volumique des terres..... $\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$

Φ : Angle de frottement interne du remblai..... $\Phi = 30^\circ$

K_a : coefficient de poussée des terres $K_a = 0.333$

$$P = 0,5 \times 20 \times 0.333 \times 7,45 \times (7.45 \times 13.8) = 2550.56 \text{ KN}$$

La poussée des terres s'exerce horizontalement au tiers de la hauteur $H = 7.45/3 = 2.48 \text{ m}$

Poussée due au compactage $q = 10 \text{ KN/m}^2$:

$$P_q = 1,2 K_a \times h \times L \times q$$

$$P_1 = 1,2 \times 0,33 \times 7.45 \times 13.8 \times 10 = 407.13 \text{ KN}$$

La poussée due au compactage s'exerce horizontalement à mi-hauteur $H = 7.45/2 = 3.725 \text{ m}$

Les résultats sont regroupés dans les tableaux ci-dessous

Tableau XI. 1 Tableau récapitulatif des efforts

Désignation	V (KN)	H (KN)	Xv/o (m)	Xh/o (m)	Mv/o (KN.m)	Mh/o (KN.m)
Mur en Retour	1695	/	3.08	/	5220.60	/
Mur Frontal	2535.75	/	-1	/	-2535.75	/
Mur de Garde Grève	307.91	/	-0.15	/	- 46.19	/
CORBEAU	592.50	/	-0.04	/	-23.70	/
Dalle de Transition	627.70	/	2.80	/	627.70	/
SEMELLE	5625.00	/	/	/	0.00	/
Poids des terres	10951.50	/	2.25	/	24640.88	/
Poids du Tablier	10981.50	/	-1	/	-10981.50	/
D240	2154.00	/	-1	/	-2154.00	/
Poussées des terres	/	2550.56	/	-2.48	/	-6325.39
Poussées du a la charge de compactage (1t/m ²)	/	407.13	/	-3.725	/	-1516.56
Hbc	/	150	/	-7.45	/	-1117.50

NB : L'ouvrage est situé en zone IIa donc l'action sismique peut être négligé pour le ferrailage, on la vérifie uniquement pour la stabilité.

III.1. Les vérification :

III.1.1 Vérification de la stabilité :

Tiers central :

Il faut vérifier le tiers central selon les lois qui suivent :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{6}$$

Tableau XI. 2 : vérification du tiers central

	/Ms-Mr/	N	e	B/6	$e \leq B/6$
Cas normal	11264.93	35500.86	0.32	1.67	Vérifiée

III.1.2. Vérification de la stabilité vis-à-vis le renversement :

Pour éviter le renversement de la culée il faut vérifier la formule suivante :

$$e = \frac{30489.18}{23583.09} = 1.29 \geq 1.5 \text{ le mur est instable sans pieux}$$

III.1.3. Vérification de glissement :

Il faut vérifier le glissement de la culée suivant la formule suivante

$$\frac{V}{H} \times \tan \varphi = \frac{35470.86}{3107.69} \times \tan 30 = 5.82 \geq 1.5$$

III.2. Ferrailage de la culée :

Le ferrailage de la culée se fera suivant L'EUROCODE 2 qui préconise un ferrailage minimal pour les structures massives.

Tableau XI. 3 : Récapitulatif de de ferrailage des éléments de la culée

Elément de la culée	Longitudinalement 0,6%			Transversalement 0,3%		
	Surface en plan m ²	As min longitudina l (cm ²)	Nombres de bars	Surface en plan m ²	As min transversal (cm ²)	Nombres de bars
Mur de front	7.35	441	100HA25	20.7	621	200HA20
Mur garde grève	0.89	53.4	12HA25	4.83	144.9	50HA20
Mur en retour	4.47	268.2	60HA25	4.8	144	50HA20
Dalle de transition	1.5	90	20HA25	4.14	124.2	40HA20
Corbeau	1.08	64.8	15HA25	5.52	165.6	64HA16

III.3. Ferrailage de la semelle :

Effort revenant à chaque pieu

Effort revenant à chaque pieu :

Les pieux sont disposé de manière symétrique par rapport au plan (OXY), L'effort normal qui revient à chaque'un d'entre eux est donné par la formule suivante :

$$N_i = \frac{N}{n} \mp \frac{M_x y}{\sum y^2} \mp \frac{M_y x}{\sum x^2}$$

Pour n=15 diamètre du pieu = 1,2 m

Tableau XI. 4 : L'effort normal qui revient à chaque pieu

N(KN)	Mo (KN.m)	N1(KN)	N2(KN)
33316.86	55189.77	3243.16	1199.09

On a $N_{max} < Q_{adm} = 4520 \text{ KN}$

Donc on prend dix (15) pieux.

Détermination de la section d'armature :

1. Armatures transversales inférieures :

Pour le calcul on utilisera la méthode des moments.

$$M = R_{max} (L/2 - b/4) = 3.3 \times R_{max}$$

Le ferrailage sera fait en flexion simple pour une section de (b0.h) tel que :

$$h = 1.5 \text{ m} \quad ; \quad b_0 = h + D = 2.7 \text{ m}$$

Où :

$$A_s = \frac{M}{\sigma_s \times d}$$

Avec :

Acier pour la semelle : HAfeE500

D'où :

$$\sigma_s = (2/3) f_e = 333.33 \text{ MPa}$$

Détermination de la section d'armature pour les deux cas normale et sismique :

Tableau XI. 5 : Résultats du calcul des sections d'armature

Combinaison	N max (MN)	N min (MN)	M (MN.m)	σ_s (MPa)	A_s (cm ²)
Normale	3.243	1.199	10.702	333.33	237.82

On choisit donc 30HA32 Avec une section $A_s = 241.22 \text{ cm}^2$ espacé de 20 cm

