

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

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية  
فرنسيس جانسون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson



## Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

## Thème

**CONCEPTION ET ETUDE DU VIADUC V28.1 DU PK  
28+158 AU PK 28+406 DE LA 4EME ROCADE  
D'ALGER**

Présenté par :

- GUETTAF ATHMANE
- BENZINE LYES

Encadré par :

- Dr B. CHIKH, ENSTP
- Dr N. HEMAIDI ZOURGUI, ENSTP

Promotion 2021 /2022

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

## DEDICACES

*Je dédie ce modeste travail à :*  
*A mes parents symboles de courage et de volonté.*  
*A mon frère et ma sœur*  
*A toute ma famille*  
*A toute la promo de DMS*  
*A tous ceux qui me sont chers et proches,*  
*Et enfin A mon binôme Lyes*

***Athmane***

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

## DEDICACES

*Je dédie ce modeste travail à :*

*A mes parents symboles de courage et de volonté.*

*A mon frère et mes sœurs*

*A toute ma famille*

*A toute la promo de DIB*

*A toute mes amis*

*A tous ceux qui me sont chers et proches,*

*Et enfin A mon binôme Athmane*

***Lyes***

# Remerciements

Nous remercions avant tout **Allah** le tout puissant de nous avoir donné le courage et la motivation pour arriver à ce stade du savoir et de présenter ce modeste travail

Nous sommes très reconnaissants envers mon cher encadreur **Dr. CHIKH Benazouz** qui a assuré la supervision de ce travail. Nous tenons à le remercier pour le savoir et la méthodologie transmis, ses conseils et son soutien.

Je souhaite adresser mes profonds remerciements à Co-Encadreur **Dr. HEMAIDI ZOURGUI Nadjib**, pour son soutien pédagogique, sa motivation et sa disponibilité durant la rédaction de mon travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que je remercie **Mr. BABAKHOUYA Youcef** pour tous ses grands efforts, ses orientations et sa patience le long de cette période

Nos remerciements vont aux membres du jury qui nous ont fait l'honneur d'examiner ce travail.

Nous tenons à remercier tous nos professeurs qui nous ont aidé à acquérir le savoir durant toute la formation d'ingénieur.

Également au personnel de **l'ADA d'Alger** pour leur précieuse aide et confortable accueil.

A tous ceux qui ont collaboré de près ou de loin à la réalisation de ce projet.

A tous nos camarades de promotion 2017/ 2022.

A tous ceux qui m'ont aidé, de près ou de loin, **ma famille et mes Amis** pour leur soutien durant la réalisation de ce projet de fin d'étude.

Merci

## ملخص

هذا العمل يندرج في إطار تصميم ودراسة الجسر رقم 28,1 الموجود بين النقطة الكيلومترية 28 + 158 والنقطة 28 + 406، ضمن مشروع الطريق الاجتياحي الرابع لمدينة الجزائر الرابط بين ولاية عين الدفلة والمدية الهيكل عبارة عن جسر طوله 248 مترًا مع 7 اجزاء مستقلة طولها 35 مترًا وعرضها 13,25 مترًا. ويستقر الجزء العلوي على ثمانية ركائز وسطية و طرفية.

يحتوي العمل المقدم على جزأين رئيسيين، الأول يصف موقع المشروع، وبياناته المختلفة، وتصميم المتغيرات التي سنتتهي باختيار الأكثر ملاءمة. وفي الجزء الثاني، نبدأ البنية الفوقية، تأتي دراسة السطح، التي يتم تنفيذها باستخدام برنامج حسابي، ثم تأتي البنية التحتية التي تتكون من تغيير حجم الركائز (الوسطية وال طرفية) (والتحقق من ثباتها. مروراً بتقييم الحمولات والحمولات الزائدة، حساب سابقة الإجهاد، الدراسة الزلزالية، وضع قياس التجهيزات ومختلف العناصر المكونة للجسر، وهذا مع احترام القوانين المعمول بها في الجزائر وأوروبا، وبالاعتماد على برامج للحساب.

**الكلمات المفتاحية:** التصميم، الجسر، بعد التوتر، الركائز الوسطية وال طرفية. سابقة إجهاد لاحق، دراسة زلزالية، البنية التحتية

**Résumé** Ce travail consiste à faire la conception et l'étude du viaduc V28.1 qui se situe entre le PK 28+158 et PK28+406 de la 4ème rocade d'Alger qui relié la wilaya d'Ain Defla et la wilaya de Médéa.

L'ouvrage est un viaduc de 248m de longueur de 7 travées indépendantes en poutres précontraintes par post-tension de 35 m de longueur, et une largeur de 13,25 m, le tablier repose sur huit appuis (six piles et deux culées). Ce travail est partagé en deux parties principales, la première décrit le site du projet, ses différentes données et la conception des variantes ; la plus avantageuse sera donc choisit. La deuxième partie consiste à étudier les éléments constituant l'ouvrage. On commence d'abord par la superstructure, l'étude du tablier, qu'on effectue à l'aide des logiciels de calculs, par la suite on étudiera l'infrastructure qui consiste à dimensionner les appuis (culées, piles) et vérifier la stabilités de ces dernières, en passant par l'évaluation des charges et des surcharges, le calcul de la précontrainte, l'étude sismique et le dimensionnement des différents équipements et éléments structuraux, en se référant à des règlements utilisés en Algérie et en Europe et à l'aide des logiciels de calcul.

**Mots clés :** Viaduc, poutre VIPP, pile, culée, béton précontraint, post-tension, étude sismique, infrastructure.

**Abstract** In this work, the V28.1 Bridge is designed and studied. This project is located between KP 28 + 158 and KP 28 + 406 in the national highway that related the wilaya of Ain Defla to the wilaya of Médéa. The structure is characterizd by a length of 248 m, connected by 7 independent spans. The concrete deck rests on prefabricated prestressed beams (post-tensioned beams) with length of 35 m and width of 13.25m supported by six piers and two reinforced concrete abutments. The first part provides the site characteristics with quick and accurate results to evaluate different design alternatives even before the study is started. The chosen alternative has to be technically and environmentally advantageous and represents the best in all conditions. The second part is to study the structure and the foundation in details of the chosen alternative. We start first by the theoretical study of the deck, subsequently by using a software by going through a lot of steps (loading, static analysis, prestressed concrete evaluation, bearings, seismic analysis...). This thesis ends with the study of piers, abutments and foundations.

**Keywords :** Design and study, bridge, pre-stressed beams, earthquake, piers, substructures

## LISTE DES ABREVIATIONS

**PK** : Point Kilométrique.

**RN** : Route Nationale.

**BAU** : Bande d'arrêt d'urgence.

**VIPP** : Viaduc à travées Indépendantes à poutres Préfabriquées.

**SETRA** : Service d'études techniques des routes et autoroutes.

**BAEL** : Béton armé aux États limites.

**BPEL** : Béton précontraint aux États limites.

**DTR** : Document technique Réglementaire.

**HA** : Haute adhérence.

**ELU** : États limites ultime.

**ELS** : États limites en service.

**ELA** : États limites accidentelles.

**Ep** : Module d'Elasticité des câbles de Précontrainte.

**Es** : Module d'Elasticité de l'acier.

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

**fe** : Limite d'Elasticité de l'acier.

**fpeg** : Contrainte Elastique Garantie de Précontrainte.

**fprg** : Contrainte de Rupture Garantie de Précontrainte.

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

**$\sigma_{bc}$**  : Contrainte de Compression admissible de Béton.

**$\sigma_{bt}$**  : Contrainte de Traction admissible de Béton.

**$\sigma_{Inf}$**  : Contrainte dans la fibre Inférieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.

**$\sigma_s$**  : Contrainte limite de l'acier.

**$\sigma_{Sup}$**  : Contrainte dans la fibre Supérieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.

**HA** : Haute Adhérence.

**12T15** : deuze (12) torons de 15.3 mm de diamètre ( chaque toron à 7 fils).

**RCPR** : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.

**CCP** : Complément des charges permanentes.

**AAEF** : Appareils d'Appui en Elastomère Fretté.

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

**Sae** : Spectre de réponse élastique en Accélération.

**St** : Espacement des armatures Transversales.

**$\Delta T$**  : Variation uniforme de la température

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

**MGG** : Mur garde grève.

**MF** : mur frontal.

# SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE .....	1
<b>CHAPITRE I</b>	<b>PRESENTATION DU PROJET</b>
I.1. INTRODUCTION .....	2
I.2. PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE .....	2
I.2.1. Objectif et situation de l'ouvrage .....	2
I.2.2. Obstacle à franchir .....	2
I.3. DONNÉES DE PROJET.....	2
I.3.1. Données fonctionnelles .....	2
I.3.2. Données naturelles .....	4
I.4. CONCLUSION.....	6
<b>CHAPITRE II</b>	<b>CONCEPTION ET PRÉDIMENSIONNEMENT</b>
II .1. INTRODUCTION .....	7
II .2. OBJECTIF D'ETUDES DES VARIANTES .....	7
II .3. CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE .....	7
II .4. PRÉSENTATION ET PRÉDIMENSIONNEMENT DES VARIANTES .....	7
II .4.1. Variante 1 . Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs .....	7
II .4.1.1. Conception de superstructure.....	8
II .4.1.2. Découpage de voussoir.....	8
II .4.1.3. Conception transversale .....	9
II .4.1.4. Pré dimensionnement de la section transversale selon le Guide SETRA (Guide de Conception/2003) .....	9
II .4.1.5. Prédimensionnement de l'infrastructure .....	10
II .4.2. Variante 2 . Pont à Poutre en béton Précontraint -Type VIPP .....	11
II .4.2.1. Conception longitudinale.....	11
II.4.2.2. Conception transversale.....	11
II .4.2.3. Prédimensionnement de l'infrastructure.....	12
II .4.3. Variante 03 . Pont mixte bipoutre ...	14
II .4.3.1. Conception longitudinale.....	14
II .4.3.2. Conception transversale.....	14

II .4.3.3. Conception des poutres principales.....	15
II .4.3.4. Conception des entretoises.....	15
II .4.3.5. Choix de la nuance d'acier.....	15
II .4.3.6. Prédimensionnement de l'infrastructure.....	16
II .5. DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF DES TROIS VARIANTES.....	17
II .6. ANALYSE MULTICRITERE DES VARIANTES .....	17
II .7. CONCLUSION.....	19
<b>CHAPITRE III</b>	<b>CHARGES ET HYPOTHÈSES DE CALCUL</b>
III.1 INTRODUCTION.....	23
III.2 NORMES ET RÈGLES DE CALCUL.....	23
III.3 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX.....	23
III .3.1 Béton.....	23
III .3.2 Armatures.....	23
III .3.3 Contraintes admissibles.....	24
III .3.3.1 Béton.....	24
III .3.3.2 Armatures.....	25
III.4 EVALUATION DES ACTIONS.....	25
III .4.1 Évaluation des actions hors trafic.....	26
III .4.1.1 Actions permanentes.....	26
III .4.1.2 Calcul de complément des charges permanentes (CCP) .....	26
III .4.1.3 Action thermique.....	27
III .4.2 Système de charge A.....	27
III .4.3 Système de charge B.....	28
III .4.3.1 Système de charges Bc / Article 4.5.3 RCPR .....	29
III .4.3.2 Système de charges Bt / Article 4.5.3 RCPR .....	31
III .4.3.3 Système de charges Br / Article 4.5.2 RCPR .....	33
III.4.4 Charges militaires .....	34
III.4.5 Convoi exceptionnel. ....	36
III.4.6 Efforts de freinage.....	37
III.5 COMBINAISONS DE CHARGES.....	38

III.6	CONCLUSION.....	38
<b>CHAPITRE IV</b>		
<b>REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS</b>		
IV.1	INTRODUCTION.....	39
IV.2	REPARTITION TRANSVERSSALE DES EFFORTS (SELON LA METHODE GUYON-MASSONNET) .....	39
IV.2.1	DETERMINATION DES PARAMETRES DE CALCUL.....	39
IV .2.1.1	Définition des paramètres de calcul.....	39
IV .2.1.2	Paramètre d'entretroisement $\theta$ .....	39
IV .2.1.3	Paramètre de torsion $\alpha$ .....	41
IV.3	RÉPARTITION TRANSVERSALE DES MOMENTS FLÉCHISSANT.....	42
IV .3.1	Construction des lignes d'influence.....	44
IV .3.2	Étude du chargement.....	44
IV .3.3	Valeurs des Moment réels dus aux surcharges à ( $x = 0,5L$ ).....	45
IV .3.3.1	Détermination de la poutre la plus sollicitée.....	45
IV.4	CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS DUS AUX SURCHARGES.....	46
IV .4.1	Calcul de l'effort tranchant dans chaque poutre.....	46
IV .4.2	Coefficient de répartition $\epsilon\alpha, \epsilon'\alpha$ .....	46
IV .4.3	Valeurs des efforts tranchants réels dus aux surcharges à ( $x = 0,00L$ ).....	48
IV .4.3.1	Détermination de la poutre la plus sollicitée.....	48
IV.5.	MODILISATION DU TABLIER .....	49
IV.5.1	Evaluation des effort en service.....	49
IV.6	LES ETAPES DE MODELISATION.....	50
IV.6.1	Résultats.....	51
IV.7.	COMPARAISON ENTRE LES VALEURS ANALYTIQUES ET NUMÉRIQUES...	52
IV.8.	CONCLUSION.....	52
<b>CHAPITRE V</b>		
<b>ETUDE DE LA PRÉCONTRAINT</b>		
V.1	INTRODUCTION.....	53
V.2	DÉTERMINATION DE L'EFFORT DE PRÉCONTRAINT.....	53
V .2.1	Valeur minimale de la précontrainte en service.....	53
V .2.2	Détermination du nombre de câbles .....	54
V .2.3	Pré-vérification des contraintes.....	54

V.3 POSITION DES CÂBLES.....	55
V .3.1 Tracé des câbles .....	57
V .3.1.1 Rayon de courbure .....	57
V .3.1.2 L'angle de déviation $\beta$ .....	58
V.4 Evaluation des pertes de la précontrainte.....	58
V .4.1 Perte instantanée.....	58
V .4.1.1 Pertes de tension par frottement .....	58
V .4.1.2 Pertes de tension par recul d'ancrage.....	59
V .4.1.3 Pertes par déformation instantanée du béton .....	60
V .4.2 Pertes de tension différées.....	60
V .4.2.1 Pertes par retrait .....	61
V .4.2.2 Perte par fluage.....	61
V .4.2.3 Pertes par relaxation .....	62
V.4.3 Pertes totales .....	62
V.5 VÉRIFICATION DE LA PRÉCONTRAINTÉ.....	62
V .5.1 Vérification des contraintes normales.....	62
V .5.1.1 Effort de précontrainte .....	63
V .5.1.2 Justification des contraintes normales .....	64
V.5.2 Vérification des contraintes tangentielles.....	65
V.5.2.1 Vérification vis-à-vis de l'ELS.....	65
V .5.2.2 Détermination de la contrainte normale « $\sigma_x$ ».....	65
V.5.2.3 Détermination de la contrainte tangentielle « $\tau$ » .....	66
V.5.3 Justification de la poutre à l'ELU.....	66
V.5.4 Armatures de peau.....	68
V.5.5 VÉRIFICATION DE LA FLÈCHE.....	69
V.5.5.1 Flèche due au poids propre.....	69
V.5.5.2 Contre flèche de précontrainte.....	69
V.5.5.3 Flèche maximale à ELS.....	69
V.5.5.4 Flèche de tablier.....	70
V.5.5.5 Flèche totale.....	70

V.6 CONCLUSION.....	70
---------------------	----

<b>CHAPITRE VI</b>	<b>ETUDE DE TABLIER</b>
--------------------	-------------------------

VI.1INTRODUCTION.....	71
VI.2ETUDE DE L'ENTRETOISE.....	71
VI .2.1 Évaluation des efforts.....	71
VI .2.2 Ferrailage d'entretoise.....	72
VI .2.2.1 Ferrailage nappe supérieure (Sur appui).....	73
VI .2.2.2 Ferrailage nappe inférieure.....	73
VI.3ETUDE DE L'HOUDIS.....	74
VI .3.1 Ferrailage de la dalle.....	75
VI .3.1.1 Ferrailage nappe supérieure (Sur appui).....	75
VI .3.1.2Ferrailage nappe inferieure (Mi-travée).....	76
VI.4CONCLUSION .....	77

<b>CHAPITRE VII</b>	<b>ETUDE SYSMIQUE ET EQUIPEMENTS DU PONT</b>
---------------------	--

VII.1.1 INTRODUCTION.....	78
VII.1.2 APPAREIL D'APPUI.....	78
VII.1.2.1 Choix de type d'appareil d'appui.....	78
VII.1.2.2 Dimensionnement des appareils d'appui de type B.....	78
VII.1.2.3 Dimensionnement de l'appareil d'appui.....	79
VII.1.2.4 Vérification de l'appareil d'appui .....	80
VII.1.2.5 Des d'appuis.....	82
VII.1.3. Plot parasismique.....	83
VII.1.4 Joint de chaussée.....	84
VII.1.5 Corniches .....	84
VII.1.6 Garde-corps.....	84
VII.1.7 Glissières de sécurité.....	85
VII.2 ETUDE SISMIQUE.....	85
VII .2.1 Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique.....	85
VII .2.2Méthode de calcul.....	85
VII.2.3Spectre de réponse.....	86

VII.2.3.1 Spectre de réponse de la composante horizontale.....	87
VII.2.3.2 Spectre de réponse de la composante verticale.....	88
VII.2.4 Mode significatifs .....	89
VII.2.5 Combinaison des réponses Modale .....	90
VII.2.6 Combinaison des composantes de l'action sismiques .....	90
VII.3 CONCLUSION.....	90
<b>CHAPITRE VIII</b>	<b>ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE</b>
VIII.1 INTRODUCTION.....	91
VIII.2 CONCEPTION DE LA PILE.....	91
VIII .2.1 Chevêtre .....	92
VIII.2.2 Voiles .....	92
VIII.2.3 Semelle .....	92
VIII.3 ETUDE DE LA PILE .....	92
VIII .3.1 Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis du flambement.....	92
VIII .3.2 Évaluation des efforts agissant sur la pile .....	93
VIII.4 ÉTUDE DES ÉLÉMENTS DE LA PILE.....	94
VIII .4.1 Étude de chevêtre.....	94
VIII.4.1.1 Modélisation du chevêtre .....	94
VIII.4.1.2 Ferrailage du chevêtre à la flexion simple .....	96
VIII.4.1.3 Ferrailage du chevêtre à la torsion .....	96
VIII.4.2 Étude des voiles .....	97
VIII.4.2.1Évaluation des efforts agissant sur les voiles .....	98
VIII.4.2.2Ferrailage des piles.....	99
VIII.4.2.3 Ferrailage transversal.....	101
VIII.5 ETUDE DE LA CULÉE.....	102
VIII.5.1 Choix de type de culée.....	102
VIII.5.2 Pré-dimensionnement de la culée.....	102
VIII.5.3 Descente des charges.....	103
VIII.5.4 Étude des éléments de la culée.....	105
VIII.5.4.1 Étude de mur frontal .....	105

VIII.5.4.2 Étude de la dalle de transition .....	106
VIII.5.4.3 Étude du Corbeau . .....	107
VIII.5.4.4 Étude de mure garde grève .....	108
VIII.5.4.5 Étude de mur en retour .....	109
VIII.6 ETUDE DE FONDATION.....	110
VIII.6.1 Choix du type de fondation .....	110
VIII.6.2 Fondation pour culées.....	110
VIII.6.2.1 Étude de semelle.....	111
VIII.6.2.2 Nombre des pieux.....	112
VIII.6.2.3 Ferrailage de la semelle.....	114
VIII.6.2.4 Étude des pieux.....	115
VIII.6.2.4.1 Action sur les pieux .....	115
VIII.6.2.4.2 Ferrailage des pieux .....	116
VIII.6.2.5 Vérification de la stabilité de la culée.....	116
VIII.6.2.5.1 Vérification du tiers central à vide .....	116
VIII.6.2.5.2 Vérification au renversement et au glissement à l'état normal.....	116
VIII.6.3 Fondation pour piles.....	118
VIII.6.3.1 Vérification des contraintes de sol.....	118
VIII.6.3.2 Vérifier de renversement.....	119
VIII.6.3.3 Vérifier de glissement.....	121
VIII.6.3.4 Ferrailage de la fondation.....	122
VIII.7 CONCLUSION.....	123
<b>CONCLUSION GENERALE.....</b>	<b>124</b>

## BIBLIOGRAPHIE

ANNEXE A. RESULTATS GEOTECHNIQUES

ANNEXE B. MODELISATION SUR ROBOT ANALYSIS

ANNEXE C. TABLEAUX DE LA METHODE SPECTRALE

ANNEXE D. FERRAILLAGE

ANNEXE E. REPARTITION TRANSVERSALE DUE AUX SURCHARGES

# LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I	PRESENTATION DU PROJET
Figure I.1. Site de l'ouvrage via Google Earth.....	2
Figure I.2. Tracé e plan.....	3
Figure I.3. Profil en long.....	3
Figure I.4. Profil en travers.....	4
Figure I.5. Coupe lithologique.....	5
Figure I. 6. Carte de zone sismique de l'emplacement de l'ouvrage.....	5
Chapitre II	CONCEPTION ET PRÉDIMENSIONNEMENT
Figure II.1. Pont voussoirs construit par encorbellements successifs.....	8
Figure II.2. Notations des dimensions.....	9
Figure II.3. Dimensions de voussoir courante.....	10
Figure II.4. Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontraint.....	11
Figure II.5. Notation des dimensions .....	12
Figure II.5. Pont mixte bipoutre.....	14
Figure II.6. Coupe transversale d'un tablier bipoutre.....	14
CHAPITRE III	CHARGES ET HYPOTHÈSES DE CALCUL
Figure III.1. Limitation des contraintes des sections en B.P.....	25
Figure III.2. Demi-poutre.....	26
Figure III.3. Largeur chargeable selon RCPR.....	27
Figure III.4. Système de chargement Bc.....	29
Figure III.5. Répartition de la charge Bc pour le calcul de l'effort tranchant.....	30
Figure III.6. Positionnement de la résultante des charges selon Barrés.....	31
Figure III.7. Système de chargement Bt.....	32
Figure III.8. Positionnement d'un seul tandem de la charge Bt.....	32
Figure III.9. Positionnement de la charge Bt pour le calcul du moment.....	33
Figure III.10. Système de chargement Br.....	34
Figure III.11. Positionnement d'un seul tandem de la charge Br.....	34
Figure III.12. Positionnement de la charge Br pour le calcul du moment fléchissant.....	34
Figure III.13. Convoi de charge Mc 120.....	35

Figure III.14. Positionnement de la charge Mc120 pour le calcul l'effort tranchant .....	35
Figure III.15. Positionnement de la charge Mc120 pour le calcul du moment.....	35
Figure III.16. Convoi exceptionnel D240.....	36
Figure III.17. Positionnement de la charge D240 pour le calcul l'effort tranchant.....	36
Figure III.18. Positionnement de la charge D240 pour le calcul du moment.....	37

#### CHAPITRE IV REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

Figure IV.1. Section équivalent .....	41
Figure IV.2. Position des poutres transversalement.....	43
Figure IV.3. Lignes d'influence du coefficient $K\alpha$ .....	44
Figure IV.4. Ligne d'influence de coefficient $\epsilon'\alpha$ .....	48
Figure IV.5. Modèle du tablier en 3D.....	50
Figure IV.6. Moment maximal à l'ELU.....	51
Figure IV.7. Moment maximal à l'ELS.....	51
Figure IV.8. Effort tranchant maximal à l'ELU.....	51
Figure IV.9. Effort tranchant maximal à l'ELS.....	51

#### CHAPITRE V ETUDE DE LA PRÉCONTRAINTÉ

Figure V.1. Câble de 12T15.....	54
Figure V.2. Dispositions constructives des câbles de précontrainte.....	55
Figure V.3. Dimensions et dispositions des plaques d'ancrage.....	56
Figure V.4. Géométrie des câbles.....	57
Figure V.5. Frottements le long du câble lors de la mise en tension.....	59
Figure V.6. Sections de vérifications.....	63
Figure V.7. Diagram me des contraintes et ferrillage à mi-travée.....	68
Figure V.8. Ferrillage de la poutre .....	68
Figure V.9. Flèche max de la poutre due à poids propre.....	69
Figure V.10 Contre flèche max de la poutre due à la mise en tension de la précontrainte.....	69
Figure V.11. Flèche max de la poutre à ELS sous (G+D240).....	69
Figure V.12. Flèche du tablier.....	70

#### CHAPITRE VI ETUDE DE TABLIER

Figure VI.1. Positions des vérins.....	71
--	----

Figure VI.2. Modélisation de l'entretoise.....	72
Figure VI.3. Diagramme de moment max à ELS pour l'entretoise. ....	72
Figure VI.4. Diagramme de moment max à ELU pour l'entretoise.....	72
Figure VI.5. Diagramme d'effort tranchant pour l'entretoise.....	72
Figure VI.6. Ferrailage de l'entretoise.....	74
Figure VI.7. Diagramme de moment max à ELU pour l'hourdis.....	75
Figure VI.8. Diagramme de moment max à ELS pour l'hourdis.....	75
Figure VI.9. Ferrailage de la dalle (coupe transversale).....	77

## **CHAPITRE VII ETUDE SYSMIQUE ET EQUIPEMENTS DU PONT**

Figure VII.1. Définition géométrique d'un appareil d'appui.....	78
Figure VII.2. Ferrailage du dé d'appui.....	83
Figure VII.3. Éléments de Joint de chaussée.....	84
Figure VII.4. Modèle de calcul multimodal ....	87
Figure VII.5. Spectre de réponse élastique Sae (T) - composante horizontale.....	88
Figure VII.6. Spectre de réponse élastique Sae (T) - composante Verticale.....	88

## **CHAPITRE VIII ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE**

Figure VIII.1. Dimensions des piles.....	91
Figure VIII.2. Coup en plan de voile.....	92
Figure VIII 3. Modélisation du chevêtre.....	95
Figure VIII.4. Moment maximum à l'ELS (Combinaison G + 1.2 A(l)3-voie).....	95
Figure VIII .5. Moment maximum à l'ELU (Combinaison 1.35G + 1.6 A(l)3-voie).....	95
Figure VIII.6. Effort tranchant maximum (Combinaison 1.35G + 1.6 A(l)3-voie).....	96
Figure VIII.7. Ferrailage du chevêtre.....	97
Figure VIII.8. Modélisation de la pile.....	98
Figure VIII.9. Abaques de WALTHER.....	100
Figure VIII.10. Ferrailage de voile ....	102
Figure VIII.11. Dimensions de la culée.....	103
Figure VIII.12. Sollicitation sur mur en retour à L'ELS.....	110
Figure VIII.14 Ferrailage des pieux.....	117
Figure VIII.15. Ferrailage de la semelle.....	117

Figure VIII.16. Ferrailage de la culée .....118

Figure VIII.17. Vérification de renversement.....119

Figure VIII.18. Vérification de glissement.....121

Figure VIII.19. Ferrailage de la semelle S01.....123

Figure VIII.20. Ferrailage de la semelle S02.....123

## LISTE DES Tableaux

<b>CHAPITRE I .</b>	<b>PRESENTATION DU PROJET</b>
Tableau I.1 . Forages effectués.....	4
<b>Chapitre II .</b>	<b>CONCEPTION ET PRÉDIMENSIONNEMENT</b>
Tableau II.1. Récapitulation de découpage des voussoirs.....	8
Tableau II.2. Récapitulation du pré dimensionnement de la variante 1.....	9
Tableau II.3. Tableau récapitulatif de prédimensionnement des piles de la variante 1.....	10
Tableau II.4. Tableau récapitulatif de prédimensionnement des culées de la variante 1.....	10
Tableau II.5. Récapitulation du prédimensionnement de la variante 2.....	12
Tableau II.6. Tableau récapitulatif de prédimensionnement des piles de la variante 2.....	13
Tableau II.7. Tableau récapitulatif de prédimensionnement des culée de la variante 2.....	13
Tableau II.8. Pré dimensionnement des poutres métalliques selon SETRA.....	15
Tableau II.9. Prédimensionnement des entretoises.....	15
Tableau II.10. Tableau récapitulatif de prédimensionnement des piles variante 3.....	16
Tableau II.11. Tableau récapitulatif de prédimensionnement des culées variante 3.....	16
Tableau II.12. Devis de la 1ère variante voussoir /sens.....	17
Tableau II.13. Analyse multicritère des trois variantes.....	18
<b>CHAPITRE III .</b>	<b>CHARGES ET HYPOTHÈSES DE CALCUL</b>
Tableau III.1. Caractéristique de béton.....	23
Tableau III.2. Contraintes admissibles à la compression de béton.....	25
Tableau III.3. Contraintes admissibles de traction des armatures passives.....	25
Tableau III.4. Poids propre d'une poutre.....	26
Tableau III.5. Poids de tablier.....	26
Tableau III.6. Récapitulatif de l'effort tranchant et moment fléchissant max pour la charge CP .....	27
Tableau III.7. Coefficient $a_1$ . .....	28
Tableau III.8. Valeurs de $A(L)$ pour le tablier poutre, effort tranchant moment fléchissant max .....	28
Tableau III.9. Coefficient de majoration dynamique $B_c$ .....	29
Tableau III.10. Valeur de $b_c$ .....	30
Tableau III.11. Valeur de $BC$ .....	30

Tableau III.12. Valeur de l'effort tranchant $B_c$ pour $n$ voies chargée.....	30
Tableau III.13. Résultat de moment fléchissant et effort tranchant type de charge $B_c$ .....	31
Tableau III.14. Valeurs de $b_t$ .....	32
Tableau III.15. Valeurs de $B_t$ .....	32
Tableau III.16. Moment fléchissant max et effort tranchant max sous la charge $b_t$ .....	33
Tableau III.17. Moment fléchissant et effort tranchant max pour surcharge $B_r$ .....	34
Tableau III.18. Moment fléchissant max et effort tranchant max sous la charge $M_{c120}$ .....	36
Tableau III.19. Moment fléchissant max et effort tranchant max sous la charge $D_{240}$ .....	37
Tableau III.20. Tableau récapitulatif des moment et effort tranchant max .....	37
Tableau III.21. Effort de freinage de $A(L)$ .....	38
Tableau III.22. Combinaison des charges .....	38

#### CHAPITRE IV

#### ETUDE TRANSVERSALE DE TABLIER

Tableau IV.1. Paramètre de calcul de coefficient $\theta$ .....	40
Tableau IV.2. Paramètre de calcul de coefficient $\alpha$ .....	42
Tableau IV.3. Tableau de $K$ pour $\theta = 0,80$ et $\alpha=0$ .....	43
Tableau IV.4. Tableau de $K$ pour $\theta = 0,80$ et $\alpha=1$ .....	43
Tableau IV.5. Tableau de $K$ pour $\theta=0,8$ et $\alpha=0,15$ .....	43
Tableau IV.6. Valeurs du coefficient de répartition $K\alpha$ relatives aux positions réelles des poutres.....	44
Tableau IV.7. Tableau récapitulatif de répartition de moment transversalement.....	45
Tableau IV.8. Combinaisons de charge à ELS.....	45
Tableau IV.9. Combinaisons de charge à ELU.....	46
Tableau IV .10. coefficient $\epsilon_0$ et $\epsilon'_1$ .....	47
Tableau IV.11. Valeurs du coefficient de répartition $\epsilon' \alpha$ .....	47
Tableau IV.12. Valeur réel de coefficient $\epsilon' \alpha$ dans les poutres.....	47
Tableau IV .13. Valeurs des efforts tranchants réels dus aux surcharges à $(X = 0,00L)$ ,.....	48
Tableau IV .14. Combinaisons de charge à ELS.....	48
Tableau IV .15. Combinaisons de charge à ELS.....	49
Tableau IV.16. Comparaison entre les valeurs analytiques et numériques.....	52

#### CHAPITRE V

#### ETUDE DE LA PRÉCONTRAİNTE

Tableau V.1. Données géométriques et mécaniques et résultats de logiciel.....	53
---	----

Tableau V.2. Résultats de vérification des contraintes.....	55
Tableau V.3. Position des câbles.....	56
Tableau V.4. Caractéristiques du tracé des câbles de précontrainte des poutres.....	58
Tableau V.5. Valeurs des pertes dues aux frottements.....	59
Tableau V.6. Valeurs des pertes dues au recul à l'ancrage. ....	60
Tableau V.7. Valeurs des Pertes par déformation instantanée du béton.....	60
Tableau V.8. Valeurs des Pertes par fluage. ....	61
Tableau V.9. Valeurs des pertes par relaxation.....	62
Tableau V.10. Caractéristiques nettes des sections de vérification. ....	63
Tableau V.11. Caractéristiques de chaque phase de vérification.....	64
Tableau V.12. Vérification des contraintes normales Phases 1 et 2.....	64
Tableau V.13. Effort de précontrainte.....	65
Tableau V.14. Contrainte tangentielle « $\tau$ » ....	66
Tableau V.15. Détermination l'angle $\beta$ .....	66
<b>CHAPITRE VI</b>	<b>ETUDE DE TABLIER</b>
Tableau VI.1. Résultats de calcul de ferrailage de l'entretoise.....	73
Tableau VI.2. Résultats de calcul de ferrailage de la dalle.....	76
<b>CHAPITRE VII</b>	<b>ETUDE SYSMIQUE ET EQUIPEMENTS DU PONT</b>
Tableau VII.1. Dimensions de l'appareil d'appui.....	79
Tableau VII.2. Tableau des vérifications à aboutir concernant l'appareil d'appuis .....	80
Tableau VII.3. Distribution des forces et des déplacements longitudinaux et transversal max sur chaque appui.....	85
Tableau VII.4. Modes propres.....	89
<b>CHAPITRE VIII</b>	<b>ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE</b>
Tableau VIII.1. Hauteur des piles.....	91
Tableau VIII.2. Tableau de vérification de flambement pour les piles.....	92
Tableau VIII.3. Efforts verticaux sollicitant la pile.....	93
Tableau VIII.4. Efforts horizontaux sollicitant la pile.....	94
Tableau VIII.5. Moments sollicitant la pile.....	94
Tableau VIII.6. Armateur longitudinale du chevet.....	96
Tableau VIII.7. Armateur transversal de chevet.....	96

Tableau VIII.8. Évaluation des efforts agissant sur le voile plus long.....	98
Tableau VIII.9. Sollicitation max pour chaque combinaison.....	99
Tableau VIII.10. Vérification des paramètres de la section creuse.....	99
Tableau VIII.11. Ferrailage des piles avec l'abaque de Walter.....	100
Tableau VIII.12. Récapitulatif des rôles et dimensions des éléments de la culée.....	102
Tableau VIII.13. Effort dû aux charges permanentes.....	104
Tableau VIII.14. Effort dû aux surcharges d'exploitation et surcharges sur remblai .....	105
Tableau VIII.15. Évaluation des efforts agissant sur Le mur frontal.....	105
Tableau VIII.16. Sollicitations de mur frontal sous la combinaison max.....	106
Tableau VIII.17. Évaluation des efforts agissant sur la dalle de transition.....	106
Tableau VIII.18. Combinaison des efforts.....	107
Tableau VIII.19. Calcul de moment des poussées des terres .....	108
Tableau VIII.20. Valeurs de $M_p/K$ .....	108
Tableau VIII.21. Dimensions de la semelle sous la culée.....	111
Tableau VIII.22. Sollicitations les plus défavorables sur les semelles a ELU.....	111
Tableau VIII.23. Sollicitations les plus défavorables sur les semelles à ELS.....	111
Tableau VIII.24. Sollicitations pour chaque fils des pieux à ELS.....	112
Tableau VIII.25. Nombre de pieux sous la semelle.....	112
Tableau VIII.26. Valeurs de $N_{max}$ et de $N_{min}$ pour les combinaisons les plus défavorables.....	113
Tableau VIII.27. Vérification des conditions de la méthode des bielles.....	113
Tableau VIII.28. Sollicitations pour chaque fils des pieux à ELA .....	114
Tableau VIII.29. Valeurs du moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu.....	116
Tableau VIII.30. Conditions à vérifier pour la stabilité de la culée.....	117
Tableau VIII.31. Vérification de stabilité au glissement et renversement aux états normales.....	117
Tableau VIII.32. Vérification des contrainte pour les semelles.....	118
Tableau VIII.33. Vérification de résistance appui fondation longitudinal.....	119
Tableau VIII.34. Vérification de résistance appui fondation transversale.....	119
Tableau VIII.35. Vérification de renversement des semelles direction longitudinale.....	120
Tableau VIII.36. Vérification de renversement des semelles direction transversale .....	120

Tableau VIII.37. Vérification de glissement des semelles direction longitudinale.....	121
Tableau VIII.38. Vérification de glissement des semelles direction transversale.....	121

# **INTRODUCTION GENERALE**

### INTRODUCTION GENERALE

Un pont est un ouvrage permettant de franchir un obstacle naturel (vallée, oued, rivière,), artificiel (barrages,) ou une autre voie de circulation. La conception et l'étude d'un pont requiert à notre sens beaucoup d'attention en raison de son caractère esthétique, socioéconomique et même stratégique.

Le concepteur doit pouvoir construire un ouvrage réalisable avec un coût optimal. Ceci n'est possible que s'il fait référence à des normes, des guides, des livres, des recommandations des experts et surtout à sa propre expérience.

La conception d'un pont doit satisfaire un certain nombre d'exigence puisqu'il est destiné à offrir un service aux usagers. On distingue les exigences fonctionnelles qui sont les caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement, et les exigences naturelles qui sont l'ensemble des éléments de son environnement influent sur sa conception.

Dans le cadre de nos études, nous inscrivons notre modeste contribution au titre de notre mémoire de fin d'étude par "**CONCEPTION ET ETUDE DU VIADUC 28.1 DE LA 4<sup>ème</sup> ROCADE D'ALGER DU PK 28+158 AU PK 28+406**" qui a été réalisée par « MAPA ».

Le présent document contient tous les calculs et résultats effectués pour ce travail.

Ce mémoire est divisé en plusieurs parties principales :

- La première partie a été consacrée à la présentation de l'ouvrage faisant l'objet de cette étude et à sa conception.
- La deuxième partie a été consacrée à l'évaluation des différentes charges et surcharges agissant sur notre ouvrage.
- La partie qui suit fait l'objet d'une étude détaillée de la superstructure.
- La dernière partie a été consacrée à l'étude sismique et de l'infrastructure.
- Une conclusion générale qui mettant en avant les principaux points retenus durant ce travail.

**CHAPITRE I**  
**PRÉSENTATION DE PROJET**

### I.1. INTRODUCTION

Le pont est un ouvrage en élévation, construit in situ, permettant à une voie de circulation (voie portée) de franchir un obstacle naturel ou artificiel : rivière, vallée, route, voie ferrée, canal, etc. La voie portée peut être une voie routière (pont-route), piétonne (passerelle), ferroviaire (pont-rail) ...etc. L'étude de ces différents types de pont ne peut être commencée que lorsque toutes les données relatives au franchissement sont réunies, afin de permettre au concepteur de choisir la conception la mieux adaptée et pour cela on présente dans ce chapitre les données principales de notre ouvrage.

### I.2. PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

#### I.2.1. Objectif et situation de l'ouvrage

Le présent travail porte sur la conception et l'étude du Viaduc 28.1 qui sera construit dans le cadre du projet d'autoroute 4<sup>ème</sup> Rociade d'Alger, sur une longueur d'environ de 250ml comprise entre le PK 28+158,2 au PK 28+406,52.

#### I.2.2. Obstacle à franchir

L'obstacle franchi par l'ouvrage, représente un oued et une route (2voie) ;

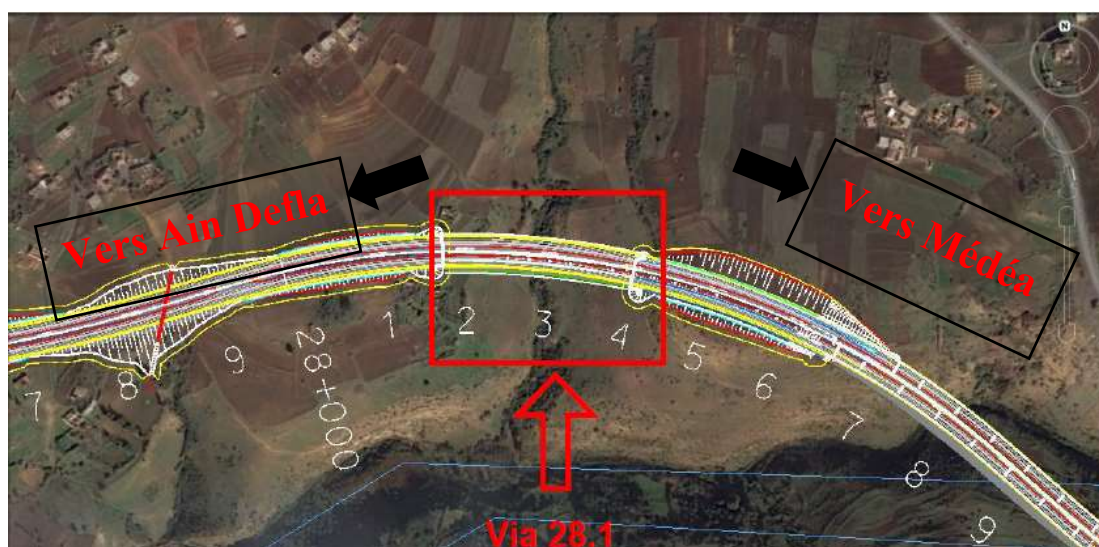


Figure I.1. Site de l'ouvrage.

### I.3. DONNÉES DE PROJET

#### I.3.1. Données fonctionnelles

Les données fonctionnelles sont les caractéristiques qui permettent d'assurer la fonction de l'ouvrage de franchissement. Le tracé en plan, le profil en long et le profil en travers sont les trois éléments qui permettent de caractériser la géométrie d'une voie.

### ➤ Tracé en plan

Ce projet s'agit de réaliser deux ponts jumeaux d'une longueur totale de **248 m**. Les caractéristiques du tracé en plan de l'axe principal de l'ouvrage sont les suivantes :

- Début de l'ouvrage au PK 28+158,200.
- Fin de l'ouvrage au PK 28+406,520.

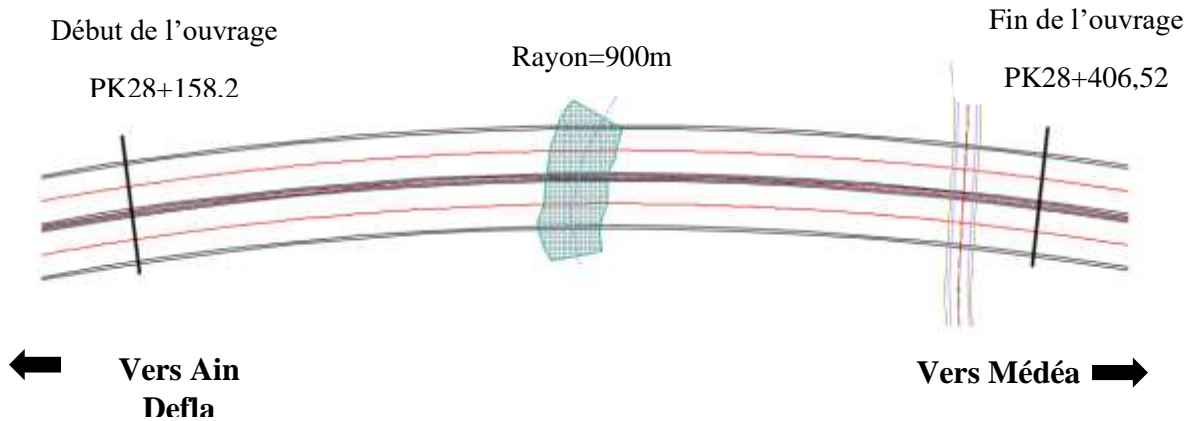


Figure I.2. Tracé en plan.

### ➤ Profil en long

Longitudinalement, la voie portée présente les particularités suivantes :

- Début de Projet au PK 28+158,200, à une altitude de 509,995m
- Fin De Projet au PK 28+406,520, à une altitude de 523,278m
- Ce qui apporte une pente longitudinale de 0,8 %.

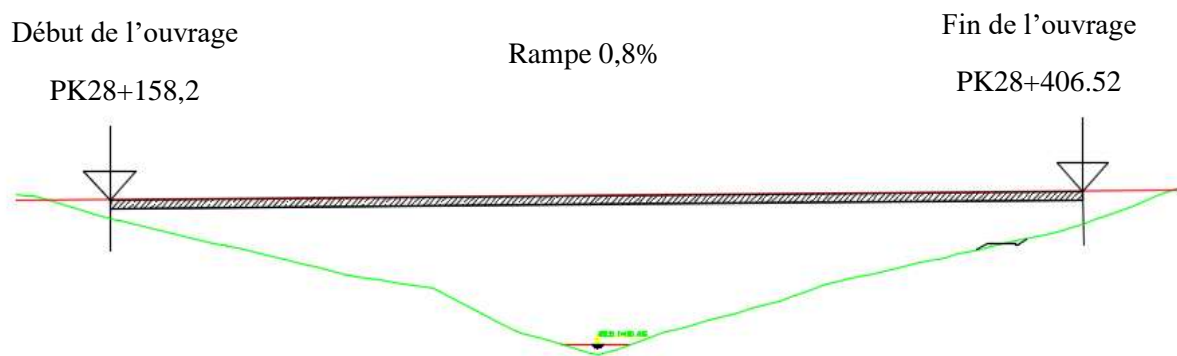


Figure I.3. Profil en long.

### ➤ Profil en travers

Le profil en travers du projet est défini par :

- Largeur roulable totale :  $L_r = 11.95$  m.
- Nombre de voies de circulations :  $N = 3$  voies pour chaque côté.

- Dévers : 3,6 %.

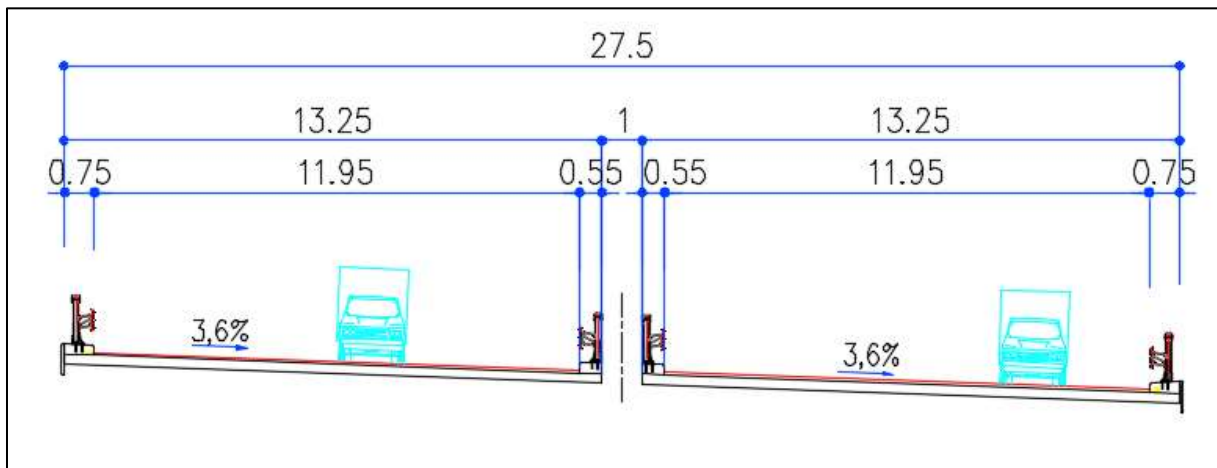


Figure I.4. Profil en travers.

### I.3.2. Données naturelles

- **Topographie**

Suite aux données topographiques et la visite du site, on peut conclure que l'ouvrage est inséré dans une zone à caractère vallonné.

- **Géologie**

Selon les sondages de recherche et les travaux de cartographie réalisés par « COBA » en 2011 et par « MAPA » en 2015 des graviers à matrice de sable d'âge Quaternaire et des unités d'argile rigide, de sable/grès et de marne d'âge Miocène sont rencontrés dans les sections centrales du viaduc dans la zone du Via28.1.

- **Géotechnique**

Les données géotechniques sont, évidemment, primordiales dans l'étude d'un ouvrage. Elles sont indispensables pour la détermination du type de fondation des appuis, et constituent l'un des éléments du choix de la solution pour le franchissement projeté. Elles sont obtenues à partir d'une reconnaissance qui doit donner les informations nécessaires sur le terrain naturel, le niveau de la nappe et les niveaux possibles de fondation. Les informations sur les forages effectués sont indiquées dans le tableau ci-dessous.

Tableau I.1. Forages effectués.

Forage N°	Profondeur(m)	PK	X(m)	Y(m)
S-438 (COBA)	25,00		461 302,65	4 004 367,99
BH-111 (MAPA)	25,00	28+168	461 076,50	4 004 399,11
BH-112 (MAPA)	30,00	28+228	461 137,22	4 004 404,23
BH-114 (MAPA)	30,00	28+300	461 206,22	4 004 377,55
BH-114 (MAPA)	30,00	28+367	461 275,65	4 004 381,81

Les résultats des essais sont présentés dans l'annexe A.

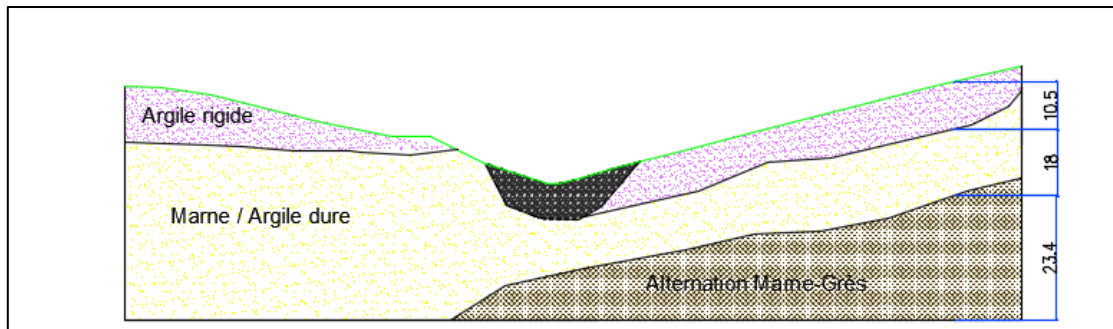


Figure I.5. Coupe lithologique.

- **Sismicité du site**

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa situation et de son importance vis-à-vis des objectifs fixés par la collectivité. Selon le règlement parasismique algérien (RPOA2008).

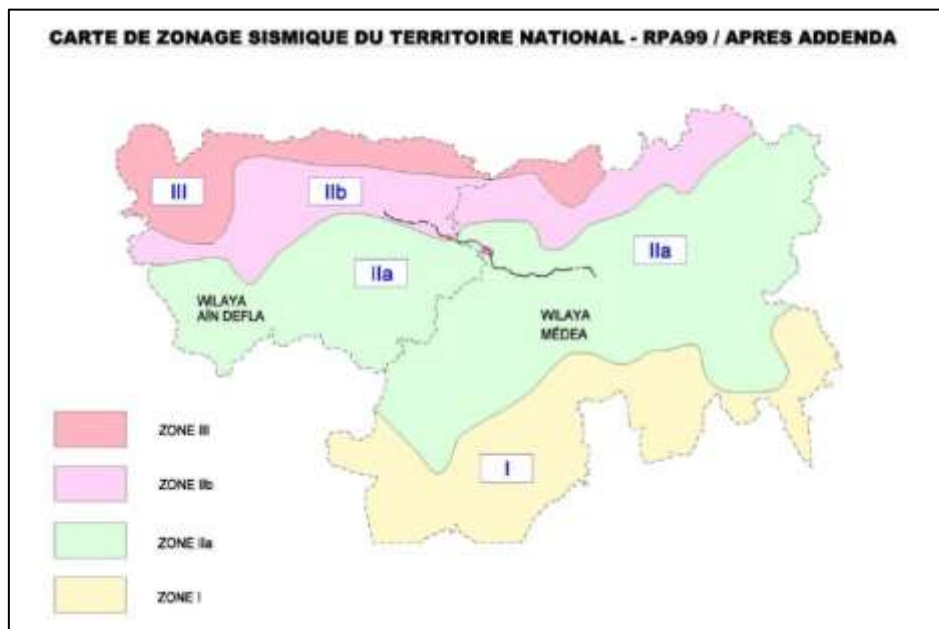


Figure I.6. Carte de zone sismique de l'emplacement de l'ouvrage

Sur la base de ce qui précède, le site étudié se situe dans la zone **II-b** qui correspond à une zone de sismicité élevée, la section autoroutière Khemis Miliana-Berrouaghia est considérée comme un ouvrage de grande importance (groupe 2). Donc le coefficient d'accélération de la zone à prendre en compte est : **A = 0.25**.

- **Humidité**

Humidité utilisée dans le langage de la construction correspond à une présence anormale d'humidité dans un ouvrage. Celle-ci peut être sous forme de liquide, de vapeur d'eau ou de capillaire. La plupart des matériaux couramment utilisés dans la construction sont des matériaux poreux, c'est-à-dire qu'ils sont constitués d'une partie solide (la matrice) et d'air, contenus dans les pores. L'air et l'humidité peuvent circuler dans ce réseau. Les molécules d'eau vont donc

pouvoir venir se déposer à l'intérieur du matériau. C'est ce qui explique le caractère hygroscopique de la plupart des matériaux d'ouvrage.

- **Pluviométrie**

La pluviométrie moyenne interannuelle varie entre 300 et 500mm.

- **Actions du vent**

Selon le RCPR, les efforts engendrés sont introduits dans les calculs comme des pressions horizontales statiques appliquées aux surfaces frappées. Leur intensité varie entre :

- 2.00 KN/m<sup>2</sup> pour les ouvrages en services.
- 1.25 KN/m<sup>2</sup> pour les ouvrages en cours de réalisation.

Et elles ne sont pas cumulables au niveau des justifications avec les charges d'exploitation.

- **Actions thermiques**

Lors des calculs, on prend en considération la variation de température uniforme, qui est donnée par le RCPR, en Algérie du nord (climat tempéré) entre +35°C et -15°C.

### I.4. CONCLUSION

On conclut que dans ce chapitre on a fait une description détaillée sur les données de l'ouvrage qui me permet dans les chapitres suivants de choisir une meilleure conception qui s'adapte à ces paramètres.

**CHAPITRE II**  
**CONCEPTION ET PRÉDIMENSIONNEMENT**



### II.1. INTRODUCTION

La conception d'un pont 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. Au tout départ-on a jugé opportun d'envisager plusieurs solutions de pont pour notre projet et d'étudier chacune d'elle en considérant les avantages et les inconvénients. Cette analyse est renforcée par un pré dimensionnement bien que sommaire, nous à aider dans notre choix de solution final.

### II.2. OBJECTIF D'ETUDES DES VARIANTES

L'objectif est de déterminer du point de vue technique, économique et esthétique le type d'ouvrage capable de satisfaire le mieux possible toutes les conditions imposées et les contraintes existantes.

### II.3. CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE

Le choix d'un type d'ouvrages s'appuie essentiellement sur une vue technique et économiques, donc l'ouvrage choisi doit être capable de satisfaire le mieux possible à toutes les conditions pour pouvoir envisager des solutions qui apparaîtront à première vue comme les meilleures et qui feront l'objet d'une étude plus approfondie pour aboutir à la meilleur solution technique et économique. Cette opération fait appel à l'expérience et aux connaissances de l'ingénieur des problèmes rencontrés et l'évolution incessante des types d'ouvrages (nouvelles méthodes, d'exécution, nouvelles formes, d'ouvrages, nouveaux matériaux).

Pour un choix préliminaire du type d'ouvrage on prendra en considération les éléments principaux suivant :

- Profil en long de la chaussée.
- Les conditions sur sites.
- Position possible pour les appuis.
- La nature du sol.
- Le gabarit à respecter.
- La brèche de l'ouvrage.
- Les conditions du maître.

### II.4. PRÉSENTATION ET PRÉDIMENSIONNEMENT DES VARIANTES

#### II.4.1 Variante 1 Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs

Le pont en encorbellement successif consiste à construire un tablier de pont par tronçons à partir des piles, après exécution d'un tronçon appelé « voussoir », on le fixe à la partie d'ouvrage déjà

exécuté à l'aide d'une précontrainte, le tronçon devient autoporteur et permet de mettre en œuvre les moyens nécessaires à la confection du tronçon suivant, lorsque tous les tronçons ont été confectionnés, on obtient ce que l'on appelle un fléau.