Les armatures transversales sont placées dans des bandes axées sur les pieux, ayant pour largeur (L) telle que :

$$L = h + \Phi (\text{pieu}) = 1.5 + 1,2 = 2.7 \text{ m}$$

$$A = 237.82/2.7 = 88.08 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on prend 11HA32 $A_s = 88.47 \text{ cm}^2$

L'espacement :

$$St = \frac{x - d}{n - 1}$$

Avec :

- n : Nombre de barre = 5 barres.
- d : Enrobage = 10 cm.
- x: Distance de répartition 1mL.

$$St \leq \frac{1 - 0.1}{5 - 1} = 0.2 \text{ m}$$

On prend donc **St = 20cm**

2. Armatures transversales supérieures :

D'après S.E.T.R.A document. Un mètre linéaire $237.82/2.7 = 88.08 \text{ cm}^2$ donc on prend 11HA32 de section $88.08 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Pour les armatures supérieures :

$$A'_s = 0,2A_s = 17.62 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend 5HA 25/ml ; e 15 cm

3. Ferrailage longitudinal :

D'après « SETRA », $A_l = A_t/2 = 44.04 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On prend pour la nappe inférieure.

$$6\text{HA}32/\text{ml} \quad A_s = 48.25 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ avec un espacement de } 15\text{cm}$$

On prend pour la nappe supérieure.

$$6\text{HA}16/\text{ml} \quad A_s = 12.06 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ avec un espacement de } 15\text{cm}$$

4. Vérification de la contrainte de cisaillement:

$$V_U = N_{\max} = 3.24 \text{ MN} < V_{U \text{ lim}} = \frac{b_0 \times d \times f_{c28}}{8} = 12.3 \text{ MN}$$

Donc la condition est vérifiée.

5. Ferrailage transversal (calcul des cadres):

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(\tau_u - 0,3 \times k \times f_{t28})}{0,9 \times f_e} \times \gamma_s \times b_0$$

K=1 en flexion simple.

$$\tau_u = N_{\max} / b_0 \times d = \frac{3.24}{2.7 \times 1.35} = 0.89 \text{ MPa.}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 5.00 \text{ cm} \quad \text{d'où} \quad A_t \geq 1 \text{ cm}^2 \quad \text{pour} \quad S_t = 20 \text{ cm}$$

On prend **5HA20** où **As = 15.71 cm²/ml** avec **St=20 cm**

CONCLUSION GENERALE

Durant cette période de stage, qui a pour thème la conception et l'étude d'un viaduc de la pénétrante autoroutier traversant TIZI OUZOU et BOUIRA, on a pu voir de près et d'un point de vue pratique les phases et les étapes par lesquelles passe un projet, plus précisément un ouvrage d'art afin d'aboutir à une structure remplissant toute les taches pour lesquelles elle a été conçu.

Ce travail aussi modeste soit-il nous a permis d'acquérir un certain nombre d'information et une certaine connaissance nouvelle, mais aussi de mettre en pratique nos connaissances précédemment acquise durant notre apprentissage à l'Ecole National Supérieur des Travaux Publics, de plus qu'il nous a permis de participer à une étude assister par des personnes qualifiés du domaine, ce qui nous procure une expérience dans la conception et l'étude d'ouvrage d'arts.

La conception adoptée c'est avéré très intéressante du point du vue des enrichissements qu'on a pu en tirer lors de son étude détaillée, on s'est aussi rendu compte de son bon comportement que ça soit dans le cas normal tous comme pour le cas sismique lorsque la portée totale de l'ouvrage est modérée.

Ce mémoire, nous a vraiment aidé à développer nos compétences de calcul, renforcer nos acquis théoriques, augmenter l'esprit de recherche, maitriser la modélisation, améliorer les dessins techniques, et à enrichir ma bibliothèque en étudiant deux types de ponts. Ce mémoire m'a donné également l'opportunité à s'exercer à appliquer les différents règlements, ce qui m'a appris à vérifier les calculs et la source de chaque relation ou paramètre utilisé. Enfin, il me reste juste de dire, que ça reste une expérience inoubliable.

Enfin, ce projet de fin d'étude nous a permis de construire une idée générale sur les démarches à suivre pour l'élaboration de plusieurs types d'ouvrage.

BIBLIOGRAPHIE

Livres et règlements :

- Conception des ponts J.A Calgaro.
- Projet et construction des ponts J.A Calgaro.
- pont métallique (applications spécifiques). Jean-Pierre DUCOUT.
- document Technique de l'ingénieur, traité de construction Doc .C2676.
- Abaques pour le dimensionnement des sections en béton armé Dr .Rene Walter.
- BAEL91 mod 99 : béton armé aux états limite.
- Le BPEL. béton précontrainte aux états limite.
- Appuis des tabliers, PP73 SETRA
- Règlement parasismique des ouvrages d'art (RPOA).
- Catalogue FREYSSINET
- Documents SETRA.
- Fascicule 61,62

Thèses :

- Thèses d'option ouvrage d'art (ENSTP).

Logiciels :

- Auto desk Robot structural professionnel 2014 Modélisation et Analyse des ouvrages.
- Auto CAD (Dessin).
- Microsoft office (Excel, Word) 2007 .Calcul, Traitement de texte, présentation.

Annexe A

LA REPARTITION TRANSVERSALE DES MOMENTS FLECHISSANTS:

Valeurs de K0 pour $\theta = 0,85$

$\theta = 0.85$		K0							
e \ y	-b	-3b/4	-2/b	-b/4	0	b/4	2/b	3b/4	b
0	-0,3753	0,3351	1,0539	1,7161	2,0493	1,7161	1,0539	0,3351	-0.3753
b/4	-0,5289	-0,029	0,5074	1,1126	1,7161	2,0259	1,6839	1,0113	0,2705
2/b	0,4412	-0,1858	0,1081	0,5074	1,0539	1,6839	2,1214	2,0271	1,7181
3b/4	-0,2663	-0,2409	-0,1858	-0,029	0,3351	1,0113	2,0271	3,1979	4,1963
b	-0,0733	-0,2663	-0,4412	-0,5289	-0,3753	0,2705	1,7181	4,1963	7,5588

Valeurs de K1 pour $\theta = 0,85$

$\theta = 0.85$		K1							
e \ y	-b	-3b/4	-2/b	-b/4	0	b/4	2/b	3b/4	b
0	0,5852	0,7432	0,9723	1,2604	1,442	1,2604	0,9723	0,7432	0,5852
b/4	0,3524	0,4703	0,6517	0,9242	1,2604	1,4941	1,3716	1,1478	0,9678
2/b	0,217	0,3009	0,4343	0,6517	0,9723	1,3716	1,6897	1,6753	1,566
3b/4	0,1409	0,2019	0,3009	0,4703	0,7432	1,1478	1,6753	2,1851	2,4385
b	0,0949	0,1409	0,217	0,3524	0,5852	0,9678	1,566	2,4385	3,5623

Valeurs de $K\alpha$ pour $\theta = 0,85$

$\Theta = 0.85$	$K\alpha$								
e y	-b	-3b/4	-2/b	-b/4	0	b/4	2/b	3b/4	b
0	0,1654615	0,5648603	1,0079592	$\frac{1,459540}{9}$	1,7073901	1,4595409	1,0079592	0,5648603	0,1654615
b/4	$\frac{-}{0,0327281}$	0,2521059	0,5886409	$\frac{1,006530}{8}$	1,4595409	1,7264966	1,5080751	1,0881495	0,6630799
2/b	0,3149754	0,0882121	0,2917506	$\frac{0,588640}{9}$	1,0079592	1,5080751	1,8783529	1,8290366	1,3138097
3b/4	$\frac{-}{0,0370464}$	0,0083964	0,0882121	$\frac{0,252105}{9}$	0,5648603	1,0881495	1,8290366	2,6276936	3,2066586
b	0,0213966	$\frac{-}{0,0370464}$	$\frac{-}{0,0706334}$	$\frac{-}{0,0327281}$	0,1654615	0,6630799	1,6324677	3,2066586	5,3087705

Valeurs de $K\alpha$ pour $\theta = 0,85$ et pour chaque poutre :

$\Theta = 0.85$	$K\alpha$								
e y	-b	-3b/4	-2/b	-b/4	0	b/4	2/b	3b/4	b
Poutre 1	0,0663667	0,4084831	0,79830005	$\frac{1,2330358}{5}$	1,5834655	1,59301875	1,25801715	0,8265049	0,4142707
Poutre 2	$\frac{0,1411236}{5}$	0,170159	0,44019575	$\frac{0,7975858}{5}$	1,23375005	1,61728585	1,693214	1,45859305	1,1477738
Poutre 3	0,1389645	$\frac{0,0483042}{5}$	0,18998135	0,4203734	0,78640975	1,2981123	1,85369475	2,2283651	2,41956315
Poutre 4	$\frac{-}{0,0078249}$	-0,014325	0,00878935	0,1096889	0,3651609	0,8756147	1,73075215	2,9171761	4,25771455

Annexe B

LA REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS TRANCHANTS :

Coefficient ϵ_0 pour $\theta=0,80$

$\theta=0,80$	e/y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
ϵ_0	0	- 0,0413	0,0638	0,1686	0,2623	0,3079	0,2623	0,1686	0,0638	- 0,0413
	b/4	-0,078	0,002	0,0858	0,1763	0,2623	0,3054	0,2608	0,1702	0,0694
	b/2	- 0,0751	- 0,0293	0,0215	0,0858	0,1686	0,2608	0,3267	0,3239	0,2933
	3b/4	- 0,0562	- 0,0451	- 0,0293	0,002	0,0638	0,1702	0,3239	0,5001	0,6556
	b	- 0,0333	- 0,0562	- 0,0751	-0,078	- 0,0413	0,0694	0,2933	0,6556	1,1325

Coefficient ϵ_0 pour $\theta=0,90$

$\theta=0,90$	e/y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
ϵ_0	0	-0,075	0,0438	0,1661	0,2828	0,3437	0,282 8	0,1661	0,0438	-0,075
	b/4	- 0,0874	- 0,0103	0,0748	0,1762	0,2828	0,339 5	0,2755	0,1522	0,018
	b/2	- 0,0643	- 0,0295	0,0126	0,0748	0,1661	0,275 5	0,3498	0,3215	0,2521
	3b/4	- 0,0305	-0,032	- 0,0295	- 0,0103	0,0438	0,152 2	0,3215	0,5176	0,6777
	b	0,0048	- 0,0305	- 0,0643	- 0,0874	-0,075	0,018	0,2521	0,6777	1,2738

Coefficient ϵ_0 pour $\theta=0,85$

$\theta=0,85$	e/y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
ϵ_0	0	-0,05815	0,0538	0,16735	0,27255	0,25615	0,27255	0,16735	0,0538	-0,05815
	b/4	-0,0827	-0,00415	0,0803	0,17625	0,27255	0,32245	0,26815	0,1612	0,0437
	b/2	-0,0697	-0,0294	0,01705	0,0803	0,16735	0,26815	0,33825	0,3227	0,2727
	3b/4	-0,04335	-0,03855	-0,0294	-0,00415	0,0538	0,1612	0,3227	0,50885	0,66665
	b	-0,01425	-0,04335	-0,0697	-0,0827	-0,05815	0,0437	0,2727	0,66665	1,20315

Coefficient $\varepsilon'1$ pour $\theta=0,90$

$\theta=0,90$	e/y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
$\varepsilon'1$	0	-0,0146	0,0176	0,0849	0,2541	0,675	0,2541	0,0849	0,0176	-0,0146
	b/4	-0,0128	-0,0018	0,0225	0,0874	0,2564	0,6777	0,256	0,0815	-0,0044
	b/2	-0,0075	-0,0038	0,0049	0,0295	0,0965	0,2683	0,6903	0,2592	0,0427
	3b/4	-0,0002	0,0026	0,0082	0,0219	0,0546	0,1319	0,3102	0,7159	0,1914
	b	0,0121	0,0186	0,0297	0,0502	0,0868	0,149	0,2495	0,4058	0,6002