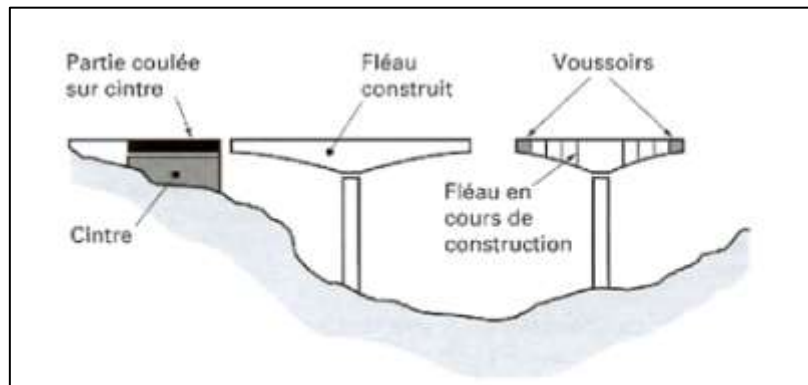


Figure II.1. Pont voussoirs construit par encorbellements successifs

### II.4.1.1 Conception de superstructure

Dans ce qui suit, on présente la variable voussoir à hauteur constante en encorbellement successif de 3 travée intermédiaire de 59 m et 2 travées de rive de 37 m, ce qui donne la longueur totale de 251 m

### II.4.1.2 Découpage de voussoir

Travées centrales de longueur égales. Et d'adopter un rapport travée de rive/travée centrale compris entre 0.6 et 0.7.

Notre ouvrage comporte 3 travées intermédiaires et deux travées de rive identique ayant respectivement les portes suivantes 59m et 37m. Le tablier se compose d'une poutre caisson à hauteur constante en béton précontraint, et poser sur 4 piles (voile) et deux culés.

Tableau II.1. Récapitulation de découpage des voussoirs

Types des voussoirs	Description	Valeur retenu
Voussoir sur pile	Ces dimensions sont fixées par l'équipage mobile disponible sur site généralement ils sont compris entre 7 et 10 m.	7m
Voussoir de clavage	Il faut qu'ils permettent aux opérateurs de tirer les câbles de précontrainte librement sans être très élancé, il varie de 1.5 à 3 m	2m
Voussoir courant	Il faut qu'ils permettent aux opérateurs de tirer les câbles de précontrainte librement sans être très élancé, il varie de 1.5 à 5 m.	5m

En utilisant le découpage précède-on obtient un nombre total de

- 4 Voussoirs sur pile
- 5 Voussoirs de clavage
- 40 Voussoirs courants

- 2 Voussoirs sur culée

### II.4.1.3 Conception transversale

Notre ouvrage constitué d'un tablier de largeur de 13,25 mètres inférieur à 20 mètres, donc on peut choisir les caissons à section fermée c'est la solution idéale la plus économique, plus esthétique.

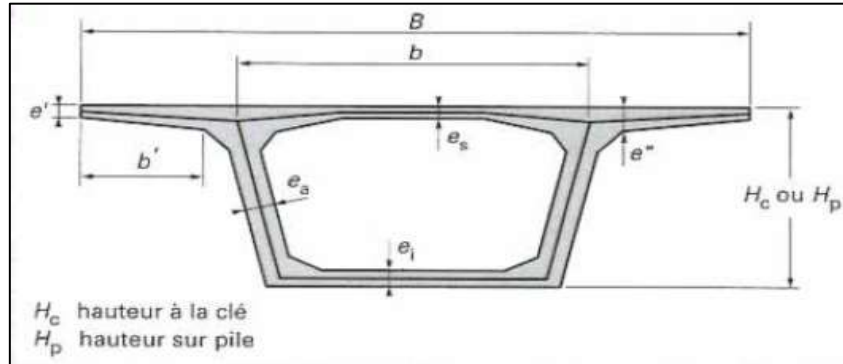


Figure II.2. Notations des dimensions

### II.4.1.4 Pré dimensionnement de la section transversale selon le Guide SETRA (Guide de Conception/2003)

Le dimensionnement des différents éléments constitue un voussoir, qui sont montrés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.2. Récapitulation du pré dimensionnement de la variante 1.

Élément	Ration usuel	Valeur retenue
Hauteur de voussoir	$L/25 < h < L/20$	2.5m
Largeur de voussoir	B	13.25m
C	$B/4$	3.3125m
D	$B/2$	6.625m
D'	$D' = c - \frac{Ea}{2}$	3.1235m
E1	$20\text{cm} < e1 < 25\text{cm}$	20cm
E2	$D'/5 > e2 > D'/7$	48cm
E3	$D/25$	30cm
Inclinaison de l'âme	$10\% \leq \beta \leq 30\%$	10%
E <sub>a</sub>	$26 + L/5$	38cm
E <sub>c</sub>	$\text{Max} \{18, 3\Phi, E_a/3\}$	30cm
Gousset supérieur	$30^\circ < \alpha < 45^\circ$	45°
Gousset inférieur	$40^\circ < \alpha < 45^\circ$	45°

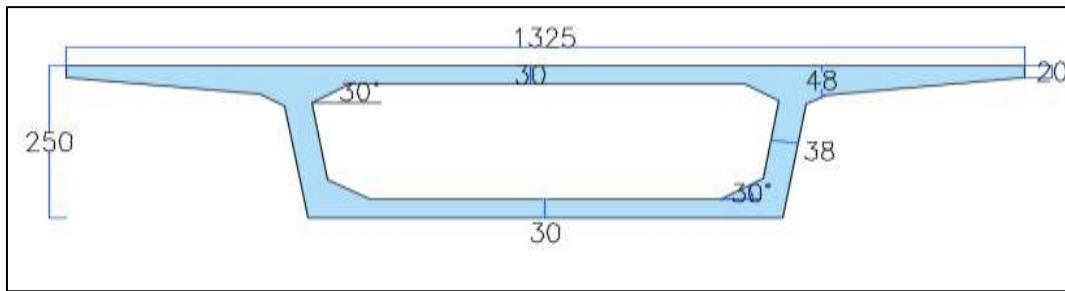


Figure II.3. Dimensions de voussoir courante

#### II.4.1.5 Prédimensionnement de l'infrastructure

##### ➤ Prédimensionnement des piles / Guide SETRA (CALGARO & VIRLOGEUX/1991)

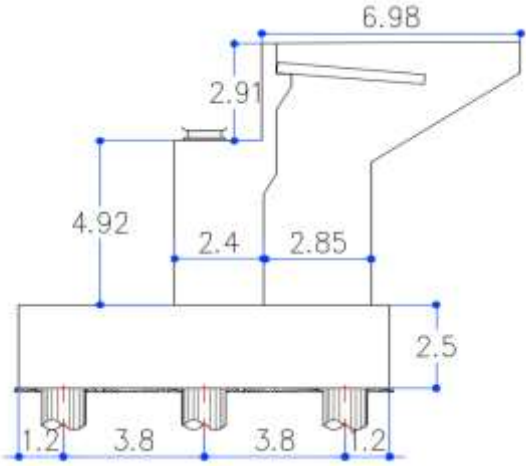
Tableau II.3. Tableau récapitulatif de prédimensionnement des piles de la variante 1.

Eléments	Dimensions (m)		Figure
<b>Piles</b>	Longueur	7.0	
	Largeur	6.56	
	Épaisseur	0.75	
	Hauteur	H1=11.83 H2=29.72 H3=29.72 H4=14.9	
<b>Semelles</b>	Largeur	10	
	Longueur	13.8	
	Hauteur	2.5	
<b>Pieux</b>	Nombre	12	
	Diamètre	1.2	
	Profondeur	20	

##### ➤ Pré dimensionnement des culées remblayées/ Guide SETRA (CALGARO & VIRLOGEUX/1991)

Tableau II.4. Tableau récapitulatif de prédimensionnement des culées de la variante 1.

Eléments	Dimensions (m)		Figure
<b>Mur frontal</b>	Hauteur	4.92-4.14	
	Longueur	12.85	
	Épaisseur	2.4	
<b>Mur en retour</b>	Épaisseur	0.45	
<b>Mur garde grève</b>	Hauteur	2.91	
	Épaisseur	0.4	

<b>Semelles</b>	Largeur	10	
	Longueur	13.8	
	Hauteur	2.5	
<b>Pieux</b>	Nombre	12	
	Diamètre	1.2	
	Profondeur	20	

#### II.4.2 Variante 2 Pont à Poutre en béton Précontraint -Type VIPP

La structure du tablier est composée de plusieurs poutres posées longitudinalement. Cette méthode consiste à préfabriquer les poutres sur une aire de préfabrication et à les mettre en place ensuite. L'utilisation de la préfabrication est systématique par le coulage en place de telles structures serait trop complexe et ne serait pas économique. Le béton résiste bien à la compression, mais peu à la traction ; on y ajoute donc une compression permanente dite « précontrainte ». La précontrainte est un traitement mécanique qui consiste à produire, dans un matériau, avant sa mise en service, des contraintes à celles produites par les charges qui le sollicitent après. Les ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint par Post-Tension peuvent atteindre des portées déterminantes comprises entre 30 à 50 m.

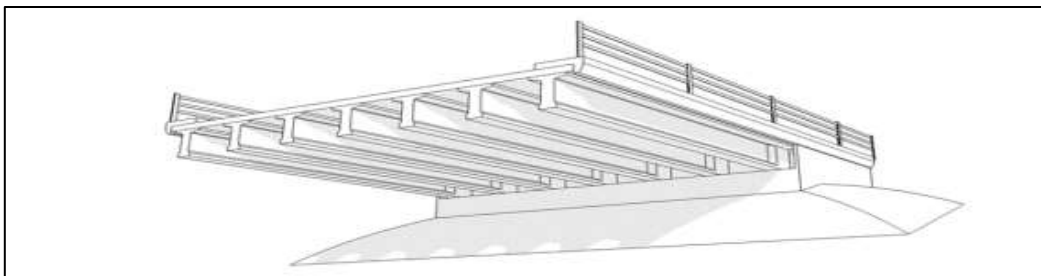


Figure II.4. Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontraint

##### II.4.2.1 Conception longitudinale

Pour cette variante, on propose un pont à poutres de type VIPP composé de sept travées de 35.65 m de longueur, ce qui nous donne une longueur totale de 248.89m

##### II.4.2.2 Conception transversale

En utilisant le guide de conception SETRA [VIPP/1996] pour le dimensionnement des éléments de la variante 2 qui sont montré dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.5. Récapitulation du prédimensionnement de la variante 2.

Elément	Ration usuel	Valeur
Hauteur de poutre	$L/20 < H_p < L/17$	1.9m
L'épaisseur de la dalle	$20 \leq e \leq 30$	25cm
La hauteur totale de tablier	$H_t = H_p + e$	2.15m
Entraxe des poutre	$1.40m < \lambda < 2.50 m$	1.95m
Nombres des poutres	$N = (La / \lambda) + 1$	7 poutres
Largeur de table de compression	$b \geq 0.6 \times H_p$	1.2m
Epaisseur de table de compression	$10 \text{ cm} \leq e_1 \leq 15 \text{ cm}$	15cm
Largeur de talon	$L_t = (1 \times L^2) / (Ht^2/K)$ Avec $1100 < K < 1300$	60cm
Epaisseur de talon	$10 \text{ cm} \leq E_t \leq 20 \text{ cm}$	15cm
Epaisseur de l'âme $b_0$ à mi-travée	-	25cm
Epaisseur de l'âme $b_0$ à zone d'about	-	60cm
Entretoise d'about	-	30*150 cm

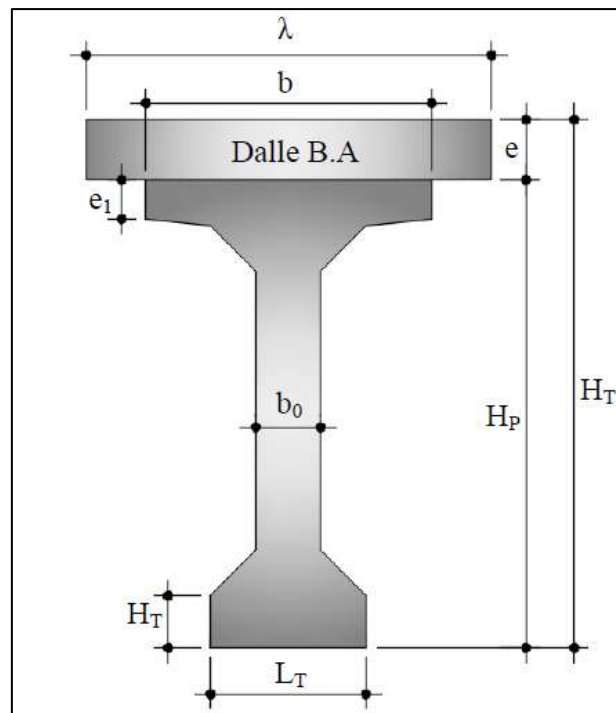


Figure II.5. Notation des dimensions

### II.4.2.3 Prédimensionnement de l'infrastructure

➤ Pré dimensionnement des piles / Guide SETRA (CALGARO & VIRLOGEUX/1991)

Tableau II.6. Tableau récapitulatif de prédimensionnement des piles de la variante 2.

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Piles	Longueur	3.4	
	Largeur	6.5	
	Épaisseur	0.7	
	Hauteur	H1=11.16-H2=18.51 H2=33.66-H3=33.52 H4=22.86-H4=13.23	
Semelles	Largeur	14-10	
	Longueur	14	
	Hauteur	2.5	

➤ Pré dimensionnement des culées remblayées/ Guide SETRA (CALGARO & VIRLOGEUX/1991)

Tableau II.7. Tableau récapitulatif de prédimensionnement des piles de la variante 2.

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Mur frontal	Hauteur	3.62-6.2	
	Longueur	13.25	
	Épaisseur	1.2	
Mur en retour	Épaisseur	0.6	
Mur garde grève	Hauteur	2.5	
	Épaisseur	0.35	
Semelles	Largeur	9.6	
	Longueur	13.8	
	Hauteur	2	
Pieux	Nombre	12	
	Diamètre	1.2	
	Profondeur	10	

### II.4.3 Variante 03 Pont mixte bipoutre

Les ouvrages mixtes à poutres comportent des éléments en acier et en béton armé ou précontraint, dont la particularité réside dans le fait de faire fonctionner ces matériaux selon leurs aptitudes optimales, notamment en compression pour le béton et en traction pour l'acier. La gamme usuelle des portées des ouvrages mixtes à poutres va de 30 m à 130 m pour les travées continues, avec une largeur totale de 7/8 m jusqu'à 20 m.

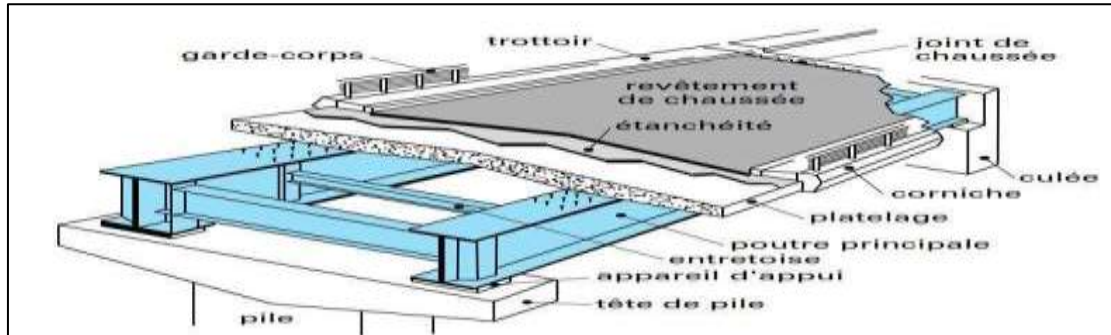


Figure II.5. Pont mixte bipoutre

#### ➤ Prédimensionnement de pont mixte (selon Guide SETRA Ponts mixtes acier-béton)

##### II.4.3.1 Conception longitudinale

Pour cette variante, on propose un pont mixte bipoutre à hauteur constante composé de deux travées de rives de 36.25 m de longueur, et trois travées principales de 60 m de longueur, qui nous donne une longueur totale de 252.43 m.

##### II.4.3.2 Conception transversale

Le tablier est de largeur égale à 13.25 m, la solution la plus courante consiste à connecter longitudinalement une dalle en béton de 25 cm aux deux poutres.

$$1.5 \text{ m} \leq b_1 \leq 0.55 L$$

On opte pour :  $b_1 = 7\text{m}$ , par conséquence  $b_2 = 3,13\text{m}$ .

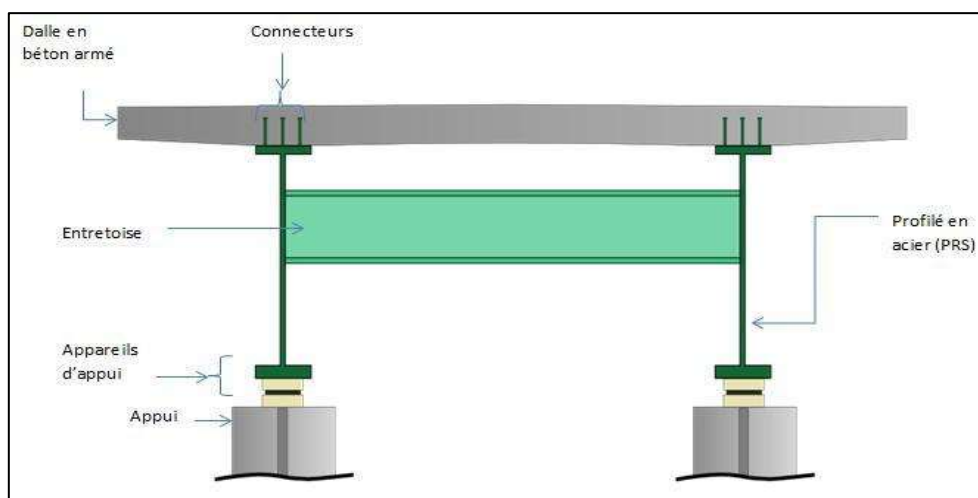


Figure II.6. Coupe transversale d'un tablier bipoutre.

**II.4.3.3 Conception des poutres principales**

Les poutres principales sont des profilés en acier reconstitués avec profil en I soudés en usine. Le tableau ci-dessous résume, le prédimensionnement de différentes sections de la poutre maîtresse :

**Tableau II.8. Pré dimensionnement des poutres métalliques selon SETRA.**

Elément	Ration usuel	Valeur (mm)
Epaisseur de la dalle en Béton armé	240 à 260 mm	250
Hauteur sur pile	$H = L/25$	2150
Epaisseur de l'âme	$t_w \geq 0.005*d$	20
Epaisseur semelle supérieure	$20 \leq t_i \leq 150$	30
Largeur semelle inférieure	$500 \text{ mm} \leq b_i \leq 1200 \text{ mm}$	800
Largeur semelle supérieure	$400 \text{ mm} \leq b_s \leq 1000 \text{ mm}$	600
Epaisseur de la semelle inférieure	$20 \leq t_s \leq 150$	40

**II.4.3.4 Conception des entretoises**

Les entretoises sont des poutres secondaires en I, relie deux poutres principales, ont comme rôle, de rigidifier la charpente et de reprendre les efforts transversaux.

Pour le prédimensionnement, on pourra prévoir un **IPE600** avec un espacement de 6 mètres, et leurs dimensions transversales sont résumées dans le tableau ci-dessous.

**Tableau II.9. Prédimensionnement des entretoises.**

Elément	Ration usuel	Valeur
Hauteur de l'entretoise $H_{pp}$	$L / 15 \leq H_{pp} \leq L / 10$	600
Largeur de la semelle $b_{pp}$	$220 \text{ mm} \leq t_{w-pp} \leq 300 \text{ mm}$	200
Epaisseur de la semelle $t_{pp}$	Environ de 20 mm	17
Epaisseur de l'âme $t_{w-pp}$	$10 \text{ mm} \leq t_{w-pp} \leq 12 \text{ mm}$	11

**II.4.3.5 Choix de la nuance d'acier**

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

**Connexion entre la dalle et la charpente métallique :**

La connexion poutres métalliques-dalle béton armé est assurée par des connecteurs de type goujons, dont le rôle est d'éviter tous glissements relatifs du tablier par rapport aux poutres. Leur espacement est déterminé par un calcul détaillé.

II.4.3.6 Prédimensionnement de l'infrastructure

Les piles et les culées sont des appuis intermédiaires (appuis de rive pour le cas de la culée) destinés à supporter le poids de l'ouvrage et transmettre l'ensemble des efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations.

➤ Prédimensionnement des piles selon Guide SETRA (CALGARO & VIRLOGEUX/1990)

Tableau II.10. Tableau récapitulatif de prédimensionnement des piles variante 3.

Eléments	Dimensions (m)		Figure
pile	Longueur	9.6	
	Hauteur	H1=12.89 H2=29.4 H3=28.21 H4=14.27	
Semelles	Largeur	16-10	
	Longueur	14	
	Hauteur	2.5	

➤ Prédimensionnement des culées / Guide SETRA (CALGARO & VIRLOGEUX/1990)

Tableau II.11. Tableau récapitulatif de prédimensionnement des culées variante 3.

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Mur frontal	Hauteur	3.4-4.61	
	Longueur	13.8	
	Épaisseur	1.35	
Mur en retour	Épaisseur	0.45	
Mur garde grève	Hauteur	2.81	
	Épaisseur	0.2	
Semelles	Largeur	6	
	Longueur	13.8	
	Hauteur	1.5	

II.5. DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF DES TROIS VARIANTES

Tableau II.12. Devis des variantes.

<b>Variante 01 : pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs</b>				
<b>Désignations</b>	<b>Unité</b>	<b>Quantité</b>	<b>Prix unitaire (DA)</b>	<b>Montant (DA)</b>
<b>Béton (tablier)</b>	M <sup>3</sup>	2 045	37 000	75 665 000
<b>Acier passif</b>	T	320	190 000	60 800 000
<b>Acier active</b>	T	100	450 000	45 000 000
<b>Total</b>				<b>181 465 000</b>
<b>Variante 02 : pont à poutres précontraintes du type VIPP</b>				
<b>Désignations</b>	<b>Unité</b>	<b>Quantité</b>	<b>Prix unitaire (DA)</b>	<b>Montant (DA)</b>
<b>Béton (tablier)</b>	M <sup>3</sup>	2 247	37 000	83 139 000
<b>Acier passif</b>	T	394	190 000	74 860 000
<b>Acier active</b>	T	12	450 000	5 400 000
<b>Total</b>				<b>163 399 000</b>
<b>Variante 03 : pont mixte bipoutre</b>				
<b>Désignations</b>	<b>Unité</b>	<b>Quantité</b>	<b>Prix unitaire (DA)</b>	<b>Montant (DA)</b>
<b>Béton (tablier)</b>	M <sup>3</sup>	938	106 000	99 428 000
<b>Acier passif</b>	T	150	150 000	22 500 000
<b>Acier PRS</b>	T	750	400 000	300 000 000
<b>Total</b>				<b>421 928 000</b>

II.6. ANALYSE MULTICRITÈRE DES VARIANTES

Tableau II.13. Analyse multicritère des trois variantes.

Critère de choix	Economie	Réalisation	Esthétique	Entretien
<b>Variante 1: Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellement successifs</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Accélérer la construction en multipliant les bases de départ.</li> <li>▪ Réduction et meilleure utilisation des coffrages.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ On peut atteindre des portées plus grandes.</li> <li>▪ La facilité de franchir en courbe</li> <li>▪ L'exécution sans contact avec le sol.</li> <li>▪ Franchir des vallées très profondes ou accidentées.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Parmi les types des ponts les plus attirant.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ La durée d'entretien est plus longue.</li> </ul>
<b>Variante 2: Pont à poutres précontraintes de type VIPP</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ La multiplication du nombre des appuis.</li> <li>▪ La difficulté de franchir des biais et courbe</li> <li>▪ Economie de coffrage possible car éléments préfabriqués</li> <li>▪ Utilisation des gros engins pour le transport et la mise en place.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Maîtrise de la préfabrication des poutres.</li> <li>▪ Préfabrication des poutres pendant la réalisation des fondations.</li> <li>▪ Les coffrages peuvent être utilisés un grand nombre de fois.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Tablier épais, mal vu du point de vue esthétique</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Les ouvrages en béton précontraint, ne nécessitent aucun contrôle continu</li> </ul>
<b>Variante 3: Pont Mixte Bipoutre</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Le coût de l'acier est élevé.</li> <li>▪ Dépense de transport des pièces.</li> <li>▪ Le phénomène de la fatigue dans les assemblages et celui de la corrosion de l'acier.</li> <li>▪ Sensibilité au gradient thermique.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Besoins de contrôle strict de qualité de travail (soudure, boulonnage, goujons).</li> <li>▪ Besoins des mains d'œuvre qualifiées.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Simplicité des formes.</li> <li>▪ Minceur de la dalle</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Le phénomène de corrosion est important dans un milieu humide ce qui demande un entretien fréquent et coûteux.</li> <li>▪ Entretien périodique.</li> </ul>

➤ **Analyse des variantes**

D'après ce qu'il précède, on constate les points négatifs et positifs essentiels suivants :

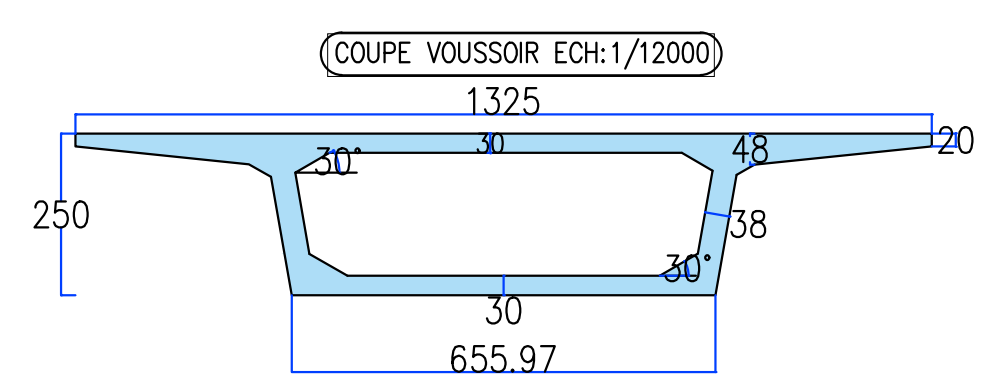
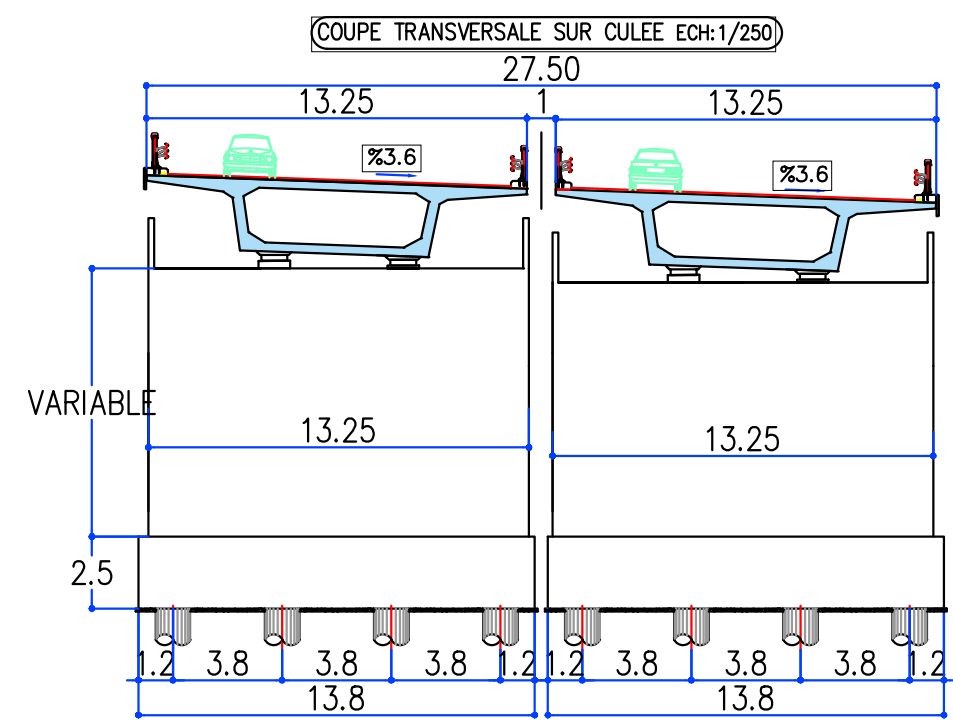
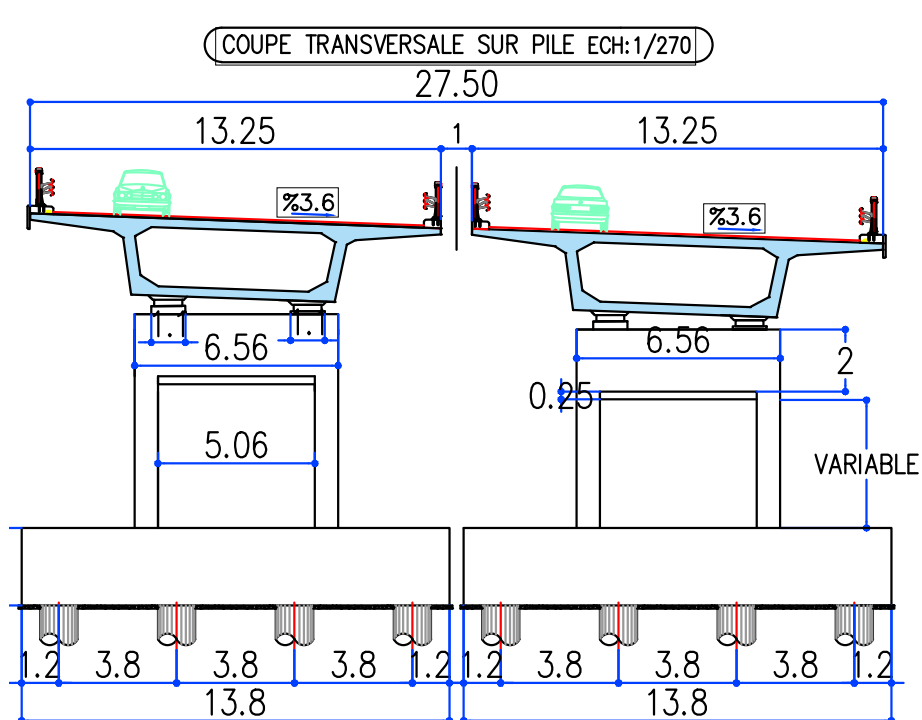
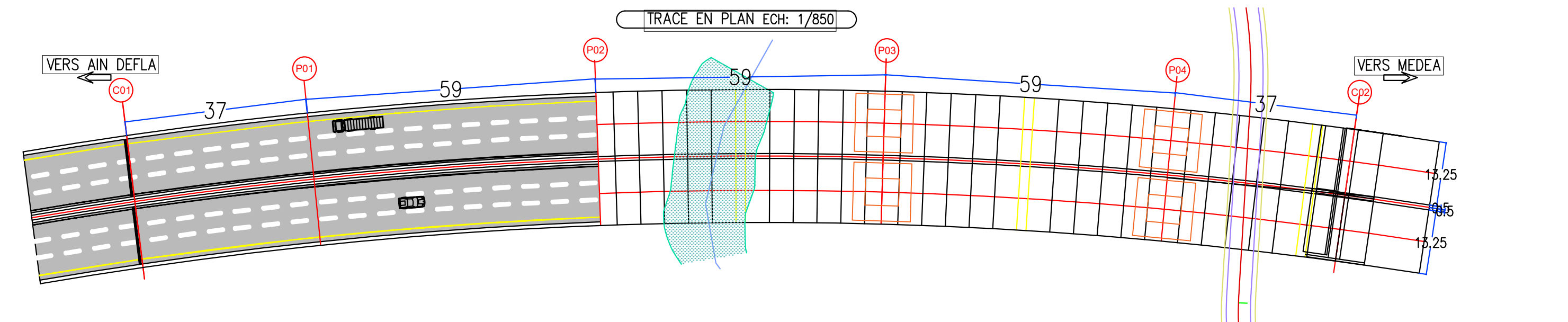
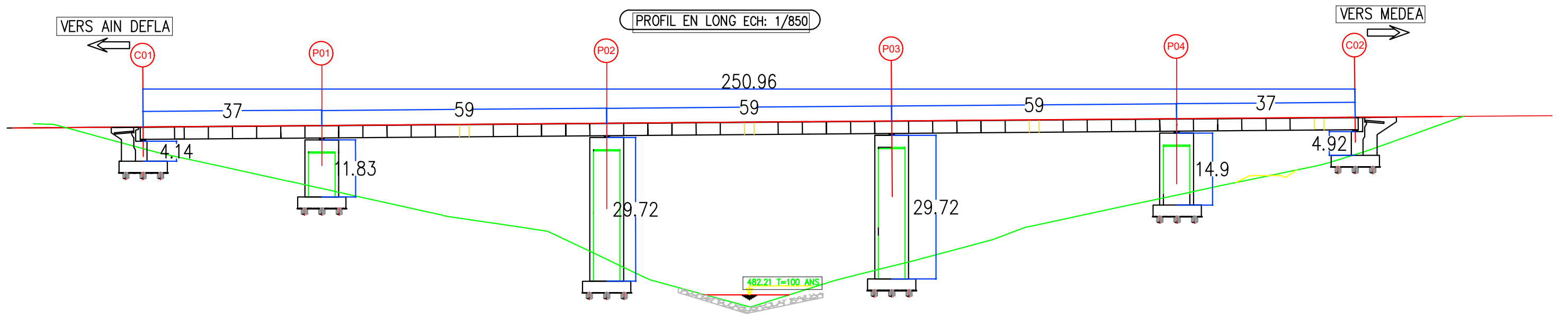
**Variante 01 (pont voussoirs) :** la variante la plus esthétique, la plus avantageuse pour un tracé courbe, elle a un nombre d'appuis acceptable, mais au terme économique l'ouvrage est très coûteux par rapport aux ponts à poutre.

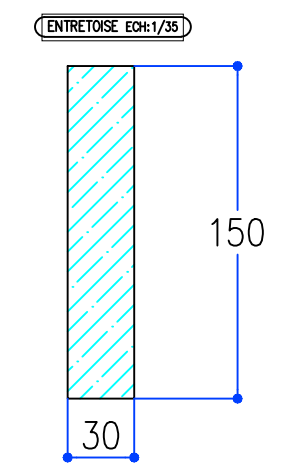
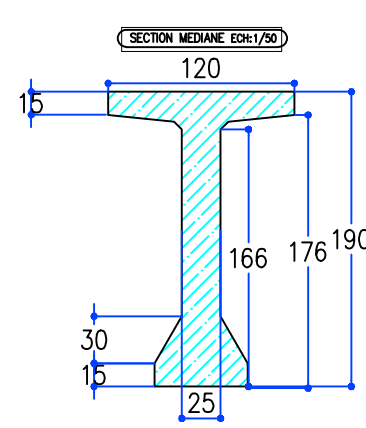
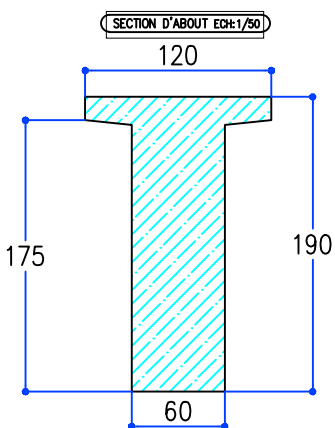
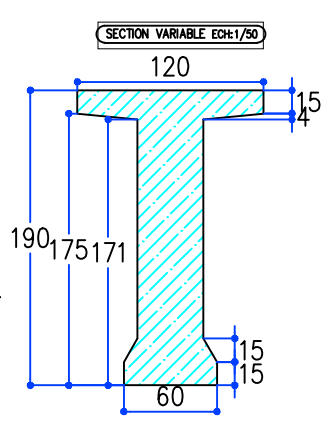
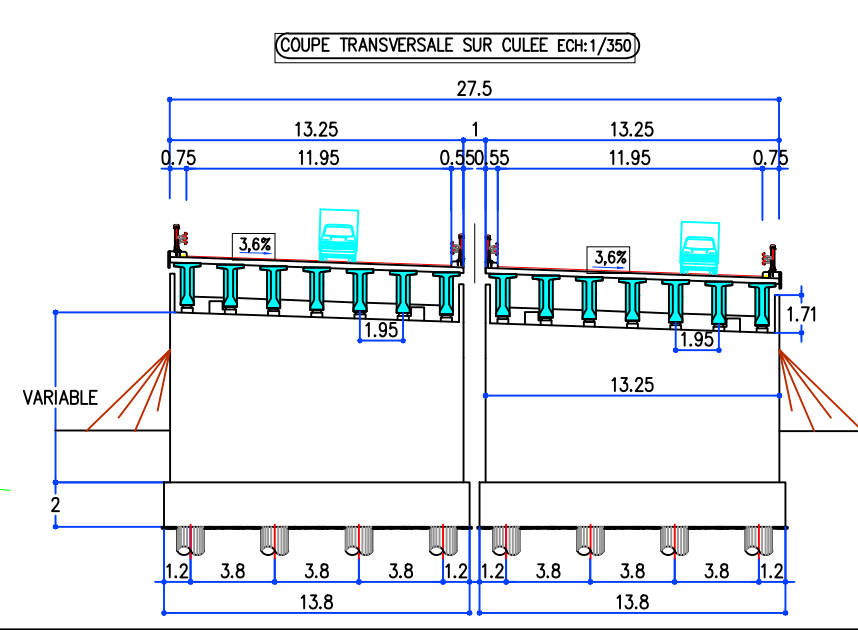
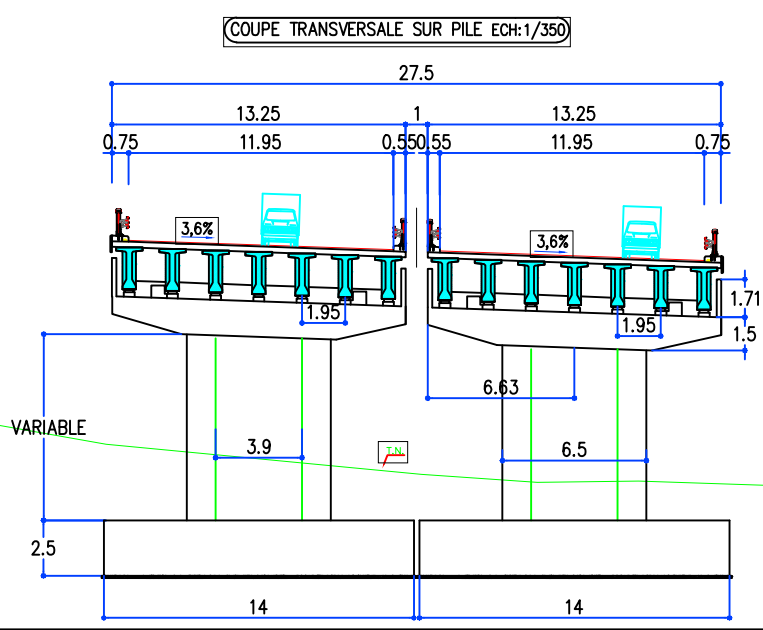
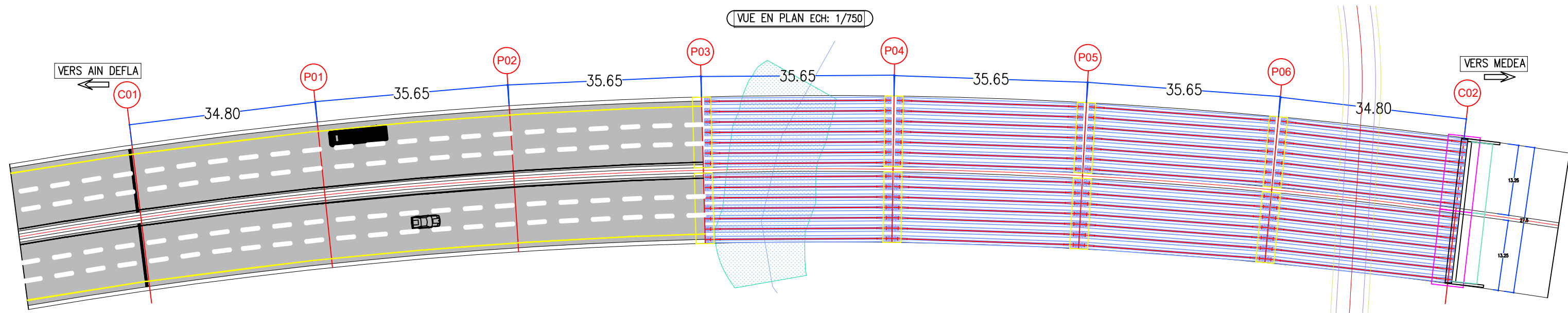
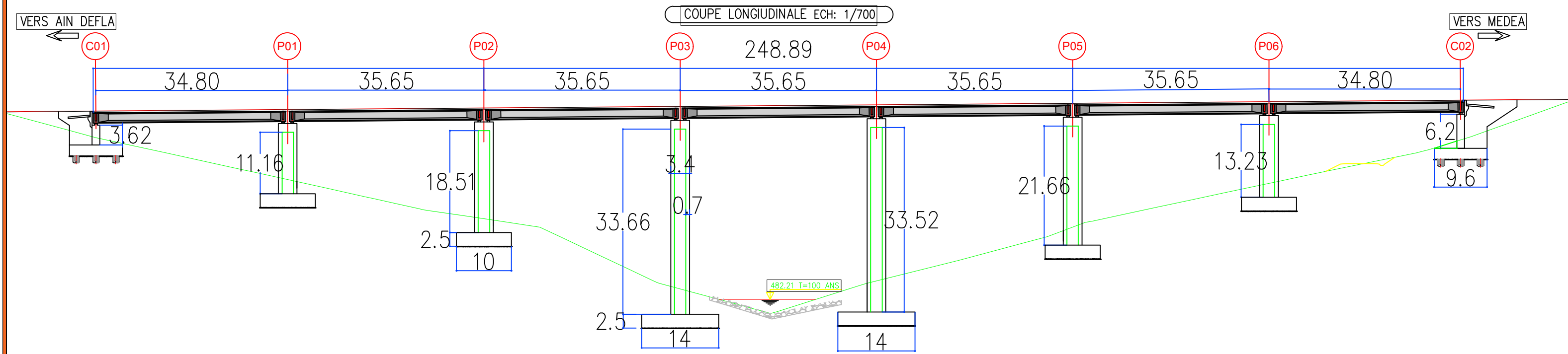
**Variante 02 (pont à poutres) :** simple et rapide à réaliser, elle a le tablier le moins coûteux. Elles ne nécessitent aucun contrôle continu mais vu la longueur importante de l'ouvrage, elle augmente le coût total de l'infrastructure avec le manque de l'aspect esthétique.

**Variante 03 (pont mixte bipoutre) :** c'est la variante la plus rapide à réaliser. Mais elle est très coûteuse (prix de l'acier très cher) et nécessite un entretien périodique.

### II.7. CONCLUSION

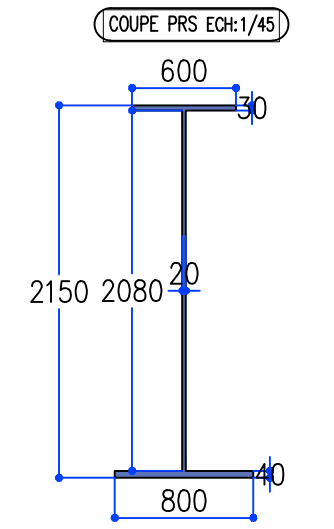
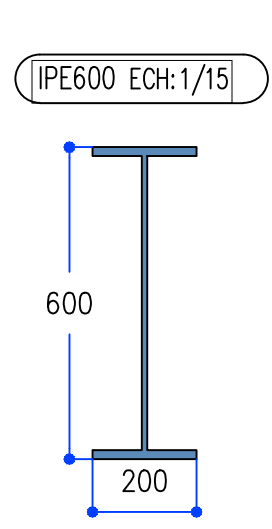
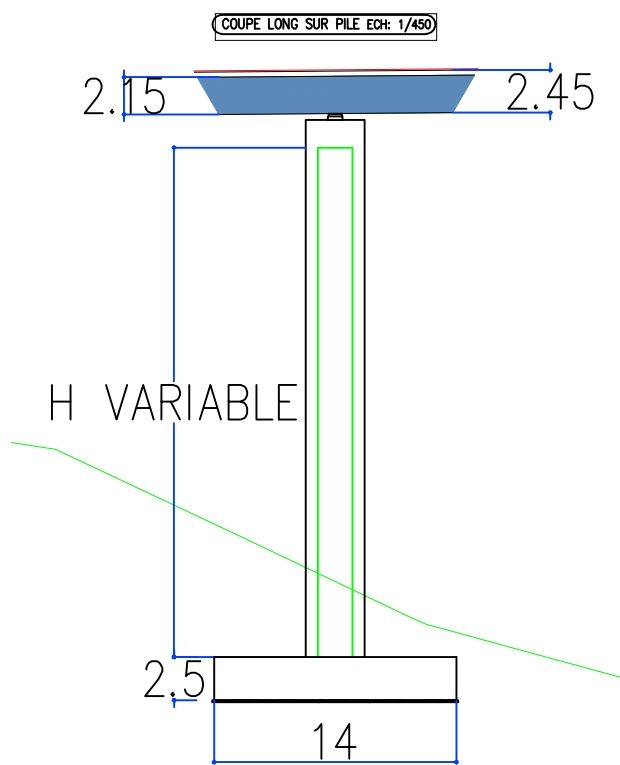
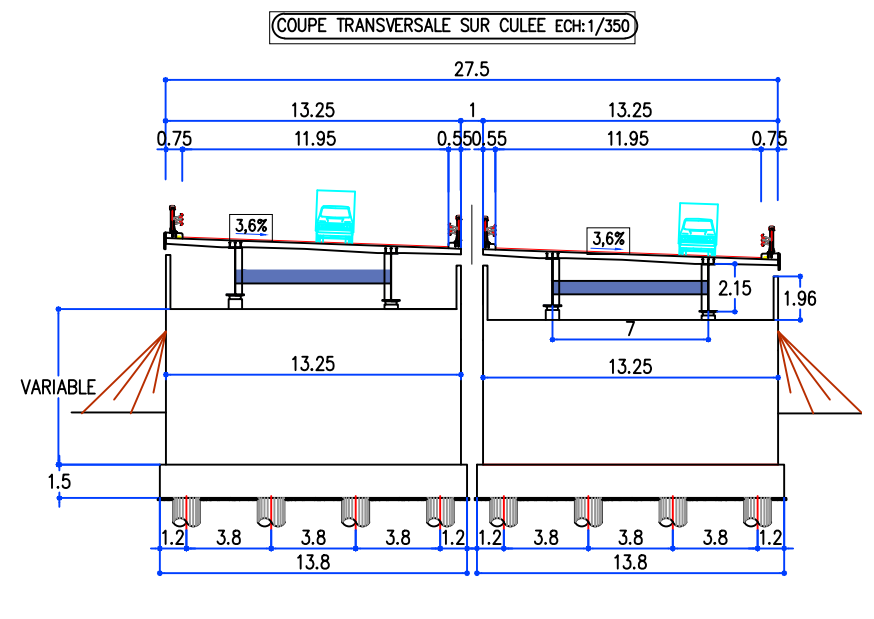
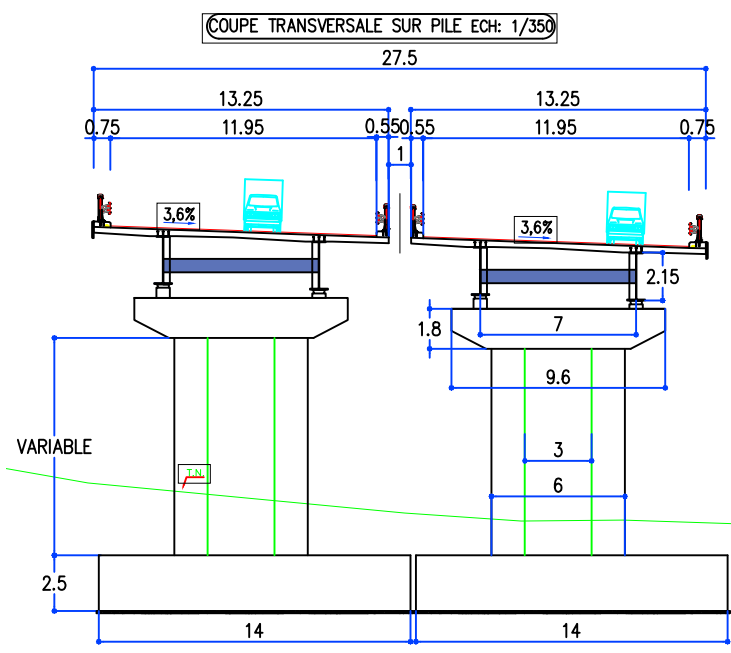
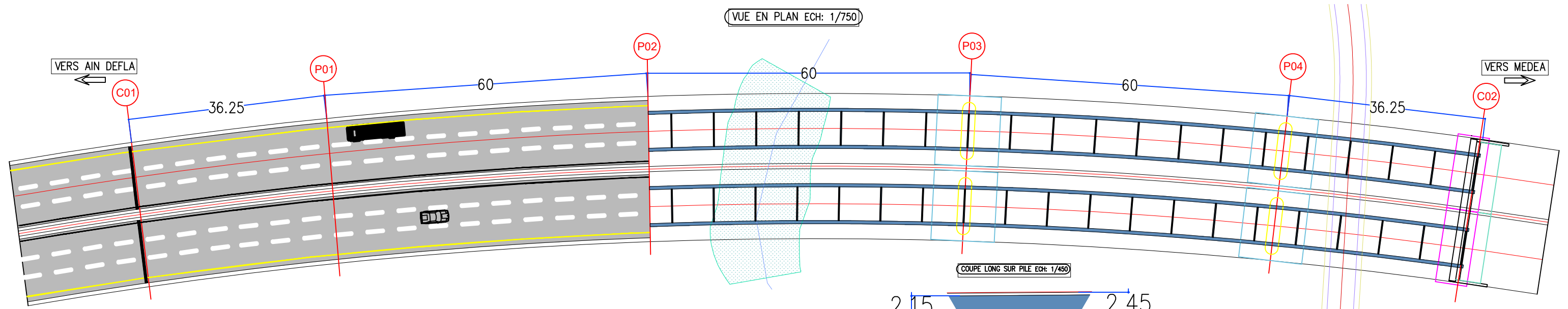
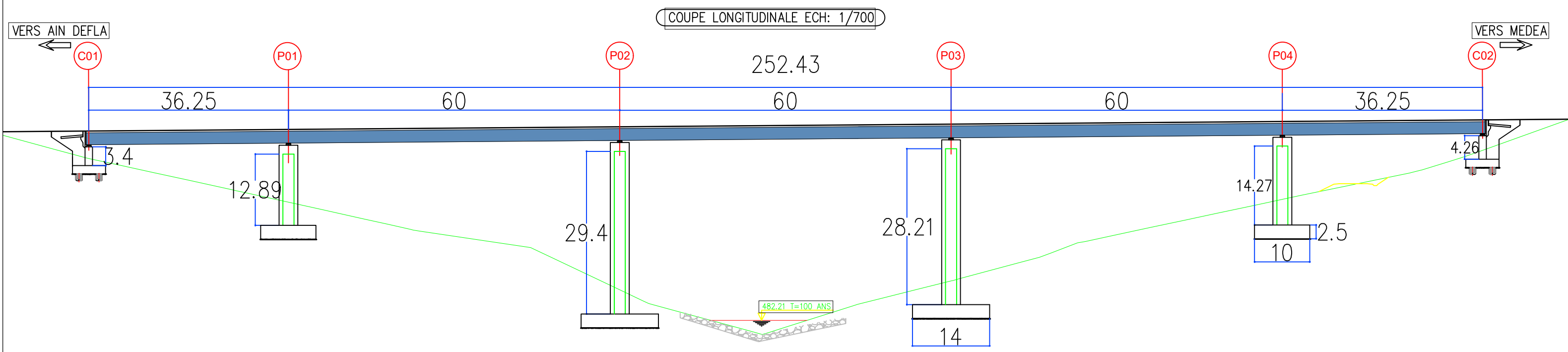
Après le prédimensionnement des trois variantes et d'après l'analyse multicritères on a opté à la solution la plus avantageuse qui est **le pont à poutres en béton précontraint par post tension** et qui serait retenue pour une étude détaillée dans la suite des chapitres de ce mémoire.





Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger  
 Fax : ( 023 ) 70 19 38 Site web : [www.enstp.edu.dz](http://www.enstp.edu.dz)  
 Tel : ( 023 ) 70 19 04 E-mail : [enstp@enstp.edu.dz](mailto:enstp@enstp.edu.dz)

Projet fin d'étude		Encadré par	Réalisé par	Page	N planche	Année universitaire
Conception et étude du viaduc 28.1 d'autoroute 4ème rocade d'Alger		Dr.B.CHIKH Dr.N HEMAIDI ZOURGUI	GUETTAF Athmane BENZINE Lyes	21	1/1	2021/2022



**CHAPITRE III**  
**CHARGES ET HYPOTHÈSES DE CALCUL**



### III.1 INTRODUCTION

L'ouvrage doit tenir en phase de service, et en phase de construction sous l'effet des différentes actions (surcharges routières, superstructure, surcharges de trottoirs...) y compris son poids propre. Nous évaluerons les différentes charges et surcharges qui agissent sur l'ouvrage. Et puisque l'ouvrage a deux tabliers parallèles, de même longueur et presque de même courbure, alors on consacre notre étude à un tablier qui est le tablier à droite qui présente le cas le plus défavorable.

### III.2 NORMES ET RÈGLES DE CALCUL

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

- 1) Règles béton armé aux états limites 91 modifiées 99
- 2) Règles béton précontraint aux états limites.
- 3) RCPR : règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les éprouves des ponts routes.
- 4) Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art 2008.
- 5) Fascicule 62.
- 6) Guide SETRA.

### III.3 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

Le choix des matériaux de construction conditionne en grande partie la conception et le calcul du pont. On donne ici les caractéristiques du béton et des aciers actifs et passifs utilisés dans la construction de l'ouvrage.

#### III.3.1 Béton

Tableau III.1. Caractéristique de béton

	Superstructure	Infrastructure
Fc28	35	27
Type de ciment	CPA 42.5	CPA 42.5
Dosage	450	350
Ft28	2.7	2.22
Densité de BA (KN/m <sup>3</sup> )	25	25

#### III.3.2 Armatures

Les aciers utilisés dans l'ouvrage de béton précontraint sont de deux natures différentes :

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



### ➤ Armatures passives

Ce sont des aciers à haute adhérence de nuance Fe E500

Limite d'élasticité :  $f_e = 500 \text{ MPa}$

Module de la déformation élastique :  $E_s = 200 \text{ GPa}$

Diamètres commerciaux des barres HA indépendants sont (en mm) :

**8 10 12 14 16 20 25 32 40**

Les longueurs de livraison sont de 12 ml pour les barres droites.

### ➤ Armatures de précontrainte

Les armatures de précontraintes (**câbles Freyssinet**) sont constituées de torons **12T15**, classe **1770**.

- Résistance ultime :  $f_{prg} = 1\,770 \text{ MPa}$
- Limite élastique :  $f_{peg} = 1\,593 \text{ MPa}$
- Module d'élasticité :  $E_p = 190\,000 \text{ MPa}$
- Section droite d'un toron :  $A_p \text{ 1 toron} = 140 \text{ mm}^2$
- Section d'un câble :  $12T15 \rightarrow A_p = 1\,680 \text{ mm}^2$ .
- Diamètre de la gaine :  $12T15 \rightarrow \Phi = 80 \text{ mm}$
- Coefficient de Relaxation des câbles à 1 000 heures :  $\rho = 2.5\%$
- Coefficient de Recul d'ancrage  $g = 2 \text{ mm}$
- $f_{peg}$  : limite élastique conventionnelle à 0.1%.
- $f_{prg}$  : contrainte de rupture garantie.