Coefficient $\varepsilon'1$ pour $\theta=0,80$

$\theta=0,80$	e/y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
$\varepsilon'1$	0	-0,0107	0,0278	0,0982	0,2539	0,6013	0,2539	0,0982	0,0278	-0,0107
	b/4	-0,0117	0,0041	0,0337	0,1014	0,257	0,6048	0,2564	0,0946	0,0047
	b/2	-0,0068	0,000014	0,0129	0,0429	0,1128	0,2708	0,6182	0,2587	0,0564
	3b/4	0,0024	0,0073	0,0159	0,0337	0,0712	0,1492	0,3098	0,6377	0,1953
	b	0,0187	0,027	0,04	0,0624	0,0996	0,1587	0,2481	0,3746	0,5338

Coefficient $\varepsilon'1$ pour $\theta=0,85$

$\theta=0,85$	e/y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
$\varepsilon'1$	0	-0,01265	0,0227	0,03485	0,254	0,63815	0,254	0,09155	0,0227	-0,01265
	b/4	-0,01225	0,00115	0,0281	0,0944	0,2567	0,64125	0,2562	0,08805	0,00015
	b/2	-0,00715	-0,001893	0,0089	0,0362	0,10465	0,26955	0,65425	0,25895	0,04955
	3b/4	0,0011	0,00495	0,01205	0,0278	0,0629	0,14055	0,31	0,6768	0,19335
	b	0,0154	0,0228	0,03485	0,0563	0,0932	0,15385	0,2488	0,3902	0,567

Coefficient $\varepsilon'\alpha$ pour $\theta=0,85$:

$\theta=0,85$	e/y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
$\varepsilon'\alpha$	0	-0,0508245	0,027676	0,05605	0,256968	0,31727	0,256968	0,103678	0,027676	-0,05087
	b/4	-0,071428	-0,003302	0,036452	0,107496	0,259236	0,373458	0,258112	0,099754	0,007118
	b/2	-0,059692	0,0249988	0,010204	0,043256	0,114682	0,268374	0,38881	0,26915	0,085254
	3b/4	-0,036238	-0,03159	0,022768	0,000962	0,055256	0,143854	0,312032	0,535722	0,269078
	b	-0,009506	-0,032766	0,052972	-0,06046	-0,033934	0,061324	0,252624	0,434432	0,668784

Coefficient $\varepsilon'\alpha$ pour $\theta=0,85$:

$\theta=0,85$	e/y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
$\varepsilon'\alpha$	Poutre1	- 0,06112625	0,012187	0,046251	0,182232	0,288253	0,315213	0,180895	0,063715	-0,021876
	Poutre2	-0,06556	- 0,01415044	0,023328	0,075376	0,186959	0,320916	0,323461	0,184452	0,046186
	Poutre3	-0,047965	- 0,02829444	-0,006282	0,022109	0,084969	0,206114	0,350421	0,402436	0,177166
	Poutre4	-0,022872	-0,032178	-0,03787	-0,029749	0,010661	0,102589	0,282328	0,485077	0,468931

Coefficient $\varepsilon\alpha$ pour $\theta=0,85$

$\theta=0,82$	e/y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
$\varepsilon\alpha$	0	- 0,03995	0,0487929	0,1460175	0,26956345	0,317652	0,26956345	0,1551462	0,0487929	- 0,03995
	b/4	- 0,05452	-0,00203	0,05942	0,16307215	0,26999815	0,3737768	0,26337	0,13194	0,02628
	b/2	- 0,04468	- 0,0183972	- 0,01379	0,06266	0,1572553	0,26871	0,46465	0,2972	0,18344
	3b/4	- 0,02557	-0,02115	-0,01282	0,02267	0,0552651	0,15294	0,31762	0,57603	0,47733
	b	- 0,00239	-0,01689	-0,02788	-0,0271	0,00239	0,08776	0,26314	0,55607	0,94869

Coefficient $\varepsilon\alpha$ pour $\theta=0,85$:

$\theta=0,82$	e/y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
$\varepsilon\alpha$	Poutre1	-0,047235	0,02338145	0,10271875	0,2163178	0,293825075	0,321670125	0,2092581	0,09036645	-0,006835
	Poutre2	-0,0496	-0,0102136	0,036605	0,112866075	0,213626725	0,3212434	0,36401	0,21457	0,10486
	Poutre3	-0,035125	-0,0197736	0,000485	0,042665	0,1062602	0,210825	0,391135	0,436615	0,330385
	Poutre4	-0,01398	-0,01902	-0,02035	-0,002215	0,02882755	0,12035	0,29038	0,56605	0,71301

Annexe C

➤ Détermination des coefficients $\varepsilon_{\text{amoy}}$ pour chaque cas de charge :

1. Charge uniforme A(L) :

Tableau .VI. 4 : Cas 1 : une voie chargée :

Poutre	Surface	largeur chargée L	$\varepsilon_{\text{amoy}}$
Poutre 1	1.0326	3.5	0.30
Poutre 2	1.1375	3.5	0.33
Poutre 3	1.3949	3.5	0.40
Poutre 4	1.6175	3.5	0.46

Tableau .VI. 5 : Cas 2 : une voie chargée :

Poutre	Surface	largeur chargée L	ϵ_{amoy}
Poutre 1	1.7787	7	0.25
Poutre 2	1.9145	7	0.27
Poutre 3	2.0069	7	0.29
Poutre 4	1.8334	7	0.26

Tableau .VI. 6 : Cas 3 : une voie chargée :

Poutre	Surface	largeur chargée L	ϵ_{amoy}
Poutre 1	2.1669	10.5	0.21
Poutre 2	2.2329	10.5	0.21
Poutre 3	2.1145	10.5	0.20
Poutre 4	1.8517	10.5	0.18

2. Système de charge Bc :

Tableau .VI. 7 : Cas 1 : un camion disposé transversalement :

Poutre	$\epsilon_{\alpha 1}$	$\epsilon_{\alpha 2}$	ϵ_{amoy}
Poutre 1	0.29	0.32	0.305
Poutre 2	0.32	0.35	0.335
Poutre 3	0.42	0.36	0.39
Poutre 4	0.64	0.4	0.54

Tableau .VI. 8 : Cas2 : deux camions disposés transversalement :

Poutre	$\epsilon_{\alpha 1}$	$\epsilon_{\alpha 2}$	$\epsilon_{\alpha 3}$	$\epsilon_{\alpha 4}$	ϵ_{amoy}
Poutre 1	0.26	0.31	0.32	0.21	0.28
Poutre 2	0.24	0.34	0.35	0.25	0.30
Poutre 3	0.24	0.4	0.42	0.36	0.36
Poutre 4	0.32	0.4	0.4	0.64	0.44

Tableau .VI. 9 : Cas 3 : trois camions disposés transversalement :

Poutre	$\epsilon_{\alpha 1}$	$\epsilon_{\alpha 2}$	$\epsilon_{\alpha 3}$	$\epsilon_{\alpha 4}$	$\epsilon_{\alpha 5}$	$\epsilon_{\alpha 6}$	ϵ_{amoy}
Poutre 1	0.14	0.25	0.27	0.32	0.31	0.18	0.25
Poutre 2	0.17	0.29	0.32	0.35	0.31	0.16	0.27
Poutre 3	0.09	0.2	0.24	0.4	0.42	0.36	0.29
Poutre 4	0.02	0.09	0.32	0.4	0.4	0.64	0.31

3. Système de charge Bt

Tableau .VI. 10 : Cas 1 : un tandem disposé transversalement :

Poutre	ε_{a1}	ε_{a2}	ε_{amoy}
Poutre 1	0.29	0.30	0.295
Poutre 2	0.32	0.35	0.335
Poutre 3	0.40	0.41	0.405
Poutre 4	0.39	0.64	0.515

Tableau .VI. 11 : Cas 2 : deux tandems disposés transversalement :

Poutre	ε_{a1}	ε_{a2}	ε_{a3}	ε_{a3}	ε_{amoy}
Poutre 1	0.22	0.30	0.31	0.23	0.27
Poutre 2	0.22	0.33	0.35	0.24	0.29
Poutre 3	0.15	0.31	0.40	0.41	0.32
Poutre 4	0.09	0.26	0.39	0.64	0.35

4. Système de charge Br

Tableau .VI. 12 : Cas d'une surcharge Br disposé transversalement :

Poutre	ε_{amoy}
Poutre 1	0.32
Poutre 2	0.36
Poutre 3	0.41
Poutre 4	0.64

5. Système de charge Mc120

Tableau .VI. 13 : Cas d'un convoi militaire Mc120 disposé transversalement :

Poutre	Surface	largeur chargée L	ε_{amoy}
Poutre 1	0.5329	2	0.27
Poutre 2	0.5876	2	0.29
Poutre 3	0.6603	2	0.33
Poutre 4	0.7755	2	0.39

6. Système de charge D240 :

Tableau .VI. 14 : Cas d'un convoi exceptionnel D240 disposé transversalement :

Poutre	Surface	largeur chargée L (m)	ε_{amoy}
Poutre 1	0.9584	3.2	0.30
Poutre 2	1.0614	3.2	0.33
Poutre 3	1.2563	3.2	0.39
Poutre 4	1.1205	3.2	0.35

7. Trottoir

Tableau .VI. 15 : Cas de charge sur trottoir :

Poutre	Surface	largeur chargée L (m)	$\varepsilon'_{\alpha moy}$
Poutre 1	0.0187	0.5	0.04
Poutre 2	0.1271	0.5	0.25
Poutre 3	0.2216	0.5	0.44
Poutre 4	0.6437	0.5	1.29

➤ Détermination des coefficients $\varepsilon'_{\alpha moy}$ pour chaque cas de charge :

1. Charge uniforme A(L) :

Tableau .VI. 4 : Cas 1 : Une voie chargée :

Poutre	Surface	largeur chargée L	$\varepsilon'_{\alpha moy}$
Poutre 1	1.0071	3.5	0.29
Poutre 2	1.0666	3.5	0.31
Poutre 3	1.2398	3.5	0.35
Poutre 4	1.3087	3.5	0.37

Tableau .VI. 5 : Cas 2 : Deux voie chargée :

Poutre	Surface	largeur chargée L	$\varepsilon'_{\alpha moy}$
Poutre 1	1.6488	7	0.24
Poutre 2	1.7483	7	0.25
Poutre 3	1.7854	7	0.26
Poutre 4	1.5825	7	0.23

Tableau .VI. 6 : Cas 3 : Trois voie chargée :

Poutre	Surface	largeur chargée L	$\varepsilon'_{\alpha moy}$
Poutre 1	1.9024	10.5	0.18
Poutre 2	1.9585	10.5	0.19
Poutre 3	1.8342	10.5	0.17
Poutre 4	1.4809	10.5	0.14

2. Système de charge Bc :

Tableau .VI. 7 : Cas 1 : un camion disposé transversalement :

Poutre	$\varepsilon'_{\alpha 1}$	$\varepsilon'_{\alpha 2}$	$\varepsilon'_{\alpha moy}$
Poutre 1	0.28	0.31	0.30
Poutre 2	0.31	0.32	0.32
Poutre 3	0.34	0.40	0.37
Poutre 4	0.36	0.48	0.42

Tableau .VI. 8 : Cas2 : deux camions disposés transversalement :