### III.3.3 Contraintes admissibles

#### III.3.3.1 Béton

Contraintes admissibles à la compression :

$$f_{bu} = 0.85 \times f_{cj} / \theta \times \gamma_b \text{ (MPa)} ; \quad f_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \text{ à l'ELS}$$

Le coefficient  $\theta$  est fixé à :

$$\begin{array}{l} \theta = 1.0 \text{ lorsque la durée } t > 24\text{h.} \\ \theta = 0.9 \text{ lorsque la durée } 1\text{h} < t < 24\text{h} \\ \theta = 0.85 \text{ lorsque la durée } t < 1\text{h.} \end{array} \quad \gamma_b = \left\{ \begin{array}{l} 1,5 \text{ situation durable} \\ 1,5 \text{ situation transitoire} \\ 1,15 \text{ situation accidentelle} \end{array} \right.$$



Tableau III.2. Contraintes admissibles à la compression de béton.

Etat	Contrainte limite		Superstructure	Infrastructure
ELU	$f_{bu}$ (MPa)	$\gamma_b = 1.15$	19.83	15.30
		$\gamma_b = 1.15$	25.87	19.96
ELS	$f_{bc}/\sigma_{bc}$ (MPa)		21.00	16.20

➤ **Déformation longitudinale du béton**

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

Module de déformation instantanée (courte durée < 24h) :  $E_{ij} = 11\ 000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$

Module de déformation différée (longue durée) :  $E_{ij} = 3\ 700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$

III.3.3.2 Armatures

➤ **Contrainte limite de traction des aciers**

Tableau III.3. Contraintes admissibles de traction des armatures passives

Fissuration	Contrainte limite (MPa)		Superstructure	Infrastructure
Peu nuisible	$\sigma_s = f_e/\gamma$	S-Durable ou transitoire : $\gamma_s = 1.15$	434.78	434.78
		S-Accidentelle : $\gamma_s = 1$	500	500
Préjudiciable	$\sigma_s = \max \left\{ \frac{1}{2} \times f_e ; 110 \sqrt{n} \times f_{tj} \right\} ; n = 1.6$		250	250
Très préjudiciable	$\sigma_s = \max \left\{ 0.4 \times f_e ; 88 \sqrt{n} \times f_{tj} \right\} ; n = 1.6$		200	200

➤ **Classe de justification de la précontrainte**

Classe II la plus courante. Elle admet les contraintes de traction dans le béton, mais pas la formation des fissures.

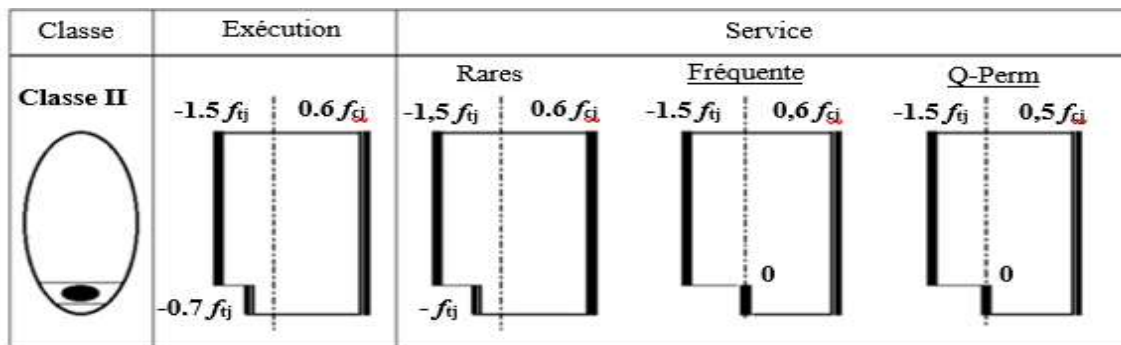


Figure III.1. Limitation des contraintes des sections en B.P

III.4 ÉVALUATION DES ACTIONS



III.4.1 Évaluation des actions hors trafic

III.4.1.1 Actions permanentes

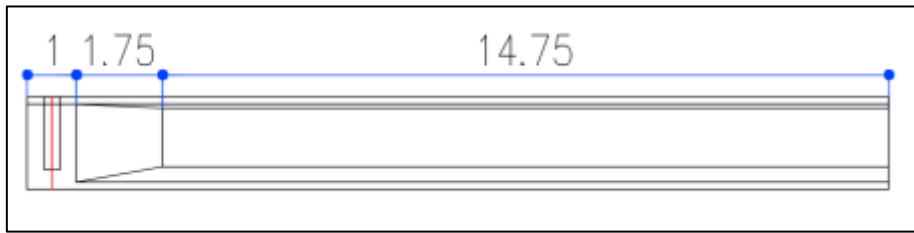


Figure III. 2. Demi-poutre

Tableau III.4. Poids propre d'une poutre

Éléments	S (m <sup>2</sup> )	L (m)	Volume (m <sup>3</sup> )	Poids (KN)
Section d'about	1,239	2	2,478	61,95
Section médiane	0,748	29,5	22,066	551,65
Section variable	0,978	3,5	3,423	85,575
Total	/	35	27,967	699,175

III.4.1.2 Calcul de complément des charges permanentes (CCP)

Tableau III.5. Poids de tablier

Élément	Volume(m <sup>3</sup> )	Poids (KN)
Poutre	27,967	4 894,225
Dalle	115,9375	2898,44
Entretoise	0,591	177,3
Corniche +trottoir	13,335	333,375
Revêtement	29,2775	702,66
Glissière + Garde Corp	-	70
<b>Poids propre total du tablier</b>		<b>7 970</b>
<b>Poids total du tablier (Poids Propre + CCP)</b>		<b>9 076</b>
<b>Poids total du tablier (7 travées)</b>		<b>64 543</b>

➤ Calcul les efforts due au poids propre

On a :  $G = 259.3 \text{ kN/m}$

Calcule l'effort tranchant a  $x=0$

$$R_A = R_B = G \times L/2 = 259.3 \times 34/2 = 4408,1 \text{ KN.}$$

Moment fléchissant : à  $(x=L/2)$

$$M (L/2) = G \times L^2/8 = 259.3 \times 34^2/8 = 37468,85 \text{ KN.m.}$$



Tableau III.6. Récapitulatif de l'effort tranchant et moment fléchissant max pour la charge CP

T max (KN)	M max (KN.m)
4 408,1	37 468,85

### III.4.1.3 Action thermique

Le gradient thermique résulte de l'échauffement ou d'un refroidissement unilatéral de courte durée de la structure porteuse est  $\Delta\theta = \pm 7^\circ\text{C}$  (RCPR ; tableau 3.2).

On adopte une variation uniforme de température de :  $+ 35^\circ\text{C} / -15^\circ\text{C}$  (climat tempéré). La valeur de calcul est prise égale à  $\Delta T = 25^\circ$

#### ➤ Évaluation des actions dues au trafic

#### Système de charge à considérer

D'après le R.C.P.R les surcharges considérées sont ;

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

#### Caractéristiques du pont

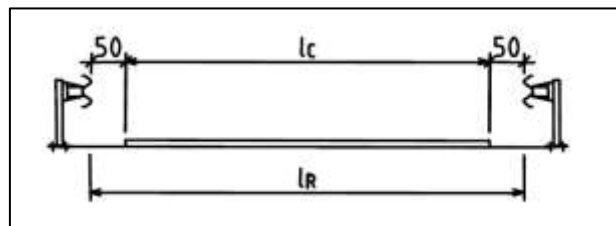


Figure III.3. Largeur chargeable selon RCPR

- Largeur roulable : 11.95 m
- Largeur chargeable :  $L_c = 11.95 - (2 \times 0.5) = 10.95 \text{ m} \rightarrow 10.95\text{m}$
- Largeur de voie : 3.65m  $\frac{L_c}{3} = \frac{10.95}{3} = 3.65\text{m}$
- Nombre de voies : 3
- Classe de ponts :  $L_r \geq 7 \text{ m} \rightarrow$  Pont de 1ère classe.

### III.4.2 Système de charge A

$$A(l) = 2.3 + \frac{360}{L+12} \rightarrow A1 = \max \{a1 \times A(l); 4 - 0.002L\} \text{ (KN/m}^2\text{)}.$$

L : la longueur chargée du tablier en (m)  $L = 35 \text{ m}$ .

$$A(l) = 2.3 + \frac{360}{35+12} \rightarrow A(l) = \mathbf{9.96 \text{ KN/m}^2}$$



D'après R.C.P.R →  $A = a_1 \cdot a_2 \cdot A(L)$

Tableau III.7. Coefficient a1.

Classe du pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	5
<b>1</b>	<b>1</b>	<b>1</b>	<b>0.9</b>	<b>0.75</b>	0.75
<b>2</b>	1	0.9	-	-	-
<b>3</b>	0.9	0.8	-	-	-

$$a_1 = 0.9 \rightarrow A_1 = \max \{ a_1 \times A(L) ; 4 - 0.002L \} = \max \{ 0.9 \times 9.96 ; 4 - 0.002 \times 35 \}$$

$$A_1 = 8.964 \text{ KN/m}^2$$

$$a_2 = v_0/v \rightarrow \{ v \text{ étant la largeur d'une voie } v_0 = 3.5 \text{ m} \}$$

$$a_2 = \frac{3.5}{3.65} = 0.96$$

$$A_2 = a_2 = 0.96$$

Donc

$$A_1 = 0.96 \times 8.964$$

$$A_1 = 8.6 \text{ KN/m}^2$$

Calcul de A (L), effort tranchant, moment fléchissant max distribué sur un certain nombre de voies :  $A_{iv} = A(L) \cdot a_1 \cdot a_2 \cdot L_v$ .

L'effort tranchant a  $x=0$

$$R_A = R_B = A_{iv} \cdot L/2$$

Moment max a  $x=L/2$

$$M_A(L/2) = A_{iv} \cdot L^2/8$$

Tableau III.8. Valeurs de A(L) pour le tablier poutre, effort tranchant moment fléchissant max

N des voies	A(L) (KN/m <sup>2</sup> )	a1	a2	A(L)×a1×a2(KN/m <sup>2</sup> )	Lv(m)	A <sub>iv</sub> (KN/ml)	Effort tranchant max a $x=0$ (KN)	Moment fléchissant max a $x=L/2$
1	9.96	1	0.96	9.55	3.65	34.86	592.62	5 037.27
2	9.96	1	0.96	9.55	7.3	69.72	1185.24	10 074.54
3	9.96	0.9	0.96	8.6	10.95	94.12	1600.04	13 600.34

### III.4.3 Système de charge B

Le système de charges B comprend trois cas distincts dont il y a lieu d'examiner indépendamment les effets pour chaque élément des ponts :

-Le système Bc se compose de camions types(300KN).

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



-Le système Bt se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux-tandems (160 KN).  
 Les deux premiers systèmes Bc, Br s'applique aux ponts de quelle que soit leur classe : le système Bt ne s'applique qu'aux ponts de 1ère et 2ème classe.

**III.4.3.1 Système de charges Bc / Article 4.5.3 RCPR**

Le système Bc se compose de camions types (300 KN) comme le montre la figure III.4.

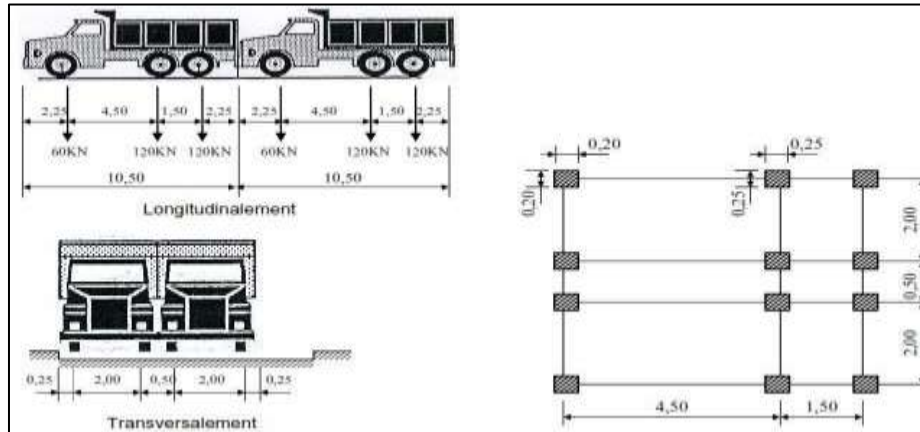


Figure III.4. Système de chargement Bc.

➤ **Calcul des coefficients de majoration dynamique**

Les systèmes de charges B et Mc120 sont majorés par un coefficient ( $\delta$ ) 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.

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2*L} + \frac{0.6}{1+4*G/S} \tag{3.1}$$

Tel que :

**L** : représente la longueur de l'élément exprimée en mètres.

**G** : sa charge permanente.

**S** : sa charge maximale de B.

Tableau III.9. Coefficient de majoration dynamique Bc

N des voies chargées	$\delta$
1	1,062
2	1,071
3	1,077

La valeur de S à introduire dans la formule est celle obtenue après multiplication par le coefficient de tableau suivant :



Tableau III.10. Valeur de bc

Classe de pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	≥ 5
1	1.2	1.1	0.95	0.8	0.7
2	1	1	-	-	-
3	1	0.8	-	-	-

Donc les valeurs à prendre en compte sont

Tableau III.11. Valeur de Bc

N de voies	B <sub>c</sub> (kN)	b <sub>c</sub>	B <sub>c</sub> x b <sub>c</sub> (kN)
1	600	1,2	720
2	1200	1,1	1320
3	1800	0,95	1710

➤ **Calcul des sollicitations**

L'effort tranchant : à (x = 0) :

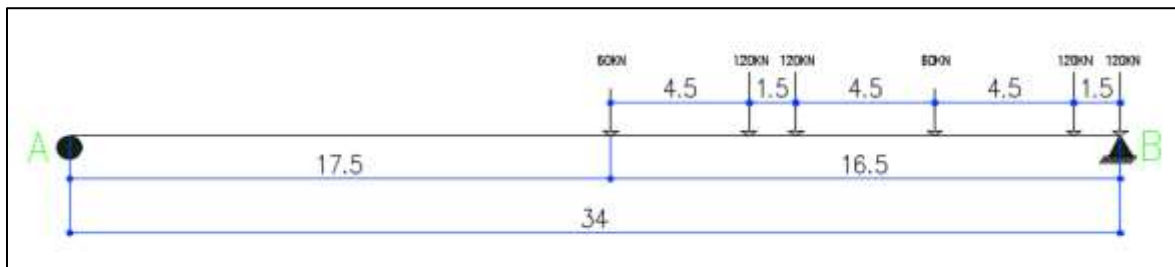


Figure III.5. Répartition de la charge Bc pour le calcul de l'effort tranchant.

Une voie chargée :

$$\Sigma M/B = 0 ;$$

$$\text{Donc : } R_A = 4\ 230/34 = 124.41 \text{ KN} \rightarrow R_B = R_{\text{max}} = 600 - 124.41 = 475.59 \text{ KN}$$

$$R_1(B_c) = R_B \times b_c \times N_{\text{voies}} \times \delta_1 = 475.59 \times 1.2 \times 1 \times 1.062 = 606.09 \text{ KN.}$$

Tableau III.12. Valeur de l'effort tranchant Bc pour n voies chargée

Nombre de voies chargée	R <sub>n</sub> (Bc)	Résultat (KN)
Une voie chargée	R <sub>1</sub> (Bc)	606.09
Deux voie chargée	R <sub>2</sub> (Bc)	1120.59
Trois voie chargée	R <sub>3</sub> (Bc)	1459.80



**Moment fléchissant : « théorème de BARRES »**

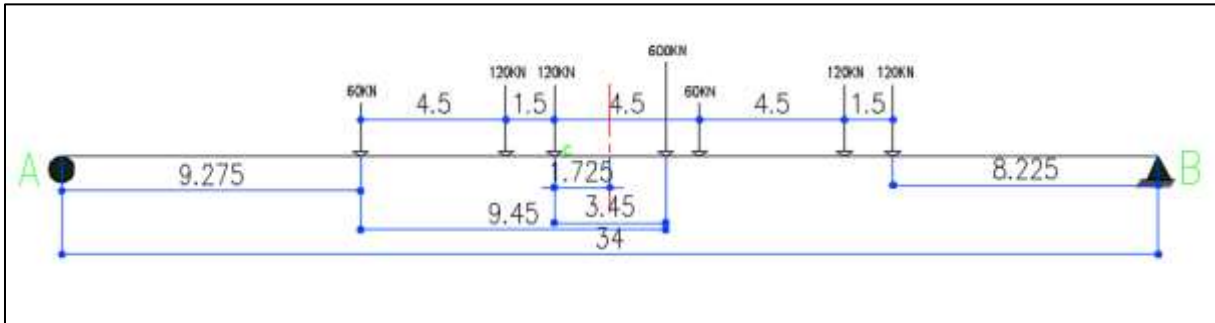


Figure III.6. Positionnement de la résultante des charges selon Barrés.

**Théorème de BARRES** : « Le moment fléchissant dus aux surcharges mobiles en droit (pi) sera maximum lorsque cette charge (pi) et la résultante R de toutes les charges selon symétrique par rapport le centre de la poutre ».

$$M/c = R \times X = 120 \times 4.5 + 120 \times 60 + 60 \times 10.5 + 120 \times 15 + 120 \times 16.5 \rightarrow 600X = 5\,670 \text{ KN.m.}$$

Donc :  $X = 9.45 \text{ m}$

$$a = 9.45 - 1.5 - 4.5 = 3.45 \text{ m} \rightarrow a/2 = 1.725 \text{ m.}$$

$MTBc = M/0.$

$$\Sigma M/A = 0 \text{ donc } \rightarrow RB = 330.44 \text{ KN} \rightarrow RA = 600 - 330.44 = 269.56 \text{ KN}$$

$$M/0 = RA \times 15.275 - 60 \times 6 - 120 \times 1.5 = 3\,577.529 \text{ KN.m}$$

$$MBcn = M/0 \times bc \times Nvoies \times \delta n$$

Tableau III.13. Résultat de moment fléchissant et effort tranchant type de charge Bc

Nombre de voies chargées	Effort tranchant max (KN)	Moment fléchissant max (KN.m)
Une voie chargée	606.09	4559.20
Deux voie chargées	1120.59	8429.37
Trois voie chargées	1459.80	10981.05

**III.4.3.2 Système de charges Bt / (Article 4.5.3 RCPR)**

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



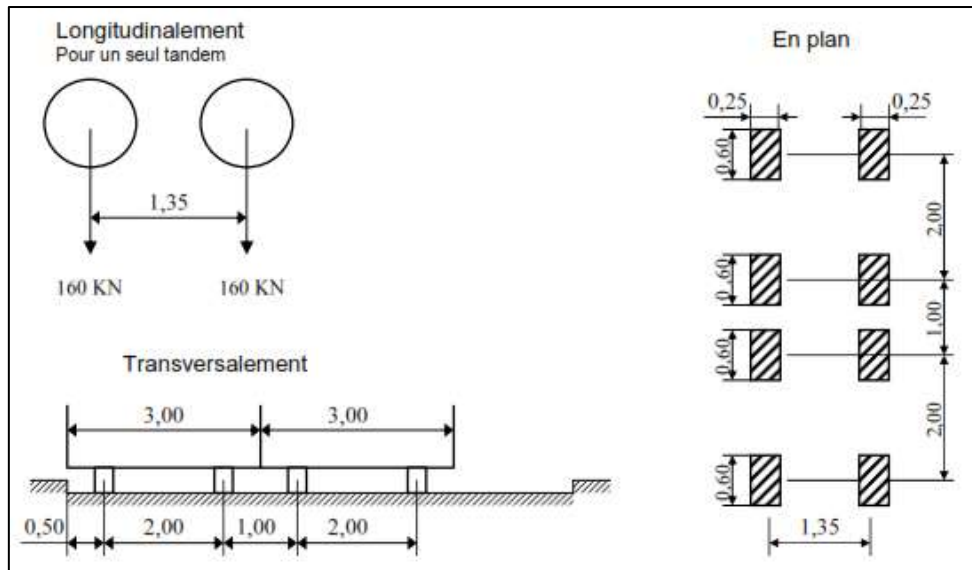


Figure III.7. Système de chargement Bt.

$$B_t = 2 \times (160 \times N \times b_t)$$

N : Nombre de voies prises dans le calcul.

Tableau III.14. Les valeurs de  $b_t$

	$b_t$
Première classe	1.2
Deuxième classe	1

Les valeurs à prendre alors sont montrés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.15. Valeurs de  $B_t$

N° des voies	$B_t$ (kN)	$b_t$	$B_t \times b_t$ (kN)	$\delta$
1	320	1,2	384	1,056
2 - 3 - 4	640	1,2	768	1,062

➤ **Calcul des sollicitations**

L'effort tranchant : à ( $x = 0$ )

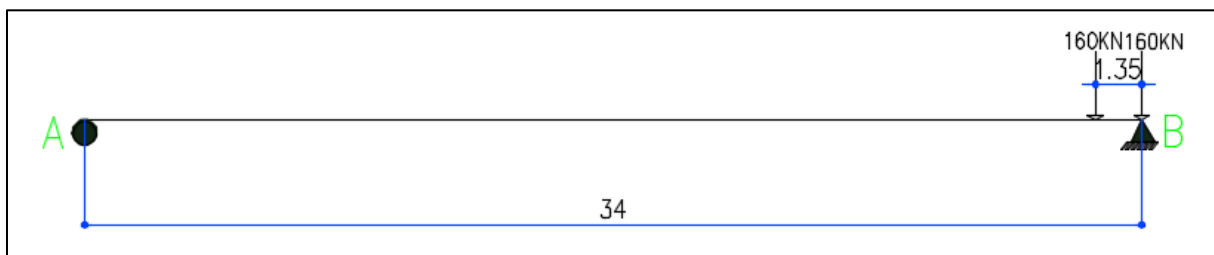


Figure III.8. Positionnement d'un seul tandem de la charge Bt.



1<sup>er</sup> cas : un tandem de Bt

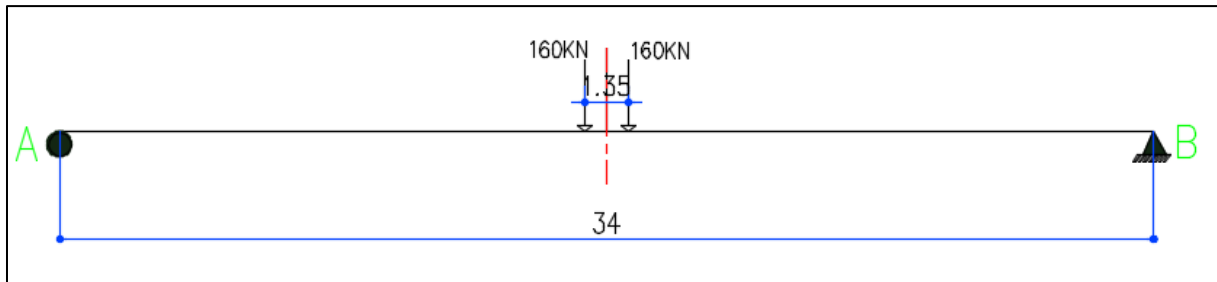
$$\Sigma M/B = 0 \rightarrow 160 \times 34 = 160 \times 1.35 \text{ KN.m}$$

$$R_A = 6.35 \text{ KN} \rightarrow R_B = 320 - 6,35 = 313.65 \text{ KN}$$

$$R_{1\max} (\text{Bt}) = R_B \times b_t \times N_{\text{tandems}} \times \delta_1 = 397.46 \text{ KN}$$

2<sup>ème</sup> cas : deux tandems de Bt :

$$R_{2\max} (\text{Bt}) = 799.43 \text{ KN.}$$



**Figure III.9. Positionnement de la charge Bt pour le calcul du moment.**

Vu qu'on a une symétrie :  $R_A = R_B = 160 \text{ KN.}$

$$M (L/2) = M_{Bt} = R_A \times (34/2) - 160 \times 0.675 = 2\ 612 \text{ KN.m.}$$

1<sup>er</sup> cas : un tandem de Bt

$$M_{Bt1} = M_{Bt} \times b_t \times N_{\text{tandems}} \times \delta_1 = 3309.93 \text{ KN.m.}$$

2<sup>ème</sup> cas : deux tandems de Bt

$$M_{Bt2} = 6657.47 \text{ KN.m.}$$

**Tableau III.16. Moment fléchissant max et effort tranchant max sous la charge bt**

Nombre de tandem B <sub>t</sub>	b <sub>t</sub>	δ	T <sub>max</sub> (KN)	M <sub>max</sub> (KN.m)
1	1.2	1,056	397.46	3309.93
2	1.2	1,062	799.43	6657.47

### III.4.3.3 Système de charges Br / (Article 4.5.2 RCPR)

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



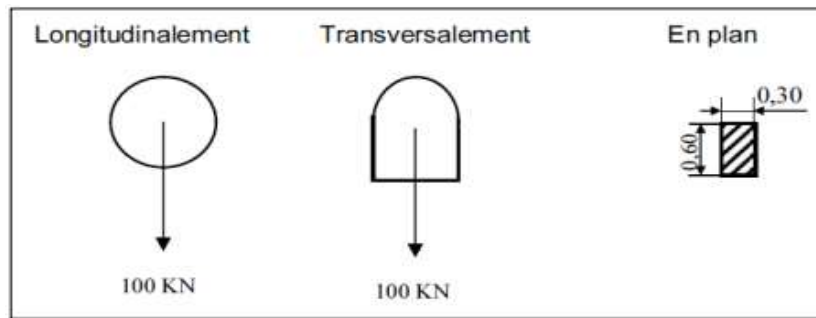


Figure III.10 : Système de chargement Br

➤ **Calcul des sollicitations**

L'effort tranchant : à  $(x = 0)$

$$R_{Br} = 100 \times \delta = 100 \times 1.052 = 105.2 \text{ KN}$$

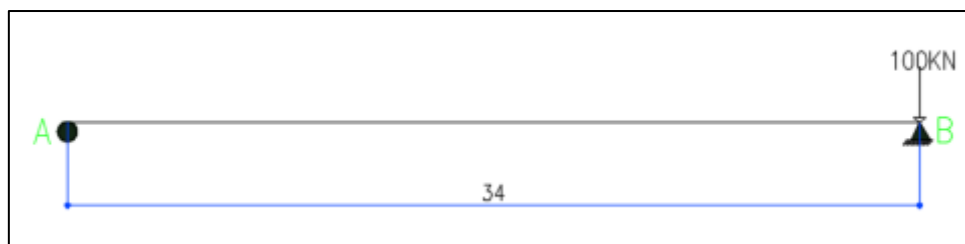


Figure III.11. Positionnement d'un seul tandem de la charge Br

Moment fléchissant :

Vue qu'on a une symétrie  $R_A = R_B = 50 \text{ KN}$

$$M(L/2) = M_{Br} = 50 \times (34/2) = 850 \text{ KN.m.}$$

$$M_{\max} = M_{Br} \times \delta = 894.20 \text{ KN.m.}$$

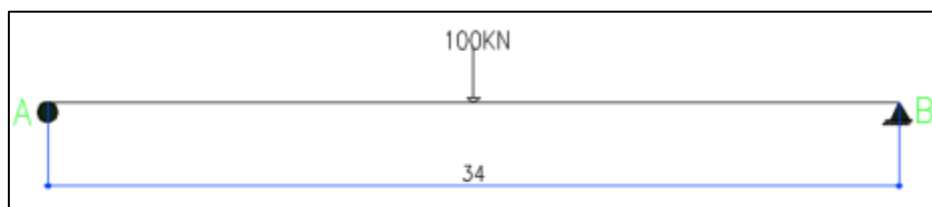


Figure III.12. Positionnement de la charge Br pour le calcul du moment fléchissant

Tableau III.17. Moment fléchissant et effort tranchant max pour surcharge Br.

$\delta$	$M_{\max} \text{ (KN.m)}$	$T_{\max} \text{ (KN)}$
1.052	894.2	105.2

**III.4.4 Charges militaires**

Le convoi militaire de type Mc120 comporte deux chenilles, et répond aux caractéristiques suivantes :

- Masse totale : 1100 KN.
- Longueur d'une chenille : 6,10m



## CHAPITRE III. CHARGES ET HYPOTHÈSES DE CALCUL

- Largeur d'une chenille : 1,00 m
- Distance d'axe en axe des deux chenilles : 3,30m
- Le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément chargé.
- Dans le sens longitudinal : le nombre de véhicule est limité avec un espacement de 30.5m

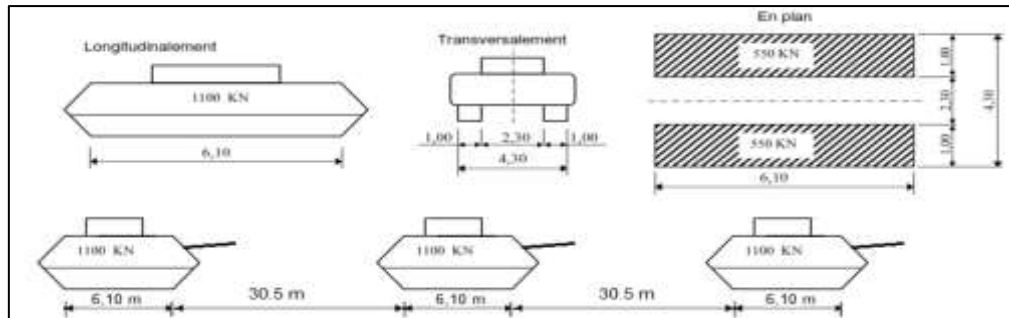


Figure III.13. Convoi de charge Mc 120.

### ➤ Calcul des sollicitations :

L'effort tranchant : à ( $X = 0$ ) :

$$\Sigma M/B = 0 \rightarrow 1100 \times 3,05 = 3355 \text{ KN.}$$

$$R_A = 98.68 \text{ KN} \rightarrow R_B = 1\ 001.32 \text{ KN}$$

$$R_{Mc120} (\text{max}) = R_B \times \delta = 1069.41 \text{ KN}$$

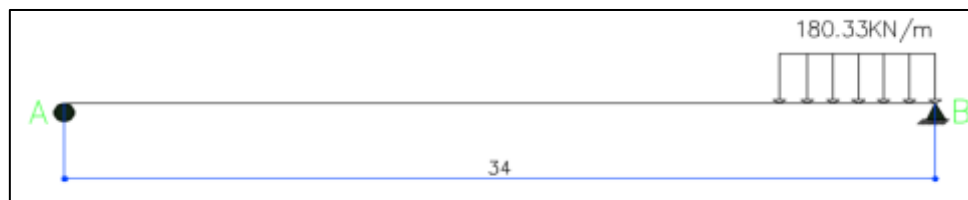


Figure III.14. Positionnement de la charge Mc120 pour le calcul l'effort tranchant

Moment fléchissant : à ( $x = L/2$ )

$$\text{Avec } R_A = R_B = 550 \text{ KN}$$

$$M(L/2) = M_{Mc120} = 550 \times (34/2) - 550 \times 3.05/2 = 8511.25 \text{ KN.m.}$$

$$M(L/2) = 8511.25 \times 1.068 = 9090 \text{ KN.m}$$

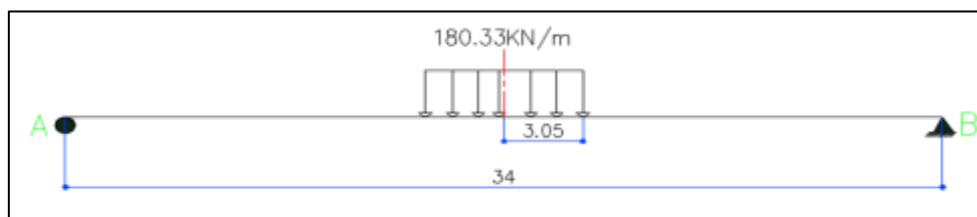


Figure III.15. Positionnement de la charge Mc120 pour le calcul du moment



Tableau III.18. Moment fléchissant max et effort tranchant max sous la charge Mc120

$\delta$	Mmax (KN.m)	Tmax (KN)
1.066	9 090	1 069.41

### III.4.5 Convoi exceptionnel

Le convoi type D, comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 2 400 KN de poids total, ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3.20m de large et 18.60m de long.

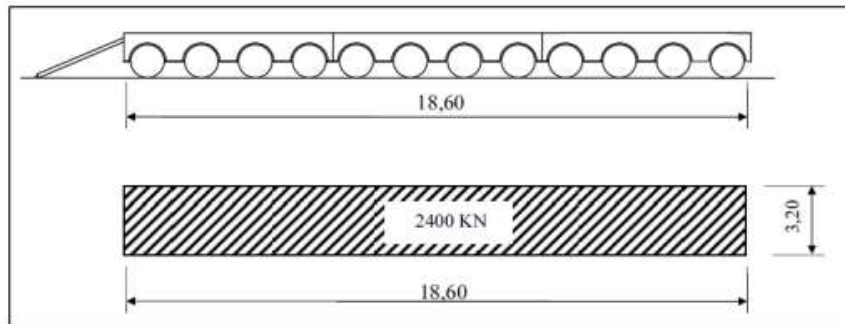


Figure III.16. Convoi exceptionnel D240

➤ **Calcul des sollicitations :**

L'effort tranchant : à ( $x = 0$ )

$$\Sigma M/B = 0 \rightarrow 2\,400 \times 9.30 = 22\,320 \text{ KN.m}$$

$$R_A = (2\,400 \times 9.30) / 34 = 656.47 \text{ KN}$$

$$R_B = 1\,743.53 \text{ KN.}$$

$$R_{\max} = R_B = 1\,743.53 \text{ KN.}$$

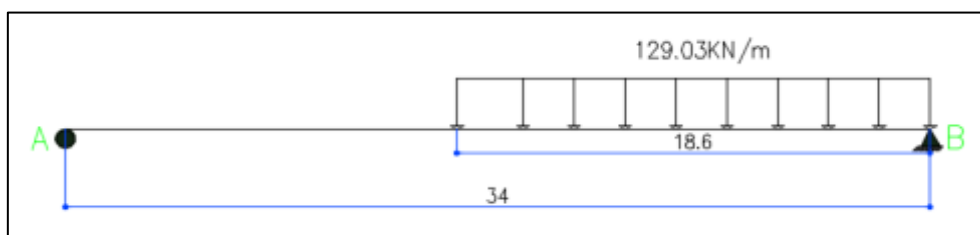


Figure III.17. Positionnement de la charge D240 pour le calcul l'effort tranchant

Moment fléchissant : à ( $x = L/2$ )

$$\text{Avec } R_A = R_B = 1200 \text{ KN}$$

$$M(L/2) = M_{D240} = 1200 \times 17 - 1200 \times 4.65 = 14\,820 \text{ KN.m}$$



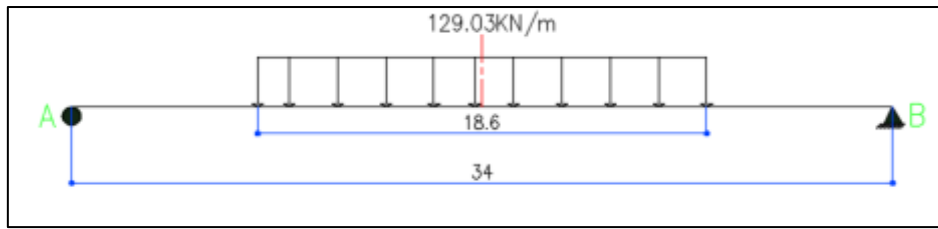


Figure III.18. Positionnement de la charge D240 pour le calcul du moment

Tableau III.19. Moment fléchissant max et effort tranchant max sous la charge D240

Mmax (KN.m)	Tmax (KN)
14820	1743.53

Tableau III.20. Tableau récapitulatif des moment et effort tranchant max

Les charges et les surcharges		Moment max Mmax [KN.m]	Moment max par poutre [KN.m]	Effort tranchant max Tmax [KN]	Effort max par poutre [KN]	
<b>Charges permanents</b>	G	37 468.85	5352.69	4 408.1	629.73	
<b>Surcharge A(I)</b>	1 voie	5 037.27	719,61	592.62	84,66	
	2 voies	10 074.54	1439,22	1 185.24	169,32	
	3 voies	13 600.34	1 942,9057	1 600.04	228,58	
<b>Surcharge B</b>	Bc	1 voie	4 559.20	651,31	606.09	86,58
		2 voies	8 429.37	1 204.20	1 120.59	160.08
		3 voies	10 981.05	1 568.72	1 459.80	208.54
	Bt	1 tandem	3 309.93	472.85	397.46	56.78
		2 tandems	6 657.47	951.07	798.62	114,08
	Br	894.2	127.73	105.2	15.03	
<b>Convoi</b>	Mc120	9073	1 296.14	1 069.41	152.77	
	D240	14 820	2 117.14	1 778.82	254.12	

### III.4.6 Efforts de freinage

Les charges des chaussées des systèmes de charge **A** et **B<sub>c</sub>** sont susceptibles de développer des efforts de freinage, ces efforts s'exercent sur la surface de la chaussée, dans l'une ou dans l'autre direction de la circulation, dans le cas courant la résultante de ces efforts peut être supposée centrée sur l'axe longitudinal de la chaussée.

#### Système de charge B<sub>c</sub>

Chaque essieu d'un camion du système B<sub>c</sub> peut développer un effort de freinage égal à son poids de véhicule de 300 KN.



### Système de charge A

L'effort de freinage qui correspond au système de charge A est donné par :

$$F = A \cdot \frac{S}{20 + 0.0035 \times S} \quad (3.2)$$

S : surface chargée en (m<sup>2</sup>).

**Tableau III.21. Effort de freinage.**

	S (m <sup>2</sup> )	A(l) (KN/m <sup>2</sup> )	F (KN)
Une voie	127,75	9,55	59,67
Deux voies	255,50	9,55	116,78
Trois voies	383,25	8,60	154,35

### III.5 COMBINAISONS DE CHARGES

**Tableau III.22. Combinaisons de charges.**



### III.6 CONCLUSION

Dans ce chapitre, on a évalué les différentes charges et surcharges routières agissant sur l'ouvrage en se basant sur le R.C.P.R. Une bonne définition du chargement nous amène à déterminer les sollicitations les plus réalistes possibles appliquées sur notre ouvrage.



**CHAPITRE IV**  
**ETUDE TRANSVERSALE DU TABLIER**



### IV.1 INTRODUCTION

Le calcul de sollicitation longitudinale se fait en considérant la structure comme un élément barre, mais en effet, pour un calcul exact des sollicitations du tablier il faut savoir comment ces efforts se répartissent transversalement sur les poutres pour avoir la poutre plus sollicitée, pour cela, En utilisant la méthode de GUYON-MASSONNET.

Cette méthode a pour but de déterminer le moment fléchissant et l'effort tranchant revenant à chaque poutre en calculant le coefficient de répartition transversale  $K\alpha$  dépendant essentiellement de la rigidité torsionnelle  $\alpha$ , et du coefficient d'entretoisement  $\theta$ .

### IV.2 RÉPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS (SELON LA METHODE GUYON-MASSONNET)

#### IV.2.1 Détermination des paramètres de calcul

##### IV.2.1.1 Définition des paramètres de calcul

Tous les coefficients sur lesquelles sera basée cette méthode dépendent de deux paramètres essentiels :

➤ **Largeur active B**

Le pont est constitué de 7 poutres ( $n = 7$ ),

Donc la largeur active du pont sera :  $b = n \times b_1 / 2 = \rightarrow b=6,825m$

$b_1$  : distance entre axe entre les poutres ( $b_1 = 1,95 m$ ),

➤ **Module de cisaillement (module de déformation transversale)**

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (4.1)$$

$\rightarrow G=0,417E$

E : module de déformation longitudinal du béton (module de Young),

$\nu$  : coefficient de poisson égal à 0,2,

##### IV.2.1.2 Paramètre d'entretoisement $\theta$

Il caractérise la souplesse de l'entretoisement, il est donné par la formule suivante :

$$\theta = \frac{b^4}{L} \sqrt{\frac{\rho_p}{\rho_D}} \quad (4.2)$$

On calcul les différents paramètres :

$b = 6.825m = 682.5 \text{ cm}$  (largeur active),

$l = 35 m = 3\ 500 \text{ cm}$  (longueur de la poutre),

➤ **Rigidité flexionnelle de la dalle**

$L_1=1\text{m}$  (distance entre axe des entretoise)

$d=25\text{cm}$  (épaisseur de dalle)

$$I_D = L_1 \times d^3 / 12 = 1,302 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

➤ **Rigidité flexionnelle de la poutre**

Comme la poutre est à inertie variable, l'inertie à prendre en compte pour le calcul est donnée par la formule suivant :

$$I_p = I_0 + \frac{8(IM + I_0)}{3\pi} \quad (4.3)$$

$I_0$  : moment d'inertie de section d'about avec hourdis  $I_0=0,768\text{m}^4$

$I_M$  : moment d'inertie de section à mi-travée  $I_M=0,623\text{m}^4$

$$I_p = 0,645\text{m}^4$$

$$\rho_p = \frac{I_p}{B_1} \times E = 0,33 E$$

Donc

$$\theta = 0,8$$

Tableau IV.1. Paramètre de calculer le coefficient  $\theta$

Indice	Désignation	Valeur
b	Demi-largeur active de la dalle,	6,825m
n	Le nombre de poutres,	7
b <sub>1</sub>	Distance entre-axe des poutres,	1,95
L	Portée de la travée,	35
$\rho_p$	Rigidité flexionnelle des poutres par unité de longueur,	0,33 E
$I_p$	Moment d'inertie équivalente de la poutre,	0,645m <sup>4</sup>
$\rho_D$	Rigidité flexionnelle de la dalle par unité de longueur,	1,302×10 <sup>-3</sup>
$l_1$	Unité de largeur,	1m
$I_D$	Moment d'inertie de la dalle,	1,302×10 <sup>-3</sup> m <sup>4</sup>
		$\theta = 0,8$

IV.2.1.3 Paramètre de torsion  $\alpha$

L'effet de la torsion est caractérisé par le paramètre de torsion  $\alpha$  dont la valeur est comprise entre 0 et 1

$$\alpha = \frac{\gamma_D + \gamma_P}{2 \times \sqrt{\gamma_D \times \gamma_P}} \quad (4.4)$$

➤ Rigidité torsionnelle de la dalle  $\gamma_E$

$$C_E = 2 \times G \times I_e = 2 \times 0,4166 E \times I_e \rightarrow I_e = I_D = 1,302 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

➤ Rigidité torsionnelle de dalle par unité de longueur

$$\gamma_E = C_E / L_1 \rightarrow \gamma_E = 1,085 E$$

$$C_E = 1,085 \times 10^{-3} E$$

➤ Rigidité torsionnelle de la poutre  $C_p$

$$C_p = \frac{G}{3} \times \sum h_i b_i^3 + \frac{b_1 \cdot d^3}{2}$$

$$C_p = (G/3) [(1.2 \times 0.19^3) + (1.35 \times 0.25^3) + (0.6 \times 0.37^3) + (1.95 \times 0.25^3 / 2)] \rightarrow C_p = 0,01034 E$$

d : épaisseur de la dalle,

b<sub>i</sub> et h<sub>i</sub> : les dimensions de la section équivalente.

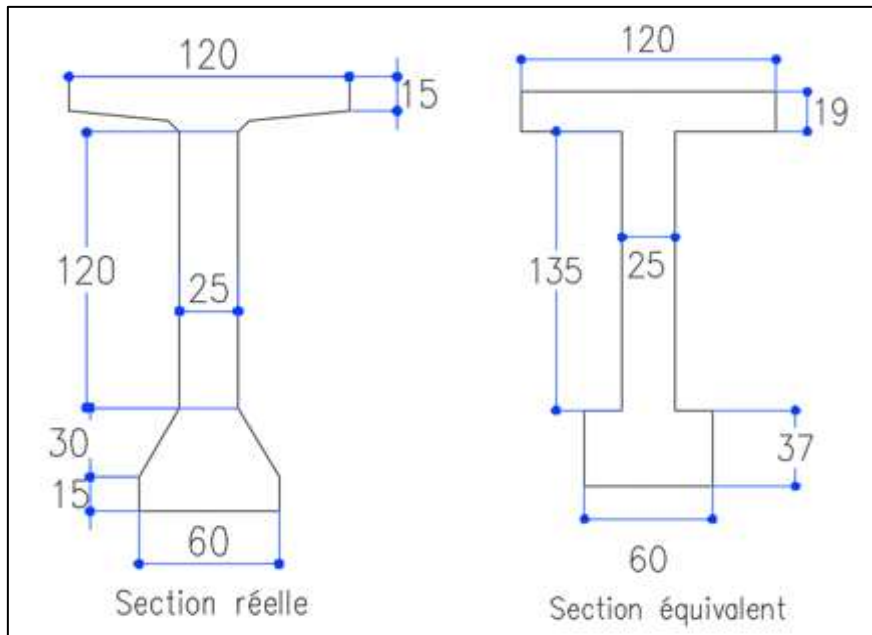


Figure IV.1. Section équivalente.

➤ Rigidité torsionnelle des poutres par unité de largeur

$$\gamma_P = 5,3 \times 10^{-3} E$$

Donc :  $\alpha = 0,15$

Tableau IV.2. Paramètre de calcul de coefficient  $\alpha$

Indice	Désignation	Valeur
$\gamma_P$	Rigidité torsionnelle des poutres par unité de largeur,	$5,3 \times 10^{-3} E$
$C_P$	Rigidité torsionnelle de la poutre,	$0,01034E$
$\gamma_E$	Rigidité torsionnelle des entretoises (la dalle) par unité de Largeur,	$1,085 \times 10^{-3} E$
$C_E$	Rigidité torsionnelle de la dalle,	$1,085 \times 10^{-3} E$
$G$	Module de déformation transversale du béton,	$0,417E$
$\nu$	Coefficient de poisson,	$0,2$
		$\alpha = 0,15$

### IV.3 REPARTITION TRANSVERSALE DES MOMENTS FLECHISSANTS

➤ Coefficients de répartition transversale  $K_\alpha$

Il dépend :

- Du paramètre de l'entretoisement  $\theta$  ;
- Du paramètre de torsion  $\alpha$  ;
- De l'ordonnée relative ( $y$ ) et de la section où on veut étudier le moment,

Pour un calcul rigoureux de  $K$  dans le cas où  $0 < \alpha < 1$  on utilisera les formules d'interpolation d'après Sattler :

$$\text{Si } 1 \leq \theta \leq 2 \quad \rightarrow \quad K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha^{0,5}$$

$$\text{Si } 0,3 \leq \theta \leq 1 \quad \rightarrow \quad K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha^\beta$$

$$\text{Où : } \beta = 1 - e^{[(0,065 - \theta) / 0,665]}$$

Tel que :

$K_0$  : valeur de  $K$  pour  $\alpha = 0$ ,

$K_1$  : valeur de  $K$  pour  $\alpha = 1$ ,

C'est notre cas où  $\theta = 0,8$ , donc on utilise cette formule :  $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha^\beta$

Donc  $\beta = 0,6689$

➤ Calcul de Coefficients  $K_0$  et  $K_1$

Dans notre cas on n'a pas besoin de faire une interpolation pour  $\theta = 0,8$

Tableau IV.3. Tableau de K pour  $\theta = 0,80$  et  $\alpha=0$

$\theta=0,8$		$K_0$							
e \ Y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,2595	0,401	1,0595	1,6478	1,9348	1,6478	1,0595	0,401	-0,2595
b/4	-0,4898	0,0123	0,5394	1,1076	1,6478	1,9191	1,6383	1,0694	0,4362
b/2	-0,4719	-0,1844	0,1348	0,5394	1,0595	1,6383	2,0526	2,0353	1,8428
3b/4	-0,353	-0,2834	-0,1844	0,0123	0,401	1,0694	2,0353	3,1419	4,1195
b	-0,2094	-0,353	-0,4719	-0,4898	-0,2595	0,4362	1,8428	4,1195	7,1154

Tableau IV.4. Tableau de K pour  $\theta = 0,80$  et  $\alpha=1$

$\theta=0,8$		$K_1$							
e \ Y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,6259	0,7738	0,9802	1,2308	1,3841	1,2308	0,9802	0,7738	0,6259
b/4	0,3923	0,5089	0,6812	0,9313	1,2308	1,4371	1,3426	1,1547	0,9971
b/2	0,2516	0,3389	0,472	0,6812	0,9802	1,3426	1,6305	1,6381	1,5588
3b/4	0,1695	0,2358	0,3389	0,5089	0,7738	1,1547	1,6381	2,1023	2,3534
b	0,1177	0,1695	0,2516	0,3923	0,6259	0,9971	1,5588	2,3534	3,3539

Donc on a  $\beta=0,6689$ ,  $\alpha =0,15$

$$K_\alpha = K_0 + 0,28 (K_1 - K_0)$$

Tableau IV.5. Tableau de K pour  $\theta=0,8$  et  $\alpha=0,15$

y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,0116	0,5054	1,0373	1,5310	1,7806	1,5310	1,0373	0,5054	-0,0116
b/4	-0,2428	0,1513	0,5791	1,0582	1,5310	1,7841	1,5555	1,0933	0,5933
b/2	-0,2693	-0,0379	0,2292	0,5791	1,0373	1,5555	1,9344	1,9241	1,7633
3b/4	-0,2067	-0,1380	-0,0379	0,1513	0,5054	1,0933	1,9241	2,8508	3,6250

➤ **Calcul de coefficient  $K_\alpha$  pour chaque poutre**

Pour obtenir les coefficients de répartition  $K_\alpha$  pour chacune des sept poutres on Interpole entre les valeurs du tableau précédent et la position de la poutre par rapport à l'axe de symétrie transversal de l'ouvrage,

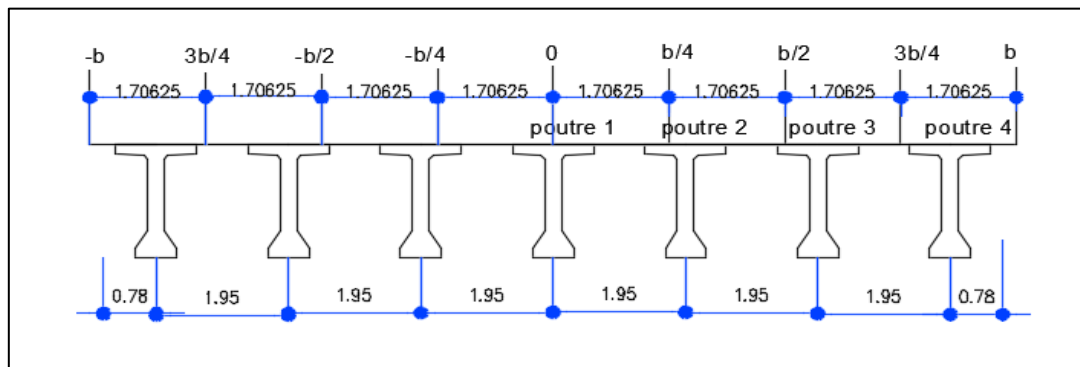


Figure IV.2. Position des poutres transversalement

Tableau IV.6. Valeurs du coefficient de répartition  $K\alpha$  relatives aux positions réelles des poutres

e \ Y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
POUTRE 1	-0,01159	0,50538	1,03730	1,53104	1,78060	1,53104	1,03730	0,50538	-0,01159
POUTRE 2	-0,24660	0,12432	0,52912	0,98979	1,46051	1,75148	1,60963	1,21197	0,76040
POUTRE 3	-0,25143	-0,06649	0,15290	0,45689	0,88532	1,42344	1,93146	2,18886	2,29520
POUTRE 4	-0,16861	-0,16746	-0,13707	-0,01758	0,28382	0,87898	1,85517	3,18260	4,66950

### IV.3.1 Construction des lignes d'influence

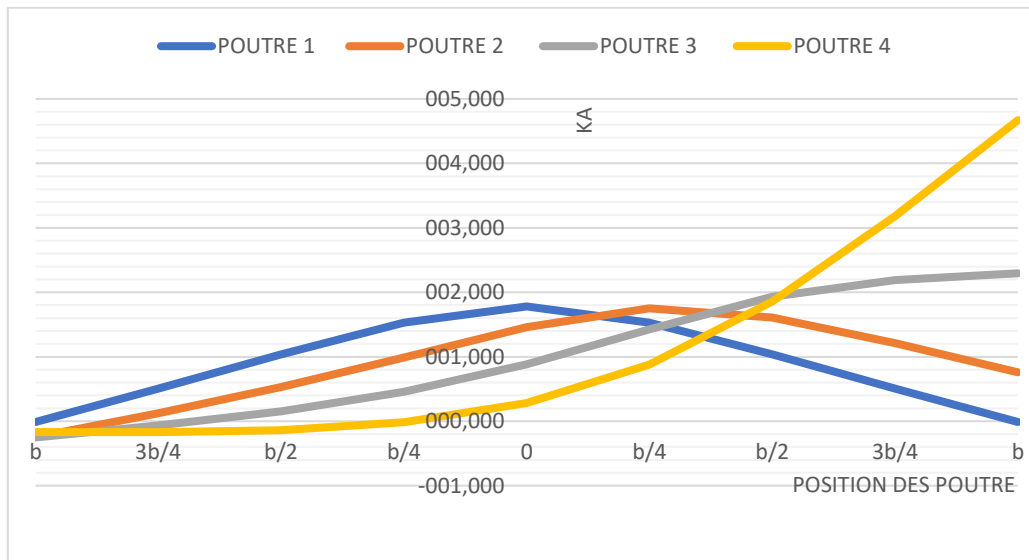


Figure IV.3. Lignes d'influence du coefficient  $K\alpha$

Le coefficient  $K\alpha$  représente le rapport entre le moment réel et celui obtenu par répartition équitable sur l'ensemble des poutres.

### IV.3.2 Etude du chargement

Après avoir tracé les lignes d'influences, On charge le tablier du pont conformément au RCPR. Nous placerons les systèmes un par un pour chaque cas de chargement, et nous déterminerons pour chaque chargement le coefficient de répartition résultant,

➤ **Pour les surcharges concentrées**

$$K\alpha_{\text{moy}} = \sum K\alpha_i / n$$

Avec :

$K\alpha_i$  : valeur sera directement lue sur le graphe,

n : nombre de charges,

➤ **Pour les surcharges réparties**

$$K\alpha_{\text{moy}} = S/l \quad \text{Avec : } S : \text{aire du graphe sous la largeur chargée,}$$

l : largeur chargée,

**Remarque :** - Les surfaces et les distance sont calculées à l'aide le logiciel AUTOCAD,

- Le poids propre est considéré répartie uniformément sur toute la largeur de la dalle (malgré il y a un manque d'uniformité sur les deux poutres de l'extrémité),

Cette réparation est assurée par un coefficient Kamoy =1, Donc toutes les poutres avoir le même effet.