Poutre	$\varepsilon'_{\alpha 1}$	$\varepsilon'_{\alpha 2}$	$\varepsilon'_{\alpha 3}$	$\varepsilon'_{\alpha 4}$	$\varepsilon'_{\alpha \text{ moy}}$
Poutre 1	0.21	0.30	0.31	0.21	0.26
Poutre 2	0.24	0.32	0.32	0.21	0.27
Poutre 3	0.20	0.35	0.37	0.29	0.30
Poutre 4	0.10	0.30	0.36	0.48	0.31

Tableau .VI. 9 : Cas 3 : trois camions disposés transversalement :

Poutre	$\varepsilon'_{\alpha 1}$	$\varepsilon'_{\alpha 2}$	$\varepsilon'_{\alpha 3}$	$\varepsilon'_{\alpha 4}$	$\varepsilon'_{\alpha 5}$	$\varepsilon'_{\alpha 6}$	$\varepsilon'_{\alpha \text{ moy}}$
Poutre 1	0.13	0.26	0.29	0.3	0.26	0.12	0.23
Poutre 2	0.14	0.27	0.31	0.32	0.28	0.13	0.24
Poutre 3	0.06	0.17	0.20	0.35	0.37	0.29	0.24
Poutre 4	-0.01	0.07	0.10	0.30	0.36	0.48	0.22

3. Système de charge Bt

Tableau .VI. 10 : Cas 1 : un tandem disposé transversalement :

Poutre	$\varepsilon'_{\alpha 1}$	$\varepsilon'_{\alpha 2}$	$\varepsilon'_{\alpha \text{ moy}}$
Poutre 1	0.28	0.31	0.295
Poutre 2	0.31	0.32	0.315
Poutre 3	0.34	0.40	0.370
Poutre 4	0.36	0.48	0.420

Tableau .VI. 11 : Cas 2 : deux tandems disposés transversalement :

Poutre	$\varepsilon'_{\alpha 1}$	$\varepsilon'_{\alpha 2}$	$\varepsilon'_{\alpha 3}$	$\varepsilon'_{\alpha 3}$	$\varepsilon'_{\alpha \text{ moy}}$
Poutre 1	0.22	0.30	0.31	0.17	0.25
Poutre 2	0.18	0.32	0.32	0.23	0.26
Poutre 3	0.17	0.32	0.37	0.29	0.29
Poutre 4	0.07	0.25	0.36	0.48	0.29

4. Système de charge Br

Tableau .VI. 12 : Cas d'une surcharge Br disposé transversalement :

Poutre	$\varepsilon'_{\alpha \text{ moy}}$
Poutre 1	0.31
Poutre 2	0.32
Poutre 3	0.40
Poutre 4	0.49

5. Système de charge Mc120

Tableau .VI. 13 : Cas d'un convoi militaire Mc120 disposé transversalement :

Poutre	Surface	largeur chargée L	$\varepsilon'_{\alpha \text{ moy}}$
Poutre 1	0.5046	2	0.25
Poutre 2	0.5346	2	0.27
Poutre 3	0.6130	2	0.31
Poutre 4	0.6482	2	0.32

6. Système de charge D240 :

Tableau .VI. 14 : Cas d'un convoi exceptionnel D240 disposé transversalement :

Poutre	Surface	largeur chargée L (m)	$\varepsilon'_{\alpha \text{ moy}}$
Poutre 1	0.9257	3.2	0.29
Poutre 2	0.9987	3.2	0.31
Poutre 3	1.0885	3.2	0.34
Poutre 4	0.9565	3.2	0.30

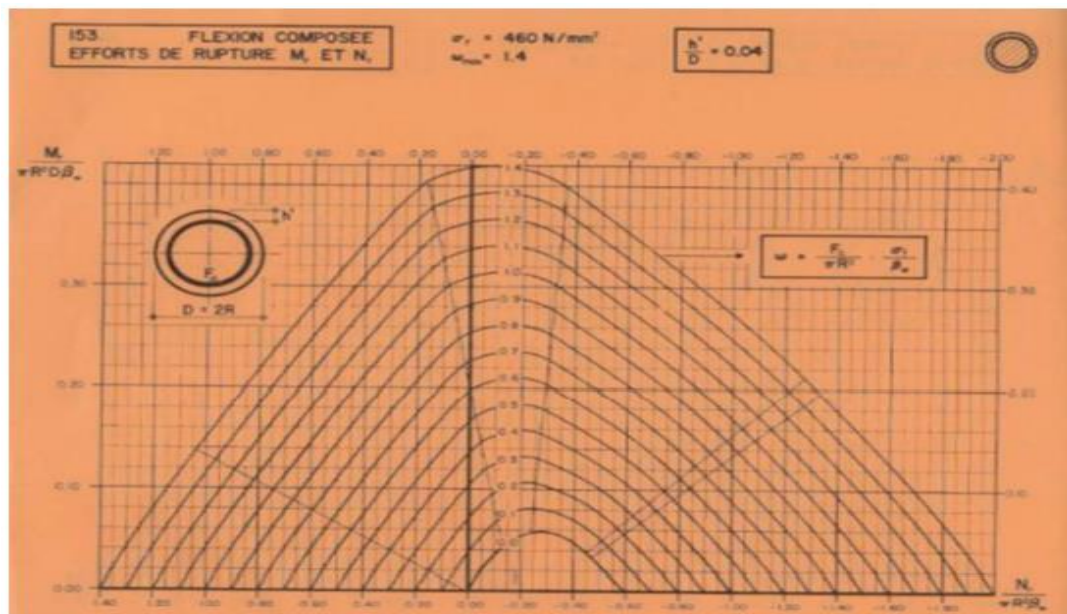
7. Trottoir

Tableau .VI. 15 : Cas de charge sur trottoir :

Poutre	Surface	largeur chargée L (m)	$\varepsilon'_{\alpha \text{ moy}}$
Poutre 1	0.0010	0.5	0.002
Poutre 2	0.0785	0.5	0.157
Poutre 3	0.2240	0.5	0.448
Poutre 4	0.4485	0.5	0.897

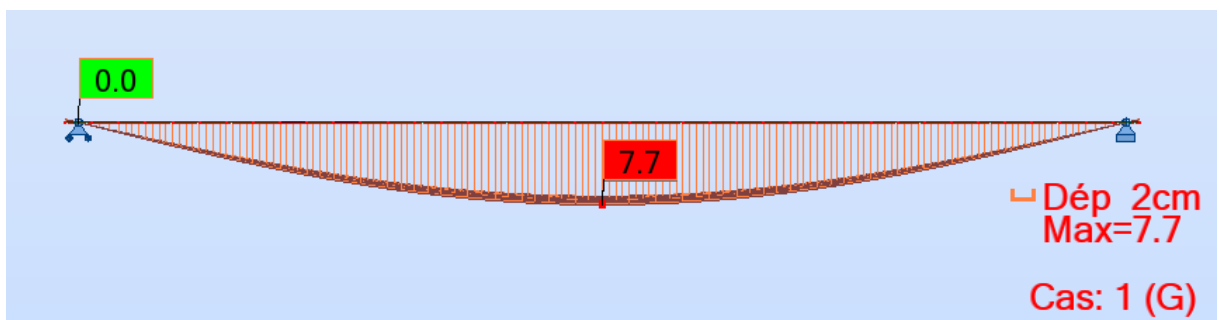
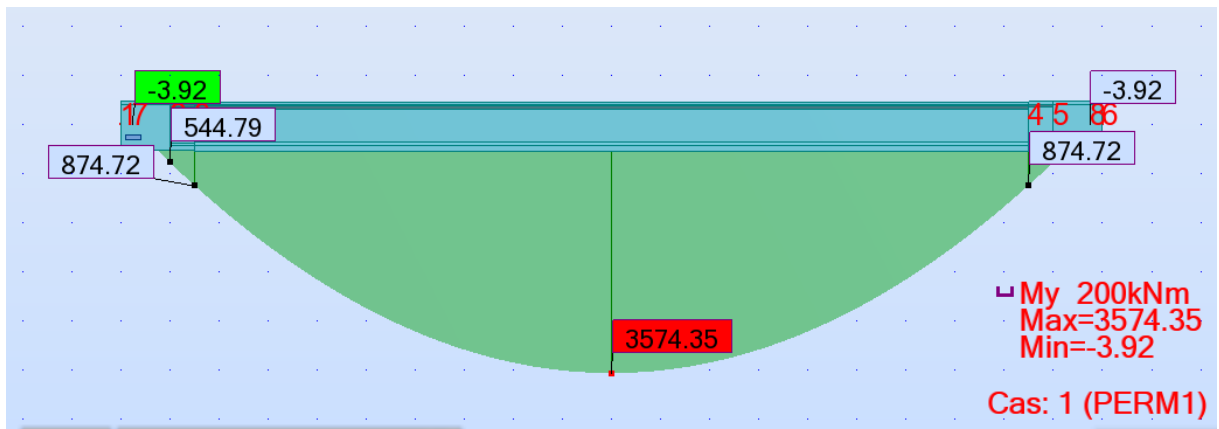
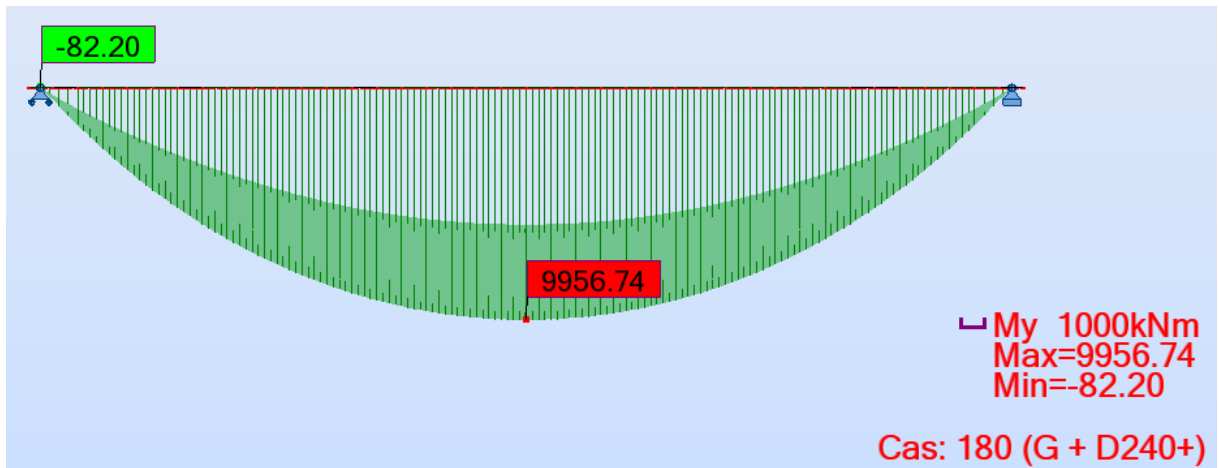
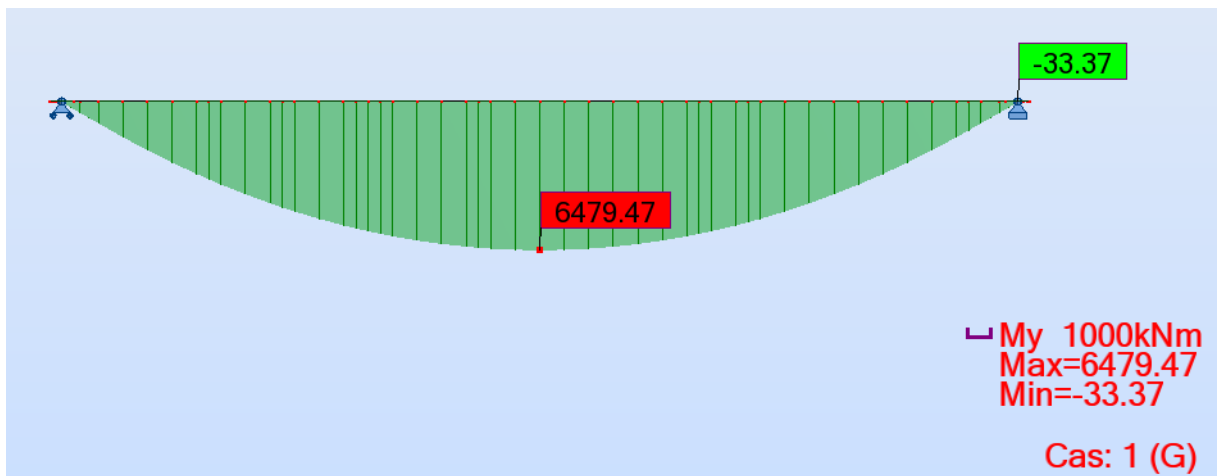
Annexe D