Les valeurs de Kamoy sont présentés dans l'annexe E

**IV.3.3 Valeurs des Moment réels dus aux surcharges à (x = 0,5L)**

**Tableau IV.7. Tableau récapitulatif de répartition de moment transversalement**

Désignation	M0	Poutre 1		Poutre 2		Poutre 3		Poutre 4		
		Kam oy	Mréel KN.m	Kam oy	Mréel KN.m	Ka moy	Mréel KN.m	Kamoy	Mréel KN.m	
<b>Poids G</b>	5352,69	1	5352,69	1	5352,69	1	5352,69	1	5352,69	
<b>Surcharge A(L)</b>	1 voie	1,447	1034,79918	1,635	1176,56235	1,456	1047,75216	1,015	730,40415	
	2 voies	1,438	1706,91492	1,278	1839,32316	0,961	1383,09042	0,548	788,69256	
	3 voies	1,186	2304,28616	1,132	2199,369252	0,995	1953,191172	0,793	1540,72432	
<b>Surcharge B</b>	<b>Bc</b>	1V	0,78	508,0218	1,395	908,57745	2,055	1338,44205	2,56	1667,3536
		2V	1,168	1406,5056	1,525	1836,405	1,69	2035,098	1,656	1994,1552
		3V	1,148	1800,89056	1,423	2232,28856	1,572	2466,02784	1,623	2546,03256
	<b>Bt</b>	1t	0,945	446,84325	1,485	702,18225	1,955	914,96475	2,155	1018,99175
		2t	1,04	989,1128	1,488	1415,19216	1,793	1705,26851	1,933	1838,41831
<b>Convoi</b>	Mc120	1,07	1389,4699	1,496	1942,66072	1,777	2307,55889	2,076	2695,83132	
	D240	1,408	2972,48512	1,658	3500,27012	1,512	3192,04368	1,112	2347,58768	

**IV.3.3.1 Détermination de la poutre la plus sollicitée**

**Tableau IV.8. Combinaisons de charge à ELS**

Combinaisons	Poutre 1	Poutre2	Poutre 3	Poutre 4	
<b>ELS</b>	G+1,2A(l) (1voie)	6594,44902	6764,56482	6609,99259	6229,17498
	G+1,2A(l) (2voies)	7400,9879	7559,87779	7012,3985	6299,12107
	G+1,2A(l) (3voies)	8117,83339	7991,9331	7672,51941	7201,55906
	G+1,2Bc (1voie)	5962,31616	6442,98294	6958,82046	7353,51432
	G+1,2Bc (2voie)	7040,49672	7556,376	7794,8076	7745,67624
	G+1,2Bc (3voie)	7513,75867	8031,43627	8311,92341	8407,92907
	G+1,2Bt(1tendem)	5888,9019	6195,3087	6450,6477	6575,4801
	G+1,2Bt(2tendem)	6539,62536	7050,92059	7399,01221	7558,79197
	G + MC120	6742,1599	7295,35072	7660,24889	8048,52132
	G + D240	8325,17512	8852,96012	8544,73368	7700,27768

Tableau IV.9. Combinaisons de charge à ELU,

Combinaisons		Poutre 1	Poutre2	Poutre 3	Poutre 4
ELU	G+1,6A(l) (1voie)	8881,81019	9108,63126	8902,53496	8394,77814
	G+1,6A(l) (2voie)	9957,19537	10169,0486	9439,07617	8488,0396
	G+1,6A(l) (3voie)	10912,9894	10745,1223	10319,2374	9691,29025
	G+1,6Bc (1voie)	8038,96638	8679,85542	9367,63878	9893,89726
	G+1,6Bc (2voie)	9476,54046	10164,3795	10482,2883	10416,7798
	G+1,6Bc (3voie)	10107,5564	10797,7932	11171,776	11299,7836
	G+1,6Bt(1tendem)	7941,0807	8349,6231	8690,0751	8856,5183
	G+1,6Bt(2tendem)	8808,71198	9490,43896	9954,56112	10167,6008
	1,35G + 1,35MC120	9101,91587	9848,72347	10341,336	10865,5038
	<b>1,35G + 1,35D240</b>	11238,9864	<b>11951,4962</b>	11535,3905	10395,3749

On conclut que la poutre la plus sollicitée c'est la **2<sup>ème</sup> poutre à ELS et ELU**

A l'ELU le cas de charge le plus défavorable c'est : 1,35G+1,35D240 de la poutre 2

$$M_{max} = 11951.4962 \text{ KN.m}$$

A l'ELS le cas de charge le plus défavorable c'est : G+D240 de la poutre 2

$$M_{max} = 8852.96 \text{ KN.m}$$

## IV.4 CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS DUS AUX SURCHARGES

### IV.4.1 Calcul de l'effort tranchant dans chaque poutre

L'effort tranchant sera calculé pour la période en service ; le calcul des efforts tranchants sera fait avec la même méthode que celle utilisée pour le moment fléchissant.

### IV.4.2 Coefficient de répartition $\epsilon\alpha$ , $\epsilon'\alpha$

Les Coefficient  $\epsilon\alpha$ ,  $\epsilon'\alpha$  dépend de  $\theta$  et  $\alpha$ , pour la détermination de ces deux paramètres :

Dans le tableau de Guyon-Massonnet sont données les  $\epsilon_0$ ,  $\epsilon_1$  et  $\epsilon'_1$  qui correspond à

$$\alpha = 0 \text{ et } \alpha = 1.$$

Pour ' $\theta$ ' ne figurant pas dans les tableaux de Guyon-Massonnet on doit faire une interpolation,

La détermination des coefficients  $\epsilon\alpha$  se fait comme celle de  $K\alpha$  mais avec quelque spécification.

**En section sur appui** On utilisera  $\epsilon'\alpha$  obtenue par interpolation entre  $\epsilon'_0$  et  $\epsilon'_1$  avec

$$\epsilon'_0 = \epsilon_0 \text{ et } \epsilon'_1 \neq \epsilon_1,$$

L'interpolation se fera comme suite :

$$\epsilon'\alpha = \epsilon'_0 + (\epsilon'_1 - \epsilon'_0) \times \alpha \text{ si } |y| + |e| \leq 3b/4,$$

$$\epsilon'\alpha = \epsilon'_0 + (\epsilon'_1 - \epsilon'_0) \times \sqrt{\alpha} \text{ si } |y| + |e| > 3b/4,$$

**En section courante** On utilisera  $\epsilon\alpha$  obtenu par interpolation entre  $\epsilon 0$  et  $\epsilon 1$ ,

L'interpolation se fera comme suite :

$$\epsilon\alpha = \epsilon 0 + (\epsilon 1 - \epsilon 0) \times \alpha \text{ si } |y| + |e| \leq 3b/4,$$

$$\epsilon\alpha = \epsilon 0 + (\epsilon 1 - \epsilon 0) \times \sqrt{\alpha} \text{ si } |y| + |e| > 3b/4,$$

Le calcul de  $\epsilon\alpha_{\text{moy}}$  ce fait à partir des lignes d'influence sous chargement et le calcul de l'effort tranchant réelle **par**  $T = T \times \epsilon\alpha_{\text{moy}}$ .

Tableau IV.10. Coefficient  $\epsilon 0$  et  $\epsilon 1$

		$\theta = 0,80$								
		e								
y		-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
$\epsilon 0$	0	-0,0413	0,0638	0,1686	0,2623	0,3079	0,2623	0,1686	0,0638	-0,0413
	b/4	-0,0780	0,0020	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	0,0020	0,0638	0,1702	0,3239	0,5001	0,6556
	b	-0,0333	-0,0562	-0,0751	-0,0780	-0,0413	0,0694	0,2933	0,6556	1,1325
$\epsilon 1$	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	0,2570	0,6048	0,2564	0,0946	0,0047
	b/2	-0,0068	0,0000	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	0,0270	0,0400	0,0624	0,0996	0,1587	0,2481	0,3746	0,5338

Avec

$$\epsilon'\alpha = \epsilon'0 + (\epsilon'1 - \epsilon'0) \times \alpha \text{ si } |y| + |e| \leq 3b/4.$$

$$\epsilon'\alpha = \epsilon'0 + (\epsilon'1 - \epsilon'0) \times \sqrt{\alpha} \text{ si } |y| + |e| > 3b/4.$$

Tableau IV.11. Valeurs du coefficient de répartition  $\epsilon' \alpha$

		-6,825	-5,119	-3,4125	-1,706	0	1,70625	3,4125	5,11875	6,825
		e								
y		-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0,0000	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,0295	0,0584	0,1580	0,2610	0,3519	0,2610	0,1580	0,0584	-0,0295	
b/4	-0,0523	0,0028	0,0780	0,1651	0,2615	0,3503	0,2601	0,1409	0,0444	
b/2	-0,0487	-0,0180	0,0182	0,0794	0,1602	0,2623	0,4395	0,2987	0,2016	
3b/4	-0,0335	-0,0248	-0,0118	0,0143	0,0649	0,1621	0,3184	0,5534	0,4775	
b	-0,0132	-0,0240	-0,0306	-0,0237	0,0132	0,1040	0,2758	0,5469	0,9008	

Tableau IV.12. Valeur réelle de coefficient  $\epsilon' \alpha$  dans les poutres

		-6,825	-5,1187	-3,4125	-1,7062	0	1,70625	3,4125	5,11875	6,825
		e								
y		-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
POUTRE 1	-0,0295	0,0584	0,1580	0,2610	0,3519	0,2610	0,1580	0,0584	-0,0295	
POUTRE 2	-0,0518	-0,0002	0,0694	0,1528	0,2470	0,3377	0,2858	0,1635	0,0668	
POUTRE3	-0,0443	-0,0199	0,0096	0,0608	0,1330	0,2337	0,4049	0,3714	0,2804	
POUTRE4	-0,0248	-0,0245	-0,0198	-0,0020	0,0428	0,1372	0,3002	0,5506	0,6589	

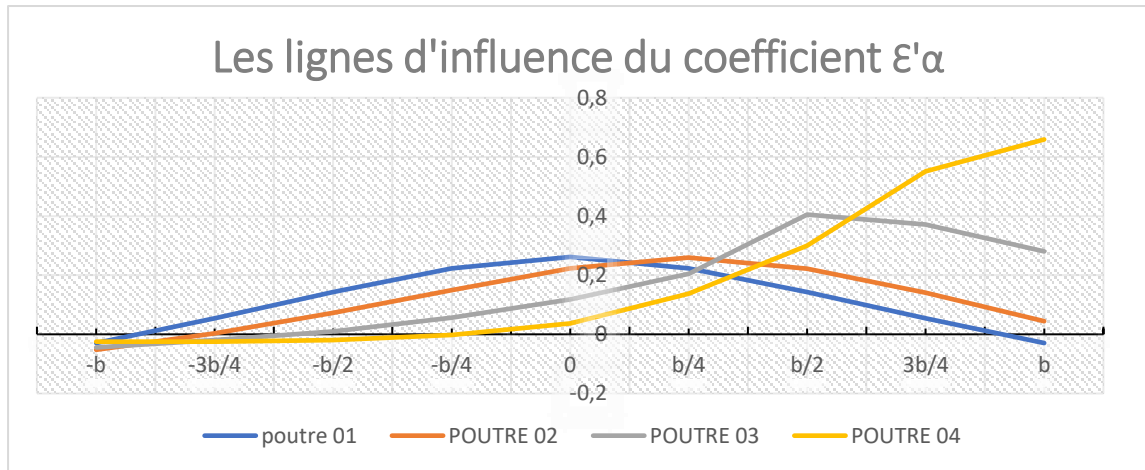


Figure IV.4. Ligne d'influence de coefficient  $\epsilon'\alpha$

IV.4.3 Valeurs des efforts tranchants réels dus aux surcharges à ( $x = 0,00L$ )

Le calcul de l'effort tranchant réel de chaque poutre et chaque système de chargement on multiplier le coefficient  $\epsilon_{\text{amoy}}$  par l'effort tranchant max ( $T_0$  pour chaque poutre)

$$T_{\text{réel}} = \epsilon'_{\text{amoy}} \times T_0 \quad (4.5)$$

Tableau IV.13. Valeurs des efforts tranchants réels dus aux surcharges à ( $X = 0,00L$ ),

Designation		T0 KN.m	Poutre 1		Poutre 2		Poutre 3		Poutre 4		
			$\xi_{\text{amoy}}$	Tréel KN.m	$\xi_{\text{amoy}}$	Tréel KN.m	$\xi_{\text{a moy}}$	Tréel KN.m	$\xi_{\text{amoy}}$	Tréel KN.m	
Poids G		629,73	1	629,73	1	629,73	1	629,73	1	629,73	
Surcharge A(L)	1 voie	592,62	0,249	147,56238	0,3	177,786	0,262	155,26644	0,165	97,7823	
	2 voies	1185,24	0,248	293,93952	0,227	269,04948	0,162	192,00888	0,087	103,11588	
	3 voies	1600,04	0,196	313,60784	0,184	294,40736	0,164	262,40656	0,125	200,005	
Surcharge B	Bc	1V	606,09	0,105	63,63945	0,22	133,3398	0,375	227,28375	0,425	257,58825
		2V	1120,59	0,19	212,9121	0,26	291,3534	0,305	341,77995	0,275	308,16225
		3V	1459,8	0,188	274,4424	0,24	350,352	0,277	404,3646	0,258	376,6284
	Bt	1t	397,46	0,14	55,6444	0,25	99,365	0,355	141,0983	0,38	151,0348
		2t	799,43	0,163	130,30709	0,255	203,85465	0,315	251,82045	0,315	251,82045
	Convoi	Mc120	1069,41	0,17	181,7997	0,252	269,49132	0,305	326,17005	0,317	339,00297
D240		1743,53	0,239	416,70367	0,307	535,26371	0,273	475,98369	0,172	299,88716	

IV.4.3.1 Détermination de la poutre la plus sollicitée

Tableau IV.14. Combinaisons de charge à ELS

Combinaisons		Poutre 1	Poutre2	Poutre 3	Poutre 4
ELS	G+1,2A(l) (1voie)	806,804856	843,0732	816,049728	747,06876
	G+1,2A(l) (2voies)	982,457424	952,589376	860,140656	753,469056
	G+1,2A(l) (3voies)	1006,05941	983,018832	944,617872	869,736
	G+1,2Bc (1voie)	706,09734	789,73776	902,4705	938,8359
	G+1,2Bc (2voie)	885,22452	979,35408	1039,86594	999,5247

	G+1,2Bc (3voie)	959,06088	1050,1524	1114,96752	1081,68408
	G+1,2Bt(1tendem)	696,50328	748,968	799,04796	810,97176
	G+1,2Bt(2tendem)	786,098508	874,35558	931,91454	931,91454
	G + MC120	811,5297	899,22132	955,90005	968,73297
	<b>G + D240</b>	1046,43367	1164,99371	1105,71369	929,61716

Tableau IV.15. Combinaisons de charge à ELU

Combinaisons		Poutre 1	Poutre2	Poutre 3	Poutre 4
ELU	G+1,6A(l) (1voie)	1 086,235	1 134,593	7474,558	7382,58318
	G+1,6A(l) (2voie)	1 320,439	1 280,615	7533,346	7391,11691
	G+1,6A(l) (3voie)	1 351,908	1 321,188	7645,982	7546,1395
	G+1,6Bc (1voie)	951,959	1 063,479	7589,786	7638,2727
	G+1,6Bc (2voie)	1 190,795	1 316,301	7772,98	7719,1911
	G+1,6Bc (3voie)	1 289,243	1 410,699	7873,11486	7828,73694
	G+1,6Bt(1tendem)	939,167	1 009,12	7451,88878	7467,78718
	G+1,6Bt(2tendem)	1 058,627	1 176,303	7629,04422	7629,04422
	1,35G + 1,35MC120	1 095,5651	1 213,949	1290,46507	1307,78951
	<b>1,35G + 1,35D240</b>	1412,68545	1572,74151	1492,71348	1254,98317

Par conclusion la poutre la plus sollicité c'est la 2ème poutre à ELS et ELU

A l'ELU le cas de charge le plus défavorable c'est : 1,35G+1,35D240 de la poutre 2

$$T_{\max} = 1572.74 \text{ KN}$$

A l'ELS le cas de charge le plus défavorable c'est : G+D240 de la poutre 2

$$T_{\max} = 1165 \text{ KN}$$

## IV.5 MODÉLISATION DU TABLIER

Après l'étude transversale du tablier de notre ouvrage (calcul analytique en utilisant la méthode de GUYON-MASSONNET. On vérifie les résultats de calcul analytique par calcul numérique en utilisant un logiciel de calcul à base d'éléments finis comme : Autodesk Robot Structural Analysis Professional. On va étudier le tablier à poutres. Et vu que les travées sont indépendantes, on se limite à étudier une seule travée, dans laquelle le dimensionnement sera standardisé à partir de la poutre la plus sollicitée.

Le mode de construction basé sur la préfabrication, nous oblige à faire attention sur les caractéristiques géométriques et mécaniques de la section étudiée, et même sur les charges à appliquer durant chaque phase de construction et après la mise en service.

### IV.5.1 Evaluation des efforts en service

La valeur et la position transversale des charges appliquées ainsi que leurs combinaisons sont faites selon les indications de RCPR (voir **chapitre III**).

### IV.6 ÉTAPES DE MODÉLISATION

La modélisation est effectuée par un logiciel à base d'éléments finis et passe par les étapes suivantes :

- La déclaration des lignes de constructions.
- La déclaration des nœuds.
- Relier les nœuds soit par des éléments rectilignes (Barre), soit par des éléments plaques.
- Définition de différentes caractéristiques des matériaux utilisés (Béton 35).
- Définition et affectation des différentes sections.
- Définir l'appui correspondant au fonctionnement de la structure (Appui simple et Appui double dans l'extrémité).
- Définir le type de maillage.
- Définition et affectation des différentes charges et surcharges.
- Définition des différentes combinaisons de charges.
- Analyse sous les différentes combinaisons de charges.
- L'exploitation des résultats obtenus.

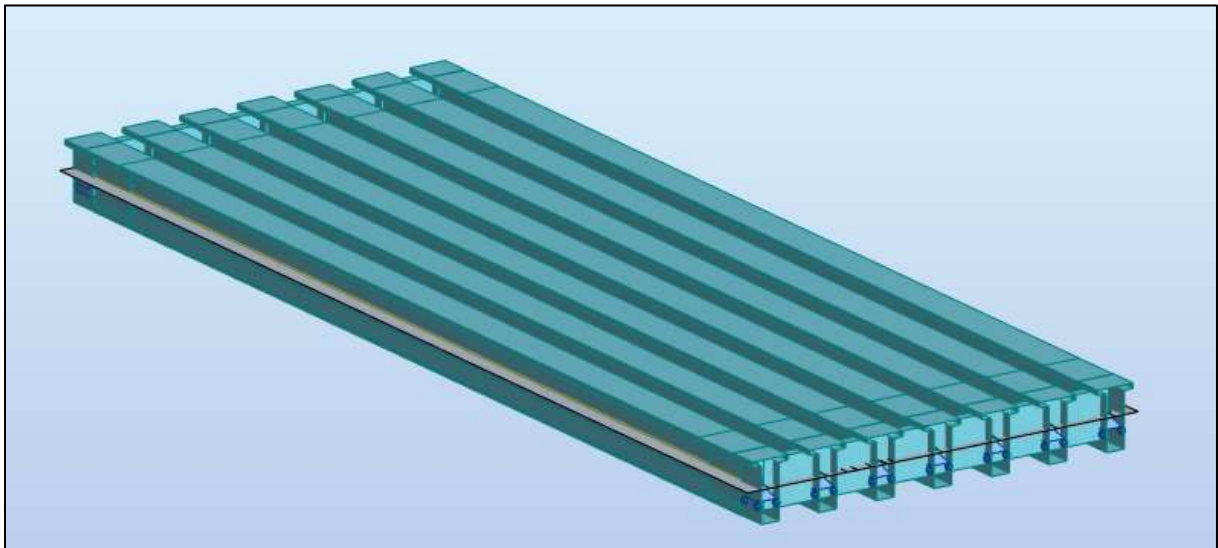


Figure IV.5. Modèle du tablier en 3D

#### IV.6.1 Résultats

Les résultats des sollicitations maximales  $V$  et  $M$ , en KN et en KN.m, à l'ELS et à l'ELU, sont montrées dans les diagrammes ci-dessous, et qui sont obtenues sous le convoi D240.

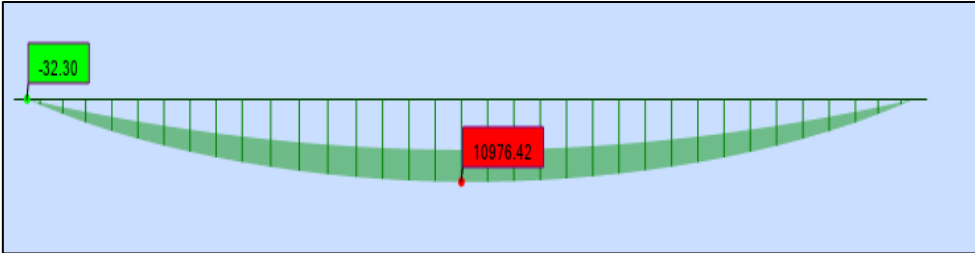


Figure IV.6. Moment maximal à l'ELU.

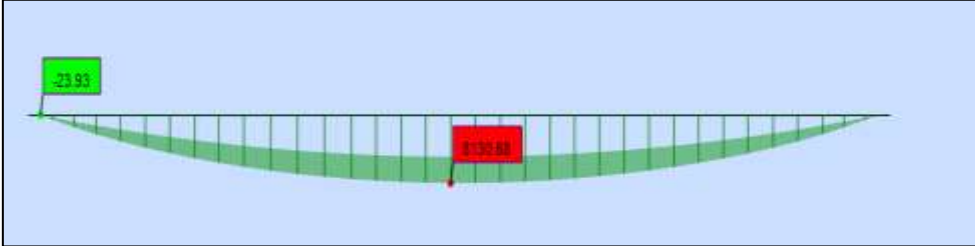


Figure IV.7. Moment maximal à l'ELS.

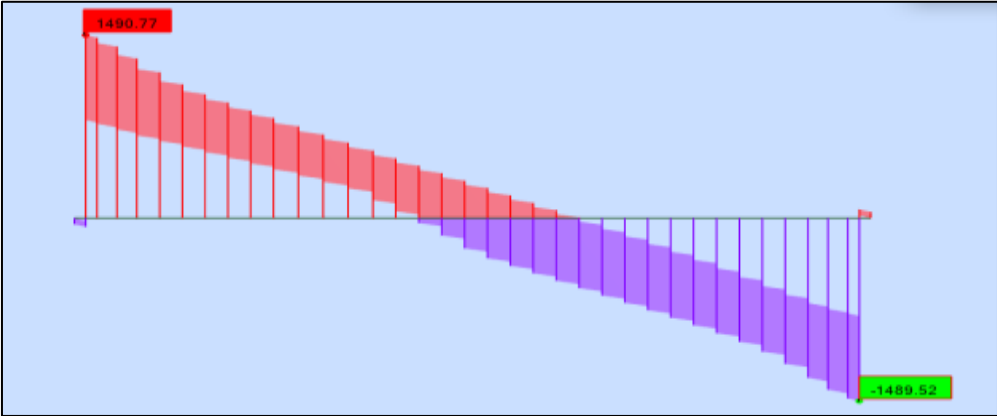


Figure IV.8. Effort tranchant maximal à l'ELU.

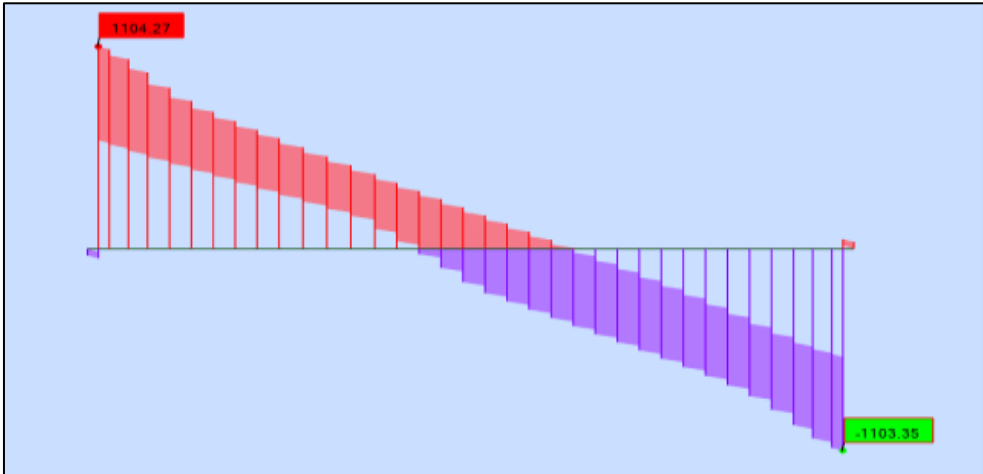


Figure IV.9. Effort tranchant maximal à l'ELS.

## IV.7 COMPARAISON ENTRE LES VALEURS ANALYTIQUES ET NUMÉRIQUES

Tableau IV.16. Comparaison entre les valeurs analytiques et numériques

Etat limite	Méthode	Combinaisons Max	Moment Max (Kn.m)	L'erreur (%)	Effort tranchant Max (Kn)	L'erreur (%)
ELU	Manuel	<b>1.35G+1.35D240</b>	<b>11 951.50</b>	<b>8</b>	<b>1 572.74</b>	<b>5</b>
	Automatique	<b>1.35G+1.35D240</b>	<b>10 976.42</b>		<b>1 490.77</b>	
ELS	Manuel	<b>G+D240</b>	<b>8 852.96</b>		<b>1 164.99</b>	
	Automatique	<b>G+D240</b>	<b>8 130.68</b>		<b>1 104.27</b>	

L'erreur trouvée étant dans la marge admissible.

## IV.8 CONCLUSION

Après avoir calculé les différentes sollicitations analytique et numérique (Autodesk Robot) on constate qu'il y a une légère différence. Les prochains calculs seront faits par les résultats obtenus automatiquement.

**CHAPITRE V**  
**ETUDE DE LA PRÉCONTRAINTÉ**

## V.1 INTRODUCTION

On sait que le béton a pour qualité essentielle une bonne résistance de rupture en compression et par contre, une faible résistance de rupture en traction, il est donc logique de rechercher à utiliser la résistance de béton, ceci constitue le but essentiel de la précontrainte. Pour équilibrer les contraintes, en supprimant les contraintes de traction, on devra jouer principalement sur deux paramètres essentiels :

-le valeur de la précontrainte P.

-l'excentricité 'e<sub>0</sub>' définie comme étant la distance entre le C.D.G de la section étudiée au point de passage de la résultante des forces précontrainte.

## V.2 DÉTERMINATION DE L'EFFORT DE PRÉCONTRAINTÉ

### V.2.1 Valeur minimale de la précontrainte en service

La valeur de la section minimale de la précontrainte pour une section est donnée par :

$$P_{\text{MIN}} = \sup (P_I, P_{II})$$

Avec :

$$P_I = \frac{\Delta M + \frac{1}{v'} + \sigma_{bt1} + \frac{1}{v} \sigma_{bt2}}{\rho \times h}, \text{ section sous-critique.} \quad (5.1)$$

$$P_{II} = \frac{M_m + \frac{1}{v'} \times \sigma_{bt2}}{v' + \rho \times d}, \text{ section sur critique.} \quad (5.2)$$

Tableau V.1. Données géométriques et mécaniques et résultats de logiciel

Lettre	Désignation	Valeur
<b>B</b>	L'aire de la section médiane + dalle	1.235 m <sup>2</sup>
<b>h</b>	Hauteur de la section médiane + dalle	2.15m
<b>v</b>	La distance entre son CDG et la fibre supérieure	0.726
<b>v'</b>	La distance entre son CDG et la fibre inférieure	1.424
<b>I</b>	Son moment d'inertie par rapport au centre de gravité	0.623m <sup>4</sup>
<b>ρ</b>	Son rendement géométrique ρ = I / (B.v.v')	0.49
<b>d'</b>	L'enrobage des câbles de précontrainte, estimé forfaitairement à 0.1 h	0.215 m
<b>M<sub>g</sub></b>	Moment de poids propre	2.68 MN.m
<b>M<sub>m</sub></b>	Valeur minimale (généré sous les charges permanentes G).	4.98MN.m
<b>M<sub>M</sub></b>	Valeur maximale à L'ELS généré sous la combinaison G+D240.	8.13MN.m

$\Delta M$	$\Delta M = MM - Mm = MMq - Mm$	3.15MN.m
$\sigma_{Bt1}$	Contrainte limite de traction hors section d'enrobage	-4.05 MPA
$\sigma_{Bt2}$	Contrainte limite de traction dans la section d'enrobage	-2.7MPA

• **Application Numérique**

$P_I = 3MN$

$P_{II} = 5.2MN$

$P_I < P_{II}$  Section sur-critique.

$P_{MIN} = \sup (P_I, P_{II}) = 5.2MN.$

**V.2.2 Détermination du nombre de câbles**

Le nombre de câble est donné par la relation suivante :

$$n \geq \frac{P_{min}}{(1-\Delta P) \times P_0} \tag{5.3}$$

$P_0$  : Effort de précontrainte limite qu'un câble 12T15 peut créer.

$$P_0 = \min \{ (0.8 \times f_{prg} \times A_P) ; (0.9 \times f_{peg} \times A_P) \}$$

$\Delta P$  : pertes de tension estimées à 25 %.

$f_{prg} = 1\ 770\ MPa ; f_{peg} = 1\ 593\ MPa ; A_P = 1\ 680\ mm^2 \rightarrow P_0 = 2.38MN$

$\Delta P = 25\ \% \rightarrow n \geq 2.91$

→ Donc on opte pour :  $n = 3$  câbles de 12T15, classe 1 770.

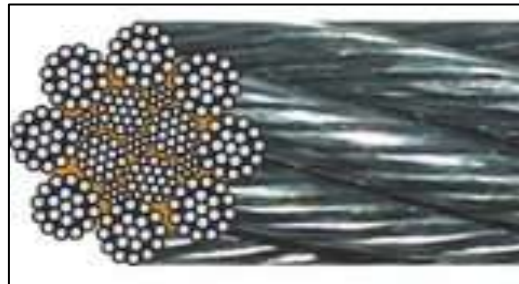


Figure V.1. Câble de 12T15.

**V.2.3 Pré-vérification des contraintes**

Cette vérification se fait à mi-travée selon les quatre phases suivantes :

- **Phase 1** : après 7 jours de coulage de béton de la poutre. La mise en tension est faite à 50%. Les pertes sont estimées à 5 %.
- **Phase 2** : après 28 jours, la mise en tension à 100 %. Les pertes sont estimées à 10 %.
- **Phase 3** : après coulage de la dalle, ajout de poids propre de la dalle. Les pertes sont estimées à 15%.
- **Phase 4** : en service, le moment se maximise et les pertes sont estimées à 25 %.

Les vérifications à faire sont :  $\sigma_{bt2} < \sigma_{inf} < \sigma_{bc}$  et  $\sigma_{bt1} < \sigma_{inf} < \sigma_{bc}$

Tableau V.2. Résultats de vérification des contraintes.

Phase	Phase1	Phase2	Phase3	Phase4
$f_{cj}$ (MPa)	23.18	35	35	35
$\sigma_{bc}$ (MPa)	13.91	21	21	21
$\sigma_{bt1}$ (MPa)	-2.99	-4.05	-4.05	-4.05
$\sigma_{bt2}$ (MPa)	-1.39	-1.89	-1.89	-2.7
$\Delta P$ (%)	5	10	15	25
<b>B</b> (m <sup>2</sup> )	0.748	0.748	1.235	1.235
<b>I</b> (m <sup>4</sup> )	0.329	0.329	0.623	0.623
<b>V</b> (m)	0.868	0.868	0.726	0.576
<b>V'</b> (m)	1.032	1.032	1.424	1.424
<b>M</b> (MN.m)	2.68	2.68	4.38	8.13
$e_0$ (m) = $v' - d'$	0.82	0.82	1.21	1.21
<b>P</b> (MN)	3.39	6.42	6.07	5.35
$\sigma_{sup}$ (MPa)	4.3	1.81	1.47	5.87
$\sigma_{inf}$ (MPa)	4.81	16.64	11.66	0.57

→Les contraintes sont préalablement bien vérifiées pour les 4 phases.

### V.3 Position des câbles

En section médiane, la section la plus sollicitée, les câbles sont regroupés dans le talon à un excentrement maximum selon l'un des dispositions montrées dans la figure ci-dessous. On opte pour la dernière disposition ; on regroupe 2 câbles et on surmonte le troisième.

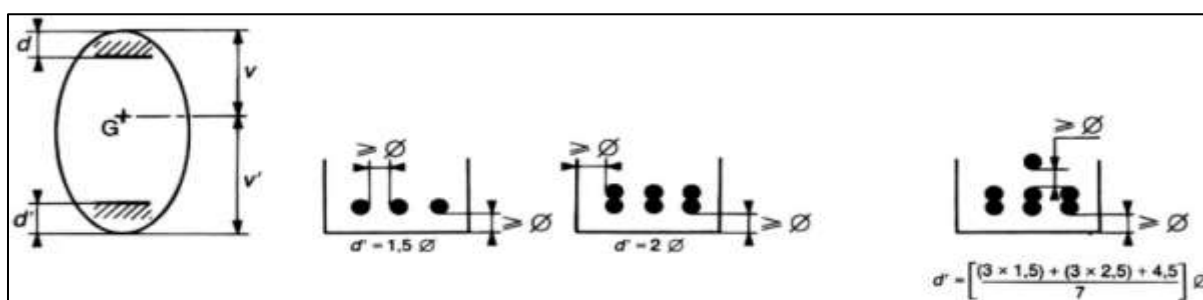


Figure V.2. Dispositions constructives des câbles de précontrainte.

## CHAPITRE V. ETUDE DE LA PRÉCONTRAİNTE

A l'extrémité de la poutre (section d'about), on respecte les conditions imposées par l'emplacement des plaques d'ancrage. La plaque d'ancrage adéquat pour un câble 12T15 est des dimensions  $A \times B = 240 \times 200 \text{ mm}^2$ , dont l'entraxe vertical est déterminé comme suit :

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa} \rightarrow a = 369.50 \text{ mm}$$

$$X \geq 0.85 \times a \rightarrow X \geq 314.07 \text{ mm} \rightarrow X = 350 \text{ mm.}$$

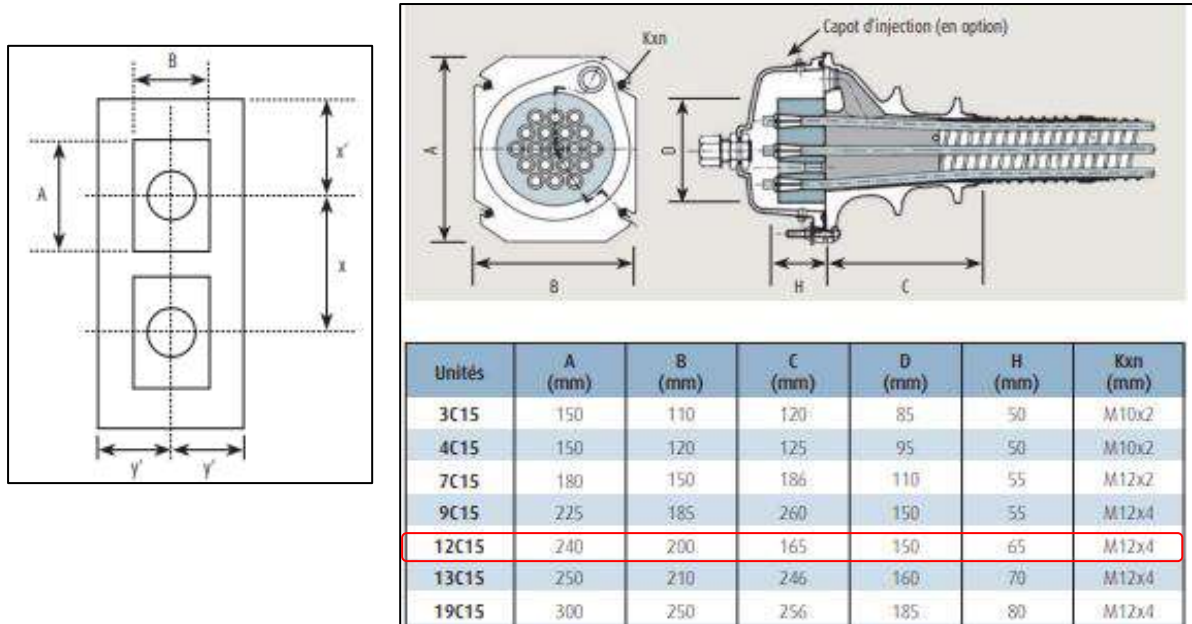


Figure V.3. Dimensions et dispositions des plaques d'ancrage.

Les câbles sont de préférences ancrés à l'about à espacement constant de façon à bien répartir l'effort de précontrainte et ainsi limiter au mieux les effets de la diffusion. Ainsi que la résultante des forces de précontrainte coïncide avec le CDG de la section d'about.

Tableau V.3. Position des câbles.

Câble	Yi (m)	Section d'about	Yi (m)	Section médiane
C1	0.811		0.12	
C2	1.16		0.2	
C3	1.511		0.36	

**VI.3.1 Tracé des câbles**

Le tracé des câbles est essentiellement parabolique puisque les charges permanentes sont généralement uniformément réparties. Il comporte des déviations que dans le plan vertical.

- **Angle de relevage  $\alpha$**  : un alignement droit d'un mètre d'environ précède l'ancrage. Cet alignement est incliné d'un angle  $\alpha$  qui est donné par la formule suivante :

$$\arcsin\left(\frac{VM-V}{P}\right) \leq \alpha \leq \arcsin\left(\frac{VM+V}{P}\right) \tag{5.4}$$

Avec :

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

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

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

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

$n$  : nombre de gaines.

$B_{Gaine}$  : surface de la gaine.

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

$b_0$  : largeur brute.

$n_{lit}$  : nombre de lits.

$\Phi$  : diamètre de la gaine.

**Application Numérique :**

$b_0 = 0.6 \text{ m}$  ;  $\Phi = 0.08 \text{ m}$  ;  $n_{lit} = 1$  ;  $\rightarrow b_n = 0.52 \text{ m}$

$n = 3$  ;  $B = 1.73 \text{ m}^2$   $\rightarrow B_n = 1.71 \text{ m}^2$

$P = 5.35 \text{ MN}$   $\rightarrow \sigma_x = 3.13 \text{ MPa}$

$f_{t28} = 2.7 \text{ MPa}$   $\rightarrow \tau = 2.51 \text{ MPa}$

$h = 2.15 \text{ m}$   $\rightarrow \bar{V} = 2.24 \text{ MPa}$

$V_M = 1.104 \text{ MN}$

$V_m = 0.59 \text{ MN}$

$\rightarrow -12.29^\circ \leq \alpha \leq 31.965^\circ$

**V.3.1.1 Rayon de courbure**

On admet qu'il est égal à :

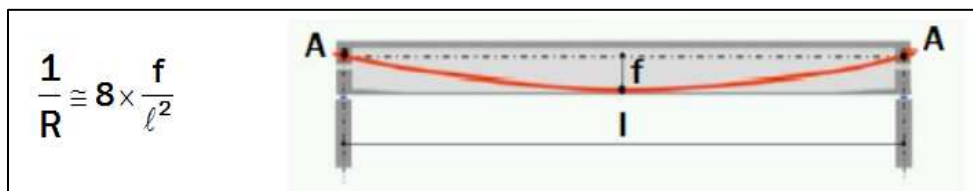


Figure V.4. Géométrie des câbles.

f : est la flèche maximale (mesurée à mi- longueur) entre la parabole et la corde qui relie les deux extrémités de la parabole.

l : est la longueur de la parabole (L = 33.08 m).

**V.3.1.2 Angle de déviation β**

Sur une longueur ‘l’ peut être calculé par :

$$\beta(l) = 4 \times \frac{f}{l} \tag{5.6}$$

**Tableau V.4. Caractéristiques du tracé des câbles de précontrainte des poutres.**

N° câble	l (m)	α <sub>rel</sub> (°)	Y <sub>i</sub> (m)			f (m)	R (m)	β(l) rad
			x=0.12	1	17,5			
<b>C1</b>	33,08	4,44	0,811	0,74	0,12	0,62	219,68	0,075
<b>C2</b>	33,08	6,17	1,16	1,07	0,2	0,87	157,98	0,105
<b>C3</b>	33,08	7,38	1,511	1,40	0,36	1,04	131,90	0,125

**V.4 Evaluation des pertes de la précontrainte**

Cette évaluation est plus simple que celle des câbles de fléau ; on a qu’une seule pente, que des déviations en élévation, et que 3 câbles.

**V.4.1 Perte instantanée**

Elles se produisent au moment de la mise en tension et de la mise en précontrainte. Elles sont appelées aussi pertes à la mise en œuvre.

On distingue trois types :

- Les pertes de tension par frottement.
- Les pertes de tension par recul de l’ancrage.
- Les pertes de tension par déformations instantanées du béton

**V.4.1.1 Pertes de tension par frottement**

Les pertes par frottement sont provoquées par le frottement de l’acier des câbles sur les gaines lors de la mise en tension. La tension appliquée σ<sub>p0</sub> à l’origine diminue entre le point

d'application et un point donné d'abscisse « x » sa nouvelle valeur est donnée par la relation :

$$\sigma p(x) = \sigma p_0 \times e^{-(f \times \beta + \varphi \times x)} \quad (5.7)$$

$\sigma p_0$  : la tension à l'origine.

$e$  : la base des logarithmes népériens.

$f$  : coefficient de frottement en courbe ( $rd^{-1}$ ).

$B$  : somme des déviations angulaires arithmétiques du câble sur la distance x ( $rd$ ).

$\varphi$  : coefficient de frottement en ligne ( $m^{-1}$ ).

$x$  : la distance de la section considérée (m).

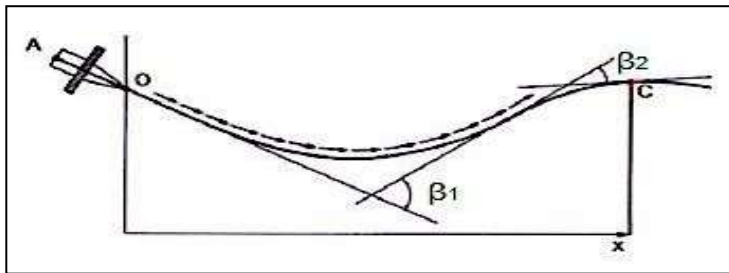


Figure V.5. Frottements le long du câble lors de la mise en tension.

La perte de tension par frottement est estimée par la formule :

$$\Delta \sigma p(x) = \sigma p_0 \times (1 - e^{-(f \times \beta + \varphi \times x)}) \quad (5.8)$$

Tableau V.5. Valeurs des pertes dues aux frottements.

N° câble	$x=l/2$ (m)	$\beta$ (rad)	$f\beta + \varphi x$	$\Delta \sigma_\varphi$ (MPa)	$\Delta \sigma_\varphi$ Moy (MPa)	$\Delta \sigma_\varphi$ Moy (%)
C1	17,5	0,075	0,049	67,11	73,52	5,19%
C2	17,5	0,105	0,054	74,23		
C3	17,5	0,125	0,058	79,22		

#### V.4.1.2 Pertes de tension par recul d'ancrage

La perte par recul d'ancrage est une perte de tension, qui peut résulter du glissement de l'armature par rapport à son ancrage, du tassement ou de la déformation de l'ancrage. Cette perte est inévitable, mais selon la technologie des vérins de mise en tension elle peut prendre des valeurs de 2 à 10mm.

Le paramètre connu est la valeur  $g$  du recul, que l'on trouve dans la notice technique du système de précontrainte. Après rentrée d'ancrage, la tension à l'abscisse  $x < d$  est :

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

Avec :

$$K(x) : \text{en fonction de l'abscisse } x : K(x) = f \times \beta + \varphi \times x$$

$l$  : longueur de la moitié de la poutre.

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

Tableau V.6. Valeurs des pertes dues au recul à l'ancrage.

N° câble	l (m)	k (m <sup>-1</sup> )	d (m)	$\Delta\sigma_{p(l/2)}$	$\Delta\sigma_p(0)$	$\Delta\sigma_{p(0)}$
C1	17,5	0,0028	17,03	0	133,84(Mpa)	9.45 (%)
C2	17,5	0,0031	16,18	0	140,95(Mpa)	9.95(%)
C3	17,5	0,0033	15,64	0	145,75(Mpa)	10.29(%)

#### V.4.1.3 Pertes par déformation instantanée du béton

La perte de tension qui résulte des déformations instantanées du béton dû à l'action des armatures de précontrainte et aux autre actions permanentes peuvent être assimilée à une perte moyenne affectant chacune des armateurs, et égale dans une section donnée :

$$\sigma_e = \frac{1}{2} \frac{E_p}{E_{ij}} \sigma_{bi} \quad (5.9)$$

Avec :

$$\sigma_{bi} : \text{contrainte parabole du béton, } \sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P e^2}{IG} + \frac{M_p e}{IG}$$

**P** : effort de précontrainte,  $P = n \times A_p (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{\phi Moy})$

**A<sub>p</sub>** : section du câble de précontrainte.

**E<sub>p</sub>** : module d'élasticité de l'acier.

**E<sub>ij</sub>** : module de déformation longitudinale instantanée du béton.

**e** : excentricité moyenne des câbles.

**M<sub>p</sub>** : moment du au poids propre de la poutre.

**I<sub>G</sub>** : moment d'inertie de section médiane seule.

Tableau V.7. Valeurs des Pertes par déformation instantanée du béton.

<b>Mg =</b>	2,68	MN
<b>Eij =</b>	35981,73	MPa
<b>e =</b>	0,8053	m
<b>B =</b>	0,748	m <sup>2</sup>
<b>IG =</b>	0,329	m <sup>4</sup>

<b>σ<sub>bi</sub></b>	15,82	Mpa
<b>σ<sub>e</sub></b>	<b>41,78</b>	Mpa
<b>σ<sub>e</sub></b>	<b>2,95%</b>	%

#### V.4.2 Pertes différées

Elles se produisent pendant un temps long, après la mise en précontrainte de la structure, elles proviennent de l'évolution des caractères mécaniques des matériaux dans le temps. On distingue trois types de perte :

- 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.

La valeur totale de ces pertes de tension, dans une section d'abscisse « x » de l'armateur, est notée  $\Delta\sigma_d(x)$ .

La tension au point d'abscisse après pertes de tension instantanés, appelée tension finale, est notée  $\sigma_{pf}(x) = \sigma_0 - \Delta\sigma_i(x) - \Delta\sigma_d(x)$ .

#### V.4.2.1 Pertes par retrait

Le retrait est un phénomène de raccourcissement du béton dans le temps dû à une évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le 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 dû au retrait effectué après leur mise en tension. Si  $t_0$  est l'âge du béton au moment de la mise en tension d'un câble, la partie non encore effectuée du retrait vaut  $\xi_r = 1 - r(t)$

$\xi_r$  : Retrait final,  $\xi_r = 2 \cdot 10^{-4}$  ;

$r(t)$  : Loi d'évolution du retrait en fonction du temps.

La perte finale de tension par retrait est donc, pour le câble considéré :  $\Delta\sigma_r = E_p \times \xi_r$

#### Application Numérique

$$\xi_r = 2 \times 10^{-4}$$

$$E_p = 190\,000 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_r = 38 \text{ MPa} = 2.68 \%$$

#### V.4.2.2 Perte par fluage

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

Tableau V.8. Valeurs des Pertes par fluage.

Coefficient	Valeur
<b>M<sub>p</sub> (MN)</b>	4.98
<b>e<sub>(p+D)</sub> (m)</b>	1.2
<b>P (MN)</b>	6.56
<b>I<sub>nette</sub> (m<sup>4</sup>)</b>	0.623
<b>B (m<sup>2</sup>)</b>	1.235
<b>V'<sub>n</sub> (m)</b>	1.424
<b>σ<sub>b</sub> (MPa)</b>	10.82

$\Delta\sigma_{fl}$ (MPa)	142.87
$\Delta\sigma_{fl}$ (%)	10.09%

### V.4.2.3 Pertes par relaxation

La relaxation de l'armature tendue a diminué la tension des câbles, cette perte dépend de l'acier et de son traitement

#### Application Numérique :

$$\Delta\sigma_p = \frac{6}{100} \times \rho_{1000} \left( \frac{\sigma_i}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \times \sigma_i \quad (5.10)$$

$\rho_{1000}$  (%): Relaxation garantie à 1 000 h.

$\mu_0$ : Coefficient valant 0.43 pour les armatures à très basse relaxation.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.9. Valeurs des pertes par relaxation.

$\Delta\sigma_p =$	<b>59,48</b>	<b>MPa</b>
$\Delta\sigma_p =$	<b>4,20%</b>	<b>%</b>

### V.4.3 Pertes totales

Pertes instantanées totales :  $\Delta\sigma_i = \Delta\sigma_\phi + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_e = 115.3 \text{ MPa} = 8.14 \%$

Pertes différées totales :  $\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6}\Delta\sigma_p = 230.43 \text{ MPa} = 16.27 \%$

Pertes totales :  $\Delta\sigma_{TOT} = \Delta\sigma_i + \Delta\sigma_d = 345.73 \text{ MPa} = 24.42 \%$

On constate que les pertes totales trouvées sont proches en moyenne de celles supposées au début (25%). Pour la suite du calcul on prend :  $\Delta\sigma = 24.42 \%$ .

## V.5 Vérification de la précontrainte

### V.5.1 Vérification des contraintes normales

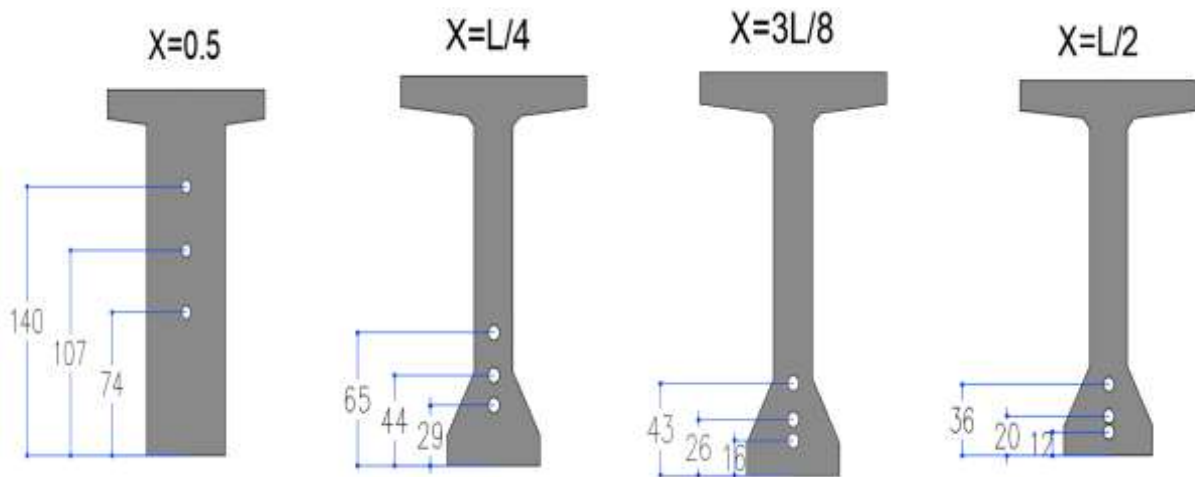


Figure VI.6. Sections de vérifications.

Tableau V.10. Caractéristiques nettes des sections de vérification.

Section	x=0.5		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)	1,90	2,15	1,90	2,15	1,90	2,15	1,90	2,15
$B_{nette}$ (m <sup>2</sup> )	1,22	1,71	0,733	1,220	0,733	1,22	0,73	1,22
$v_n$ (m)	0,881	0,93	0,857	0,714	0,853	0,712	0,852	0,712
$v'_n$ (m)	1,0190	1,305	1,043	1,436	1,047	1,44	1,048	1,44
$I_{nG}$ (m <sup>4</sup> )	0,411	0,776	0,324	0,608	0,32	0,603	0,319	0,601
$\rho$ (%)	37,40	37,37	49,45	48,61	48,88	48,27	48,74	48,11

### V.5.1.1 Effort de précontrainte

Pour les justifications aux ELS, la précontrainte est représentée par deux valeurs caractéristiques :

- Valeur caractéristique maximale :  $P1 = 1.02 P_0 - 0.8 \Delta P$
- Valeur caractéristique minimale :  $P2 = 0.98 P_0 - 1.2 \Delta P$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.11. Caractéristiques de chaque phase de vérification

	N cables	% Mt	ΔP	P1	P2	dx=0.5	d x=L/4	d x=3L/8	d x=L/2
Phase 1	3	50	4,07	3,52	3,32	1,12	0,46	0,28	0,23
Phase 2	3	100	8,14	6,81	6,30	1,12	0,46	0,28	0,23
Phase 3	3	100	12,21	6,58	5,95	1,12	0,46	0,28	0,23
Phase 4	3	100	24,42	5,89	4,90	1,12	0,46	0,28	0,23

### V.5.1.2 Justification des contraintes normales

Les conditions à vérifier sont :  $\bar{\sigma}_{bt1} \leq \sigma_{sup} \leq \bar{\sigma}_{bc}$  et  $\bar{\sigma}_{bt2} \leq \sigma_{inf} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma(y) = \frac{P_i}{B} + \frac{P_i \times e \times M}{I} y \quad (5.11)$$

$P_i$  : 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 ci-dessous :

Tableau V.12. Vérification des contraintes normales Phases 1 et 2.

Phase	Section	E0	M <sub>ELS</sub> (kN.m)	σ <sub>Max</sub> (MPa)		σ <sub>Min</sub> (MPa)	
				σ <sub>sup</sub>	σ <sub>inf</sub>	σ <sub>sup</sub>	σ <sub>inf</sub>
Phase1	X=0.5	-0,10	0,00	3,64	2	3,43	1,88
	X=L/4	0,58	1,97	4,59	5,07	4,63	4,42
	X=3L/8	0,76	2,50	4,31	7,7	4,44	6,92
	X=L	0,82	2,68	4,24	5,51	4,4	4,69
Phase2	X=0.5	-0,10	0	7,04	3,86	6,51	3,57
	X=L/4	0,58	1,97	4,01	15,73	4,10	14,06
	X=3L/8	0,76	2,50	2,1	18,13	2,45	16,13
	X=L	0,82	2,68	1,51	18,88	1,94	16,78
Phase3	X=0.5	0,19	0,00	2.39	5.89	2.16	5.33
	X=L/4	0,98	3,23	1.64	12.95	4.24	10.97

	X=3L/8	1,15	4,09	1.25	13.77	4.56	11.5
	X=L	1,21	4,377	1.13	14	1.52	11.64
Phase4	X=0.5	0,19	0	2.13	5.27	4.44	4.39
	X=L/4	0,98	6,188	5.35	3.78	8.12	0.71
	X=3L/8	1,15	7,65	5.83	2.79	8.52	-0.72
	X=L	1,21	8,13	6.01	2.43	6.61	-1.22

## V.5.2 Vérification des contraintes tangentielles

### V.5.2.1 Vérification vis-à-vis de l'ELS

Le but de cette vérification est de montrer que les effets d'un effort tranchant cumulés aux effets du moment fléchissant et de l'effort normal ne compromettent pas la sécurité de l'ouvrage. La vérification des contraintes tangentielles sera calculée pour la phase 4, qui présente un effort tranchant maximal, on doit vérifier pour cela les inégalités suivantes :

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

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

Si  $\sigma_x < 0,4 \times f_{cj}$  on a  $\tau_1 < \tau_2$ , donc on vérifie r juste que  $\tau < \tau_1$

$\tau$  : contrainte tangentielle.

$\sigma_x$  : contrainte normale longitudinale au centre de gravité.

### V.5.2.2 Détermination de la contrainte normale « $\sigma_x$ »

$$\sigma_x = \frac{P}{B_n} \text{ avec : } P = \sum_1^4 P_i \cos \alpha_i \quad (5.12)$$

P : effort de précontrainte ;

B<sub>n</sub> : surface nette de la section considérée.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.13. Effort de précontrainte

		$\alpha$	Pcos $\alpha$	Psin $\alpha$
P1	1,80	4,44	1,79	0,14
P2	1,80	6,17	1,79	0,19
P3	1,80	7,38	1,78	0,23
<b>Somme</b>			<b>5,36</b>	<b>0,56</b>

**V.5.2.3 Détermination de la contrainte tangentielle «  $\tau$  »**

La contrainte tangentielle est donnée par la formule suivante :

$$\tau = \frac{V_{red} \times S_n(y)}{I_n \times b_n} \quad \text{avec } V_{red} = V_{ser} - \sum P_i \sin \alpha_i \quad (5.13)$$

Avec :

$V_{red}$  : effort tranchant réduit.

$S_n$  : moment statique net par rapport à l'axe horizontal passant par le C.D.G de la section situé au-dessus de l'axe neutre, (pour la 4ème phase on prend le moment statique on prend celle de la poutre + hourdis)

$b_n$  : largeur nette de la section.