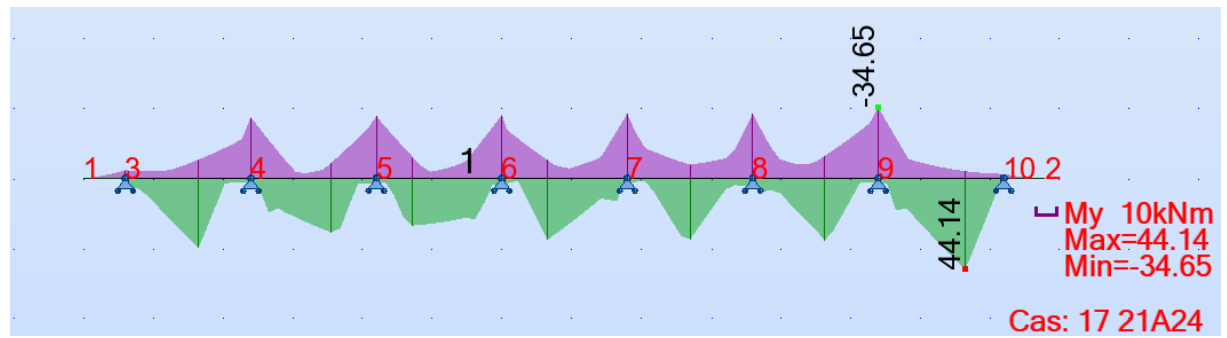
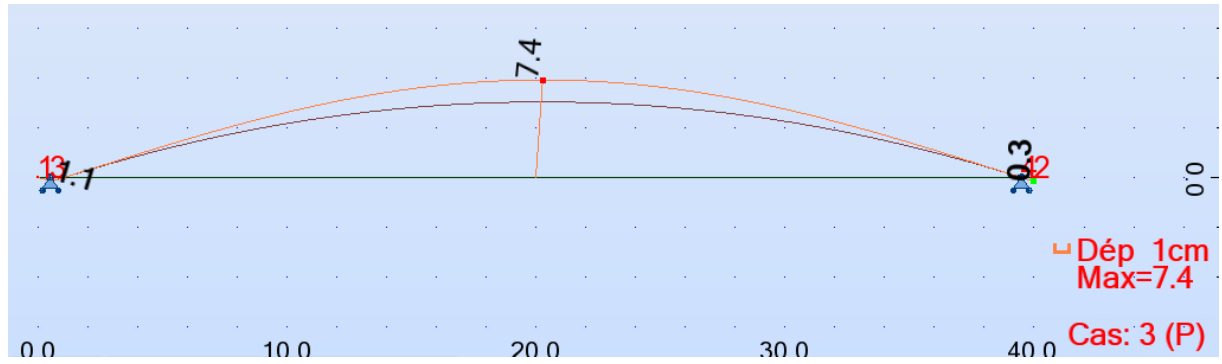
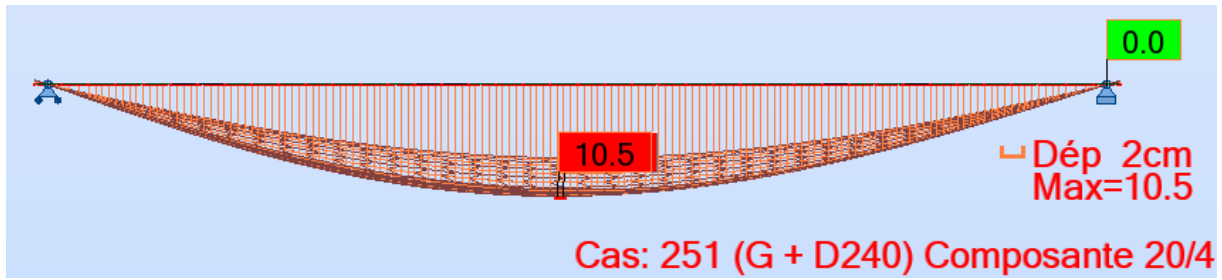
Abaque de Walther : Abaque pour le dimensionnement des sections en béton armé.



Annexe E

Résultats du logiciel Robot Structural Analysis :





Annexe F

IMAGES DES CAROTTES :



Caisse 3/6



Caisse 1/6



Caisse 4/6



Caisse 2/6



Caisse 3/6



Client : Groupement ONE

Projet : Réalisation de la Plateforme autoroutière de Tizi-Ouzou-Bouira sur 45 Km.

Sondage : SC-V14-C02

Caisse n° : 01/09

Profondeur : 0,00 à 2,40 m



Client : Groupement ONE

Projet : Réalisation de la Plateforme autoroutière de Tizi-Ouzou-Bouira sur 45 Km.

Sondage : SC-V14-C02

Caisse n° : 02/09

Profondeur : 2,40 à 5,80 m



Client : Groupement ONE

Projet : Réalisation de la Plateforme autoroutière de Tizi-Ouzou-Bouira sur 45 Km.

Sondage : SC-V14-C02

Caisse n° : 03/09

Profondeur : 5,80 à 11,40 m



Caisse 6/6