$I_n$  : moment d'inertie nette de la section.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.14. Contrainte tangentielle «  $\tau$  »**

$B_n(m^2)$	$\sigma_x$ (MPa)	$\tau_1$ (MPa)	$V_{ser}$ (MPa)	$V_{red}$ (MPa)	$S_n(m^3)$	$I_n(m^4)$	$b_n$ (m)	$\tau$ (MPa)
1,71	3,13	2,27	1,1	0,54	0,59	0,78	0,52	0,79

On constate que :

$$\tau = 0.79 \text{ MPa} \leq \tau_1 = 2.27 \text{ MPa.}$$

Donc Les contraintes tangentielles et normales sont vérifiées à ELS

**V.5.3 Justification de la poutre à l'ELU**

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

- La première étape consiste à déterminer l'angle  $\beta_u$  que forment les billes de béton avec la fibre moyenne de la poutre, cet angle est donné par :

$$\text{tg}2\beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_x - \sigma_y}, \text{ avec } \beta_u \geq 30^\circ \quad (5.14)$$

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

$\tau_u$  : contrainte tangentielle ultime 
$$\tau_u = \frac{V_{red} \times S_n(y)}{I_n \times b_n}$$

**Tableau V.15. Détermination l'angle  $\beta$**

$V_{ult}$ (MPa)	$V_{red}$ (MPa)	$S_n$ (m3)	$I_n$ (m4)	$b_n$ (m)	$F_{t28}$ (MPa)	$B_n$ (m)	$\sigma_x$ (MPa)	$T_u$ (MPa)	$\beta_u$ (°)
1.49	0.93	0.59	0.78	0.52	2.7	1.71	3.13	1.35	20.36

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

$$\frac{A_t \times f_e}{b_n \times S_t \times \gamma} \geq \left[ \tau_u - \frac{f_{tj}}{3} \right] \times \text{tg } \beta_u \quad (5.15)$$

$A_t$  : section totale des sections d'un cours d'armatures passives transversales ;

$S_t$  : espacement de deux cours de ces armatures, mesuré suivant la fibre moyenne de la poutre

$f_e$  : limite d'élasticité de l'acier ;

$\gamma_s = 1,15$  : pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales ;

$b_n$  : Largeur nette de la section d'appui.

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 3.0938 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Le pourcentage minimum a disposé :

$$\frac{A_t}{S_t} = 0.6 \frac{b_n \gamma_s}{f_e}$$

### Application numérique

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 7.176 \text{ cm}^2$$

Nous retiendrons donc un cadre HA 10 avec un espacement de 15 cm à l'appui et 20 m à mi-travée. La justification de la compression de la bielle de béton par la formule approchée :

$$\tau_u = 1.35 \text{ MPA} \leq \frac{f_{c28}}{6} = 5.83 \text{ MPA}$$

Donc la **condition est vérifiée**

#### ➤ **Armatures des zones tendues**

Dans les parties de la section où le béton est tendu, il est nécessaire de disposer une section d'armatures minimale  $A_s$  (art. 6.1.32 4.1 des Règles BPEL) :

$$A_s = \frac{B_t}{1000} \times \left( \frac{N_{bt}}{F_e} + \frac{f_{tj}}{\sigma_{Bt}} \right) \quad (5.16)$$

Avec :

$B_t$  : aire de la section du béton en traction.

$\sigma_{Bt}$  : valeur absolue de la contrainte maximale de traction.

$N_{Bt}$  : la résultante des contraintes de traction correspondantes.

D'où :

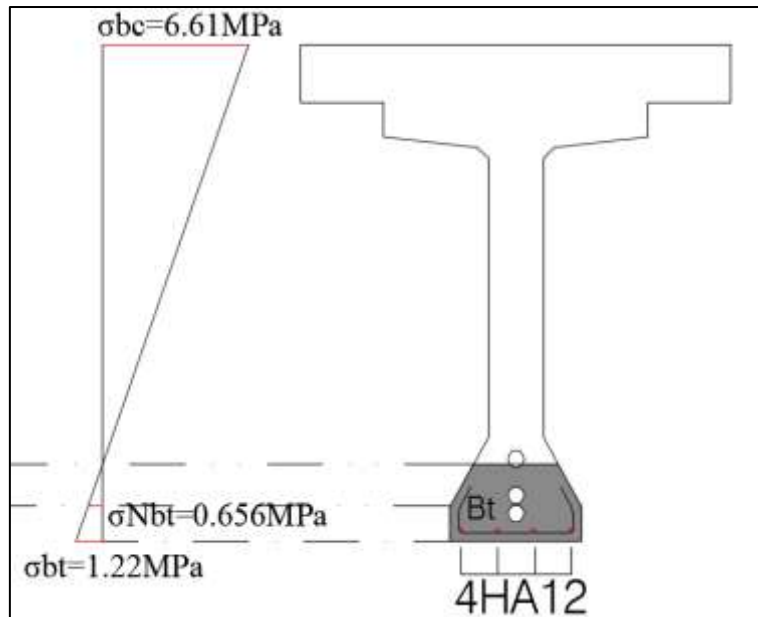


Figure V.7. Diagramme des contraintes et ferrailage à mi-travée

**Application Numérique :**

$$A_s = \frac{0.171}{1000} \times \left( \frac{0.1122}{500} + \frac{2.7}{1.22} \right)$$

$$A_s = 3.77 \text{ cm}^2$$

On prend  $A_s = 4.52 \text{ cm}^2 \rightarrow 4\text{HA}12$

**V.5.4 Armatures de peau**

La section des armatures de peau disposées parallèlement à la fibre moyenne d'une poutre doit être d'au moins  $3 \text{ cm}^2$  par mètre de longueur de parement mesuré perpendiculairement à leur direction. Ceci correspond à environ des barres HA12 espacées de 20 cm.

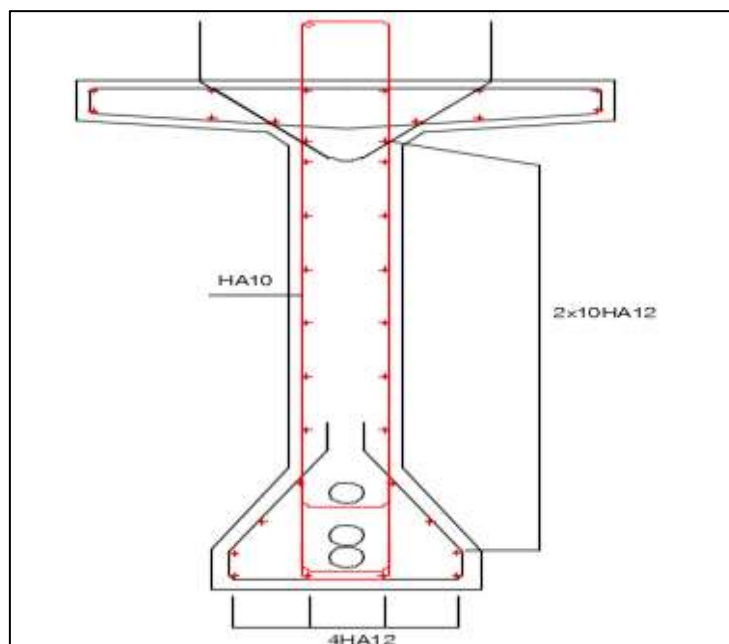


Figure V.8. Ferrailage de la poutre

### V.5.5 Vérification de la flèche

Suivant les règles **BAEL** la flèche admissible est de  $L/500$ , où 'L' est la portée de la travée considérée. Donc :  $\delta_{adm} = 34/500 = 6,8\text{cm}$ .

On vérifie d'abord la contre-flèche de la poutre seule (avant coulage de la dalle) :

#### V.5.5.1 Flèche due au poids propre

Les flèches sont comptées positivement vers le bas et négativement vers le haut (Contre flèche). Le poids propre est supposé comme étant une charge uniformément répartie.

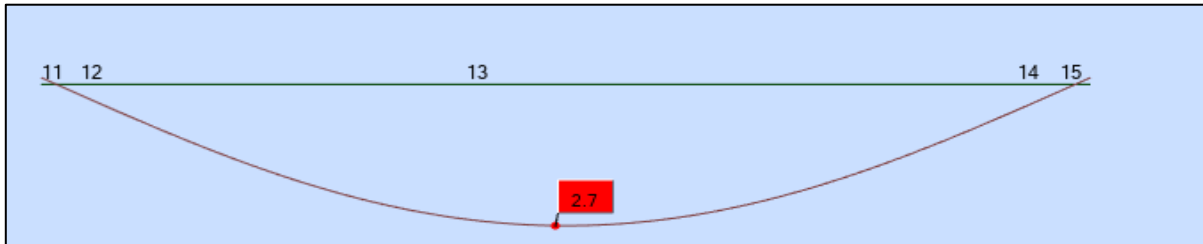


Figure V.9. Flèche max de la poutre due à poids propre.

D'après ce diagramme on constate que la flèche maximale de la poutre due au poids propre (Poutres, dalle) est égale à 2.7 cm.

$$f_{PP} = 2.7\text{cm}$$

#### V.5.5.2 Contre flèche de précontrainte

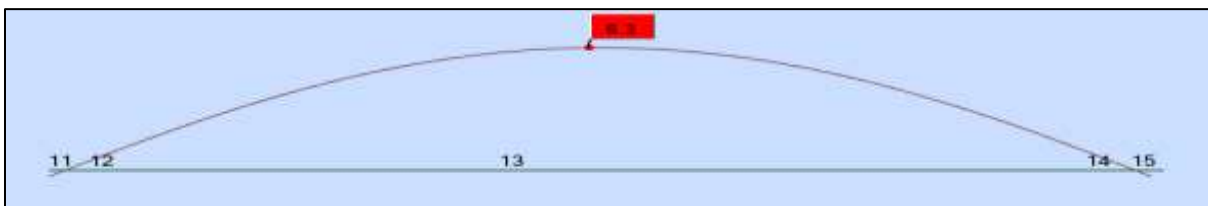


Figure V.10. Contre flèche max de la poutre due à la mise en tension de la précontrainte.

D'après ce diagramme on constate que la contre flèche maximale de la poutre due la mise en tension des câbles de précontraintes (la mise en tension à 100 % pour les quatre câbles) est égale à 6.3 cm.

$$f_P = -6.3\text{cm}$$

#### V.5.5.3 Flèche maximale à ELS

La flèche maximale à l'ELS sous (G+D240) est donnée par le diagramme suivant :

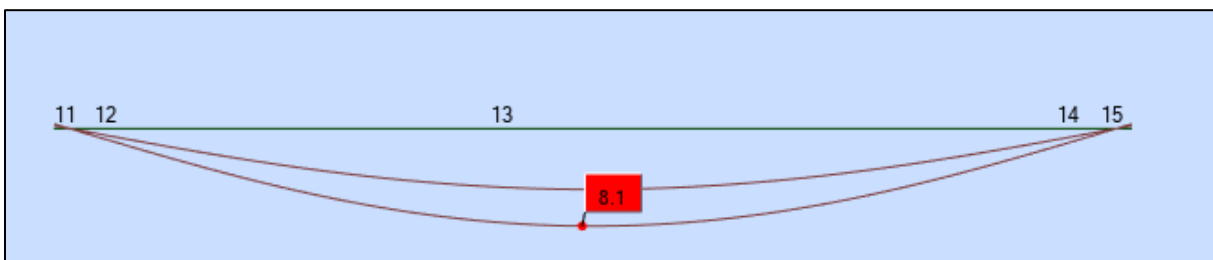


Figure V.11. Flèche max de la poutre à ELS sous (G+D240)

D'après le diagramme ci-dessus on constate que la flèche maximale de la poutre à ELS est égale

à 8.10 cm.

$$f_{ELS} = 8.10 \text{ cm}$$

### V.5.5.4 Flèche de tablier

La flèche due au tablier est donnée par le diagramme suivant :

$$f_G = 5.1 \text{ cm}$$

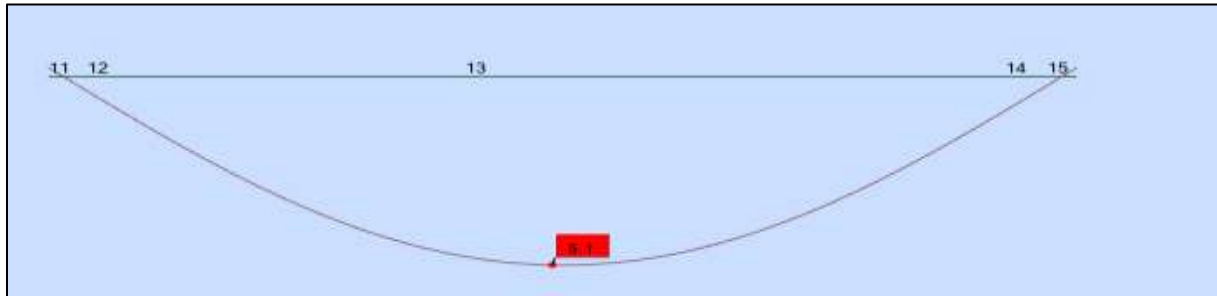


Figure V.12. Flèche du tablier

### V.5.5.5 Flèche totale

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

- En service à vide :  $f_{tot v} = f_G + f_p = -1.2 \text{ cm}$
- En service en charge :  $f_{tot c} = f_{ELS} + f_p = 1.8 \text{ cm}$

→  $f_{tot v}$  et  $f_{tot c} < f_{adm}$  : Condition vérifiée.

## V.6 CONCLUSION

La maîtrise du précontraint est l'élément décisif dans l'étude des ponts à poutres précontraintes. Cette maîtrise englobe le dimensionnement, le tracé des câbles, les justifications dans toutes les phases de l'exécution et de service et nous a permis de vérifier que le câblage choisit satisfait les conditions exigées sur les contraintes normales et tangentielles en zones courantes.

**CHAPITRE VI**  
**ETUDE DE TABLIER**

### VI.1 INTRODUCTION

Le tablier est élément principal dans le pont (quel que soit son type) qui porte les voies, il est constitué d'une dalle ; qu'est une structure plane, dont la fonction principale est de transmettre les charges qui s'applique sur le pont vers les poutres. Pour cela nous allons traiter dans ce chapitre l'étude du tablier et les dispositifs nécessaires dans l'ouvrage, leurs modèles, dimension et vérification si nécessaire.

### VI.2 ETUDE DE L'ENTRETOISE

**Principe de ferrailage** Les entretoises ont pour rôle d'encastrer les poutres à la torsion et de raidir transversalement le tablier. Leur ferrailage doit bien entendu être capable de reprendre les efforts qui s'y développent sous l'action des charges d'exploitation ou sous l'effet d'un vérinage du tablier comme lors d'un changement des appareils d'appuis.

- **Ferrailage sous l'action des charges d'exploitation**

Dans ce cas, les efforts du tablier sont directement transmis aux appuis, ce qui n'engendre pas des efforts major dans les entretoises. Le ferrailage nécessaire est donc peu important. A cet effet, ce cas, généralement, n'est pris en considération dans le dimensionnement des entretoises.

- **Ferrailage sous l'effet d'un vérinage du tablier**

Dans ce deuxième cas, les efforts sont transmis aux appuis par l'intermédiaire des entretoises et développent par conséquent des efforts importants. Les efforts sollicitant les entretoises dépendent de la position et le nombre des vérins. Il apparaît clairement la nécessité de prévoir un positionnement étudié pour éviter le développement des efforts imprévus au moment du vérinage du tablier. Pour notre cas, et pour de raison de symétrie on doit prévoir 7 points de vérinage par entretoise

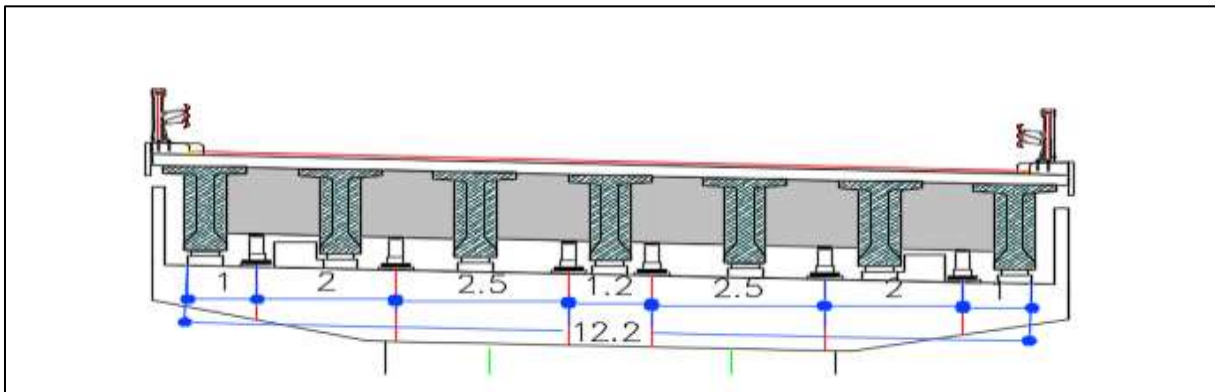


Figure VI.1. Positions des vérins.

#### VI.2.1 Evaluation des efforts

L'entretoise sera assimilée à une poutre contenue reposant sur six appuis supporte une charge uniformément répartie. Notons que le cas de charge correspondant au vérinage est souvent prépondérant pour le dimensionnement des entretoises.

Pour la charge qui représente le poids de tablier en devise le poids d'une seule trave sur 2 après on devise par la longueur de l'entretoise qui est 12.2m donc Poids de la superstructure revient à l'entretoise :  $G_{\text{Tablier}} = 371.97 \text{ KN/ml}$

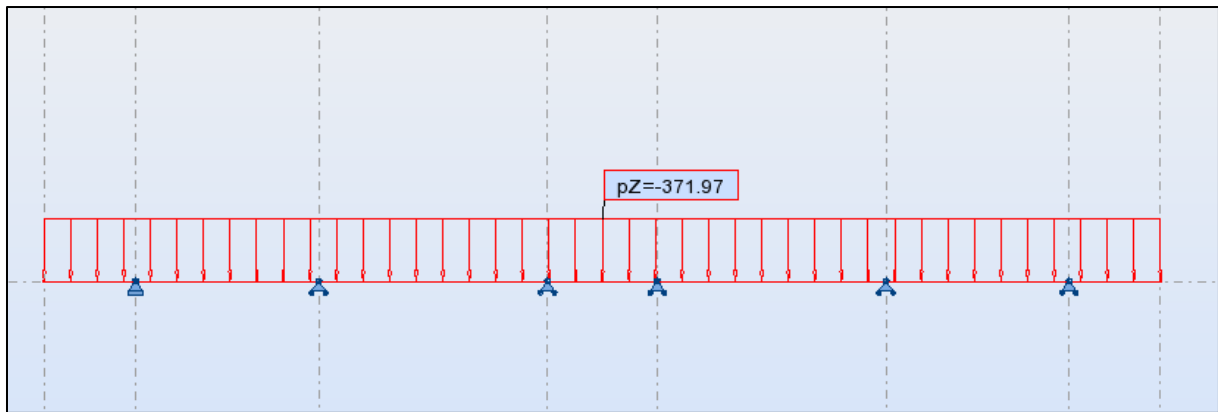


Figure VI.2. Modélisation de l'entretoise.

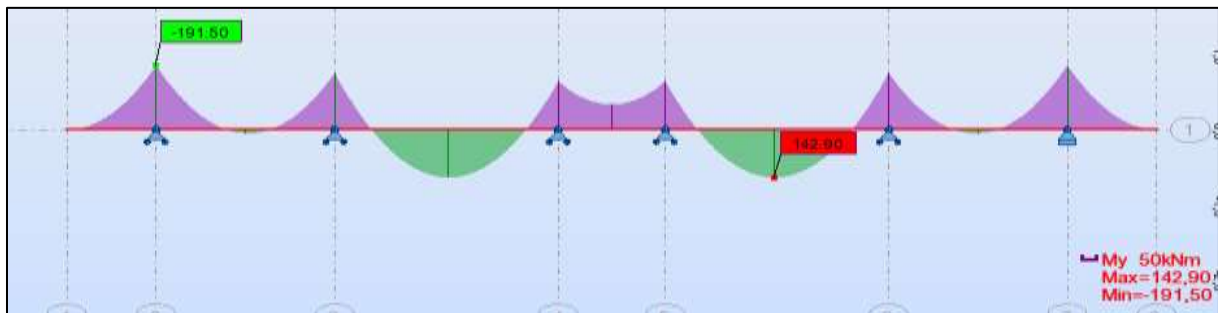


Figure VI.3. Diagramme de moment max à ELS pour l'entretoise.

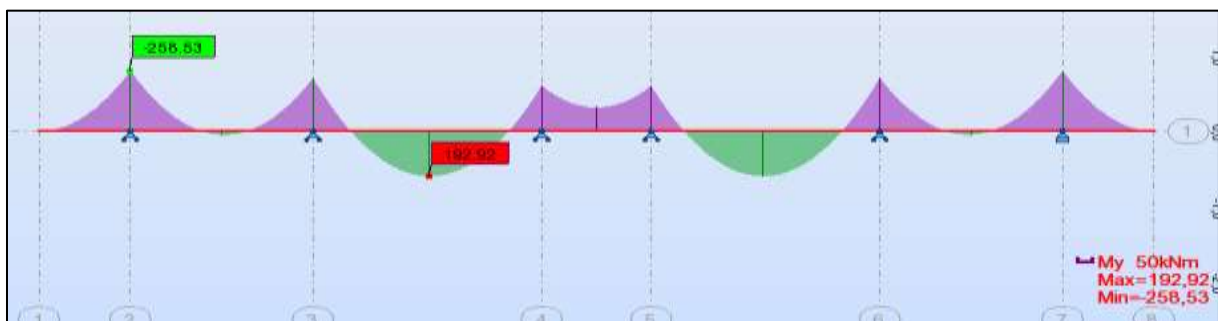


Figure VI.4. Diagramme de moment max à ELU pour l'entretoise.

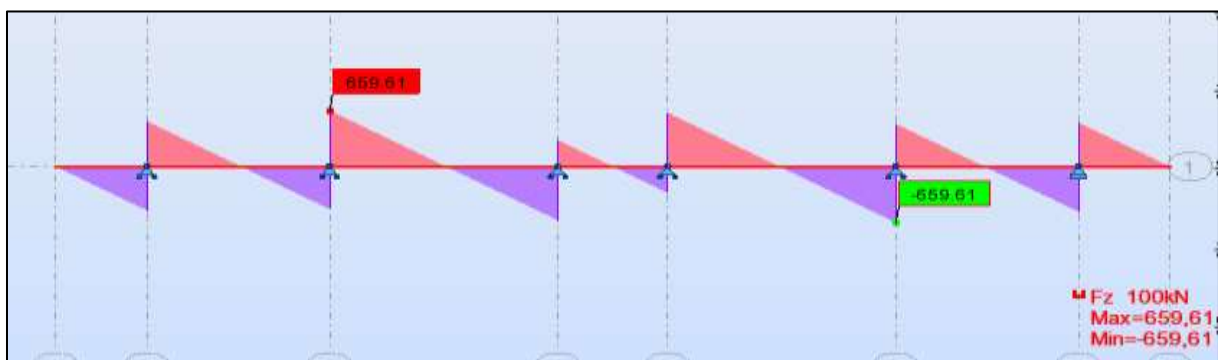


Figure VI.5. Diagramme d'effort tranchant pour l'entretoise

### VI.2.2 Ferrailage d'entretoise

D'après les diagrammes ci-dessus on a

La section de ferrailage de l'entretoise est calculée à l'aide du logiciel ROBOT expert 2010, les résultats sont présentés ci-dessous :

### VI.2.2.1 Ferrailage nappe supérieure (Sur appui)

- **Armatures principales**

$A_s = 5.6 \text{ cm}^2$  Voir Annexe D

On opte pour 6HA12 ( $A_s = 6.79 \text{ cm}^2$ ) ; avec un espacement de 15 cm

- **Armatures de peau (sens des poutres)**

Les armatures de construction égale à 1/3 de la section  $A_s$ .

On opte pour HA12 ; avec un espacement de 15 cm

### VI.2.2.2 Ferrailage nappe inférieure

- **Armatures principales**

$A_s = 4.7 \text{ cm}^2$  Voir Annexe D

On opte pour 3 HA16 ( $A_s = 6.16 \text{ cm}^2$ ) ; avec un espacement de 15 cm.

- **Cadres transversales (Effort tranchant)**

On opte pour des cades de HA8 ; avec un espacement de 15 cm. Voir Annexe D

**Tableau VI.1. Résultats de calcul de ferrailage de l'entretoise**

Armateur	$A_s(\text{cm}^2)$	$\emptyset$ (mm)	E(cm)
Longitudinales supérieures	5.6	6HA12	13
Longitudinales inférieures	4.7	3HA16	13
Armatures transversales	1	2HA8	18
Armatures de peau	$\geq 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$	HA12	20

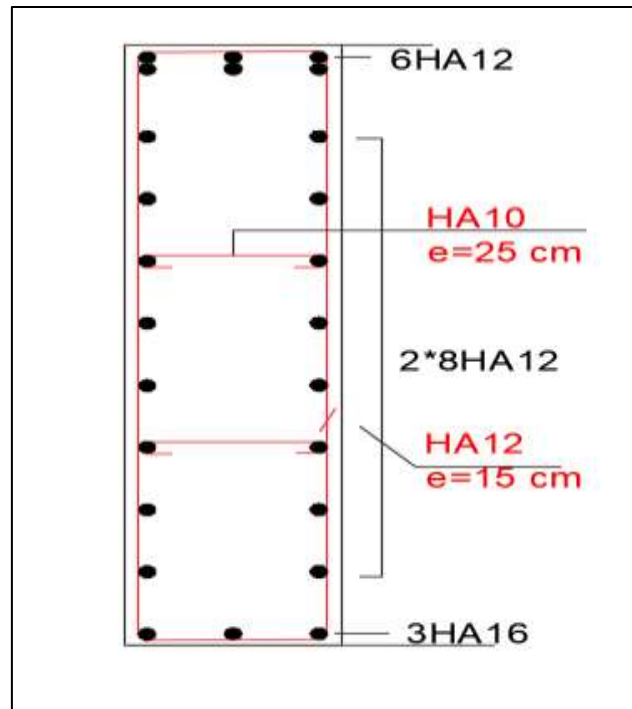


Figure VI.6. Ferrailage de l'entretoise.

### VI.3 ETUDE DE L'HOURLDIS

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. Vu que notre tablier est dépourvu d'entretoises intermédiaires, l'hourdis joue le rôle de ses entretoises, dont 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 au niveau des poutres reprend ces efforts.
- Une flexion transversale : le ferrailage passif de la dalle reprenait ces efforts.

Donc, On va étudier que la flexion transversale, en déterminant la section d'acier nécessaire pour la dalle.

- **Géométrie de l'hourdis**

L'hourdis présente les dimensions suivantes :

- L'épaisseur : 25 cm
- La largeur : 13.25m
- La longueur : le long de l'ouvrage

- **Évaluation des efforts**

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 3 (poids propre, poids des équipements), ainsi que leurs combinaisons correspondantes. Les résultats obtenus sont donnés ci-dessous représentant les moments de flexion ainsi que les efforts tranchants. Nous nous considérons que les efforts

obtenus sous les combinaisons les plus défavorables à l'état limite ultime (ELU) et à l'état limite de service (ELS).

**Mmax à l'ELU : ( 1.35G +1.35 D240)**

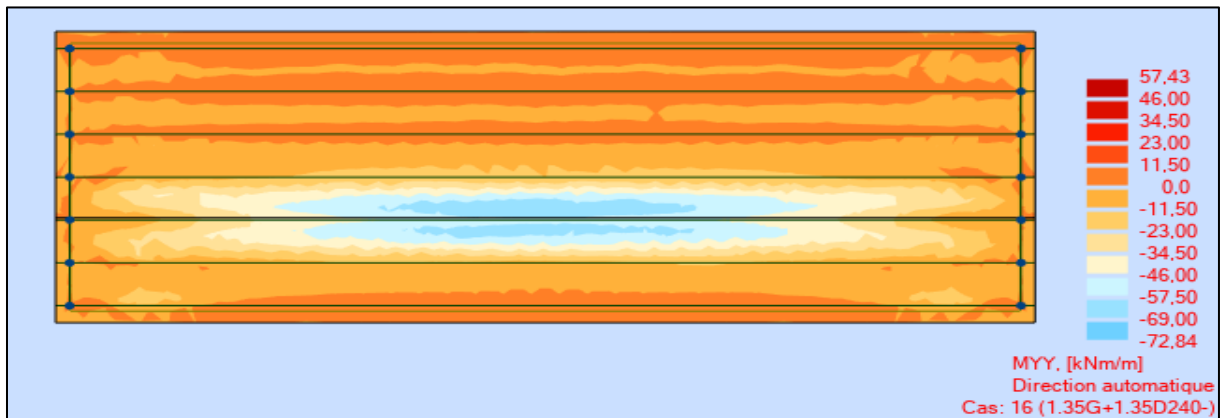


Figure VI.7. Diagramme de moment max à ELU pour l'hourdis

**Mmax à l'ELS : ( G +D240)**

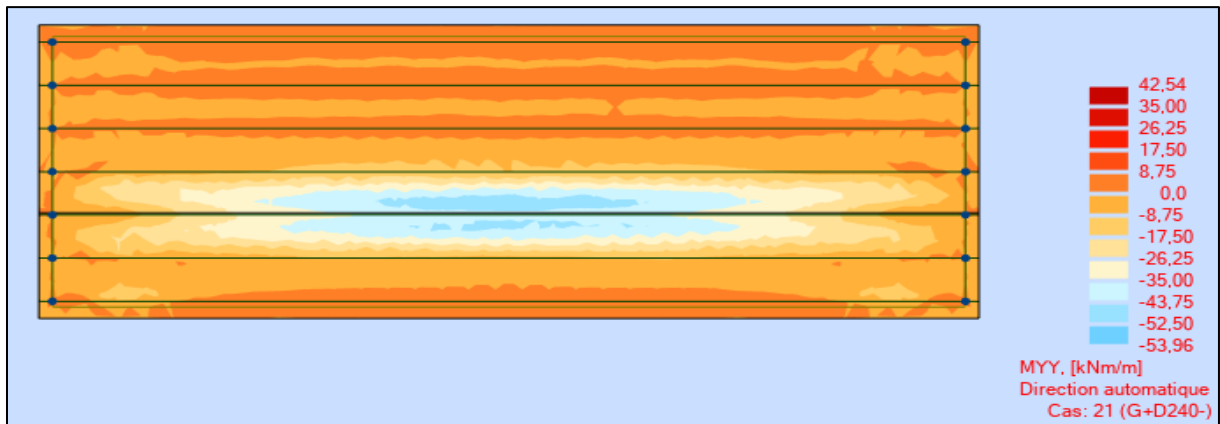


Figure VI.8. Diagramme de moment max à ELS pour l'hourdis

Donc les résultats obtenus sont :

**Les moments max à l'ELU sont :**

Fibre supérieure :  $M_{ELU} = 58 \text{ KN.m}$

Fibre inférieure :  $M_{ELU} = 73 \text{ KN.m}$

**Les moments max à l'ELS sont :**

Fibre supérieure :  $M_{ELS} = 43 \text{ KN.m}$

Fibre inférieure :  $M_{ELS} = 54 \text{ KN.m}$

### VI.3.1 Ferrailage de la dalle

Le ferrailage transversal de la dalle est calculé à l'aide du logiciel ROBOT expert 2010, les résultats sont présentés ci-dessous :

#### VI.3.1.1 Ferrailage nappe supérieure (Sur appui)

On a la valeur du moment max à la fibre supérieure

$M_{ELU} = 58 \text{ KN.m}$

$$M_{ELS} = 43 \text{ KN.m}$$

- **Armature transversale**

$$A_s = 6.7 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Voir Annexe D}$$

On opte pour 5HA14 ( $A_s=7.7\text{cm}^2$ ) on prend un espacement de 20cm

- **Armature longitudinale de construction (sens des poutres)**

Les armatures de construction égale à 1/3 de la section  $A_s$ .

On opte pour 3HA12 ( $A_s=3.39\text{cm}^2$ ) on prend un espacement de 20cm

### VI.3.1.2 Ferrailage nappe inferieure (Mi-travée)

On a la valeur du moment max à la fibre inférieure :

$$M_{ELS} = 54 \text{ KN.m}$$

$$M_{ELU} = 73 \text{ KN.m}$$

- **Armature transversale**

$$A_s = 8.8 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Voir Annexe D}$$

On opte pour 5 HA16 ( $A_s = 10.05 \text{ cm}^2$ ) ; avec un espacement de 20 cm.

Un enrobage minimal :  $C = 3\text{cm}$ .

- **Armature longitudinale de construction (sens des poutres)**

Les armatures de construction égale à 1/3 de la section  $A_s$  On opte pour 3 HA 12 ( $A_s = 3.39 \text{ cm}^2$ ) ; avec un espacement de 20 cm.

Un enrobage minimal :  $C = 3\text{cm}$ .

**Tableau VI.2. Résultats de calcul de ferrailage de la dalle**

Nappe	Armatures transversales			Armatures longitudinales		
	$A_s(\text{cm}^2)$	$\emptyset$ (mm)	E(cm)	$A_s(\text{cm}^2)$	$\emptyset$ (mm)	E(cm)
Supérieure	6.7	5HA14	20	2.3	3HA12	20
Inférieure	8.8	5HA16	20	3	3HA12	20

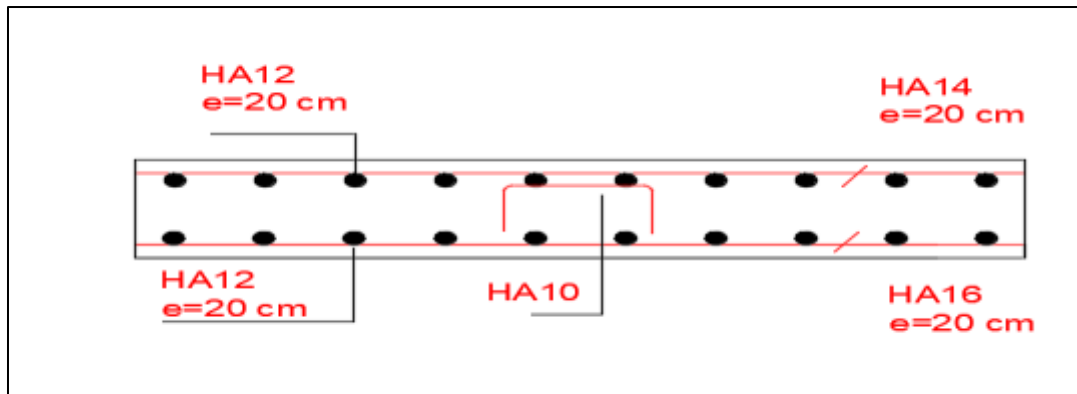


Figure VI.9. Ferrailage de la dalle (coupe transversale)

### VI.4 CONCLUSION

Le dimensionnement des câbles, en types, en nombre et en tracé, doit équilibrer les efforts insupportables par le béton armé seul pour toutes les phases, en construction et en service, à vide et en charge. Dans ce chapitre, on a constaté la simplicité de dimensionnement et même de réalisation d'un tablier à poutres qu'un tablier à voussoirs. D'autre part, le coffrage et le ferrailage d'un tablier à poutres paraient plus compliqués, mais le mode de réalisation basée sur la préfabrication et la standardisation des poutres, nous permet de les bien maîtriser.

**CHAPITRE VII**  
**ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DU**  
**PONT**

## VII.1.1 INTRODUCTION

On désigne par « équipements » l'ensemble des dispositifs de nature, de conception et de fonctionnement divers. Ils jouent un rôle fondamental pour la survie d'un ouvrage. Leur but est de rendre un tablier de pont apte à remplir sa fonction, notamment vis-à-vis des usagers. Au présent, on va étudier les équipements nécessaires pour l'ouvrage, tel que l'appareil d'appui et le joint de chaussée, à l'état limite ultime et accidentel (séisme).

### VII.1.2 Appareil d'appui

Les appareils d'appui sont des éléments de structure qui assurent la liaison entre le tablier et les appuis, ils ont pour fonction de transmettre les efforts verticaux et horizontaux

#### VII.1.2.1 Choix de type d'appareil d'appui

Les appareils d'appui en élastomère fretté (AAEF) et les appareils d'appui à pot (AAP) représentent plus de 90 % des appareils d'appui utilisés sur les ponts. On choisit des appareils d'appui en élastomère fretté qui présentent les avantages suivants :

- La facilité de la mise en œuvre, du réglage et du contrôle.
- La répartition des efforts horizontaux entre plusieurs appuis.
- Leur coût, qui est relativement modéré.

#### VII.1.2.2 Dimensionnement des appareils d'appui de type B

On utilise les appareils d'appui du type B, ils comportent  $n+1$  frettes métalliques et  $n$  feuilletts 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  $e = t_i / 2$ .

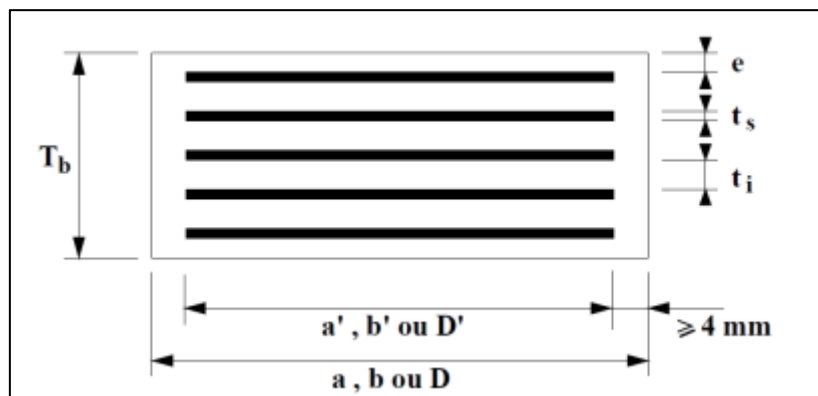


Figure VII.1. Définition géométrique d'un appareil d'appui.

**a (a')** : dimension de l'élastomère (de frette) dans la direction longitudinale du pont.

**b (b')** : dimension de l'élastomère (de frette) dans la direction transversale ( $a \leq b$ ).

**ti** : épaisseur nominale d'un feuillet élémentaire d'élastomère.

**ts** : épaisseur d'une frette élémentaire.

**Tb** : épaisseur nominale totale de l'appareil d'appui ;  $Tb = n (t_i + t_s) + t_s + 2 e$ .

**Te** : épaisseur nominale totale d'élastomère ;  $T_e = n t_i + 2 e$

**n** : nombre de feuillets élémentaires d'élastomère.

**e** : enrobage.

**VII.1.2.3 Dimensionnement de l'appareil d'appui**

➤ **Aire de l'appareil d'appui :**

$$a \times b \geq \frac{R_{max}}{\sigma_p} = \frac{1.75}{20}, a \times b \geq 875 \text{ cm}^2$$

On prend : a=40 cm, b=45cm,

- **R<sub>max</sub>** : Réaction maximale à ELU,  $R_{max} = 1.75 \text{ MN}$

- **σ<sub>p</sub>** : contrainte de compression admissible de l'appareils d'appuis,  $\sigma_p = 20 \text{ MPa}$ .

➤ **L'épaisseur de l'appareil d'appui**

Il faut respecter la condition de non-flambement suivante :  $a \leq T \leq a \cdot 5$  tel que « a » le grand côté de l'élastomère.

Ce qui donne :  $40 \text{ mm} \leq T(\text{mm}) \leq 80 \text{ mm}$

➤ **Dimensionnement des frettes**

L'épaisseur de la frette doit respecter les deux conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} t_s > \frac{a \times \sigma_m}{\beta \times \sigma_e}, \sigma_m = \frac{R_{max}}{a \times b} = 9.72 \text{ MPa} \\ \beta = \frac{a \times b}{2 \times G \times (a+b)} = 11.76 \rightarrow t_s > 1.41 \text{ mm} \\ t_s \geq 2 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Donc on prend :  $t_i = 10 \text{ mm}$ ,  $t_s = 3 \text{ mm}$ ,  $e_{ext} = 5 \text{ mm}$

$$T_b = n (t_i + t_s) + t_s + 2 e = 5 \times (10+3) + 3 + 2 \times 5 = 78 \text{ mm}$$

$$T_q = n \times t_i + 2 e = 2 \times 10 + 10 \times 5 = 60 \text{ mm}$$

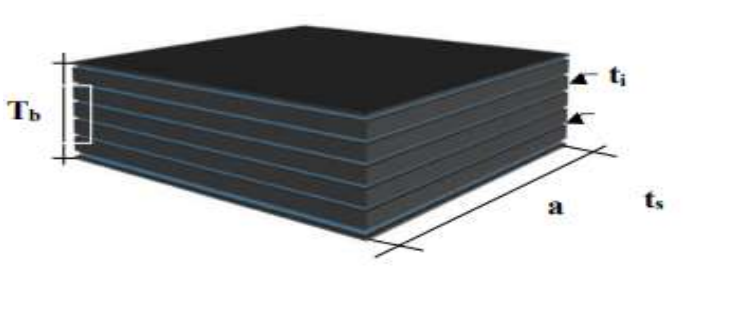
- **σ<sub>e</sub>**: Limite d'élasticité en traction de l'acier constructif des frettes :  $\sigma_e = 235 \text{ MPa}$

- **G** : module de cisaillement d'élastomère ;  $G = 0.9 \text{ MPa}$

Les dimensions sont présentées de l'appareil d'appui sont présentées dans le tableau ci-après.

**Tableau VII.1. Dimensions de l'appareil d'appui**

Dimensions	Valeurs (mm)
a	400
b	450
t <sub>i</sub>	10
t <sub>s</sub>	3



n	4	
e	5	
tb	78	
t	60	

#### VII.1.2.4 Vérification de l'appareil d'appui

Ci-après un tableau des vérifications à aboutir concernant l'appareil d'appuis :

Tableau VIII.2. Tableau des vérifications à aboutir concernant l'appareil d'appuis :

Vérification	La formule
Résistance à la compression	$\sigma_m \leq 20 \text{ MPa}$
Stabilité au flambement	$\gamma_s \times P_u < P_c$
Limite de la distorsion	$\delta \leq 0.7 + 4(\delta_0 - 0.7)(0.25 - p)$
Non-glissement	$H \leq f \times N$

- **Résistance à la compression**

On doit vérifier que :

$$\sigma_m \leq 20 \text{ MPa avec : } \sigma_m = \frac{N}{a \times b}; \text{ N: réaction d'appui a ELU égale 1.75 MN}$$

#### Application numérique

$$\sigma_m = 9.72 \leq 20 \text{ MPa condition vérifié}$$

- **Stabilité au flambement :  $\gamma_s \times P_u < P_c$**

Sachant que :

- $\gamma_s = 3$  coefficient partielle de sécurité.
- $P_u$  : valeur maximale des charges verticales sous les combinaisons a l'ELU.
- $P_c$  : la charge critique de l'appareil d'appui donne par la formule suivante :  $P_c = 4GBS^2d/h$
- $B$  : l'aire nominale de l'appui ( $a \times b$ )
- $d$  : somme d'une épaisseur de la frette et d'une épaisseur d'élastomère.
- $h$  : hauteur totale de l'appareil d'appui.
- $S$  : facteur de forme  $S = \frac{a \times b}{2 \times t_i(a+b)}$ .

#### Application numérique

$$S = 10.59, d = 0.013 \text{ m}, B = 0.18 \text{ m}^2, h = 0.078 \text{ m}$$

$$\rightarrow P_c = 16.14 \text{ MN}$$

On aura donc :  $3 \times 1.75 = 5.25 \text{ MN} < 16.14 \text{ MN}$  **condition vérifié.**

- **Limite de la distorsion :**

On doit vérifier : que pour

$$- p = \frac{pu}{pc} \leq 0.25 \text{ On aura : } \delta \leq 0.7 + 4(\delta_0 - 0.7)(0.25 - p)$$

Où

$$- p = \frac{pu}{pc} \geq 0.25 \text{ On aura : } \delta \leq \delta_c = 1.4(1 - 2p)$$

On a les déplacements max pour les appuis calculer par **ROBOT** (le déplacement de tablier moins le déplacement de la pile)

**Déplacement transversal 8.9cm**

**Déplacement longitudinal 6.4cm**

$$y = dt + d_{R+F} + 0.4d_{HR} \quad d_{R+F} = 0.94 \text{ cm} \quad d_{HR} = 0.42 \text{ cm}$$

**Application numérique**

$$P = 0.108 < 0.25 \text{ donc : } \delta \leq 0.7 + 4(\delta_0 - 0.7)(0.25 - p) = 1.44$$

$$\Leftrightarrow \delta_0 = \frac{c}{Te}$$

$$y = 7.5 \text{ cm}$$

Avec :

- C : diamètre pour un appui circulaire, petite cote pour un appui rectangulaire.

$$\text{Avec : } 0.7 \leq \delta_0 \leq 2$$

$$\delta_0 = 2$$

$$\delta_c = 0.7 + 4 * (2 - 0.7) * (0.25 - 0.108) = 1.44$$

$$\delta = \frac{y}{h} = \frac{0.075}{0.078} = 0.962$$

Donc :  $\delta_c > \delta$  **Donc la condition verifie**

- **Condition de non-glissement :**

Condition de non-glissement se vérifie par la formule suivante :  $H \leq f \times N$

Où :

- H : l'effort horizontal.

- f : coefficient de frottement.  $f = 0.10 + 0.6 / \sigma_m$

- N : l'effort de compression verticale.

➤ **Pour la pile :**

$$N = R_G / (2 \times N_{\text{POUTRE}}) = 0.81 \text{ MN}$$

$$\sigma_m = N/(a \times b) = 4.52 \text{ MPa} \rightarrow f = 0.23$$

$$H = E_1 / (2 \times N_{\text{POUTRE}}) + (0.2 \times F_{\text{freinage}}) / (2 \times N_{\text{POUTRE}}) + (0.4 \times F_{\text{tem}} \times F_{\text{d\acute{e}f}} / 9)$$

$$H = 0.3 \text{ MN} \leq 0.23 \times 0.81 = 0.19 \text{ MN non v\acute{e}rifi\acute{e}.$$

### ➤ Pour la cul\^ee

$$N = R_G / (N_{\text{POUTRE}}) = 0.83 \text{ MN}$$

$$\sigma_m = N/(a \times b) = 4.6 \text{ MPa} \rightarrow f = 0.23$$

$$H = 0.3 \text{ MN} \leq 0.23 \times 0.83 = 0.19 \text{ MN non v\acute{e}rifi\acute{e}.$$

Puisque la condition n'est pas v\^erifi\^ee on est oblig\^e de faire des dispositifs de non-glissement (tiges fix\^ees dans les plaques d'ancrages sur les 4 coins).

### VII.1.2.5 Des d'appuis

Le d\^e d'appui est un \^el\^ement en b\^eton arm\^ee pos\^e sur le sommier d'appui o\^u se posent les appareils d'appuis, il permet de diffuser les charges localis\^ees provenant directement du tablier vers l'\^el\^ement porteur, ainsi que rattraper le d\^evers du tablier

#### VII.1.2.5.1 Dimensionnement des d\^es d'appuis

- **Dimension en plan**

D'apr\^es le document SETRA, appuis du tablier (P.P.73) les dimensions en plan du d\^e d'appuis pr\^esentent un d\^ebordement minimum de 5 cm par rapport aux appareils d'appuis.

Pour un d\^eplacement pour les deux cot\^es on prend :

$$A = a + 100 + 50 = 400 + 100 + 50 = 550 \text{ mm.}$$

$$B = b + 100 + 50 = 450 + 100 + 50 = 600 \text{ mm.}$$

- **Hauteur du d\^e d'appuis**

La hauteur du d\^e d'appuis pr\^esente une hauteur minimum de :

$$H = \frac{2 \times a \times b}{2 \times (a + b)} \quad (7.1)$$

Avec :

**a, b** : dimensions en plan de l'appareil d'appui.

$$H \geq 211.67 \text{ mm}$$

#### VII.1.2.5.2 Ferrailage des d\^es d'appuis

Les d\^eferentes sections d'armatures sont \^evalu\^ees suivant le guide SETRA (P.P.73)

- **Armatures de chainage**

La section d'armatures de chainage peut \^etre d\^etermin\^ee par des r\^egles analogues \^a la m\^ethode des bielles ou la m\^ethode de reprise des efforts d'\^equilibre g\^en\^eral.

La section calcul\^ee doit reprendre un effort  $N = 25\% N_{\text{max}}$  :

$$A_c = \frac{0.25 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.25 \times 1.75}{434.78} = 10.06 \text{ cm}^2$$

→soit 7HA14 ( $A_s=10.78 \text{ cm}^2$ )

- **Armatures horizontales**

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, l'ensemble des armatures horizontales placées sous le chainage, devra reprendre un effort égal à 12.5% de la même descend de charge.

$$A_h = \frac{0.125 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.125 \times 1.75}{434.78} = 5.03 \text{ cm}^2$$

→soit 5HA12 ( $A_s=5.65 \text{ cm}^2$ )

- **Frette supérieure**

Elle est placée la plus près possible de la face supérieure de l'appui, il s'agit d'armatures croisées.

$$A_s = \frac{0.04 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.04 \times 1.75}{434.78} = 1.67 \text{ cm}^2$$

→soit 2HA12 ( $A_s=2.26 \text{ cm}^2$ )

- **Frette inférieure**

Une frette inférieure d'éclatement, disposé à une profondeur entre  $h/3$  et  $h$  à partir de la face supérieure de l'appui.

$$A_i = \frac{0.1 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.1 \times 1.75}{434.78} = 4.03 \text{ cm}^2$$

→4HA12 ( $A_s=4.52 \text{ cm}^2$ )

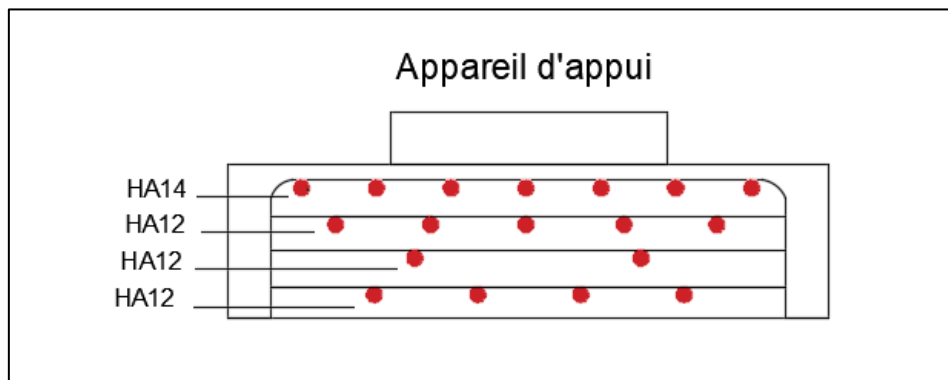


Figure VII.2. Ferrailage du dé d'appui.

**Plaques de fixation** : ce sont des dispositifs en acier qui sert a fixé les appareils d'appuis sur les dés d'appuis et aussi pour empêcher son glissement.

### VII.1.3 Plot parasismique

Ce sont des dispositions en béton armé utilisées pour empêcher le déplacement du tablier sous l'effet du séisme transversal. Pour notre ouvrage on choisit deux plots parasismiques avec les dimensions suivantes :

- La hauteur est de 60 cm.
- La section en plan est  $(60 \times 60) \text{ cm}^2$ .

### VII.1.4 Joint de chaussée

Un joint de chaussée est un dispositif permettant d'assurer une continuité de la circulation au droit d'une coupure du tablier. Afin de rendre ce dernier librement dilatable, en évitant la variation dimensionnelle longitudinale subite, qui sont dus à la variation de température, des effets du trafic et des effets propres à chaque matériau. Il doit avoir certaines propriétés comme assurer la liberté de mouvement du pont, ne pas être une source de bruit et de vibration.

#### ➤ Détermination du souffle

Certains paramètres sont nécessaires pour déterminer le souffle du joint, ces éléments sont la température, le retrait, le fluage, le coefficient de dilatation thermique, les actions. La gamme des joints CIPEC se compose :

- Des joints de faibles souffles (JEP, WR et WOSd).
- Des joints de souffles moyens (Wd).
- Des joints de grands souffles (WP) Le souffle se calcule par la formule ci-après :

$$W = W_D + 0.4W_T + W_S/3 \quad (7.2)$$

W : souffle total du joint.

$W_D$  : souffle des déformations différées [retrait + fluage = 9.35 mm].

$W_T$  : souffle thermique = 4.2 mm.

$W_S$  : souffle sismique = 129.9 mm. →  $W = 54.42$  mm

Suivant le souffle total, on a choisi le joint Wd60

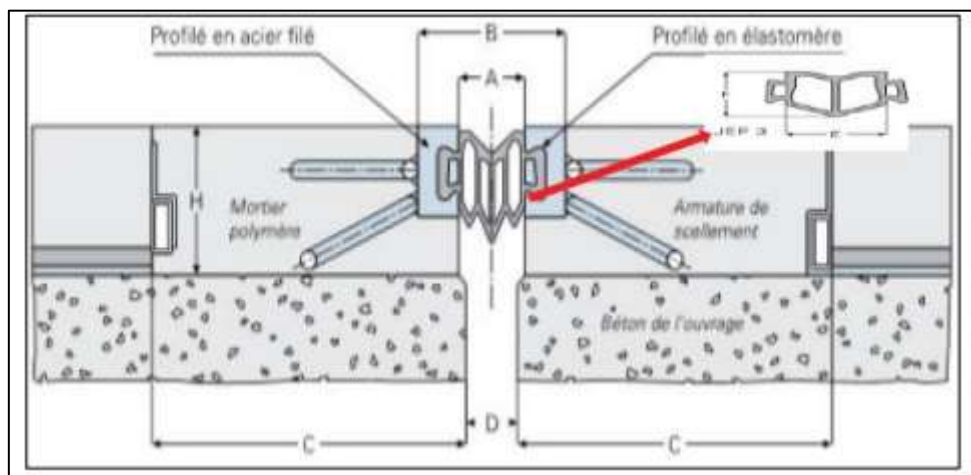


Figure VIII.3. Éléments de Joint de chaussée

### VII.1.5 Corniches

Les corniches sont des éléments qui équipent les bords latéraux d'un pont et dont le rôle principal est d'améliorer l'esthétique de l'ouvrage.

### VII.1.6 Garde-corps

Sont retenue pour protégées les piétons circulant sur le trottoir d'un pont, et aussi en point de vue d'esthétique.

### VII.1.7 Glissières de sécurité

Le rôle de ces glissières est de diminuer les conséquences des accidents de la route, elles agissent essentiellement au niveau des roues des véhicules, elles sont relativement esthétiques et résistantes.

## VII.2 ETUDE SISMIQUE

La vérification des ouvrages vis-à-vis des actions sismiques de calcul doit être telle que le risque de défaillance sous séisme potentiel soit suffisamment faible.

### VII.2.1 Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique

Le RPOA 2008 donne un ensemble de classifications nécessaires à la définition de la situation sismique de l'ouvrage étudié et constituent un préalable indispensable pour le choix du modèle, de la méthode de calcul et des paramètres à utiliser :

- Le pont est classé selon le risque sismique en groupe 2 (pont important).
- L'ouvrage se trouve dans une zone sismique II-b (sismicité moyenne).
- Le coefficient d'accélération de zone A = 0.25 (RPOA, tableau 3.1).
- Le sol est de catégorie S2 (site ferme).
- Le taux d'amortissement du matériau constituant les appuis (béton armé),  $\xi = 5\%$ .
- Le module de cisaillement d'élastomère des appareils d'appuis est  $G = 1.2 \text{ MPa}$

Tableau VII.3. Distribution des forces et des déplacements longitudinaux et transversal max sur chaque appui

Appui	P01	P02	P03	P04	P05	P06
$F_L \text{ (KN)}$	205,58	255,92	211,68	224,73	240,73	194,45
$d_L \text{ (cm)}$	6,531	5,983	2,975	6,019	6,882	6,481
$F_T \text{ (KN)}$	210,07	206,13	320,52	320,17	226,15	207,5
$d_T \text{ (cm)}$	6,626	6,668	6,26	9,359	7,927	6,31

### VII.2.2 Méthode de calcul

De manière générale, l'analyse d'un pont se fait par la méthode spectrale monomodale (mode fondamental) ou par la méthode du spectre de réponse (analyse dynamique linéaire).

#### ➤ Méthode monomodale

La méthode spectrale monomodale s'applique aux ponts remplissant les critères suivants simultanément :

- **Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental :**

La masse modale (Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental) doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation (fût et chevêtre), autrement dit, la masse des piles MP doit être inférieure à 43 % de la masse du tablier :  $M_T$  ( $M_T = G$ ).

G : le poids propre total du tablier

**Application Numérique :**

$$M_P = \rho \times \sum (s_i \times h_i)$$

$$\rightarrow M_P = 75903.15K$$

$$M_T = G$$

$$\rightarrow M_T = 64\,543,31KN$$

$$M_P \leq 0.43 M_T \rightarrow (\text{Condition non Vérifiée}).$$

- **Angle de biais :**

→ **Condition Vérifiée** (il s'agit d'un pont sans biais)

- **Courbure de pont :**

Il s'agit d'un pont qui présente une partie des clothoïde d'un rayon très large.

→ **Condition Vérifiée**

- **Symétrie transversale**

La distance entre le centre de masse et le centre élastique des appuis ne doit pas excéder 5% de la longueur totale du tablier. → **Condition Vérifiée.**

**Donc : la méthode spectrale monomodale n'est pas vérifiée donc on opte pour la méthode spectrale multimodale**

### VII.2.3 Spectre de réponse

Pour faire notre calcul multimodal, on est besoin d'un logiciel de calcul. Pour cela, on réutilisera le modèle longitudinal, en modélisant les piles et les appareils d'appuis et en appliquant une analyse modale spectrale.

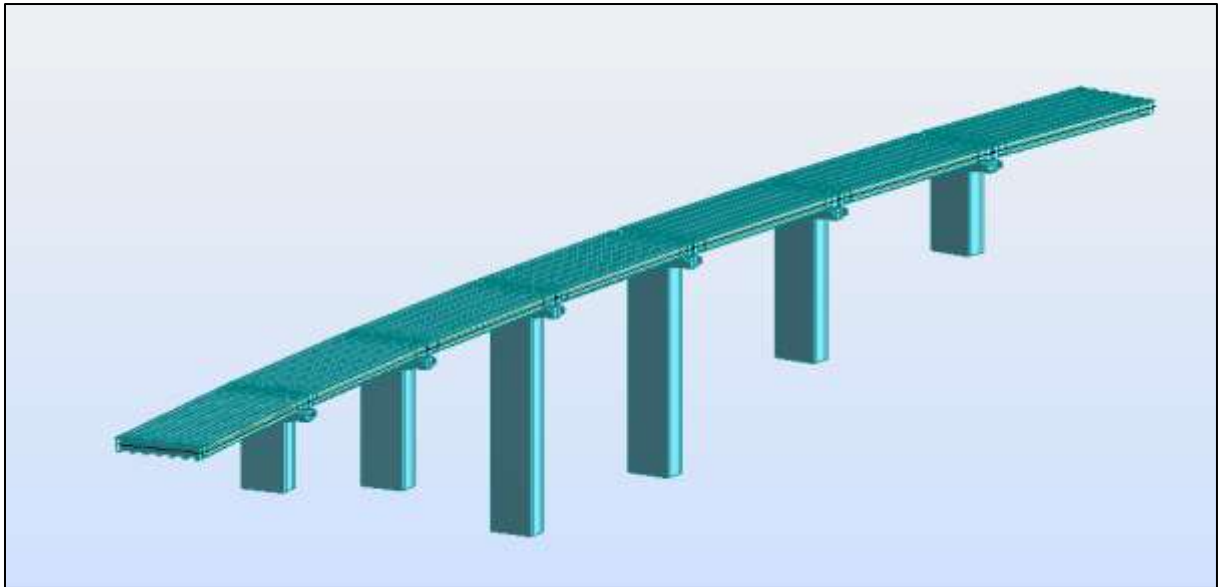


Figure VII.4. Modèle de calcul multimodal

Le spectre de réponse élastique Sae constitue généralement la donnée de base pour le calcul sismique. Les spectres de réponses utilisées pour le calcul sont :

### VII.2.3.1 Spectre de réponse de la composante horizontale

Pour les deux directions longitudinale et transversale, on utilise le spectre montré ci-dessous :

$$S_{ae}(T, \xi) = \begin{cases} AgS \left( 1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta AgS & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta AgS \left( \frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta AgS \left( \frac{3T_2}{T^2} \right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

**Sae (T, ξ)** : accélération spectrale du spectre pppde calcul correspondant à l'amortissement ξ et à la période T du mode propre considéré dans la direction considérée.

**A** : coefficient d'accélération de zone. **A = 0.25**

**g** : accélération de la pesanteur **g = 9.81 m/s<sup>2</sup>**

**S** : coefficient du site **S = f (S2) = 1.1** (RPOA, tableau 3.3).

**T** : période du mode propre considéré dans la direction considérée.

**T1, T2** : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (RPOA, tableau 3.3) :

**(T1, T2) = f (S2) = (0.15 ; 0.40)**

$\xi$  Le taux d'amortissement du matériau constituant les appuis (béton armé),  $\xi = 5\%$ .

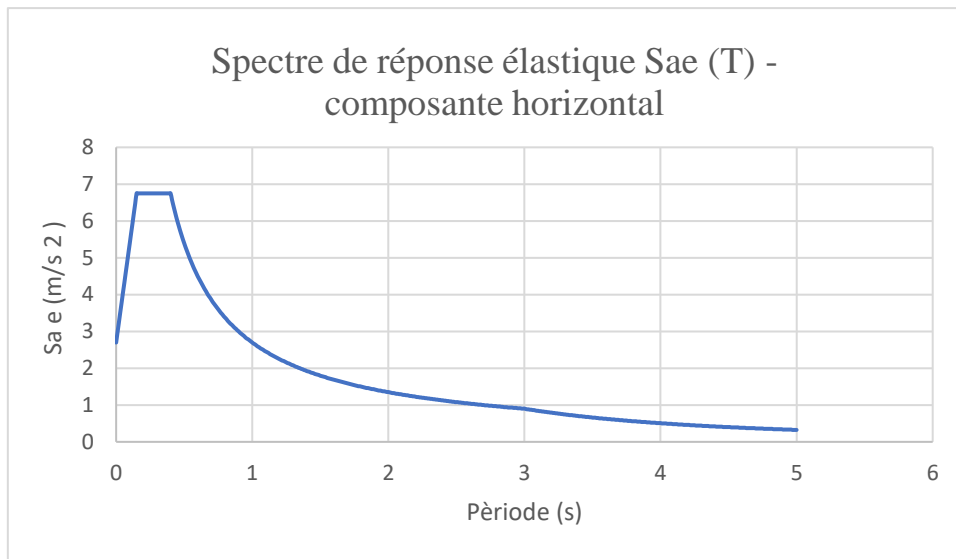


Figure VII.5. Spectre de réponse élastique Sae (T) - composante horizontale

### VII.2.3.2 Spectre de réponse de la composante verticale

$$S_{ae}(T, \xi) = \begin{cases} \alpha A_g \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\alpha A_g \eta & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\alpha A_g \eta \left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\alpha A_g \eta \left(\frac{3T_2}{T^2}\right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

$\alpha$  : coefficient qui tient en compte l'importance de la composante verticale en zone de forte sismicité  $\alpha$  (zone II b) = 0.7 : le coefficient de site.

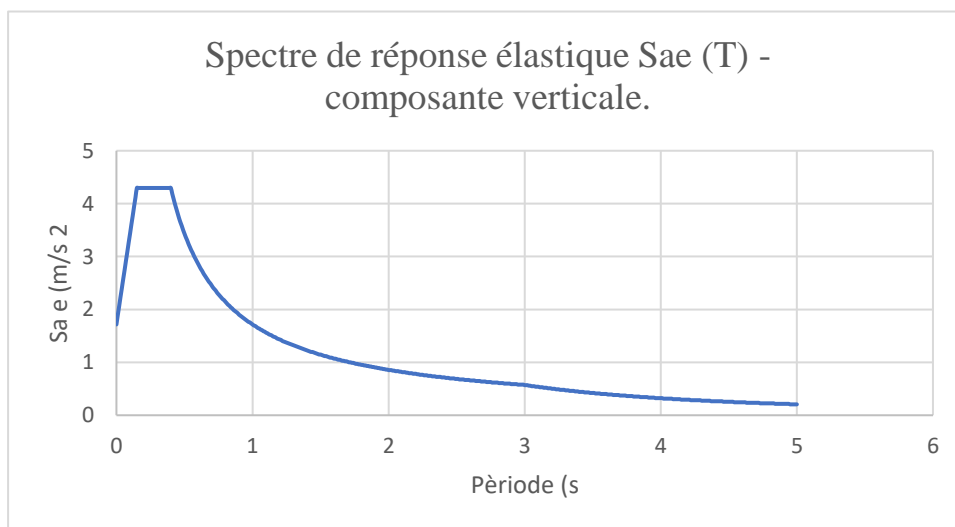


Figure VII.6 : Spectre de réponse élastique Sae (T) - composante Verticale

**VII.2.4 Modes significatifs**

Tous les modes qui ont une contribution importante à la réponse structurale totale doivent être pris en compte. Autrement dit, on tient en compte les modes pour lesquels la somme des masses modales effectives  $\Sigma(M_i)c$  atteint au moins 90% de la masse totale du pont MT (ou 70% à condition de considérer le mode résiduel qui tient compte des modes négligés).

Cette condition n'a pas vraiment de sens pour le sens vertical, car cette méthode ne permet pas de mobiliser une masse vibrante suffisante (masse modale < 70%). Mais afin de ne pas négliger l'effet de séisme vertical, on examine les 120 premiers modes, pour lesquels la participation dans le sens Z atteint 47.86 %

Les résultats de calcul des modes propres sont donnés ci-dessous (le reste des modes est donné en Annexe C) :

**Tableau VII.4 : Modes propres**

Modes	Périodes	Participation de masse (%)			Cumul de participation (%)		
		Ux	Uy	Uz	Cumul X	Cumul Y	Cumul Z
1	1,23	45,57	0,00	0,00	45,57	0,00	0,00
2	1,01	0,00	31,73	0,00	45,57	31,73	0,00
3	1,00	0,15	0,01	0,00	45,72	31,74	0,00
4	0,97	0,00	1,80	0,00	45,72	33,54	0,00
5	0,91	21,19	0,01	0,00	66,91	33,55	0,00
6	0,90	0,01	5,94	0,00	66,92	39,50	0,00
7	0,89	0,69	0,94	0,00	67,62	40,43	0,00
8	0,89	1,94	1,61	0,00	69,55	42,04	0,00
9	0,88	0,12	12,91	0,00	69,67	54,95	0,00
10	0,88	0,01	4,69	0,00	69,69	59,64	0,00
11	0,88	0,11	5,81	0,00	69,80	65,45	0,00
....	....	.....	....	....	....	.....	....
120	0.15	0	0	0	93,04	87,66	47,86

**NB** : pour les participations massiques on a dans le sens Ux la participation dépasse 90% mais pour le sens Uy la participation et de 87.66% (on peut considère Valable) par contre Uz la participation de la masse elle est très faible

**Le tableau complet dans annexe C**

### VII.2.5 Combinaison des réponses modale

Dans une direction donnée, les sollicitations  $E_i$ , issues de chacun des modes  $i$  (efforts, déplacements, contraintes...) sont alors combinés en utilisant la Combinaison Quadratique Complète (méthode (CQC)). Cette méthode est intégrée dans le logiciel de calcul.

$$E = \sqrt{\sum \sum E_i r_{ij} E_j}$$

$r_{ij}$  : facteur de corrélation calculé en fonction de l'amortissement et le rapport des périodes propres des deux modes  $i$  et  $j$

### VII.2.6 Combinaison des composantes de l'action sismiques

Selon le RPOA, une combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme. Cette combinaison nous donne l'effet probable de l'action sismique maximal dû à l'apparition simultanée des actions sismiques le long des axes horizontaux X et Y et de l'axe vertical Z :

$$E_1 = \pm E_x \pm 0.3 E_y \pm 0.3 E_z$$

$$E_2 = \pm E_y \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_z$$

$$E_3 = \pm E_z \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_y$$

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

## VII.3 CONCLUSION

Les équipements du pont jouent un rôle fondamental dans la conception, le calcul et la survie de l'ouvrage. Ce sont ces équipements qui permettent à un pont d'assurer sa fonction vis-à-vis des usagers, notamment après un séisme

**CHAPITRE VIII**  
**ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE**

## VIII.1 INTRODUCTION

L'étude de l'infrastructure d'un ouvrage est l'une des options fondamentales du projet. Cette étude est indissociable de celle de l'ouvrage dans son ensemble. On va étudier dans ce chapitre les appuis et les fondations de notre ouvrage.

## VIII.2 CONCEPTION DE LA PILE

La pile est un élément fondamental de la structure globale du pont, c'est un appui intermédiaire qui a pour rôle de supporter le tablier et de transmettre les charges au sol par l'intermédiaire des fondations. Elle se compose d'un chevêtre, d'un corps de pile, et d'une semelle liant les pieux. La pile est soumise à des charges horizontales telles que (freinage, séisme, fluage + retrait) et des charges verticales telles que (son poids propre, poids du tablier).

Tableau VIII.1. Hauteur des piles

Piles	Hauteur des piles
Pile 01	11.16
Pile 02	18.51
Pile 03	33.66
Pile04	33.52
Pile05	21.66
Pile06	13.23

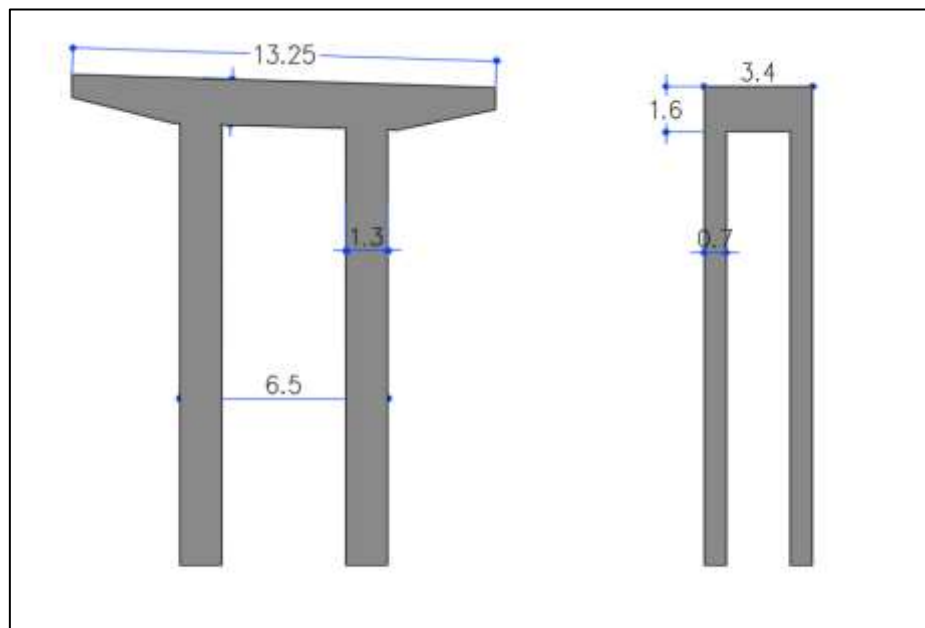


Figure VIII.1 Dimensions des piles

**VIII.2.1 Chevêtre :**

C'est l'élément sur lequel repose les poutres et assure la transmission des charges aux piles. Pour notre cas le chevêtre est de section variable de longueur L=13.25m

Les dimensions de section constante

- Largeur l = 3.4m
- Hauteur H= 1.6m.

Les dimension de section variable

- Largeur : l=3.4m
- Hauteur :H=0.8m-1.6m

**VIII.2.2 Voiles**

Leur rôle est de transmettre les efforts à la semelle, les voile sont de section longitudinale de 3.4m et transversale de 6.5m et la section pleine de 0.7 m et 1.3 m

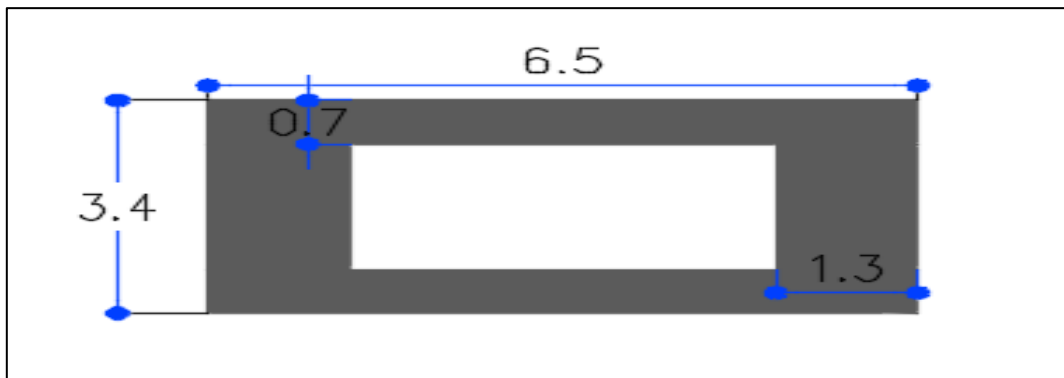


Figure VIII.2 : Coup en plan de voile

**VIII.2.3 Semelle**

Elles ont pour objectif de transmettre les efforts au sol, nous adopterons les dimensions suivantes :

Épaisseur : 1.6 m

Largeur : 16 m pour les piles 3 et 4 et 10 m pour les autres

Longueur :14 m

**VIII.3 ETUDE DE LA PILE**

**VIII.3.1 Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis du flambement**

On étudier la stabilité pour 3 piles, L'élancement  $\lambda$  doit être inférieur à 70 pour que la vérification au flambement soit satisfaite :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 70 \tag{8.1}$$

$l_f$  : longueur du flambement de la pile la plus haute :  $l_f = 0.7 \times l_0$  ( $l_0$  est la hauteur du voile).

Tableau VIII.2. Tableau de vérification de flambement pour les piles

	Pile1	Pile3	Pile5
$l_0$	11,16	33.66	21.66

$l_f$	7,81	23.56	15,16
$i$	5,87	17,90	11,84
$\lambda$	<b>1.33</b>	<b>1.31</b>	<b>1.28</b>
Observation	OK	OK	OK

$\lambda < 70$  donc pas de risque de flambement

### VIII.3.2 Évaluation des efforts agissant sur la pile

Les charges permanentes et d'exploitations génèrent des sollicitations sur la pile qui se résument dans des forces horizontales, verticales et des moments.

#### ➤ Les efforts verticaux

Tableau VIII.3. Efforts verticaux sollicitant la pile

Charge/Surcharge	Valeur (KN)
G(Semelle)	14000,00
G(Voile)	17419,05
G (Chevêtre)	1802,00
G Tablier	9076,00
Al	1600,01
Bc	1459,78
MC120	1069,06
D240	1778,82

#### ➤ Efforts horizontaux

Les efforts horizontaux dus à variation linéaire :

#### Fluage + Retrait ( $H_{f+R}$ ):

$$H_{f+R} = \frac{n \times G \times a \times b \times \Delta f + R}{T_e} \quad \Delta_{f+R} = (\epsilon_f + \epsilon_r) \times \frac{L}{2}$$

- $\epsilon_f$  : coefficient du fluage, de  $\epsilon_f = 3.5 \times 10^{-4}$
- $\epsilon_r$  : coefficient de retrait,  $\epsilon_r = 2 \times 10^{-4}$
- $T_e$  : épaisseur nominale totale d'élastomère,  $T_e = 50$  mm.
- $G$  : module de cisaillement d'élastomère,  $G = 0.9$  MPa.
- $a, b$ : dimensions de l'élastomère ( $a = b = 35$  cm).
- $L$  : la portée de travée,  $L = 34$  m.

→  $\Delta_{f+R} = 0.0094$  m

$H_{f+R}=176.72 \text{ KN}$

**Température HT:**

$$HT = \frac{(n \times G \times \alpha \times b \times \Delta l)}{T_e} \quad (8.2)$$

$\Delta l$  : L'allongement du tablier est donné par la relation :  $\Delta l = \frac{\alpha \times \Delta T \times L}{2}$

-  $\alpha$  : est le coefficient de dilatation thermique,  $\alpha=9.9 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$  (pour Béton armé)

-  $\Delta T$  : La variation de température selon RCPR  $\Delta T$  est prise :  $+35^\circ \text{ C}$  et  $-15^\circ \text{ C}$  (Pour le calcul on prend  $\Delta T=+35^\circ \text{ C}$ ).

→  $\Delta l = 0.0042 \text{ m}$

$H_T=79.52 \text{ KN}$

**Tableau VIII.4. Efforts horizontaux sollicitant la pile**

L'effort horizontal	Valeur
Freinage A(l)	77.18
Freinage Bc	150
Température	79.52
Fluage + Retrait	176.72

➤ **Les moments sollicitant la pile**

**Tableau VIII.5. Les moments sollicitant la pile**

La charge	Valeur
Freinage A <sub>L</sub>	2914.21
Freinage B <sub>C</sub>	5664
Température	3002.74
Fluage + Retrait	6672.74

## VIII.4 ÉTUDE DES ÉLÉMENTS DE LA PILE

### VIII.4.1 Étude de chevêtre

Le chevêtre est généralement sollicité par deux sollicitations, une flexion longitudinale et une torsion. La torsion dans le chevêtre est due généralement aux réactions d'appuis du tablier dans le cas où une seule travée chargée à cause de l'excentricité transversale des charges.

#### VIII.4.1.1 Modélisation du chevêtre :

Le chevêtre est modélisé comme trois élément barre (section variable) qui repose sur des encastremets chaque 0.5 m

Les résultats de calcul des efforts internes sont donnés aux diagrammes suivants :

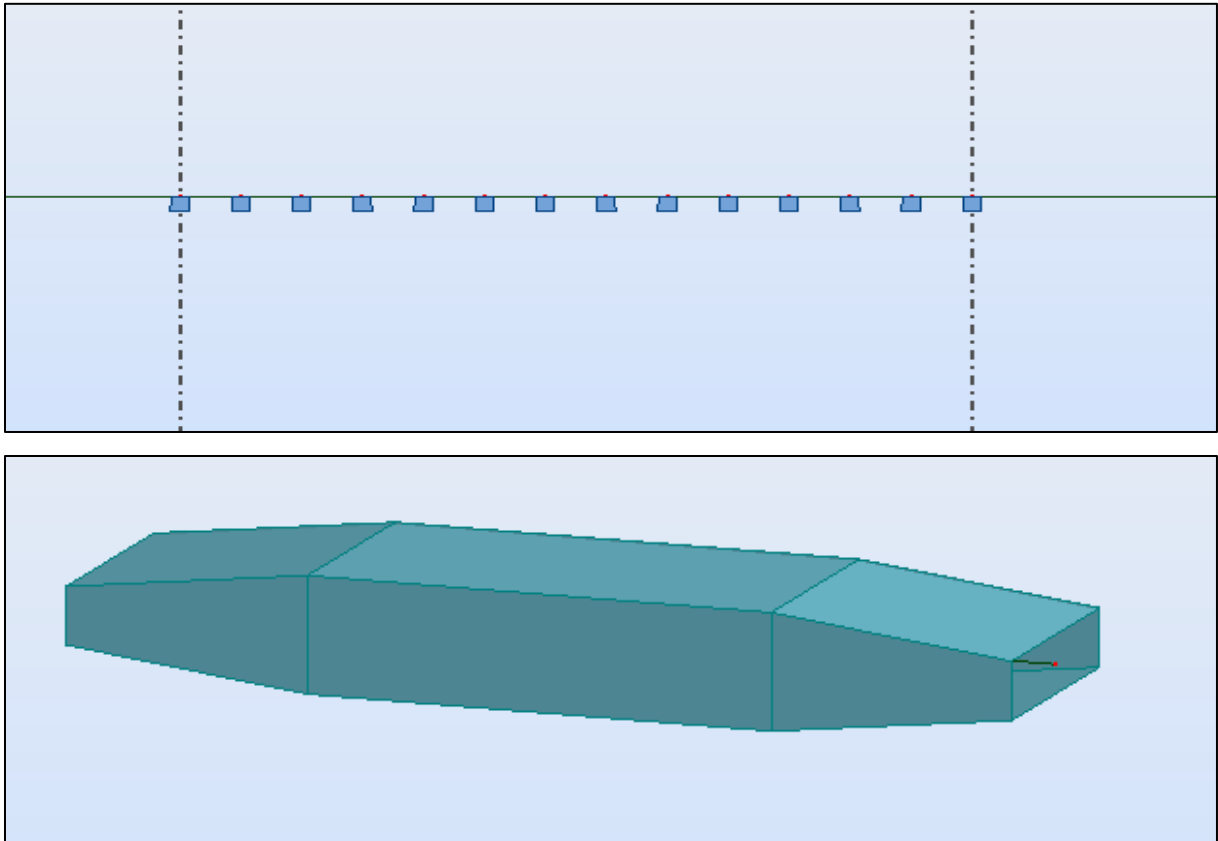


Figure VIII.3. Modélisation du chevêtre



Figure VIII.4. Moment maximum à l'ELS (Combinaison G + 1.2 A(I)3-voie)

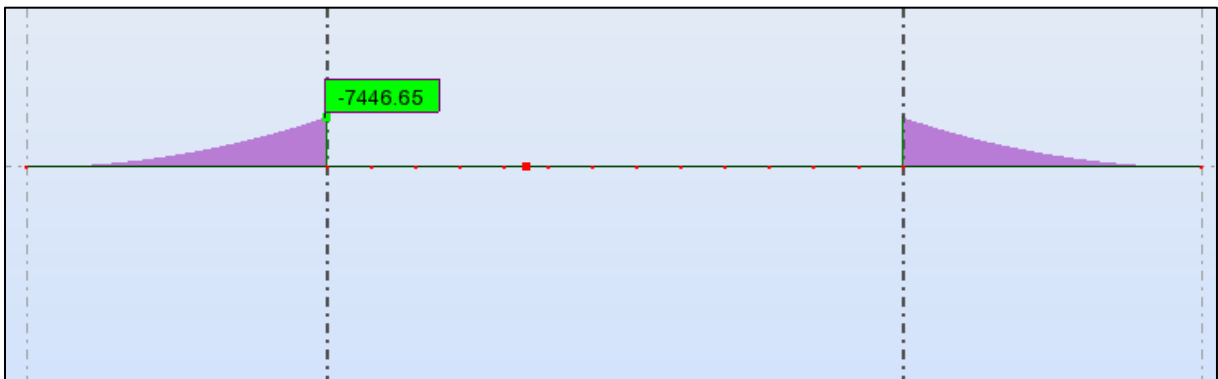


Figure VIII.5. Moment maximum à l'ELU (Combinaison 1.35G + 1.6 A(I)3-voie)

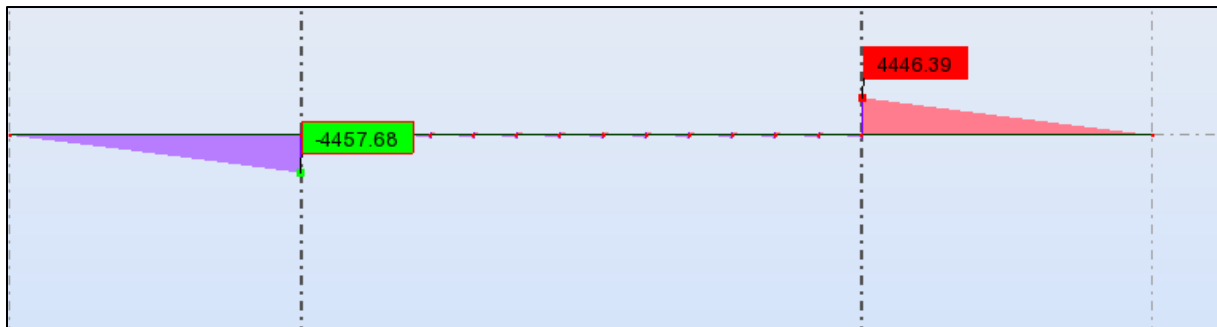


Figure VIII.6. Effort tranchant maximum (Combinaison 1.35G + 1.6 A(l)3-voie)

VIII.4.1.2 Ferrailage du chevêtre à la flexion simple :

Le ferrailage du chevêtre à la flexion est calculé à l'aide du logiciel ROBOT expert 2010(détaillés à l'Annexe D)

Tableau VIII.6. Armateur longitudinale du chevêtre

Armatures longitudinales					
		M (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres	Espacement (cm)
Nappe sup	ELU	-7446.65	156.1	20HA32	17
	ELS	-5529.76			

Tableau VIII.7. Armateur transversal de chevêtre

Armatures transversales					
		T (KN)	Choix des barres	Enrobage (cm)	Espacement
ELU		4457.68	HA14	5	20 cm

VIII.4.1.3 Ferrailage du chevêtre à la torsion :

Détermination du ferrailage nécessaire peu résisté à l'effort de torsion, on considère une section rectangulaire ayant la hauteur de chevêtre et de largeur Lt.

$$L_t \text{ est limité par : } \begin{cases} L_t=L_c & \text{si } L_c < \Phi+H_c \\ L_t= \Phi+H_c & \text{si } L_c > \Phi+H_c \end{cases}$$

**b<sub>n</sub>**: l'épaisseur de la paroi de la section creuse équivalent,

$$b_n=0.27 \text{ m}$$

$$\Omega : \text{L'aire de torsion, } \Omega = (H_c - b_n) \times (L_t - b_n) = 4.18 \text{ m}^2$$

**C** : moment de torsion maximal par ml.

➤ **Évaluation de moment de torsion C :**

$$C = \text{Max} (C_1, C_2)$$

Phase de construction :  $C_1 = P_G \times e$

$$P_G = 184.69 \text{ KN/ml}, e = 0.82 \text{ m} \rightarrow C_1 = 151.44 \text{ KN.m/ml}$$

Phase de service :  $C_2 = P_{D240} \times e$

$$P_{D240} = 134.25 \text{ KN/ml}, e = 0.82 \text{ m} \rightarrow C_2 = 110.09 \text{ KN.m/ml}$$

$$\text{Donc : } C = \text{Max} (C_1, C_2) = 151.44 \text{ KN.m/m}$$

e : entraxe entre l'axe du chevêtre et l'axe de l'appui des poutres.

➤ **Ferraillage :**

$$A_s = \frac{1}{\sigma_a} \frac{C \times P}{2\Omega} = 5.15 \text{ cm}^2$$

P : périmètre de la section creuse équivalent,  $P = 9.47 \text{ m}$

$\sigma_a$  : Contrainte admissible d l'acier,  $\sigma_a = 333.33 \text{ MPa}$

**Les armatures :**

**4HA14** →  $A_S = 6.16 \text{ cm}^2$  avec espacement de **e=25 cm**

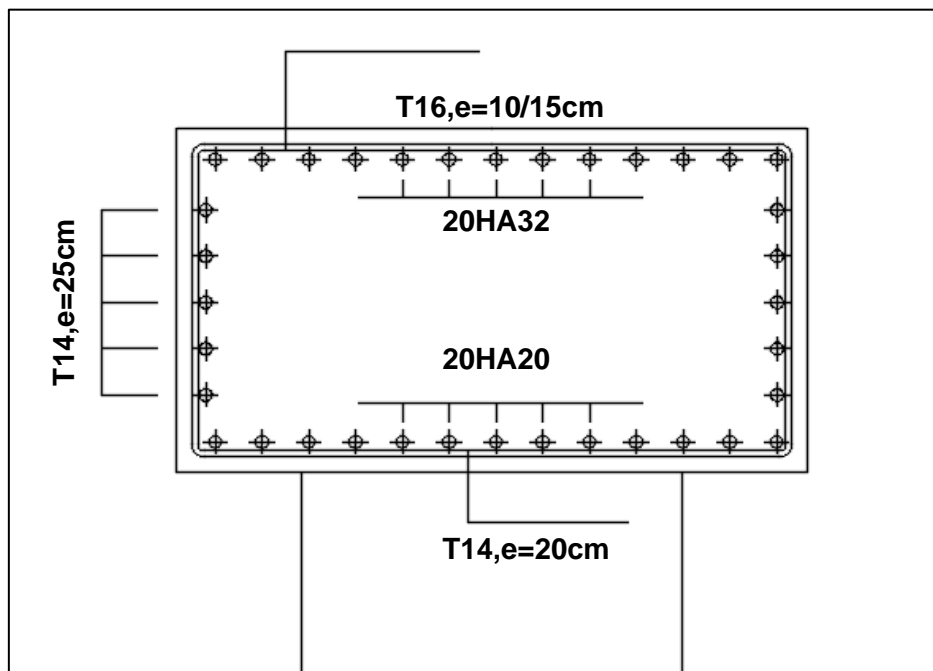


Figure VIII.7. Ferraillage du chevêtre

**VIII.4.2 Étude des voiles**

Le voile est un élément qui est encastré à la base dans la semelle et qui travaille à la flexion composée déviée, nous allons étudier le voile le plus long.

VIII.4.2.1 Évaluation des efforts agissant sur les voiles :

➤ Efforts dû aux charges verticales et horizontales

Tableau VIII.8. Évaluation des efforts agissant sur le voile plus long

	Effort vertical (KN)	Effort Horizontal (KN)	Bras de levier (m)	Moment a la base (KN.m)
G(Tablier)	9076,00	-	-	-
G(chevêtre)	1802,00	-	-	-
G(voile)	17419,05	-	-	-
A(l) (3voies) (Charge et freinage)	1600,01	77,18	37,76	2914,21
Bc (2files) (Charge et freinage)	1459,78	150,00	37,76	5664
Mc120	1069,06	-	-	-
D240	1778,82	-	-	-
Température HT	-	79,52	37,76	3002,74
Fluage + Retrait Hf+R	-	176,72	37,76	6672,76

La modélisation de la pile :

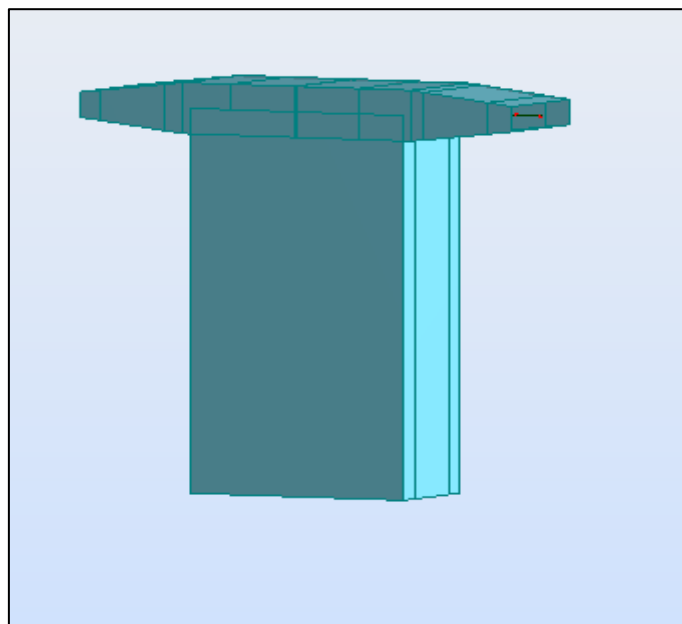


Figure VIII.8. Modélisation de la pile

Les résultats de calcul des efforts internes sont donnés aux Tableau suivant :

**Tableau VIII.9. Sollicitation max pour chaque combinaison.**

	Combinaison	N(KN)	ML (KN.m)	MT (KN.m)
ELU	1.35G+ 1.35 D240	30544.55	1771.7	44.86
ELS	G+1.35D240	22625.59	1312.37	33.25
ELA	G + E + 0.4 H <sub>T</sub> + H <sub>f+R</sub>	26944.76	151135.04	105445.16

**VIII.4.2.2 Ferrailage des piles**

L'armature d'une section rectangulaire creuse est généralement disposée suivant deux nappes, l'une proche de la surface extérieure, l'autre proche de la surface intérieure. Le ferrailage de telles sections se fait à l'aide des abaques de WALTHER. Dans ces abaques, la disposition réelle des armatures est idéalisée par une armature linéairement répartie, située au milieu de la paroi de béton et présentant une répartition variable doublement symétrique (facteur  $\beta = b / 2 (b + h)$ ).

Il faut d'abord vérifier la condition d'orientation :  $\frac{Tx}{b} > \frac{Ty}{h}$

$t_x$  et  $t_y$  : sont les épaisseurs de la section dans la direction transversale et longitudinale.

$h$  et  $b$  : sont les grandes dimensions de la section (hauteur et largeur).

Le paramètre  $t_x / b$  est également limité à 0.24 :  $t_x / b \leq 0.24$

**Tableau VIII.10. Vérification des paramètres de la section creuse.**

Dimension	La section de pile
B(m)	3.4
H(m)	6.5
T <sub>x</sub>	0.7
T <sub>y</sub>	1.3
T <sub>x</sub> /b	0.2
T <sub>y</sub> /h	0.2
Observation	Vérifie

Le champ d'application d'un abaque s'étend sur toutes les sections présentant les bons paramètres, quelles que soient leurs dimensions effectives et la qualité de leur béton, grâce à la notion des efforts intérieurs relatifs et sans dimension  $n$ ,  $m_x$  et  $m_y$  :

$$n = \frac{N}{b \times h \times f_{c28}} \quad m_x = \frac{M_x}{b \times h^2 \times f_{c28}} \quad m_y = \frac{M_y}{b^2 \times h \times f_{c28}} \quad (8.3)$$

Les abaques de WALTHER (voir figure VIII.9) nous ont permis de tirer la valeur de degré mécanique d'armature totale  $\omega$  :

$$\omega = \mu \times \frac{\sigma_s}{f_{c28}} = \frac{F_{atot}}{bh} \times \frac{\sigma_s}{f_{c28}} \rightarrow F_{atot} = \frac{\omega \times b \times h \times f_{c28}}{\sigma_s} \quad (8.4)$$

$F_{atot}$  : aire totale de l'armature passive

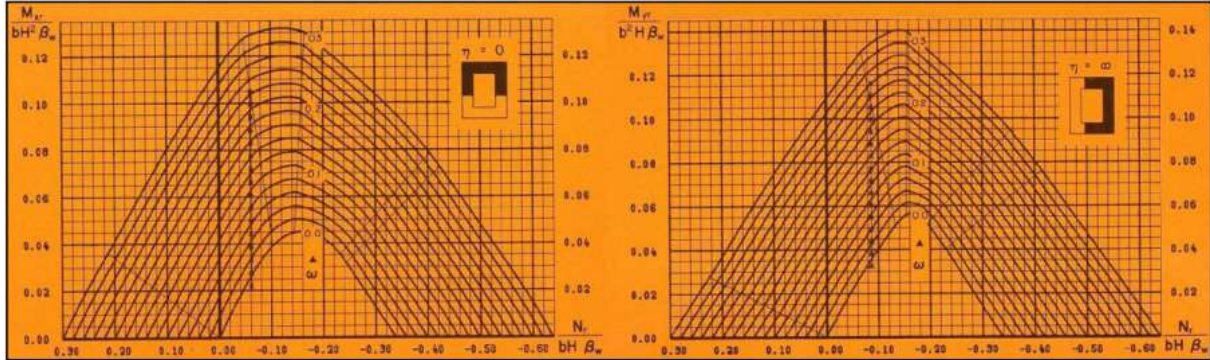


Figure VIII.9. Abaques de WALTHER

**Application Numérique :**

Calcul à ELA pile 04

$$\left\{ \begin{aligned} n &= \frac{26944.76}{3.4 \times 6.5 \times 27 \times 10^3} = 0.045 \\ mx &= \frac{151135.04}{3.4 \times 6.5^2 \times 27 \times 10^3} = 0.039 \\ my &= \frac{105445.16}{6.5 \times 3.4^2 \times 27 \times 10^3} = 0.05 \end{aligned} \right.$$

Tableau VIII.11. Ferrailage des piles avec l'abaque de Walter

Dimension	Pile 04		Pile 05		Pile 06	
	ELA	ELU	ELA	ELU	ELA	ELU
N	26944.76	30741.95	22211.06	25196.13	18063.95	20998.32
M <sub>L</sub>	151135.04	1160.4	75107.66	1371.23	40558.15	1465.16
M <sub>T</sub>	105445.16	-12.91	73009.3	-71.74	35993.15	-143.79
N	0.045	0.05	0.03	0.04	0.03	0.035
m <sub>x</sub>	0.039	0.0003	0.02	0.0003	0.01	0.0003
m <sub>y</sub>	0.05	0	0.035	0	0.017	0
ω (η=0)	0.16	0.05	0.1	0.06	0.07	0.035
ω (η=∞)	<b>0.18</b>	0.04	<b>0.14</b>	0.06	<b>0.08</b>	0.035
Fatot	2607.59		1921,38553		1097,93459	

B	0.172		
As(cote b) cm <sup>2</sup>	424.9	330.47	188.84
As(cote h) cm <sup>2</sup>	810.27	630.21	360.12
Ø(mm)	HA32	HA32	HA32

On remarque que la combinaison a ELA donne le ferrailage max

➤ **Direction longitudinale (η = 0 et ω = 0.14)**

$$F_{att} = \frac{0.16 \times 3.4 \times 6.5 \times 27 \times 10^4}{434.78} = 2195.87 \text{ cm}^2$$

As (coté b) :  $0.172 \times Fa = 377.69 \text{ cm}^2$

As (coté h) :  $0.328 \times Fa = 720.25 \text{ cm}^2$

➤ **Direction transversale (η = ∞ et ω = 0.18)**

$$F_{att} = \frac{0.18 \times 3.4 \times 6.5 \times 27 \times 10^4}{434.78} = 2470.35 \text{ cm}^2$$

As (coté b) (longitudinal) :  $0.172 \times Fa = 424.9 \text{ cm}^2$

As (coté h) (transversal) :  $0.328 \times Fa = 810.27 \text{ cm}^2$

**Donc**

La section de ferrailage qui doit être adoptée est la section maximale :

As (cote b) =  $424.9 \text{ cm}^2$

As (cote h) =  $810.27 \text{ cm}^2$

- Choix des barres :

As (cote b) = 2 nappes **27 HA32/côte avec espacement de 13 cm**

As (cote h) = 2 nappes de **51 HA 32/côte avec espacement 13 cm**

**Condition de non-fragilité**

$$As - min \geq 0.23 h \times b \times ftj/fe = 0.23 \times 6.5 \times 3.4 \times \frac{2.22}{500} \times 10^4$$

As-min  $\geq 225.68 \text{ cm}^2$

→ La condition est vérifiée.

**VIII.4.2.3 Ferrailage transversal**

La section At d'une barre transversale assurant le maintien d'une barre longitudinale ou d'un groupe de barres de section AL, doit satisfaire la condition suivante :

$$At = \frac{At \times fel}{16 \times f} \times \frac{St (mm)}{100} \tag{8.5}$$

St : l'espace des armatures transversales en mm. Selon R.P.O.A en zone critique :

St = Min (24.  $\phi_t$  ; 8.  $\phi_l$  ; 0,25.d), soit  $\phi_t = 16$  mm  $\rightarrow$  St = 20 cm.

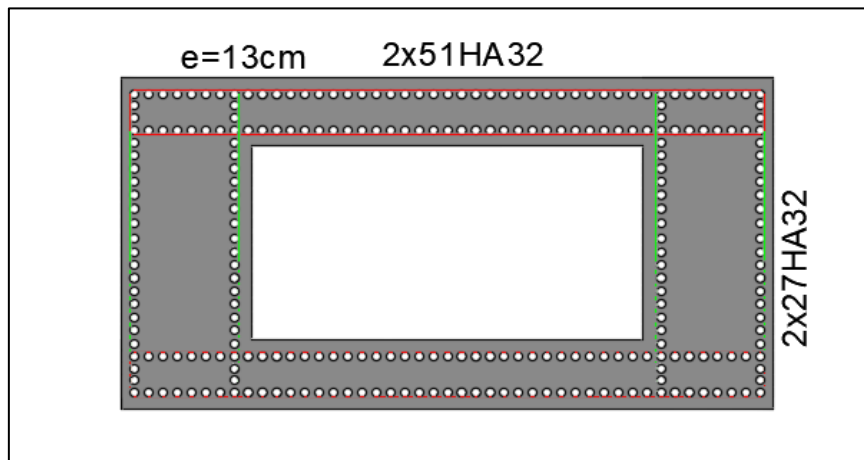


Figure VIII.10. Ferrailage de voile

### VIII.5 ETUDE DE LA CULÉE

La culée est un élément fondamental de l'infrastructure d'un pont, construite aux deux bords de l'ouvrage, donc c'est l'élément qui assure la liaison entre le tablier du pont et le milieu environnant.

Il a deux rôles principaux, donc à la fois un appui de tablier et un mur de soutènement qui subit à la poussée des terres et des surcharges de remblais.

#### VIII.5.1 Choix de type de culée

On distingue trois types :

- Culées enterrées sont noyées dans le remblai d'accès à l'ouvrage (appui).
- Culées remblayées constituées par un ensemble de murs ou voiles en béton armé (appui et soutien des remblais).
- Culées creuses se forme d'une boîte renversée. Vu aux données naturelles du site, on opte pour une culée remblayée.

#### VIII.5.2 Pré-dimensionnement de la culée

Tableau VIII.12. Récapitulatif des rôles et dimensions des éléments de la culée

Éléments de la culée	Rôle
Mur de garde grève	Séparer physiquement le remblai de l'ouvrage
Mur de front	Transmission des charges verticales et soutien des remblais
Mur en retour	Porteur des corniches et soutien des remblais

Plot-parasismique	Blocage transversale du tablier
La semelle	Supportant le poids propre de la culée et la charge venante du tablier

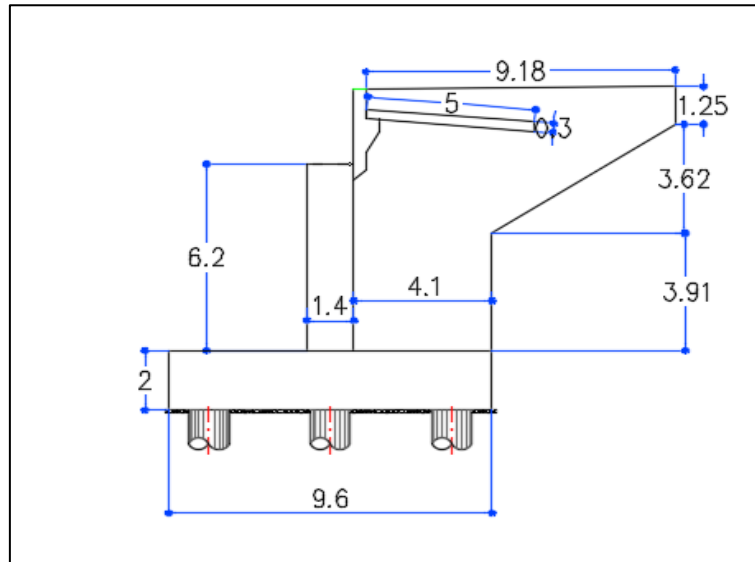


Figure VIII.11. Dimensions de la culée

### VIII.5.3 Descente des charges

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

➤ **Évaluation des efforts dus aux poussées**

La poussée des terres agissant sur une hauteur H et une largeur L est :

$$Fa = \frac{1}{2} Ka \gamma H^2 L \quad (8.6)$$

Avec :  $\gamma = 19 \text{ KN/m}^3$  poids volumique de terre

➤ **Calcul du coefficient de poussée  $\theta$  :**

Le coefficient de poussée sera déterminé par la formule suivante :

$$Ka = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi)\sin(\varphi - \theta - \beta)}{\cos(\theta)\cos(\beta)}} \right]} \quad (8.7)$$

Avec :

-  $\varphi$  : Angle de frottement interne (pour remblai  $\varphi = 30^\circ$ ).

-  $\beta$  : Angle de la surface du remblai sur l'horizontal.

Dans les conditions normales ( $\beta = 0^\circ$ ,  $\theta = 0^\circ$ ), On prend :

$$Ka = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \rightarrow Ka = \tan^2 \left( \frac{180}{4} - \frac{30}{2} \right) = 0.33$$

➤ **Évaluation des efforts statiques agissant sur la culée**

Les efforts et les moments agissants sur la culée sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tableau VIII.13. Effort dû aux charges permanentes**

Désignations / Sollicitation	N(KN)	H(KN)	X(m)	Y(m)	MN (KN.m)	MH (KN.m)
Tablier	4538	-	0	-	0	-
Semelle	8 280,00	-	0	1.00	0	-
Mur frontal	2 875,25	-	0	5.1	0	-
Dalle de transition	236,25	-	1.45	9.67	342.56	-
Mur en retour	1 528,80	-	4.17	7.16	6375.1	-
Corbeau	94,88	-	1.22	9.31	115.75	-
Mur garde Grève	332,24	-	0.87	9.27	289.38	-
Poids des terres amont	7 246,55	-	2.79	5.69	20 217.88	-
Poussé des terres	-	4 548,91	-	-3.57	-	-16 239.60
Poussé Sur 10KN/m <sup>2</sup>	-	447,09	-	-5.36	-	-2 394.16
HT	-	39,76	-	-8.2	-	-326.04
Hf+R	-	88,36	-	-8.2	-	-724.53

**Tableau VIII.14. Effort dû aux surcharges d'exploitation et surcharges sur remblais**

Sollicitation Désignations	N(KN)	H(KN)	X(m)	Y(m)	MN(K N.m)	MH (KN.m)
A(l)	1600,01	-	0	-	-	0
Bc	1459,78	-	0	-	-	0
Mc120	1069,06	-	0	-	-	0
D240	1778,82	-	0	-	-	0
Freinage A(l)	-	58,39	-	-8.2	-	-478.81
Freinage Bc	-	150,00	-	-8.2	-	-1230

### VIII.5.4 Étude des éléments de la culée

#### VIII.5.4.1 Étude de mur frontal

Le mur frontal est un élément qui est encastré dans la semelle, il travaille à la flexion composée.

Les efforts et les moments agissants sur le mur frontal sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VIII.15. Évaluation des efforts agissant sur Le mur frontal**

Sollicitation	N(KN)	H(KN)	X(m)	Y(m)	MN (KN.m)	MH (KN.m)
Mur frontal	2875.25	-	0	3.1	0	-
Dalle de transition	236.25	-	1.45	7.67	342.56	-
Corbeau	94.875	-	1.22	7.305	115.75	-
Mur garde Grève	332.24	-	0.87	7.27	289.05	-
Poids des terres sur DDT	1958.9265	-	2.79	3.69	5465.4	-
HT	-	39.76	-	-6.42	-	-255.26
Hf+R	-	88.36	-	-6.42	-	-567.26
Al	1600.01	-	0	-	0	-
Bc	1459.78	-	0	-	0	-
MC120	1069.06	-	0	-	0	-
D240	1778.82	-	0	-	0	-

Freinage A(l)	-	58.39	-	-6.42	-	-374.87
Freinage Bc	-	150	-	-6.42	-	-963
Poussé des terres	-	2771.08	-	-2.91	-	-8063.85
Poussé sur 10KN/m2	-	351.01	-	-4.37	-	-1532.178

➤ **Combinaison des efforts**

Tableau VIII.16. Sollicitations de mur frontal sous la combinaison max

	Combinaisons	Ncor(KN/ml)	Mmax(KN.m/ml)	Tmax(KN/ml)
ELU	1.35G+0.9T+1.6Q	1022,49	-793,94	439,34
ELS	G+0.6T+1.2Q	757,40	-745,32	249.4

➤ **Ferraillage de mur frontal**

Le ferraillage de mur frontal est calculé à l'aide du logiciel ROBOT expert 2010(détaillés à l'Annexe B).

Section d'acier  $A_s = 14 \text{ cm}^2$

→ Donc : on prend 5HA20/ml ( $A_s = 14 \text{ cm}^2$ ) avec : $S_T=20\text{cm}$ .

**Armatures de construction :**  $A_{s1} = \frac{A_s}{3} = \frac{14}{3} = 4.67 \text{ cm}^2$

On prend 5HA14/ml ( $A_{s1} = 7.70 \text{ cm}^2$ ) avec : $S_T=20 \text{ cm}$ .

**Armatures transversales :**

On prend 5HA12/ml ( $A_{sT} = 5.65 \text{ cm}^2$ ) avec : $S_T=20 \text{ cm}$

**VIII.5.4.2 Étude de la dalle de transition**

Le ferraillage de la dalle de transition se fait en flexion simple sous l'effet du :

Tableau VIII.17. Évaluation des efforts agissant sur la dalle de transition

	Valeur de charge (KN/ml)	M (KN.m/ml)	V (KN)
Poids de la dalle de transition	7,5	23,4375	18,75
Poids propre du revêtement	1,68	5,25	4,2
Poids du remblai	17,1	53,4375	42,75
Surcharges	10	31,25	25

➤ **Combinaison des efforts :**

Tableau VIII.18. Combinaison des efforts

	Combinaisons	M (KN.m/ml)	V (KN)
ELU	1.35G + 1.6 Q	157.74	126.2
ELS	G+1.2Q	119.63	95.7

➤ **Ferraillage de la dalle de transition**

Le ferraillage de mur frontal est calculé à l'aide du logiciel ROBOT expert 2010(détaillés à l'Annexe D). Section d'acier  $A_s = 21.8 \text{ cm}^2$

→ Donc : on prend 7HA20/ml ( $A_s = 21.99 \text{ cm}^2$ ) avec :ST=20cm.

Armatures de construction :  $A_{s1} = \frac{A_s}{3} = \frac{21.8}{3} = 7.27 \text{ cm}^2$

→ on prend 7HA12/ml ( $A_{s1} = 7.92 \text{ cm}^2$ ) avec :ST=20 cm.

➤ **Armatures transversales**

$$A_{sT} = \frac{A_s}{4} = \frac{21.8}{4} = 5.45 \text{ cm}^2$$

On prend 7HA10/ml ( $A_{sT}=5.50 \text{ cm}^2$ ) avec :ST=20 cm.

**VIII.5.4.3 Étude du Corbeau**

Le corbeau c'est un appui pour la dalle de transition, il est soumis à la réaction, de cette dernière

➤ **Évaluation des efforts**

Réaction due au poids des charges permanentes :

$$R_{per} = \frac{q \times l}{2} = \frac{(7.5 + 1.92 + 12.9) \times 5}{2} = \frac{26.28 \times 5}{2} = 65.7 \text{ KN/ml}$$

**Réaction des surcharges sur remblais**

$$R_{sur - rem} = \frac{q \times l}{2} = \frac{10 \times 5}{2} = 25 \text{ KN/ml}$$

➤ **Combinaison des actions**

ELU  $R_{ult} = 1.35R_G + 1.6R_Q = \mathbf{128,70}$

ELS  $R_{ser} = R_G + 1.2 R_Q = \mathbf{95,70}$

➤ **Ferraillage du Corbeau**

Le corbeau est sollicité par une compression simple, Le ferraillage est calculé à l'aide du logiciel ROBOT expert 2010(détaillés à l'Annexe D).

Section d'acier  $A_s = 10.8 \text{ cm}^2$  → Donc : on prend 8HA14/ml ( $A_s = 12.32 \text{ cm}^2$ ) avec :ST=20cm.

➤ **Armateur de construction**

$A_{s1} = \left(\frac{A_s}{3}\right) = 3.6 \text{ cm}^2$  → Donc : on prend 4HA12/ml ( $A_s = 4.52 \text{ cm}^2$ ) avec :ST=20cm.

VIII.5.4.4 Étude de mure garde grève

➤ Évaluation des efforts

Moment des poussées des terres

$$M_{PT} = \frac{P \times h}{3} \quad \text{avec } P = \frac{1}{2} K_a \times \gamma \times h^2 \times L \quad (8.8)$$

Tableau VIII.19. Calcul de moment des poussées des terres

Ka	γ (KN/m <sup>3</sup> )	H (m)	L (m)	P (KN)	M <sub>PT</sub> (KN.m)	M <sub>PT ELU</sub> (KN.m)	M <sub>PT ELS</sub> (KN.m)
0.33	19	2.5	1	19.59	16.33	=1.35×M <sub>PT</sub> 22.04	M <sub>PT</sub> =16.33

Moment dû à la force de freinage du camion Bc

$$M_f = \frac{2\mu \times P \times h}{0.25 + 2h} ; P=60 \text{ KN}$$

$$\mu : \text{Coefficient de pondération, } \mu = 1.6 \text{ à L'ELU et } 1.2 \text{ à L'ELS} \left\{ \begin{array}{l} M_{f-ELU} = 91.38 \text{ KN/m} \\ M_{f-ELS} = 68.53 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

- Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève :

$$MP = \frac{12K}{0.75 + 2h} \int_0^h \frac{h-x}{0.25+x} dx, \text{ avec } : K = K_a \times bc \times \delta \times \gamma$$

-γ Coefficient de pondération, égale à : 1.6 à ELU 1.2 à ELS.

- bc: coefficient de pondération du système Bc, bc = 1.2.

-δ : coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai, δ = 1

-Ka = 0.33.

-h : hauteur de mur garde grevé, h=2.47 m.

$$K_{ELS} = 0.33 \times 1.2 \times 1.6 \times 1 = 0.63$$

$$K_{ELU} = 0.33 \times 1.2 \times 1 \times 1.2 = 0,48$$

Le tableau suivant explicite les valeurs de Mp/K pour les différentes valeurs de la hauteur :

Tableau VIII.20. Les valeurs de Mp/K

h (m)	0,5	0,75	1	1,5	2	2,5	3
Mp/K(t.m)	2,23	3,4	4,41	6,11	7,45	8,56	9,49

Par interpolation, on obtient pour h=2.47 m : Mp/K =8.49 t.m

$$M_{p-ELU} = Mp/K \times K_{ELU} = 54.24 \text{ KN.m}$$

$$M_{p-ELS} = Mp/K \times K_{ELS} = 40.68 \text{ KN.m}$$

Combinaison des actions :

$$M_u = 1.35 \times M_G + 1.6 \times M_Q$$

$$M_{ELU} = 168.63 \text{ KN.m}$$

$$M_s = M_G + 1.2 \times M_Q$$

$$M_{ELS} = 126.82 \text{ KN.m}$$

### ➤ **Ferraillage du mur garde grève**

Le mur garde-grève est sollicité par une flexion simple, Le ferraillage du mur garde grève est calculé à l'aide du logiciel ROBOT expert 2010(détaillés à l'Annexe D).

Section d'acier  $A_s = 20 \text{ cm}^2$  → Donc : on prend 5HA25/ml ( $A_s = 24.54 \text{ cm}^2$ ) avec :ST=20cm.

### ➤ **Armatures de construction**

$$A_{s1} = \frac{A_s}{3} = \frac{20}{3} = 6.67 \text{ cm}^2$$

On prend 5HA14/ml ( $A_{s1} = 10.05 \text{ cm}^2$ ) avec :ST=20 cm.

### ➤ **Armatures transversales :**

$$A_{sT} = \frac{A_s}{4} = \frac{20}{4} = 5 \text{ cm}^2$$

On prend 5HA12/ml ( $A_{sT} = 7.70 \text{ cm}^2$ ) avec :ST=20 cm.

### **VIII.5.4.5 Étude de mur en retour :**

Le mur en retour est supposé encastré sur ses deux côtés (côté de mur frontal et côté de semelle). Il est soumis aux charges suivantes :

- Le poids propre, y compris la superstructure.
- Poussé horizontal répartie (des terres et surcharges).

Le calcul des sollicitations sur le mur en retour, à été conduit à travers un élément coque, Construit avec le logiciel de calcul Robot

. Le résultat de modélisation obtenue à l'ELS est présente sur la figure ci-après

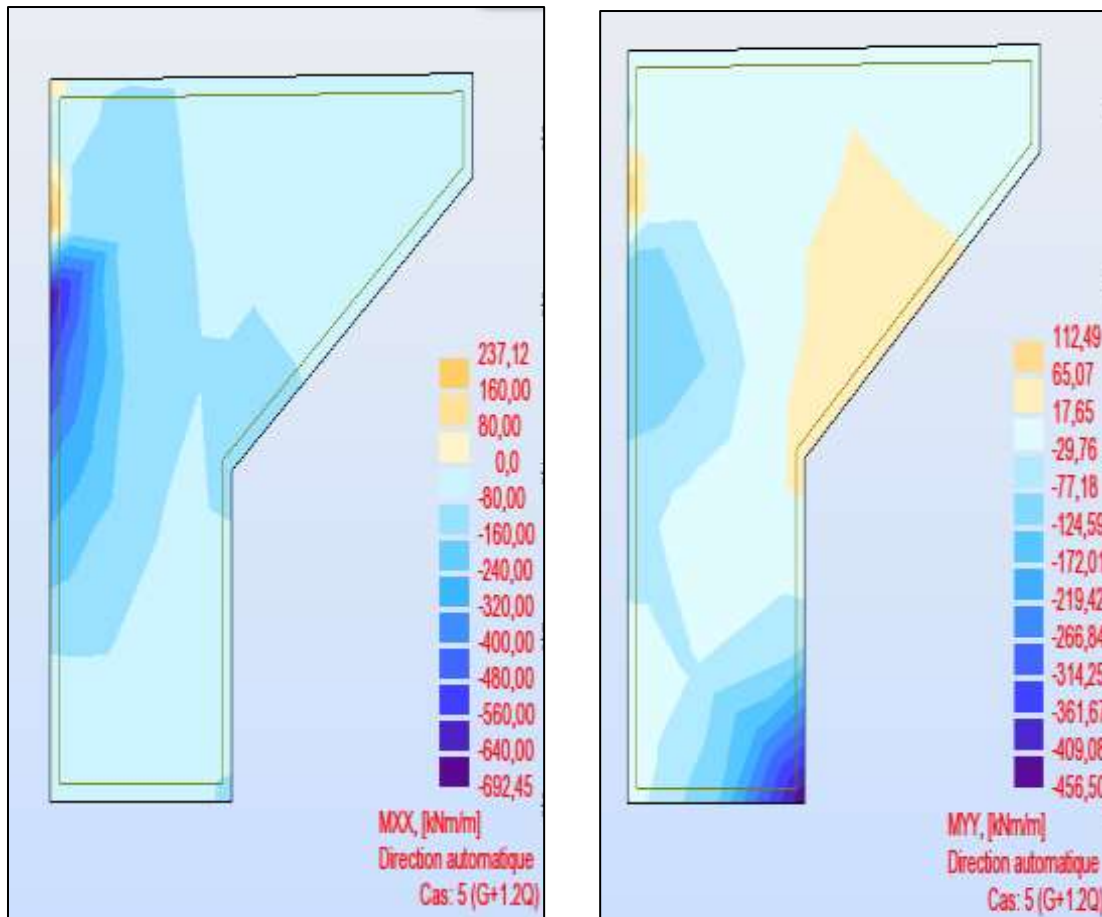


Figure VIII.12. Sollicitation sur mur en retour à L'ELS

$$M_{XX} = 450 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{YY} = 314 \text{ KN.m/ml}$$

➤ **Ferraillage de mur en retour**

Le ferraillage suivant les deux directions pour le coté intérieur (en contact avec le remblai) se fait par expert robot (détaillés à l'Annexe D), en flexion simple à l'ELS :

Ferraillage horizontal  $A_s = 29.5 \text{ cm}^2$  (7HA25;  $A_s = 34.36 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ,  $ST = 15 \text{ cm}$ )

Le ferraillage mur de soutènement et en figure

## VIII.6 ETUDE DE FONDATION

### VIII.6.1 Choix du type de fondation

D'après les rapports géologique et géotechnique fourni par le laboratoire, le mode de fondation préconisé pour les appuis de notre ouvrage et de deux types profonds pour les culées et superficielle pour le cas des piles

### VIII.6.2 Fondation pour culées

Pour cette fondation on a la semelle 2m de hauteur et les pieux 10m de longueur, et de diamètre  $\Phi = 1.2\text{m}$ .

VIII.6.2.1 Étude de semelle

La semelle transmet à la fondation des efforts qui induisent dans les pieux des forces axiales et le plus souvent des moments. Pour que ces moments soient transmis. Il faut que les pieux soient mécaniquement encastres dans la semelle. Ceci s'obtient facilement avec des pieux forés. La semelle a pour rôle de transmettre au sol les différentes charges par l'intermédiaire des pieux.

➤ Méthode des bielles

La largeur :  $B = (N - 1) \times L + 2\Phi$

Avec :

N : nombre des files des pieux.

L : la distance entre deux files.

La hauteur :  $H_t \geq L / 2.5$

Tableau VIII.21. Dimensions de la semelle sous la culée.

	Sous la culée
N	3
L	3.6
B	9.6
H <sub>T</sub>	2

Tableau VIII.22. Sollicitations les plus défavorables sur les semelles a ELU

	N (KN)	H (KN)	MH (KN.m)	MV (KN.m)
1.35G+0.9T	33928,16	7015,55	-27235,98	36909,91
1.35G++0.9T+1.6Q	33928,16	7771,64	-41048,01	36909,91
<b>1.35G+0.9T+1.6A(I)</b>	<b>36488,17</b>	7108,98	-37581,38	36909,91
1.35G+0.9T+1.6Bc	36263,81	7255,55	-38856,57	36909,91
1.35G+0.9T+1.35Mc120	35371,39	7015,55	-27235,98	36909,91
1.35G+0.9T+1.35D240	36329,57	7015,55	-27235,98	36909,91

Tableau VIII.23. Sollicitations les plus défavorables sur les semelles à ELS

	N	H	MH	MV	N
G+0.6T	25131,97	5194,05	-20151,74	27340,67	7188,94
G++0.6T+1.2Q	25131,97	5761,12	-23361,32	27340,67	3979,35

<b>G+0.6T+1.2A(l)</b>	<b>27051,98</b>	5264,12	-20761,34	27340,67	6579,33
G+0.6T+1.2Bc	26883,71	5374,053	-21717,74	27340,67	5622,94
G+0.6T+Mc120	26201,03	5194,05	-20151,74	27340,67	7188,94
G+0.6T+D240	26910,79	5194,05	-20151,74	27340,67	7188,94

### VIII.6.2.2 Nombre des pieux

Le nombre de pieux est en fonction de la capacité portante d'un pieux donné par le rapport géotechnique et l'effort vertical dû au tablier :

$$nq = \frac{N_{max}}{Q_p} \quad (8.9)$$

Avec :

$N_{max}$  : l'effort normal maximal à l'ELS.

$Q_p$  : capacité portante d'un pieux à l'ELS.

Tableau VIII.24. Les sollicitations pour chaque fils des pieux à ELS

	ELS			Rem
	1ère file	2ème file	3ème file	
	R1(KN)	R2(KN)	R3(KN)	
G+0.6T	2343,95	2094,33	1844,71	C.V
G++0.6T+1.2Q	2232,50	2094,33	1956,16	C.V
G+0.6T+1.2A(l)	2482,78	2254,33	2025,88	C.V
G+0.6T+1.2Bc	2435,55	2240,31	2045,07	C.V
G+0.6T+Mc120	2433,03	2183,42	1933,80	C.V
<b>G+0.6T+D240</b>	<b>2492,18</b>	2242,57	1992,95	C.V

Tableau VIII.25. Nombre de pieux sous la semelle.

Nombre des pieux pour culée	
$N_{max}$ (KN) sollicitation max a ELU	36488,17
$Q_p$ (KN)	5000
$n_p$	7.3
On prend	<b>12 pieux de profondeur 10m</b>

➤ **Effort revenant à chaque pieux**

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x \times Y}{\sum Y^2} \pm \frac{M_y \times X}{\sum X^2} \quad (8.10)$$

Avec :

**n** : nombres des pieux.

**N** : effort normal.

**M<sub>x</sub>, M<sub>y</sub>** : moments dans les sens x et y.

**x, y** : la distance des pieux par rapport à l'axe de la semelle.

**Tableau VIII.26. Valeurs de N<sub>max</sub> et de N<sub>min</sub> pour les combinaisons les plus défavorables.**

Etat	N <sub>max</sub> (KN)	N <sub>min</sub> (KN)	Q <sub>p</sub> (KN)
ELS	2492.18	1844.71	5000

**On a**

N<sub>max-ELS</sub>=2492.18<4000KN → Pas de risque de poinçonnement

N<sub>min</sub>>0 → pas de risque de soulèvement.

**VIII.6.2.3 Ferrailage de la semelle**

Pour le ferrailage de la semelle on utilise la méthode des bielles. Conditionnée par :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha \geq 45^\circ \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \quad ; h=H-d \end{array} \right.$$

L : entraxe entre les pieux.

b : épaisseur de la pile ou le mur frontal.

**Tableau VIII.27. Vérification des conditions de la méthode des bielles.**

L(m)	3.6
b(m)	1.4
H(m)	2
d'(cm)	10
h(m)	1.9
$\frac{L}{2} - \frac{b}{4}$	1.45
$= \text{artctg}\left(\frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}\right)$	52.68
Conditions	Vérifie

D'après le document « SETRA » la section d'armature transversale inférieure est déterminée par la méthode des bielles est égale à :

$$N = \frac{N_{max}}{\sigma_a} \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h} \quad (8.11)$$

$$N_{Max-ELS} = 2.49 \text{ MN}$$

$$\sigma_a \text{ (ELS)} = 333.33 \text{ MPa}$$

$$A_{S-ELS} = 57.06 \text{ cm}^2$$

On prend : **12HA25** ( $A_s = 58.9 \text{ cm}^2$ )

➤ **Condition sismique**

Tableau VIII.28. Sollicitations pour chaque fils des pieux à ELA

	ELA		
	1ère file	2ème file	3ème file
	R1(KN)	R2(KN)	R2(KN)
P max - H + 0,3V	1513,71	2132,9445	<b>2752,18</b>
P min - H - 0,3V	<b>1476,74</b>	2055,7171	2634,69
P max + V - 0,3H	2696,64	2223,0432	1749,45
P min - V - 0,3H	2417,53	1965,6185	1513,71

$$N_a = \frac{N_{max}}{\sigma_a} \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h}$$

$$N_{max-ELA} = 2.75 \text{ MN}$$

$$\sigma_{aELA} = 500 \text{ MPa}$$

$$A_{s-ELA} = 42.01 \text{ cm}^2$$

$$N_{max-ELS} > N_{max-ELA}$$

Donc on prend le ferrailage le plus défavorable  $A_s = 57.06 \text{ cm}^2$

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux ayant une largeur (L) telle que :

$$L = H + \Phi_{pieu} = 2 + 1.2 = 3.2 \text{ m}$$

Avec :

$$A_t = \frac{A_s}{L} = 17.83 \text{ cm}^2 \text{ on prend } \mathbf{6HA20} \text{ (18.85 cm}^2\text{)}$$

On opte pour un espacement de 15 cm

**Armatures longitudinales inférieures**

$$A_{s1} = A_s/2 = 28.53 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; \text{ Soit : HA16/ml, avec un espacement de 18 cm}$$

### Armatures transversales supérieures

$As_2 = As/3 = 19.02 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  ; Soit : HA12/ml, avec un espacement de 14 cm.

### Armatures longitudinales supérieures

$As_3 = As/4 = 14.27 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  ; Soit : HA20/ml, avec un espacement de 18 cm.

### Armatures latérales

$As_4 = As/10 = 5.706 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  ; Soit : HA12, avec un espacement de 25 cm

## VIII.6.2.1 Étude des pieux

### VIII.6.2.1.1 Actions sur les pieux

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement comme une équation différentielle :

$$EI = \frac{d^4 y}{d^4 x} + C_u b y \quad (8.12)$$

Avec :

**b** : diamètre du pieu.

**C<sub>U</sub>** : module de réaction du sol.

**y** : déplacement en tête du pieu.

La solution de l'équation précédente est de la forme :

$$\alpha = \frac{4EI}{C_u b} \quad (8.13)$$

Avec :

**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 était encasté en tête. Ce qui implique que les déplacements ou les rotations sont nuls.

Calcul du Coefficient d'amortissement du module de WARNER  $\lambda$  :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_u b}{4EI}} \quad (8.14)$$

### Application Numérique

$C_u = 65 \text{ MN/m}^3$

$E = 33\,000 \text{ MPa}$

$b = 1.20 \text{ m}$

$I = 0.101 \text{ m}^4$

$\lambda = 0.277$

D'où :  $\lambda * L = 2.776$ , on tire les valeurs de ( $X_{0p}$  .  $X_{0m}$ ) à partir du tableau WERNER.

$$L = 10 \rightarrow \begin{cases} X_{\theta p} = 1.2 \\ X_{\theta m} = 1.51 \end{cases}$$

➤ **Moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieux**

Le moment en tête du pieux donné par la relation suivante :

$$M = -\frac{X_{\theta p}}{X_{\theta m}} \times \frac{p}{\lambda} \quad (8.15)$$

Tableau VIII.29. Valeurs du moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu.

Etat	Hmax (kN)	N cor	$\bar{M}$ (kN.m)
ELS	433.14	2548.68	1246.97

**VIII.6.2.1.2 Ferrailage des pieux**

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée.

**Section d'acier :**

Avec Robot expert  $A_s = 113 \text{ cm}^2$ . Donc, on prend 24 HA25. Espacement 14cm.

➤ **Armatures transversales**

On prend des cerces de HA16 avec un espacement de 12 en zone critique et 20 cm en zone courante.

**VIII.6.2.5 Vérification de la stabilité de la culée**

La stabilité de la culée sera vérifiée dans les conditions normales ainsi que dans les conditions sismiques

**VIII.6.2.5.1 Vérification du tiers central à vide**

Pour assurer que les contraintes sous la semelle sont tous positifs. Autrement dit, la force verticale est à l'intérieur du noyau central. On doit vérifier que :  $e_0 < B / 6$  telle que :

$$e_0 = e - B/2 \text{ et } e = (M_s - M_r) / N$$

**B** : largeur de la semelle.

**M<sub>s</sub> et M<sub>r</sub>** : sont les moments stabilisants et renversants par rapport au point déjà défini.

**N** : l'effort normal.

**Application numérique**

$$N_{\text{culée}} = 18937.97 \text{ KN}$$

$$M_s = 27340.67 \text{ KN.m} ; M_r = 17823.07 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M_s - M_r}{N} = \frac{27340.67 - 17823.07}{18937.97} = 0.5$$

$$e_0 = 0.5 - (9.6/2) = -4.3 ; -4.3 < B/6 = 1.6$$

**VIII.6.2.5.2 Vérification au renversement et au glissement à l'état normal**

Les conditions à vérifier sont résumées dans le tableau suivant :

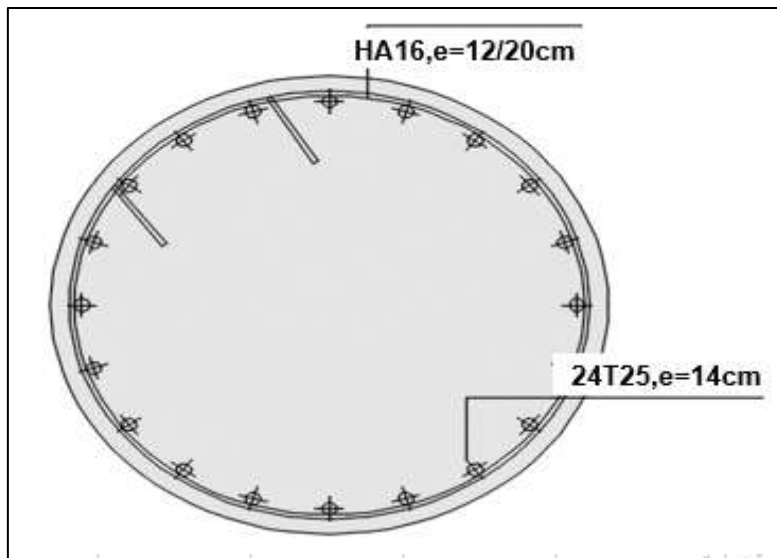
**Tableau VIII.30. Conditions à vérifier pour la stabilité de la culée.**

Condition	Stabilité de Renversement	Stabilité de glissement
Normal	$M_s / M_r \geq 1.5$	$N.tg\phi / H \geq 1.5$

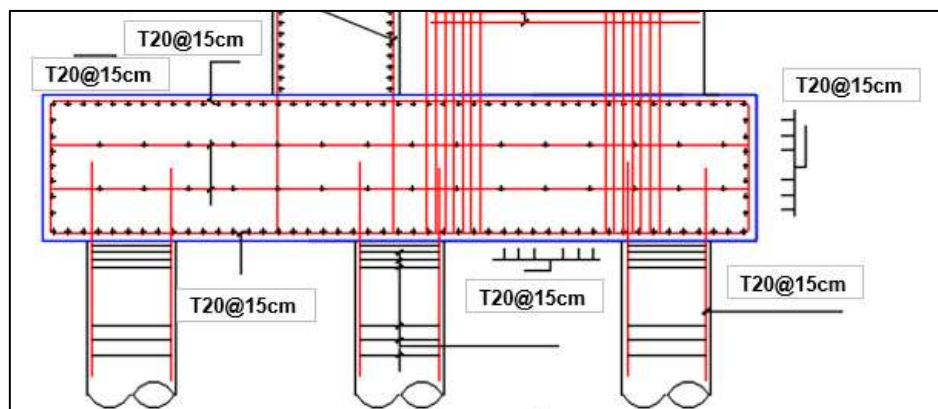
Les vérifications à l'ELS et à l'ELU sont données ci-dessous :

**Tableau VIII.31. Vérification de stabilité au glissement et renversement aux états normales.**

Combinaison	N (KN)	H (KN)	M <sub>s</sub> (KN.m)	M <sub>R</sub> (KN.m)	M <sub>s</sub> /M <sub>R</sub>	N.tgφ/H
G+0.6T+1.2Q	23475,97	5097,44	-19059,92	29258,24	1,535	2.657
G+0.6T+1.2A(l)	25395,98	4731,19	-17734,32	29258,24	1,65	3.097
1.35G+0.9T+1.6A(l)	34252,57	6389,52	-23961,11	39498,62	1.648	3.093



**Figure VIII.14. Ferrailage des pieux**



**Figure VIII.15. Ferrailage de la semelle**

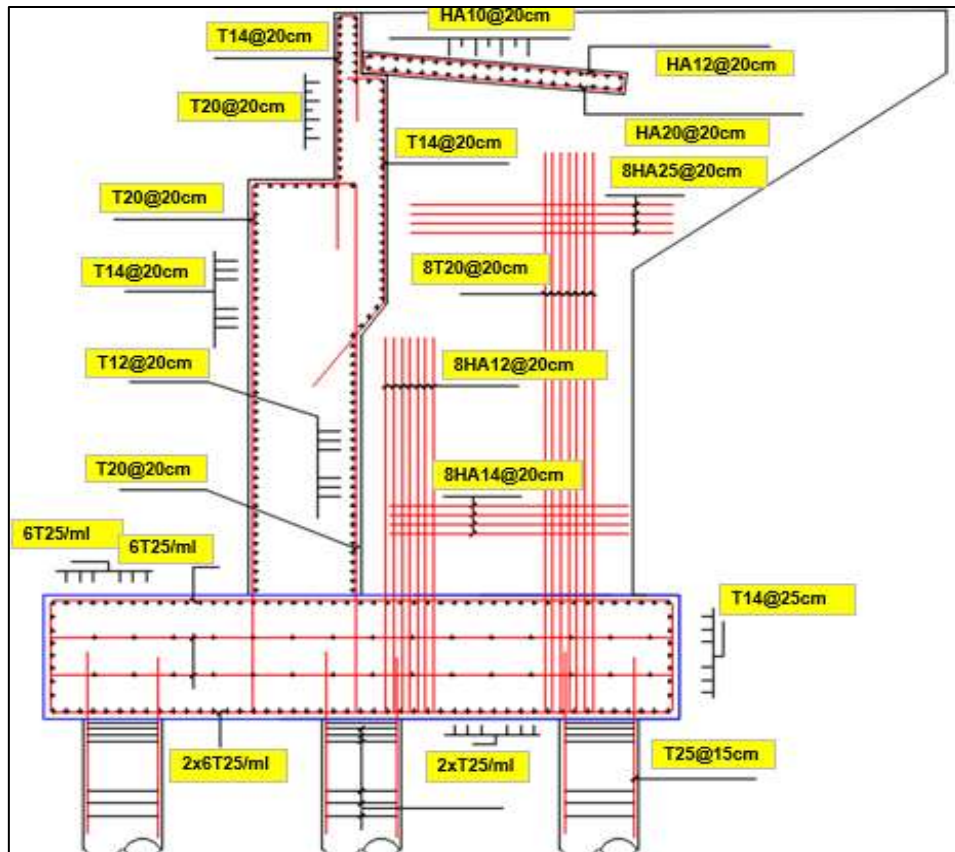


Figure VIII.16. Ferrailage de la culée

### VIII.6.3 Fondation pour piles

#### VIII.6.3.1 Vérification des contraintes de sol

Pour les semelles superficielles des piles, on prend deux semelles 1 pour les piles (3 et 4) et la semelle 2 pour les piles (1,2,5 et 6).

Les calculs sont menés conformément aux recommandations de EN 1997-1 ANNEX D.

$$(N / A) \leq \sigma_{ad} \quad (8.16)$$

A : surface de semelle (m)

N : effort normal sur la semelle (MN)

$$\frac{26.72}{14 \times 14} = 0.136 < 0.75 \quad \text{Semelle 1}$$

$$\frac{10.95}{14 \times 10} = 0.142 < 0.75 \quad \text{Semelle 2}$$

Tableau VIII.32. Vérification des contraintes pour les semelles.

	B	L	N	$\sigma_{ad}$ (Du Rapport Géotechnique)	Remarque
Semelle1	14	14	26.72	0.75	Vérifie
Semelle 2	10	14	10.95	0.75	Vérifie

➤ **Résistance des Appuis-Fondation Séisme dans la Direction Longitudinale**

$$A' = L' \times N' \quad (8.17)$$

$$e = \frac{M}{1.1 \times N} \quad (8.18)$$

N : effort normal a ELA

M : moment longitudinal a ELA

**Tableau VIII.33. Vérification de résistance appui fondation longitudinal**

	e <sub>B</sub>	e <sub>L</sub>	B'	L'	Q	Remarque
Semelle 1	5.24	0.94	3.52	12.12	0.626	Vérifie
Semelle 2	3.42	1.14	3.16	11.72	0.54	Vérifie

➤ **Résistance des Appuis-Fondation Séisme dans la Direction Transversale**

$$A' = L' \times N'$$

$$e = \frac{M}{1.1 \times N}$$

N : effort normal a ELA

M : moment Transversal a ELA

**Tableau VIII.34. Vérification de résistance appui fondation transversale**

	e <sub>B</sub>	e <sub>L</sub>	B'	L'	Q	Remarque
Semelle 1	1.86	3.75	10.82	6.5	0.36	Vérifie
Semelle 2	1.3	3.35	7.4	7.29	0.36	Vérifie

**VIII.6.3.2 Vérifier de renversement**

Les calculs sont menés conformément aux recommandations de EN 1997-1 ANNEX A.

Renversement calculs sont pour P3, :

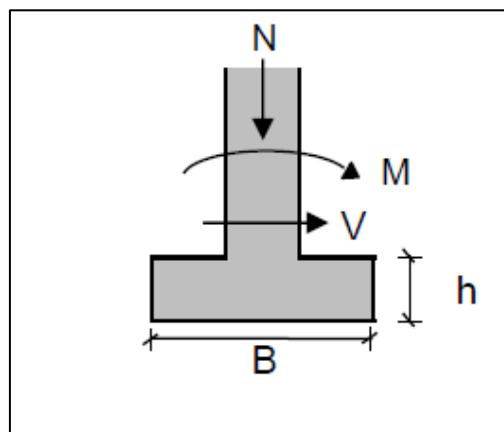


Figure VIII.17. Vérification de renversement

$$0.9 \times (N \times B / 2) > (M + V \times h) \times 1.5 \quad (8.19)$$

➤ **Direction longitudinale**

Tableau VIII.35 : vérification de renversement des semelles direction longitudinale

	N	M	V	B	H	Remarque
Pile03	24.43	91.32	0.85	14	2.5	Vérifie
Pile0	19.95	50.13	1.15	10	2.5	Vérifie

**Application numérique**

**Semelle 01**

$$0.9 \times \left( 24.43 \times \frac{14}{2} \right) > (91.32 + 0.85 \times 2.5) \times 1.5$$

$$153.91 > 140.17 MN.m$$

**Semelle 02**

$$0.9 \times \left( 19.95 \times \frac{10}{2} \right) > (50.13 + 1.15 \times 2.5) \times 1.5$$

$$89.775 > 79.51 MN.m$$

➤ **Direction Transversale**

Tableau VIII.36. Vérification de renversement des semelles direction transversale

	N	M	V	B	H	Remarque
Pile03	24.21	74.65	2.96	14	2.5	Vérifie
Pile0	19.801	50.685	3.37	14	2.5	Vérifie

**Application numérique**

**Semelle 01**

$$0.9 \times \left( 24.21 \times \frac{14}{2} \right) > (74.65 + 2.96 \times 2) \times 1.5$$

$$152.52 > 123.1 MN.m$$

**Semelle 02**

$$0.9 \times \left( 19.891 \times \frac{14}{2} \right) > (50.685 + 3.37 \times 2.5) \times 1.5$$

$$125.31 > 88.665 MN.m$$

VIII.6.3.3 Vérifier de glissement

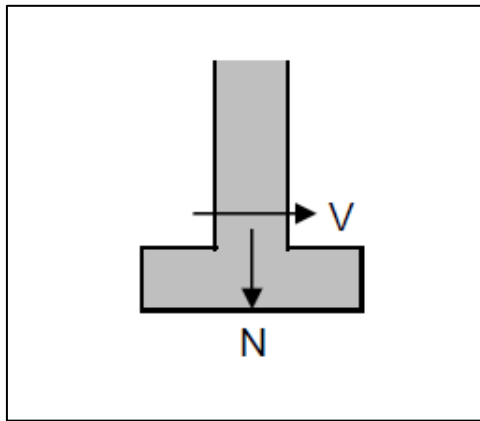


Figure VIII.18. Vérification de glissement

$$V < N \tan \phi$$

Direction longitudinale

Tableau VIII.37. Vérification de glissement des semelles direction longitudinale

	N	V	Tan q	Remarque
Pile03	24.43	0.85	0.57	Vérifie
Pile0	19.95	1.15	0.57	Vérifie

Application numérique

Semelle 01

$$0.85 < 14.1 \text{ MN.m}$$

Semelle 02

$$1.15 < 11.33 \text{ MN.m}$$

➤ Direction transversale

Tableau VIII.38. Vérification de glissement des semelles direction transversale

	N	V	Tan q	Remarque
Pile03	24.208	2.96	0.57	Vérifie
Pile0	19.801	3.37	0.57	Vérifie

Application numérique

Semelle 01

$$2.96 < 13.8 \text{ MN.m}$$

Semelle 02

$$3.37 < 11.425 \text{ MN.m}$$

VIII.6.3.4 Ferrailage de la fondation

Pour cela on va utiliser l'effort normal :

➤ **Semelle 01**

$$Nu(S1) = 26.72 + 1.35(14 \times 14 \times 2.5 \times 0.025) = 38.97 \text{ MN}$$

$$Nu(S2) = 28.7 \text{ MN}$$

Les armateurs dans la direction B, sont calculée pour équilibrer les moment (Mz) d'encastrement en utilisant la méthode des moments :

Mu(s1) : moment dans l'axe de la pile, qu'il a la formule simplifiée proposé par les DTR .

$$Mu(s1) = \frac{38.97}{14 \times 8} (14 - 3.4 \times 0.7)^2 = 46.98 \text{ MN}$$

$$Mu(s2) = 20.83 \text{ MN}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 15.3 \text{ Mpa}$$

$$\mu(s1) = \frac{46.98}{2.5^2 \times 15.3} = 0.49$$

$$\mu(s2) = 0.22$$

$$Z(S1) = 2.5(1 - 0.6 \times 0.49) = 1.765$$

$$Z(S2) = 2.17$$

$$Au(s1) = \frac{46.98}{1.765 \times \frac{500}{1.15}} = 612.2 \text{ cm}^2$$

$$Au(s2) = 220.78 \text{ cm}^2$$

Ax = 1.1As (en cas de fissuration préjudiciable)

$$Ax(S1) = 673.42 \text{ cm}^2 \rightarrow 84 \text{ HA32}$$

$$Ax(S2) = 243 \text{ cm}^2 \rightarrow 31 \text{ HA32}$$

On prend : St(S1) = 16 cm St(S2) = 25cm

➤ **Direction de grand cote h(e>B/6)**

Lorsque le résultat devient hors noyau central, les moments dans la direction A sont calculées pour équilibrer les moment (My), d'encastrement en utilisant **la méthode des consoles**

$$M1 = (4A + 0.35a - 9e) \times \frac{\frac{A}{2} - 0.35a}{\frac{A}{2} - e} \times \frac{Na}{27} = 29.07 \text{ MN.m}$$

$$M2 = 22.88 \text{ MN.m}$$

$$\mu(s1) = \frac{M1}{d^2 \times f_{bu}} = 0.304 \text{ MN.M}$$

$$\mu(s) = \frac{M1}{d^2 \times f_{bu}} = 0.24 \text{ MN.M}$$

$$Z(s1) = d(1 - 0.6\mu) = 3.044 \text{ m}$$

$$Z(s2) = d(1 - 0.6\mu) = 2.4 \text{ m}$$

$$As(s1) = \frac{M1}{Z \times \frac{500}{1.15}} = 327.27 \text{ cm}^2$$

$$As(s2) = \frac{M1}{Z \times \frac{500}{1.15}} = 245.9 \text{ cm}^2$$

→ Ay = 1.1 As

$$Ay(s1) = 360 \text{ cm}^2 \rightarrow 45 \text{ HA32}$$

$$Ay(s2) = 270.5 \text{ cm}^2 \rightarrow 34 \text{ HA32}$$

On prend : St(s1) = 16 cm ; St(s2) = 30cm

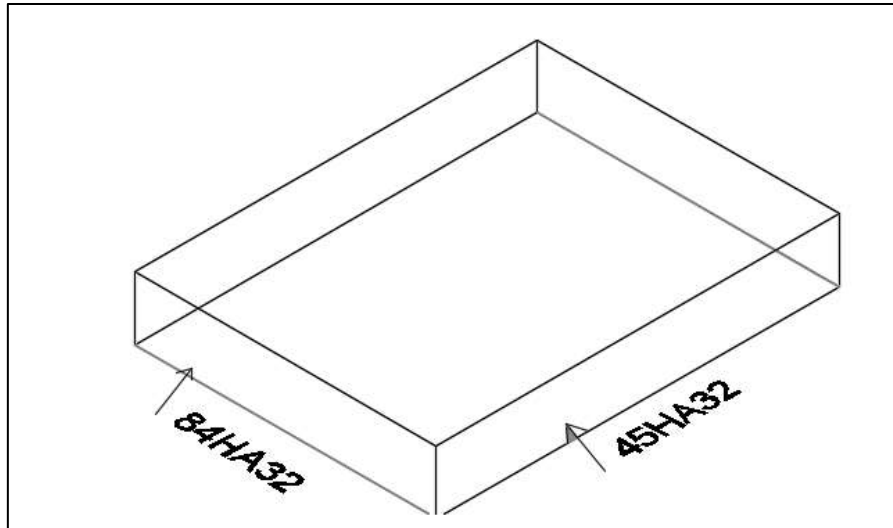


Figure VIII.19. Ferrailage de la semelle S01

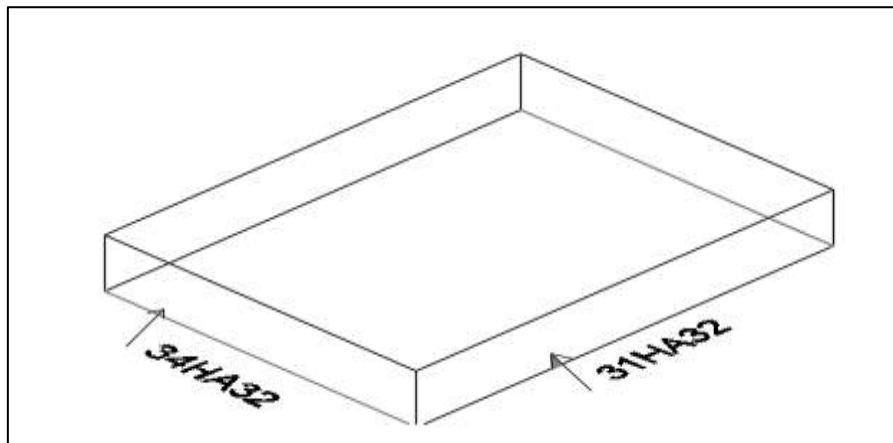


Figure VIII.20. Ferrailage de la semelle S02

## VIII.7 CONCLUSION

L'étude de l'infrastructure abordée dans ce chapitre traite le dimensionnement, et détermination de ferrailage de la pile et la culée permet d'avoir un fonctionnement adéquat, d'où l'ouvrage peut être exploité en toute sécurité.

# **CONCLUSION GENERALE**

### CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'études, qui a eu pour objectif la conception et l'étude du viaduc 28.1 de la 4<sup>ème</sup> rocade d'Alger, peut donc être décomposé en 2 phases, chacune avec ses propres enseignements :

-Le choix du type d'ouvrage : nous aurons appris que cet exercice est primordial, il est guidé par des soucis d'ordre technique et économiques. Ce dernier est sans aucun doute le critère principal qui nous a aidés à porter notre choix sur un pont à poutre précontrainte par post-tension (VIPP).

-Le dimensionnement : cette deuxième phase d'étude nous a permis de dimensionner un ouvrage et tous ses éléments structurels et ses équipements. Nous avons pu remarquer que le défi dans cette phase, c'est de pouvoir évaluer les charges, notamment les charges sismiques, et conclure les sollicitations les plus proches de la réalité que possible.

-Le système mécanique : système isostatique à travées indépendantes.

-La méthode de réalisation : se base sur la préfabrication et la mise en tension des câbles de précontraintes.

-La portée : une portée modeste (34 m) et l'élancement des piles (33.66m).

Ce projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation d'élève ingénieur et c'est la meilleure occasion pour l'étudiant de démontrer en évidence ses connaissances théoriques acquises durant les cinq années de formation.

Cette étude nous a permis d'acquérir les différentes techniques d'assimilation des phénomènes physiques, la maîtrise de la réglementation régissant les principes de calcul des structures dans le domaine des ouvrages d'art, ainsi d'approfondir nos connaissances théoriques et pratiques. Ceci se fait à partir de la lecture des différentes références bibliographiques, l'utilisation du logiciel comme moyen de calcul et surtout grâce au côtoiement d'ingénieurs et de la recherche dans le domaine de génie civil.

En générale, l'étude d'un pont met en évidence la maîtrise de plusieurs domaines des sciences de l'ingénieur telles que la résistance des matériaux, la mécanique des milieux continus, la rhéologie des matériaux, les procédés de la précontrainte ainsi le calcul numérique par ordinateur.

Enfin pour que le comportement réel de l'ouvrage construit soit conforme à ce qui est prédit par l'analyse, une surveillance serrée et rigoureuse est requise lors de sa réalisation.

# **BIBLIOGRAPHIE**

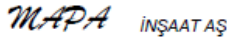

## BIBLIOGRAPHIE

- BAEL, *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites*, BAEL 91 révisé 99, 1999.
- BPEL, *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites*, BPEL 91 révisé 99, 1999.
- CALGARO, J.A & BERNARD-GELY.A. *Conception des ponts*. Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), 1994.
- Document SETRA, *Appareils d'appui en élastomère fretté, utilisation pour les ponts, viaducs et structures similaires, guide technique*, Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), juillet 2007.
- Document SETRA, *Pont à Poutres préfabriqués précontrainte par poste tension VIPP*, France, SETRA, 1996.
- Document SETRA, *Ponts courants en zone sismique*, Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), janvier 2000.
- Document SETRA, *Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs*. Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), juin 2003.
- Document SETRA, *Ponts mixtes acier-béton bipoutres*, Guide de conception, SETRA, France, 1990.
- Mr. ZOURGUI HEMAIDI.NADJIB. Cours de pont, application de la méthode de GYON MASSONNET pour les ponts à poutre, ENSTP 2020/2021.
- Dr. Abdelkader ZENATI (2006) « Ouvrages courants en zones sismiques guide de conception & d'application du règlement RPOA ». p.19-25.
- RCPR, *Règles Définissant Les Charges A Appliqué Pour Le Calcul Et Les Epreuves Des Ponts Routes*, Algérie, 2009.
- RPOA, *Règles Parasismiques Applicables au domaine des Ouvrages d'Art*, Algérie, 2008.
- Sébastien BURLON, Clément DESODT. Calcul des ouvrages géotechniques selon l'Eurocode 7

**ANNEXE A**  
**RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES**

# ANNEXE A : RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES

## Exemple d'un sondage carotté

		SONDAGE N: BH 112 FICHE N : 1																										
<h3>COUPE DE SONDAGE</h3>																												
Nom du Projet Coordonner Elevation (m) Profondeur du Sondage (m) Forage Conducteur de travaux Date de début Date de la fin		Lot 1.1 Khemis Milliana-Et L'echangeur Hanacha Sur 34Km Km: 28+228 Viaduc Y: 4004404,23 X: 461137,22 497 30 Atalay 76-300 Doğan Türk 15.11.15 16.11.15																										
		INGENIEUR : <b>HARUN S.SAGIR</b>																										
		DONNEES DES EAUX SOUTERRAINES																										
		PROFONDEUR (m)	DATE																									
		HEUR	REMARQUES																									
		PROFONDEUR (m)	DATE																									
		HEUR	REMARQUES																									
		HEUR	REMARQUES																									
		HEUR	REMARQUES																									
		HEUR	REMARQUES																									
Enveloppe		Diamètre Extérieur(mm)      132      Diamètre Intérieur(mm) =      122      Longueur (m) :      3																										
PROFONDEUR (m)	SONDAGE % REUPERATION	R.Q.D. %	ÉCHANTILLON NO	ÉCHANTILLON DE PROFONDEUR	DESCRIPTION DU SOL	PROFIL DU SOL	FORCE	AEROSAGE	FRACTURE/30 cm.	ANGLE DE FRACTURE	EAU PERDUE%	NORME DES ESSAIS DE PENETRATION																
												No. de coups			N <sub>30</sub>	GRAPH												
												0-15	15-30	30-45		10	20	30	40	50								
1	71%	82%			Grès marron - jaunâtre marron clair, localement argileux, sable fin à taille moyenne modérément à fortement cimenté, fragments localement																							
2	87%	54%																										
3																												
4	86%	91%																										
5	89%	92%																										



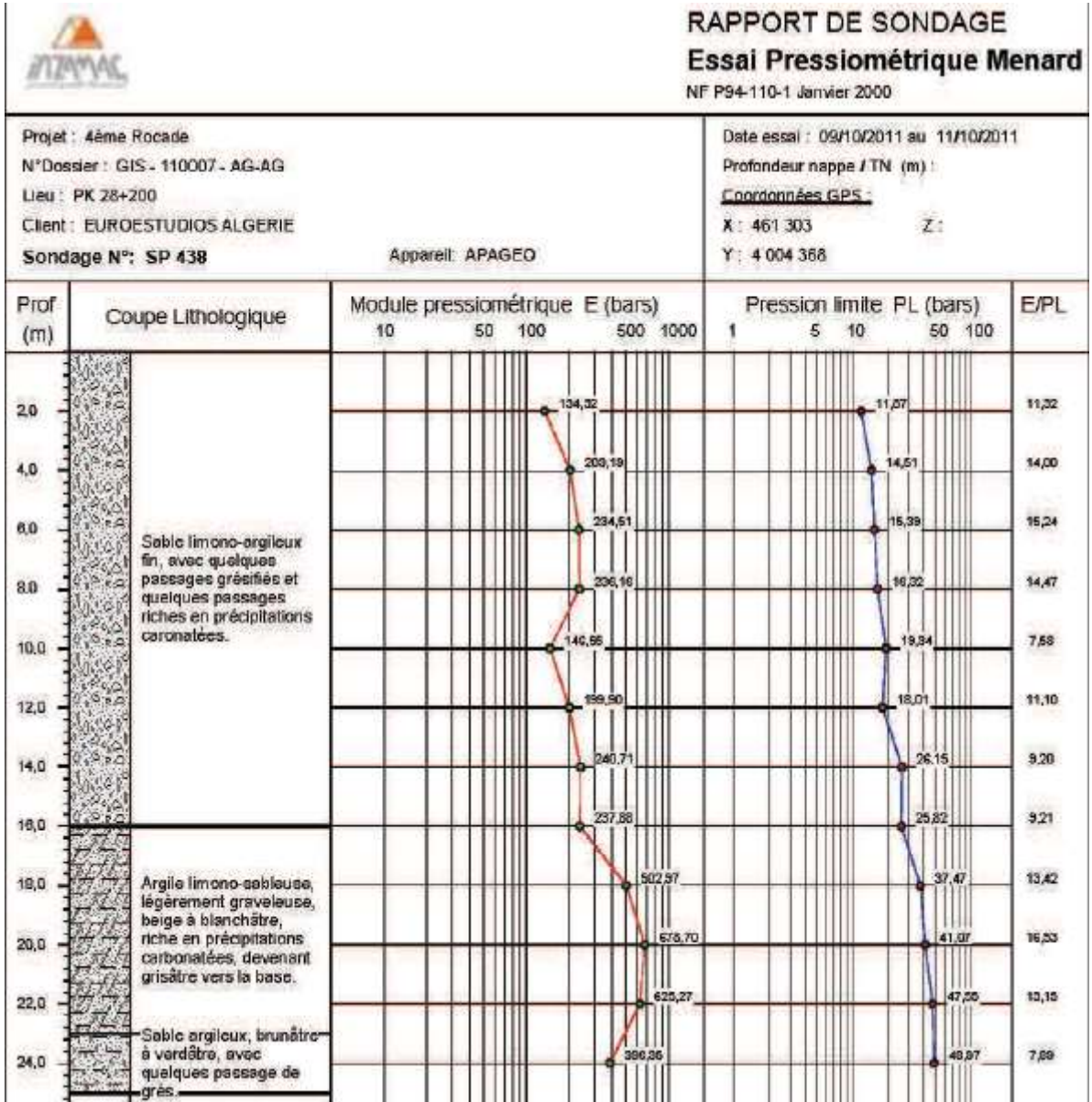
**Caisse :2/3 12,40-23,30 m**



**Caisse :3/3 23,30-30,00 m**

**EXEMPLE D'UN ESSAI PRESSIOMETRIQUE**

# ANNEXE A : RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES



# ANNEXE A : RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES



## ESSAI DE PRESSIOMETRIE TYPE MENARAD

Menard Type Pressuremeter Test

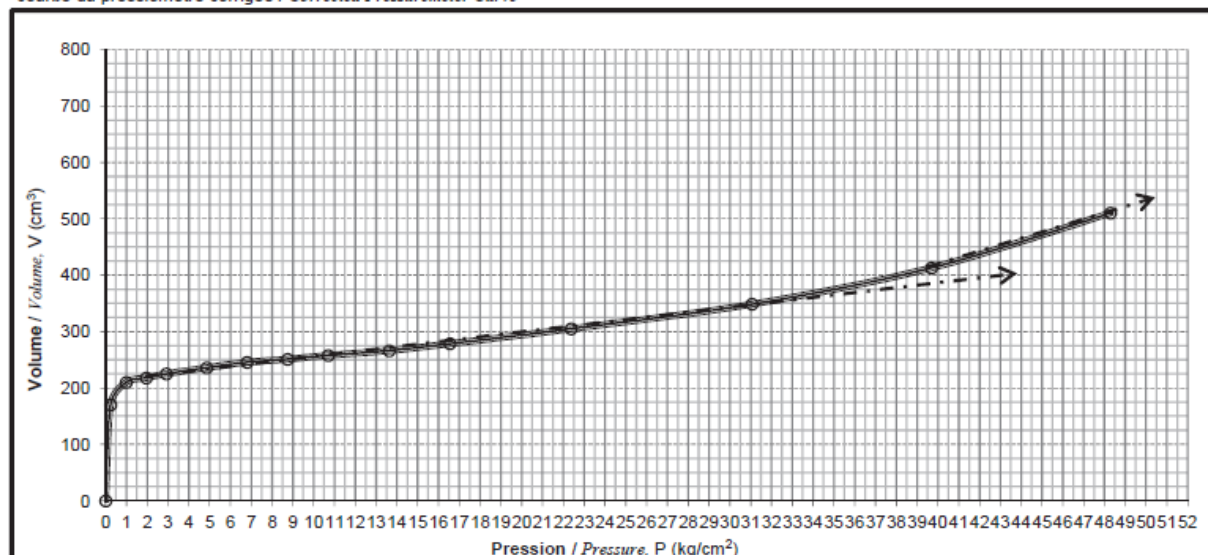


Nom du projet Project Name	Lot 1.1 Khemis Milliana-Et L'echangeur Hanacha Sur 34Km		
Numero du client Client Name		Essai de profondeur m Test Depth	2.00
Numero de forage Borehole Number	BH-112	Diamètre de la sonde Diameter of Probe	NX zero volumetre lecture correspond a V (cm <sup>3</sup> ) Zero Volumeter Reading Corresponds to V <sub>0</sub>
Le type de pressiometre Type of Pressuremeter	Apageo Menard G	Hauteur du manometre Height of Manometer	0.90 La date de l'essai Date of Test
La norme de l'essai Standart of Test	ASTM D4719	Le niveau d'eau (m) Water Level (GWL)	La date des resultats de l'essai Date of Test Result

[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]
Incrément Increment	Pression du volumetre Volumeter Pressure	1 min lecture vomumetre 1 min. volumeter reading	[2]+ Pression hydrostatique [2]+ Hydrostatic Pressure	Correction du volume Volume Correction	Volume corrigé Corrected Volume	Correction du membrane Mebrans Correction	Pression corrigée Corrected Pressure
	kg/cm <sup>2</sup>	cm <sup>3</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>
1	0	0	0.09	0.00	0.0	0.0	0.0
2	1	170	1.09	0.00	170.0	0.85	0.24
3	2	210	2.09	0.00	210.0	1.09	1.00
4	3	218	3.09	0.00	218.0	1.13	1.96
5	4	225	4.09	0.00	225.0	1.17	2.92
6	6	236	6.09	0.00	236.0	1.23	4.86
7	8	248	8.09	2.49	245.5	1.30	6.79
8	10	256	10.09	5.00	251.0	1.35	8.74
9	12	264	12.09	6.13	257.9	1.40	10.69
10	15	274	15.09	7.83	266.2	1.46	13.63
11	18	288	18.09	9.54	278.5	1.54	16.55
12	24	318	24.09	13.00	305.0	1.72	22.37
13	33	366	33.09	17.50	348.5	2.03	31.06
14	42	435	42.09	21.99	413.0	2.40	39.69
15	51	510	51.09	0.00	510.0	2.81	48.28

Explication:	Valeurs évaluées / Assesed Values		
pression limite $p_L$ (kg/cm <sup>2</sup> )	≥50	Module d'elasticité $E_M$ (kg/cm <sup>2</sup> )	485

courbe du pressiometre corrigée / Corrected Pressuremeter Curve



$P_i$ (kg/cm <sup>2</sup> )	1.96	$V_i$ (cm <sup>3</sup> )	218	$\Delta P$ (kg/cm <sup>2</sup> )	29.1	effectuéé par experience
$P_r$ (kg/cm <sup>2</sup> )	31.06	$V_r$ (cm <sup>3</sup> )	348.5	$\Delta V$ (cm <sup>3</sup> )	130.5	APPROUVE

## Résultats des Tests de Laboratoire

GUETTAF ATHMANE  
BENZINE LYES



# ANNEXE A : RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES

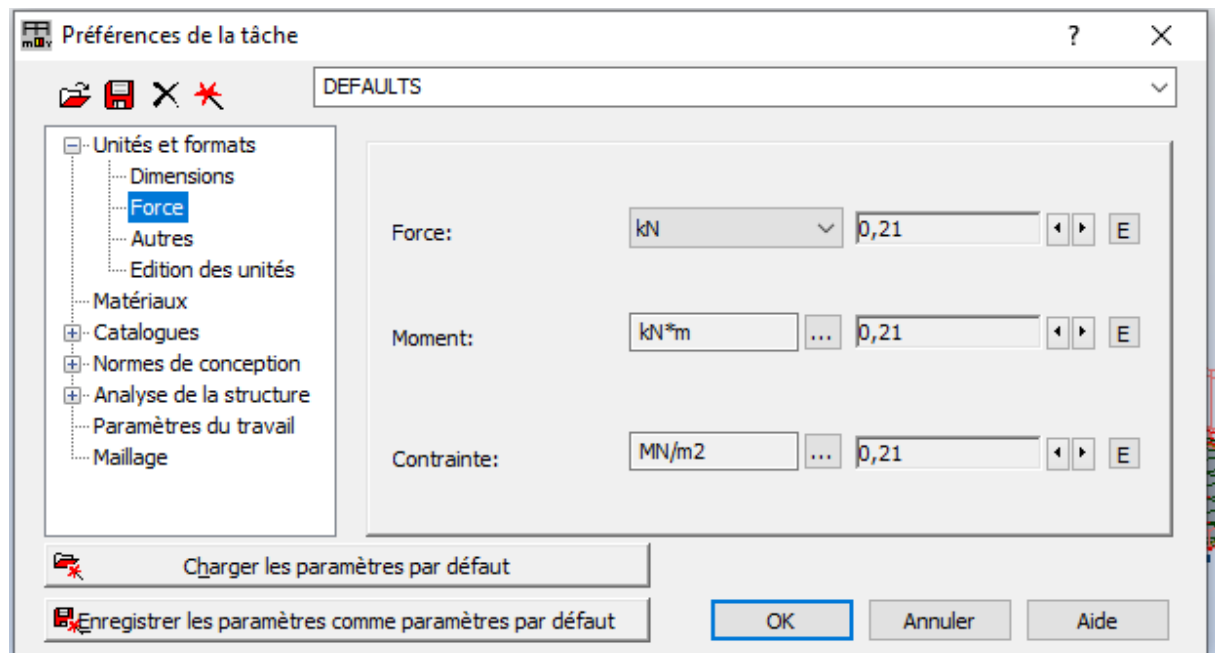
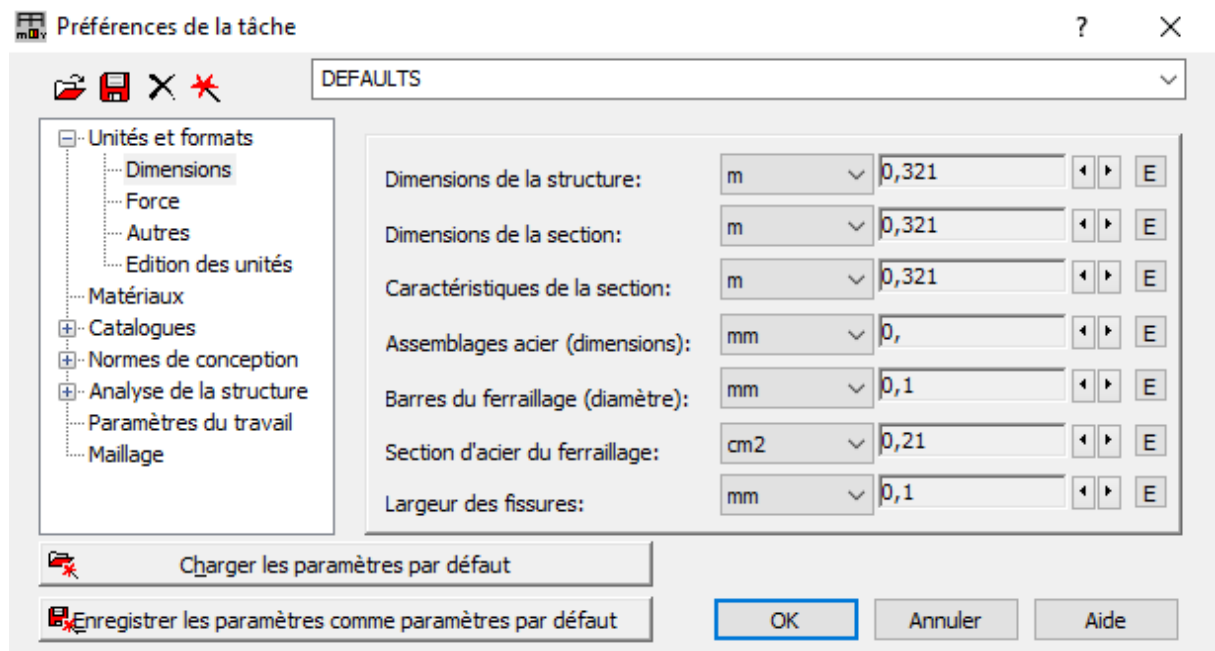
Niveau de Sondage	profondeur (m)	Teneur En Eau (%)	Densité apparente (kg/m <sup>3</sup> )	Granulométrie		Sélimétrie		DETERMINATION DE LA LIMITE D'ATTERBERG			Classe de sol (USCS)	Cisaillement Rectangulaire (UU)		Compression triaxiale sur matériaux		pourcentage de sable (%)	Pression de pointe (kg/cm <sup>2</sup> )	Etat de Compression à expansion Latérale Libre (ELL) (kg/cm <sup>2</sup> )	Détermination de la résistance à la Compression Uniaxiale (Nature) (kg/cm <sup>2</sup> )	Essai à charge ponctuelle (kg/cm <sup>2</sup> )
				retenu sur le tamis No 4	pourcentage passant No 200 (g/100g)	limons %	Argile %	Limite de Liquidité (LL)	Limite de Plasticité (PL)	Indice de Plasticité (PI)		cohésion (kPa)	angle de frottement	cohésion (kg/cm <sup>2</sup> )	angle de frottement					
BH-111	2.85-3.00																			2.80
	4.00-5.10		2.277																	187.9
	10.00-11.00		2.407																	173.3
	15.00-16.00	16.66	2.206	0.23	71.10			43.4	22.7	20.8	CL							7.66		
	17.20-17.30		2.332																	188.7
	21.70-21.80		2.590																	423.2

**ANNEXE B**  
**MODILISATION ROBOT**

### ROBOT STRUCTUREL ANALYSIS PROFESSIONNEL 2014 :

Cette partie est conçue pour vous présenter la modélisation de notre ouvrage avec le logiciel Robot Structural Analysis Professionnel.

On commence par régler les unités et les faire entrer les caractéristiques du matériau :



**Définition du matériau**

Acier **Béton** Aluminium Bois Autres

Nom:  Description:

**Elasticité**

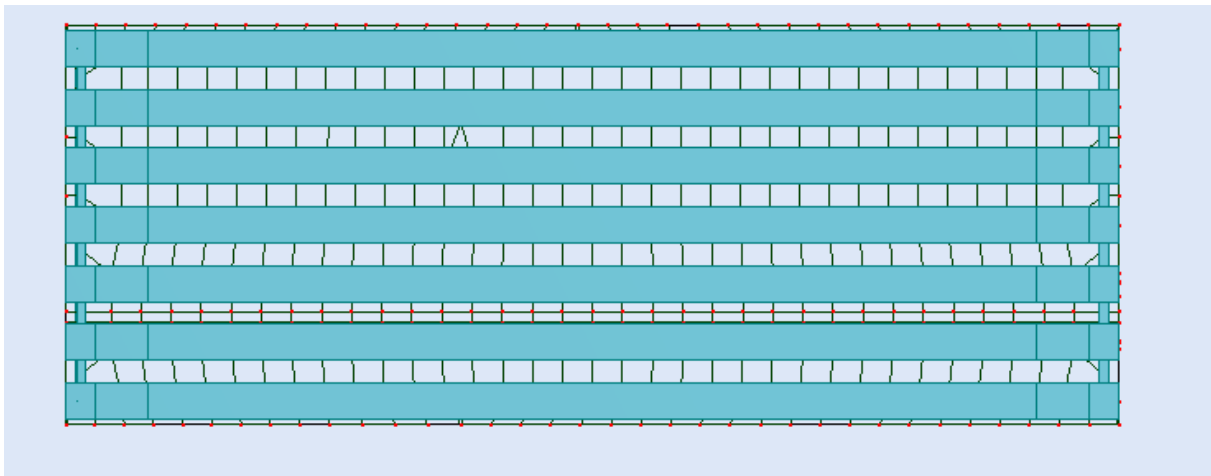
module de Young E:  (MPa)  
coefficient de Poisson v:   
module de cisaillement G:  (MPa)

**Résistance**

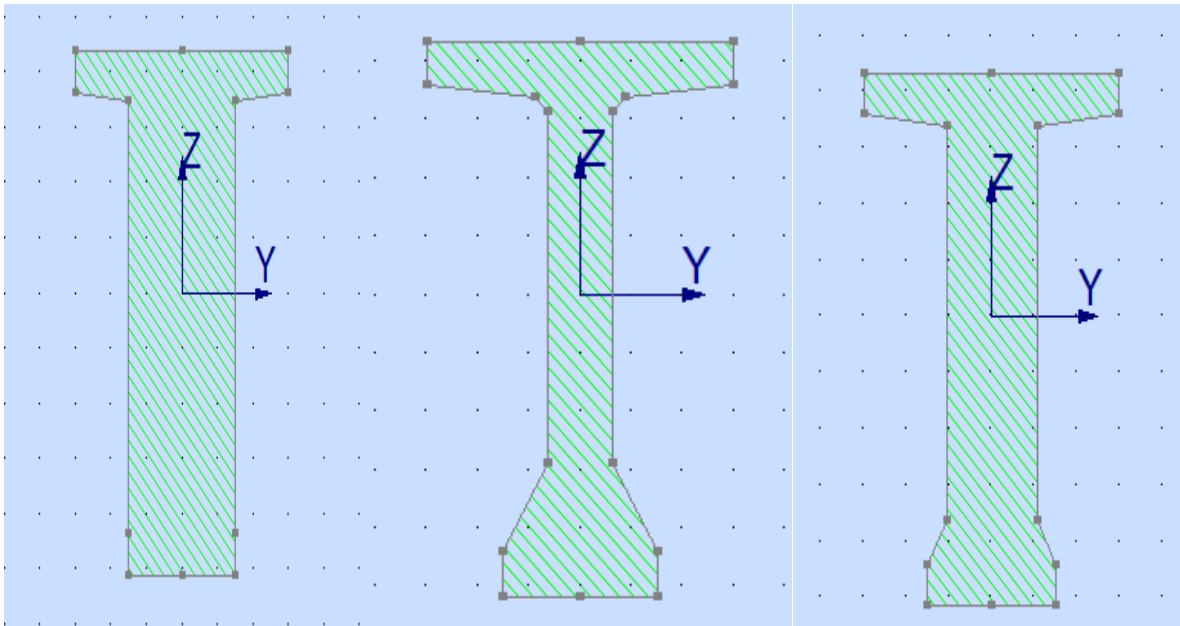
Caractéristique:  (MPa)  
Échantillon:

Densité:  (kN/m3)  
Expansion thermique:  (1/°C)  
Coefficient d'amortissement:

Ensuite, on dessine les lignes de construction.

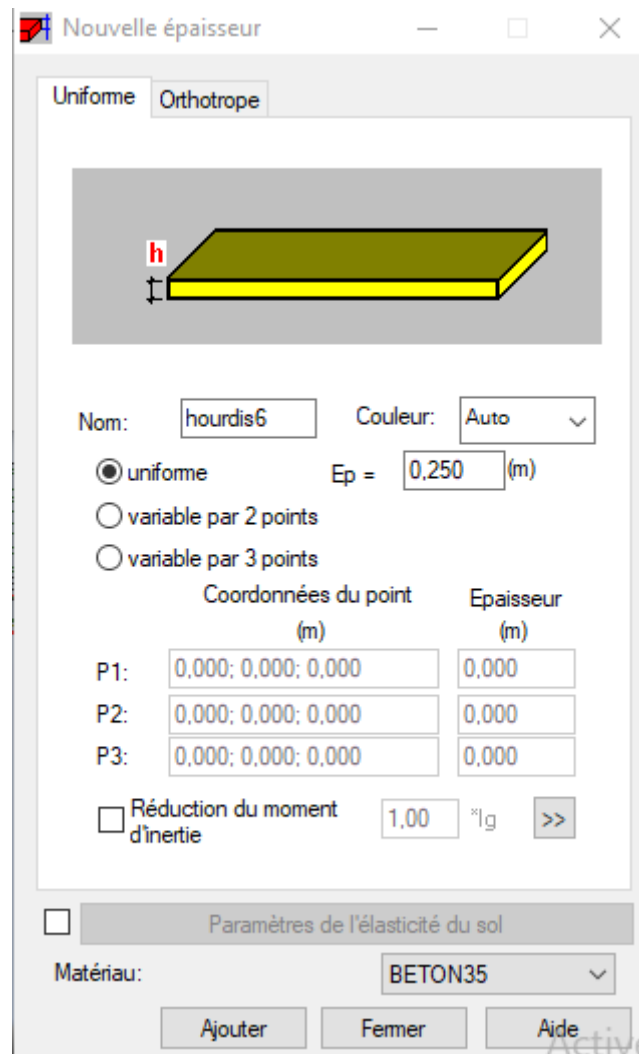


On importe les sections de poutres à partir d'AUTOCAD en fichier DXF et on les introduit dans le catalogue des profilés.

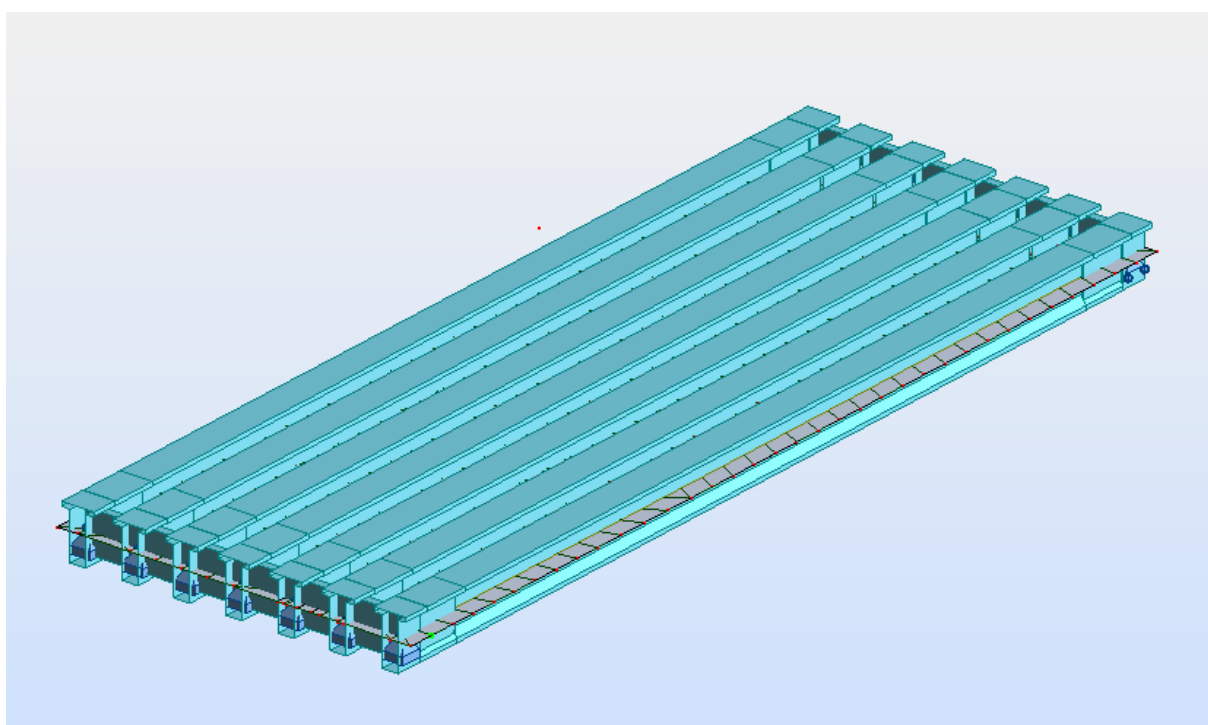
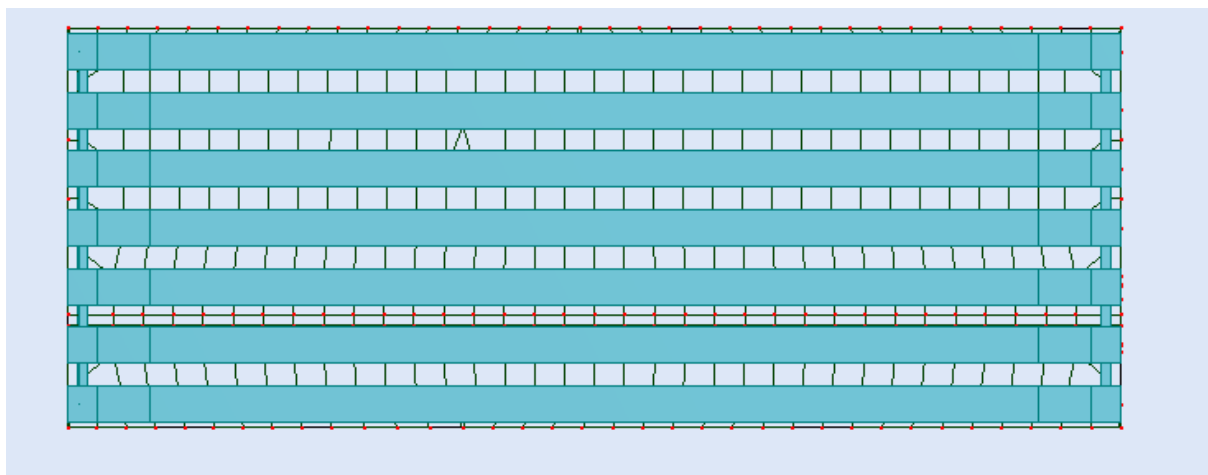


Après le dessin des barres avec nos poutres, on définit les appuis de part et d'autre des poutres

– Ensuite, on définit notre hourdis.4

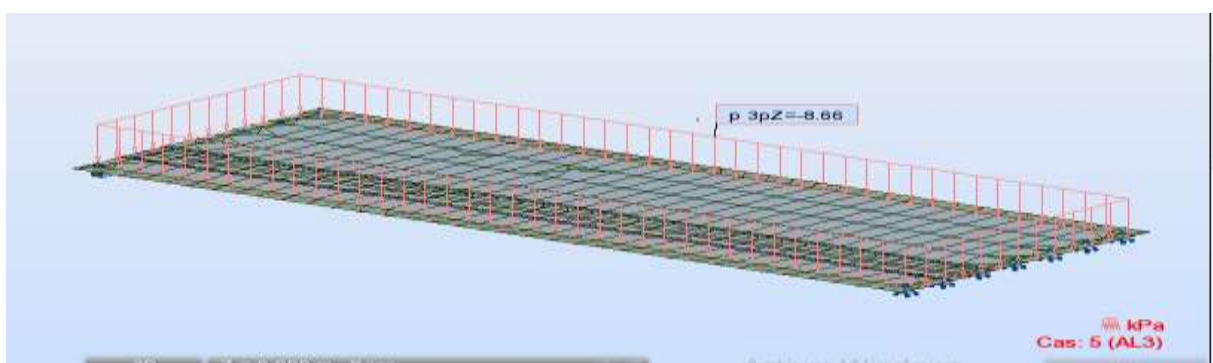
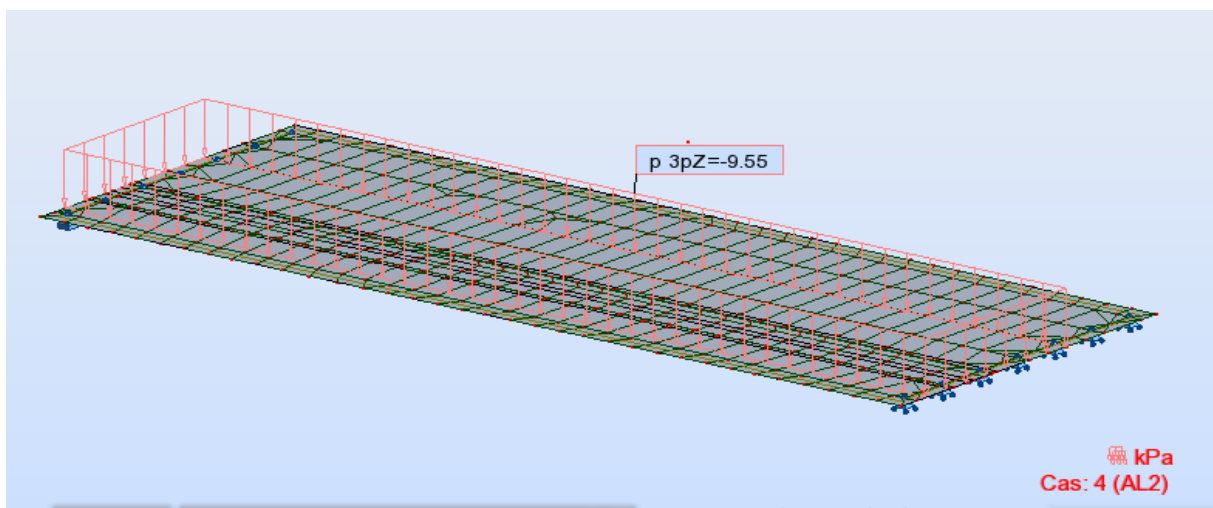
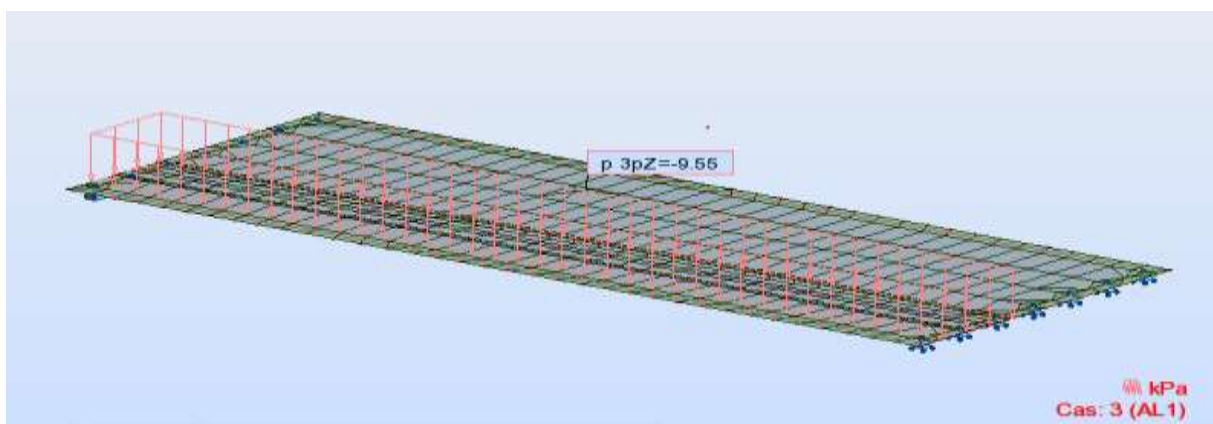
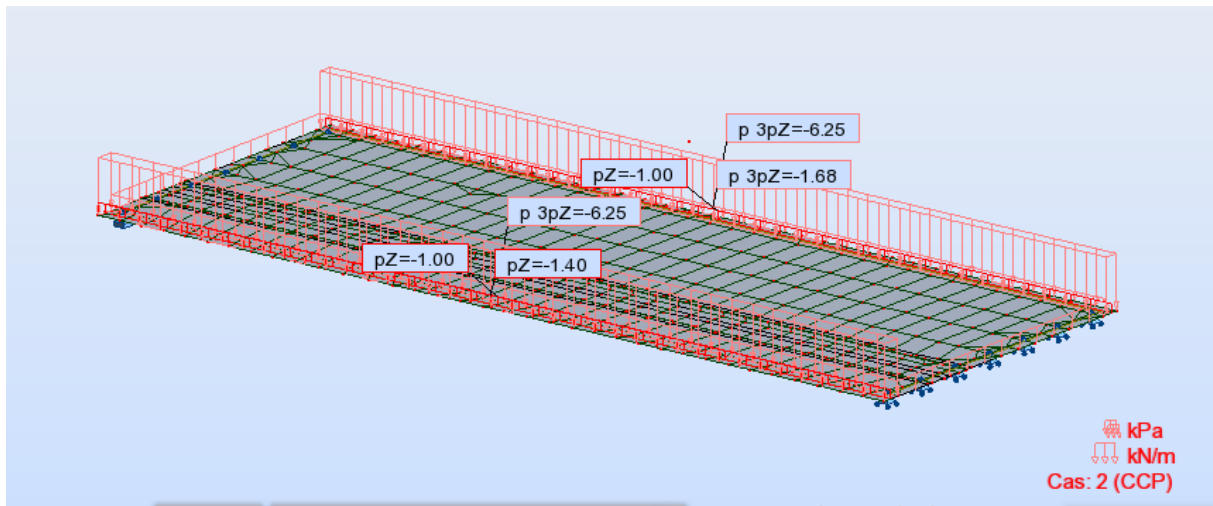


→ Et on obtient le tablier suivant.5



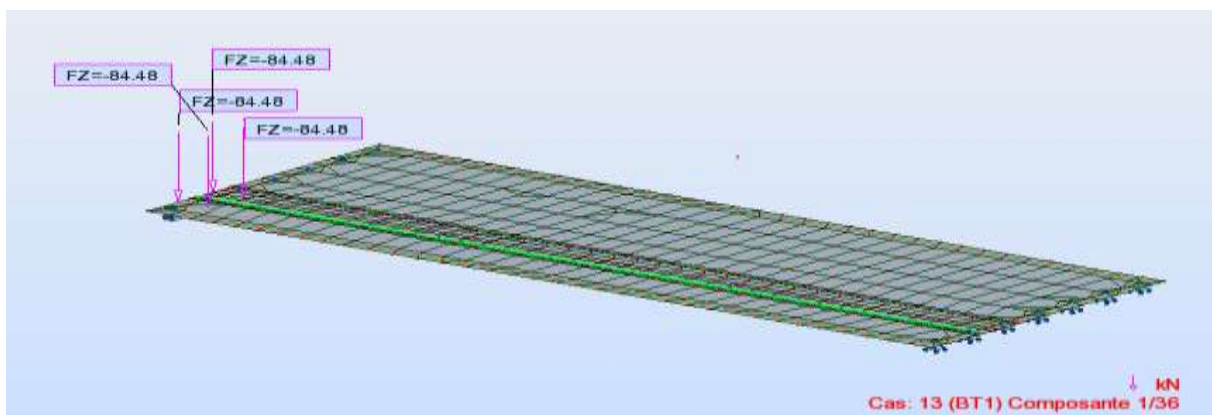
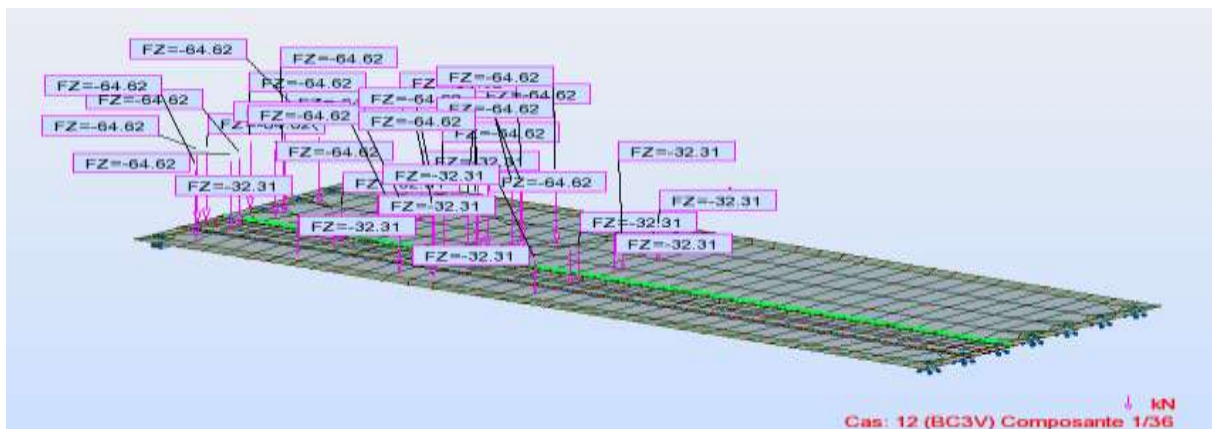
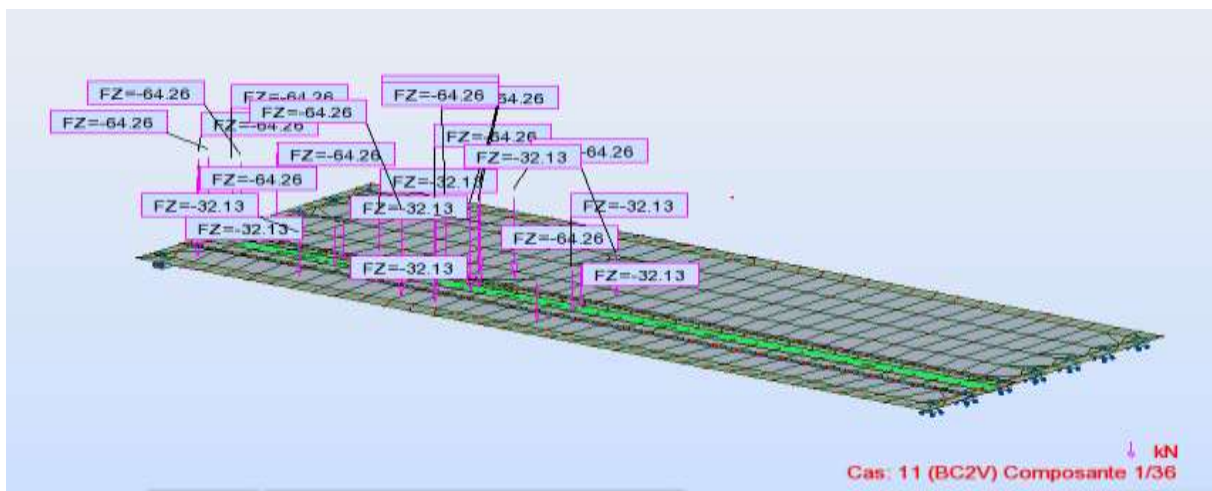
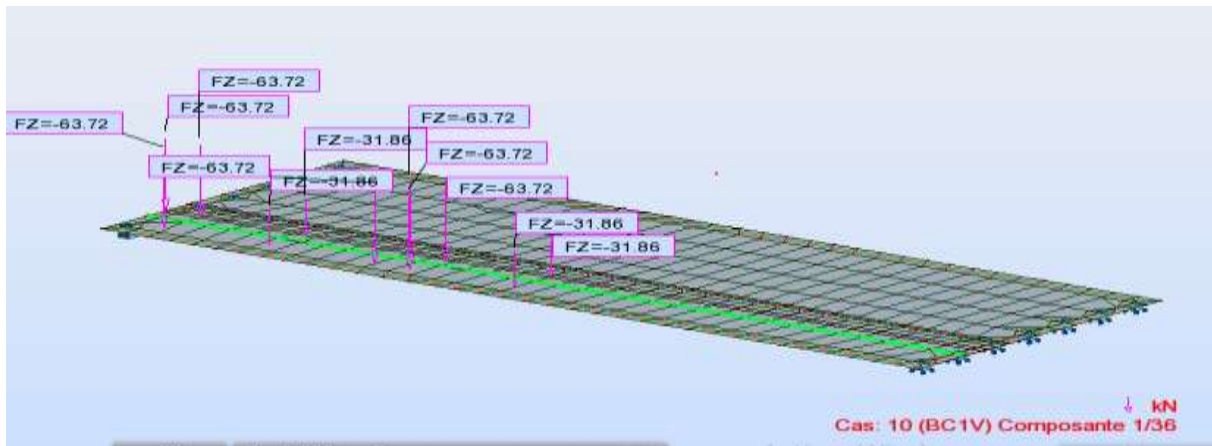
**LES CHARGES PERMANENTES ET LES CHARGES D'EXPLOITATIONS :**

# ANNEXE B : MODILISATION ROBOT



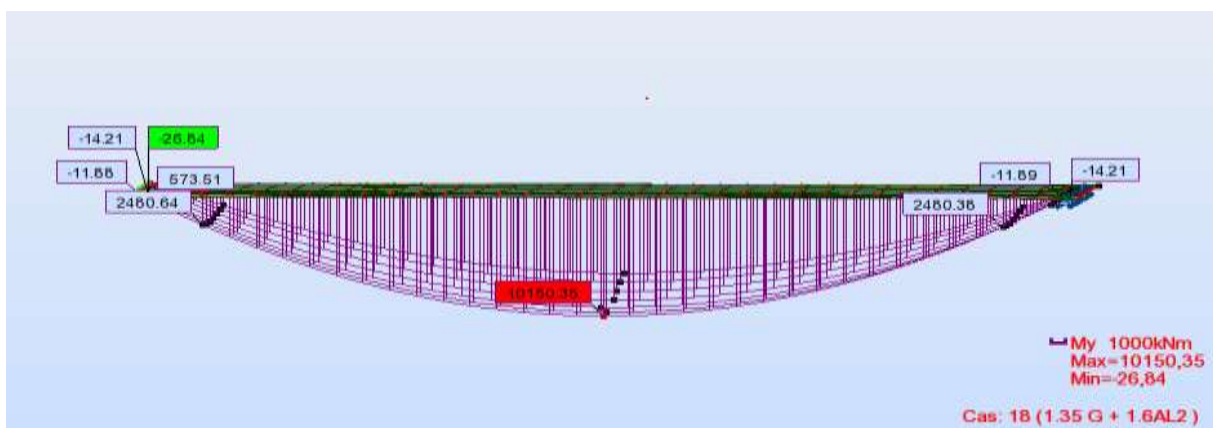
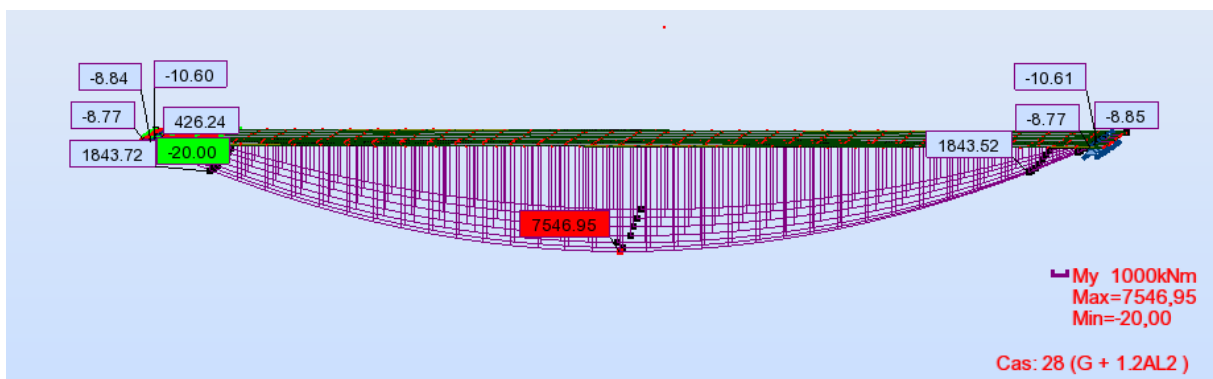
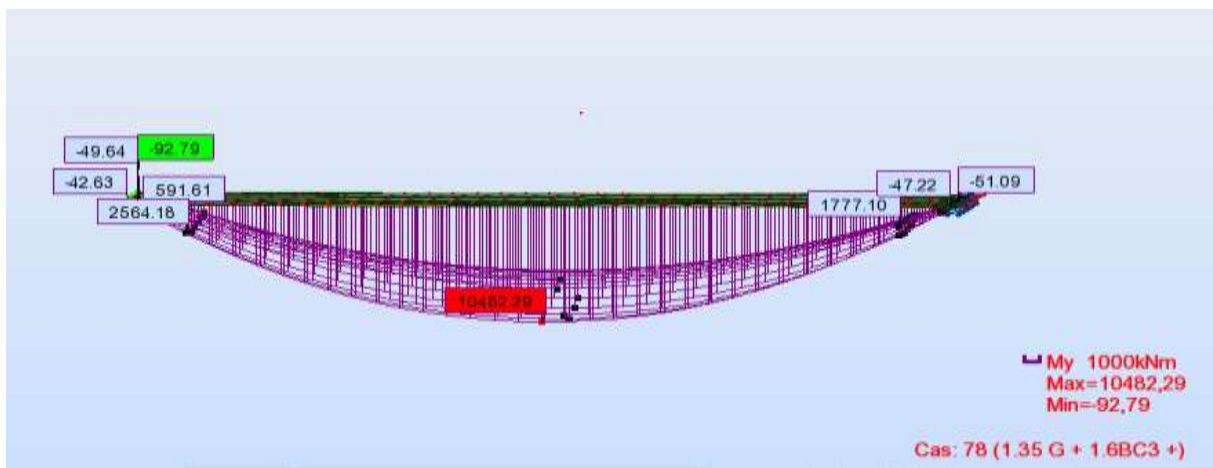
GUETTAF ATHMANE  
BENZINE LYES

## ANNEXE B : MODILISATION ROBOT

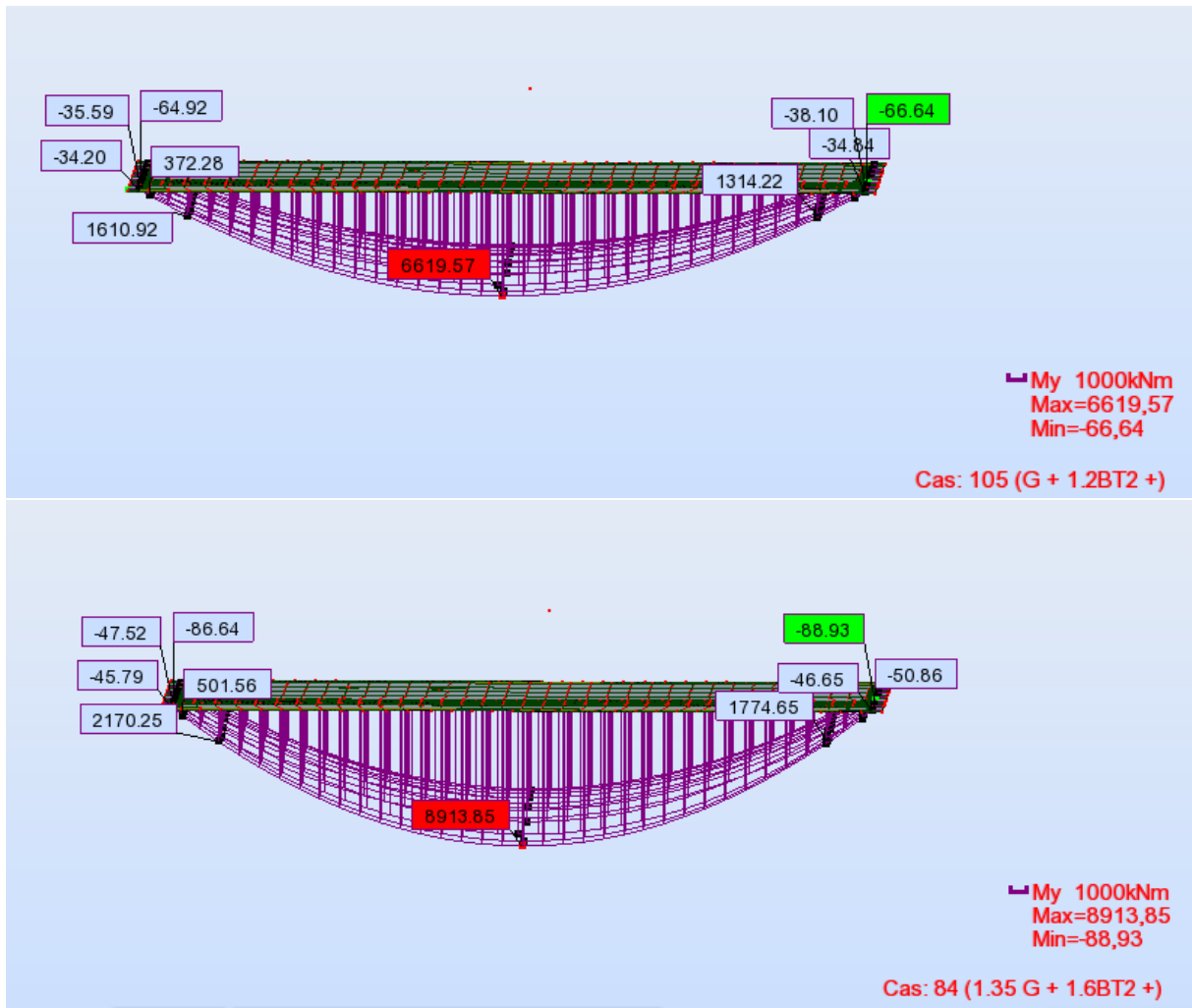




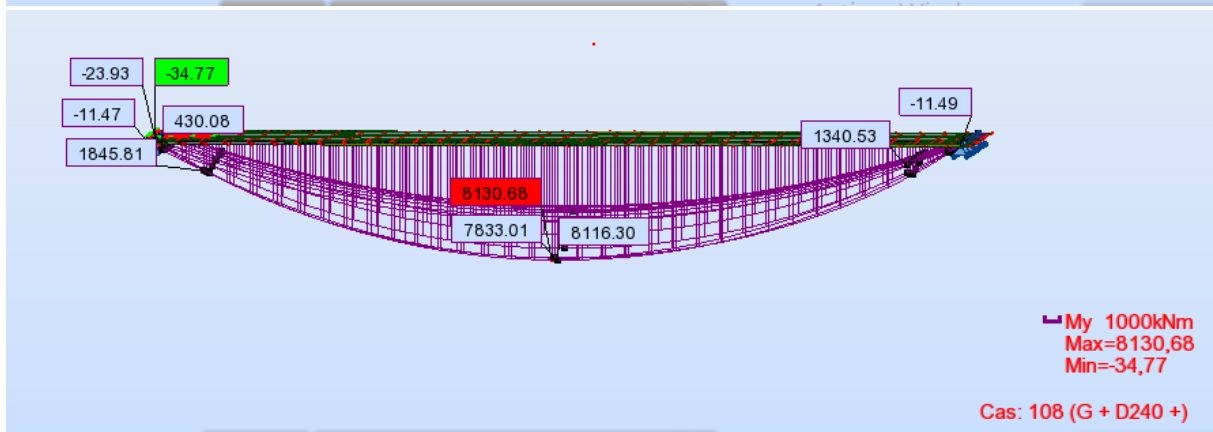
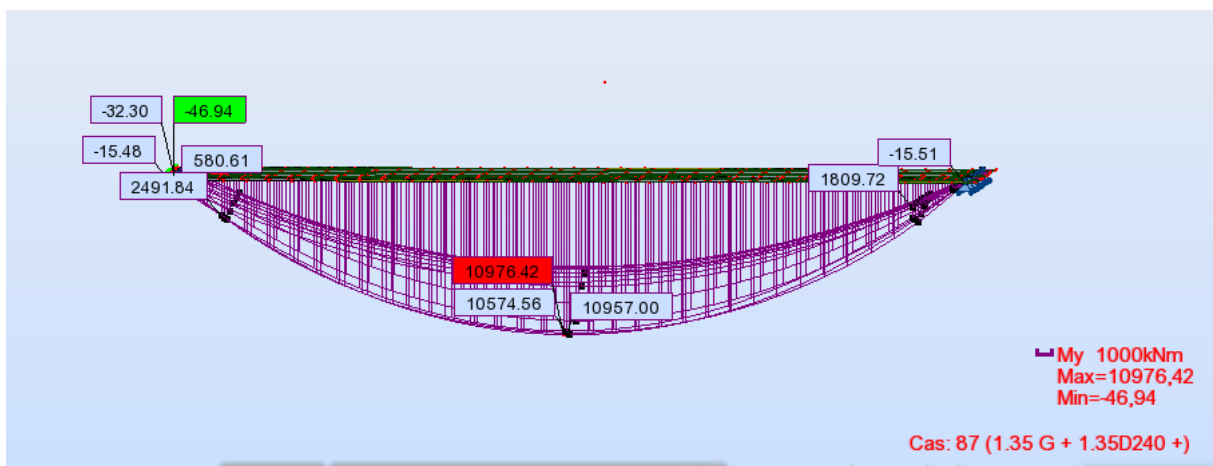
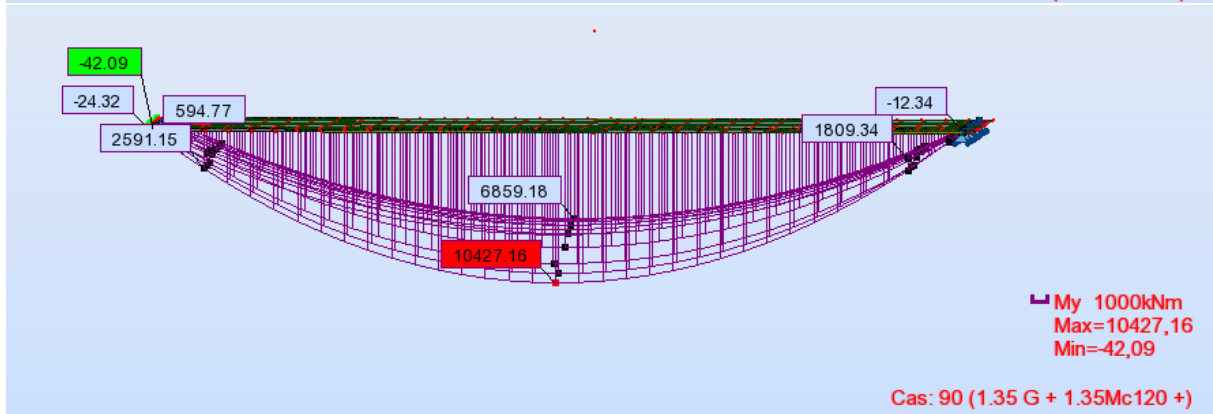
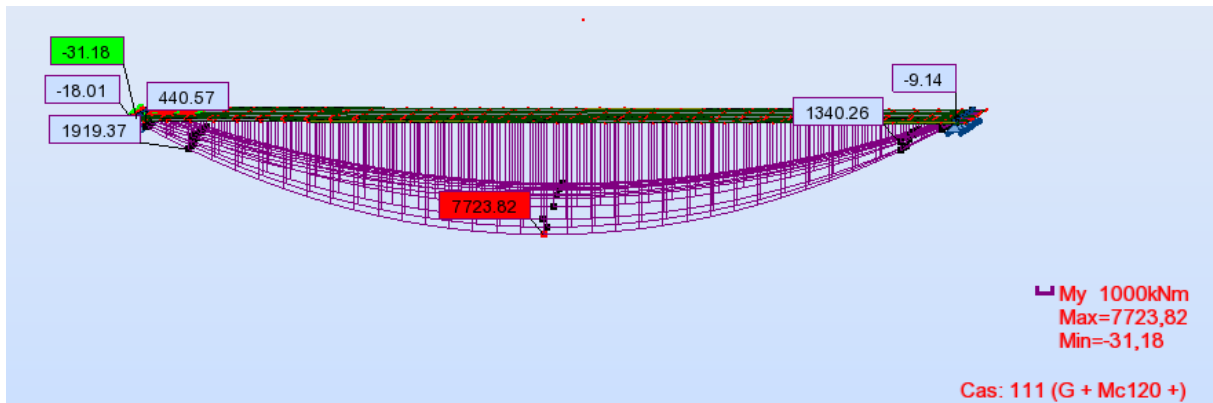
## ANNEXE B : MODILISATION ROBOT



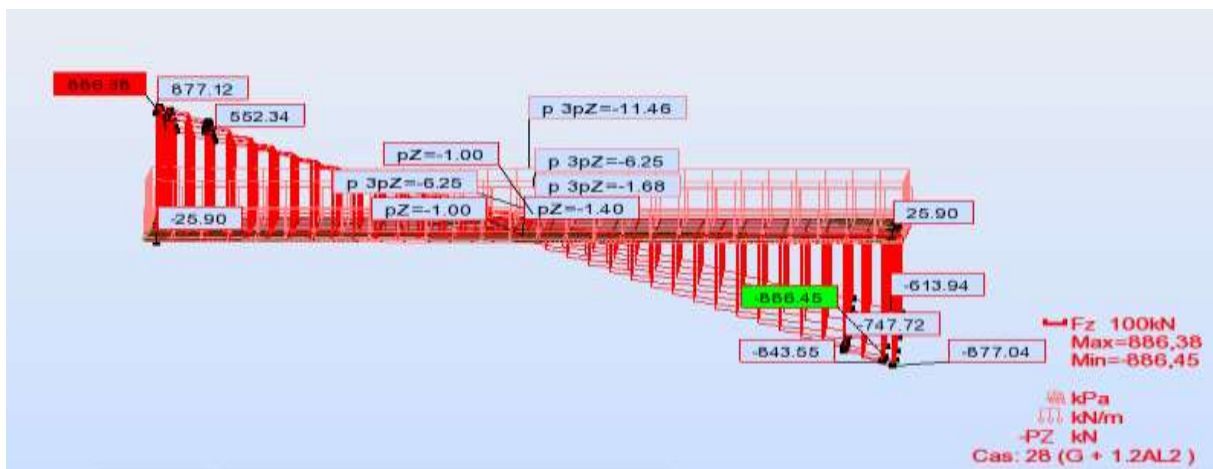
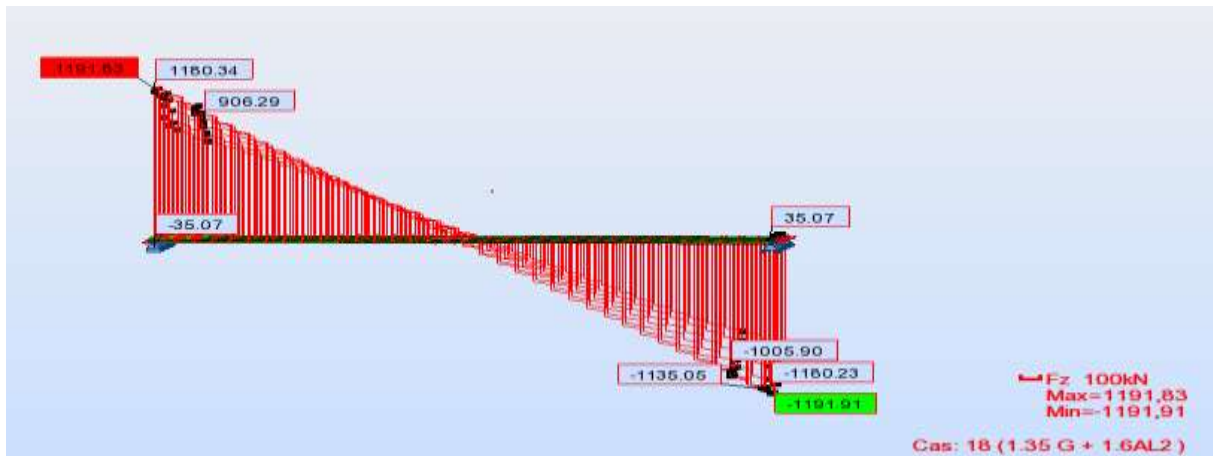
## ANNEXE B : MODILISATION ROBOT



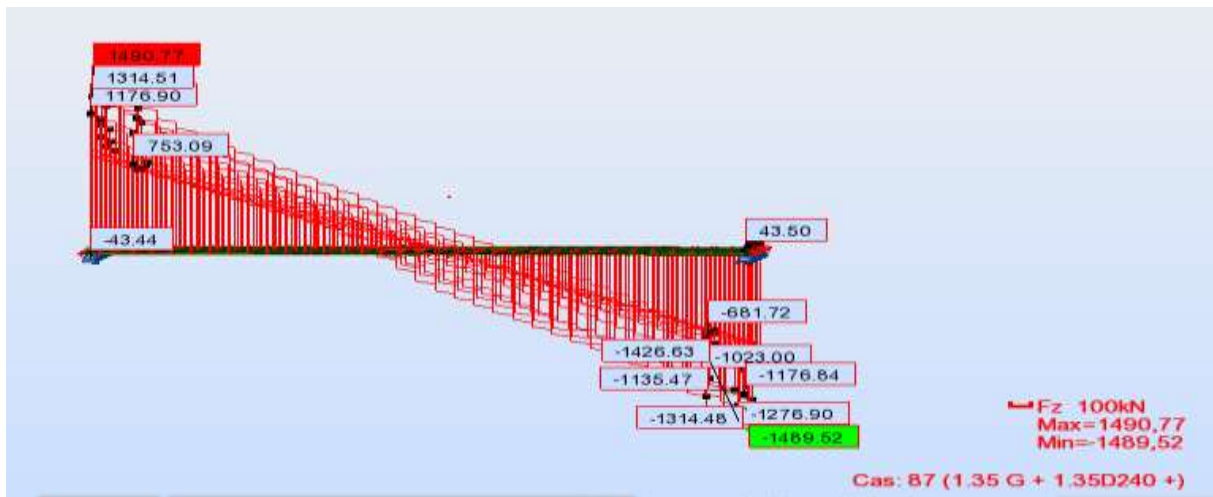
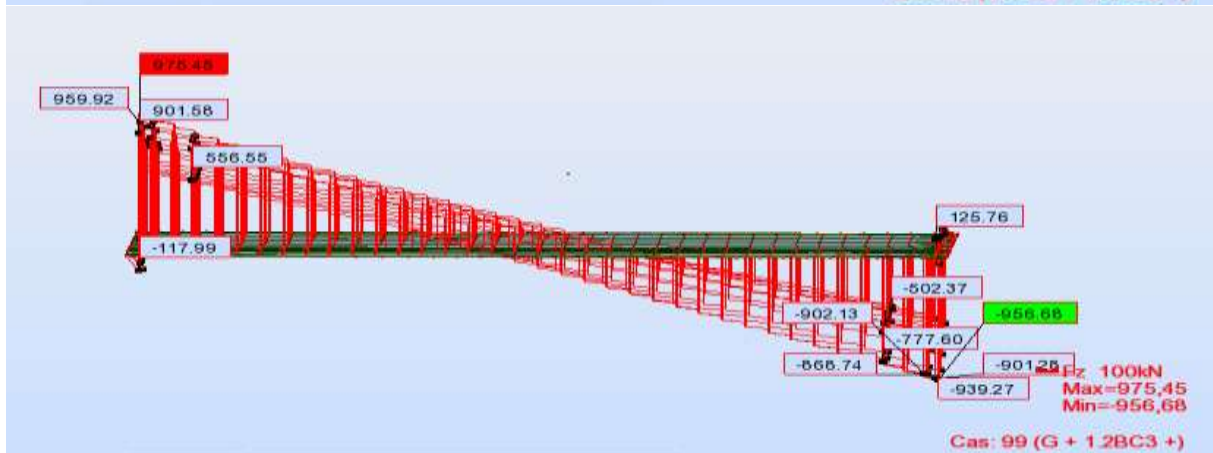
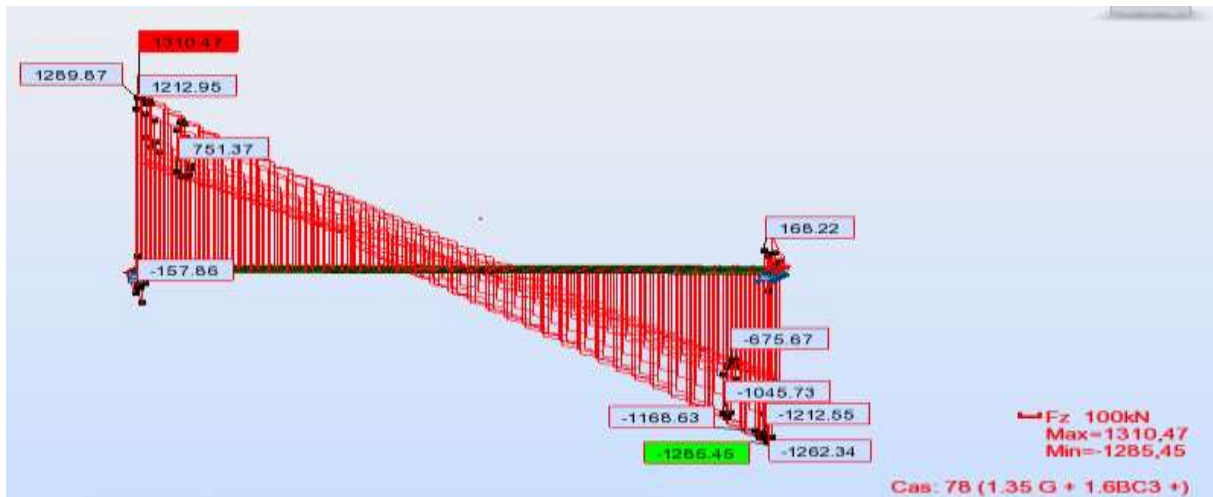
# ANNEXE B : MODILISATION ROBOT



LES EFFORTS TRANCHANTS :

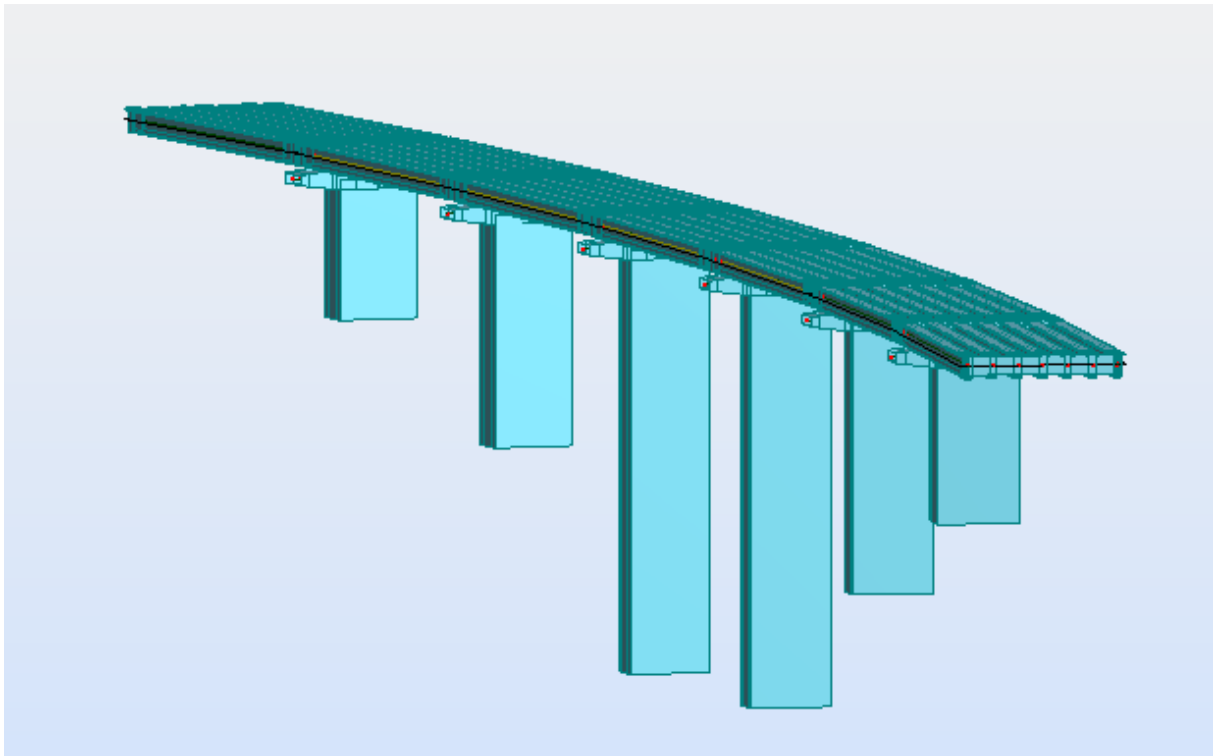


# ANNEXE B : MODILISATION ROBOT

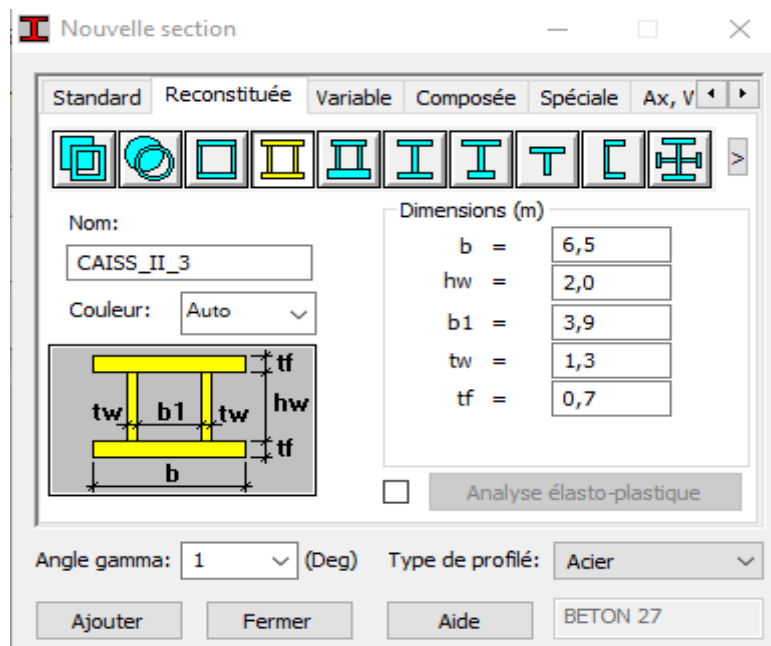








Section de voile (pile 03) (type de profilé béton 27)



**ANNEXE C**

**TABLEAUX DE LA METHODE SPECTRALE**

ANNEXE C : TABLEAUX DE LA METHODE SPECTRALE

Tableaux C.1 : Les Modes propre

Mode	Fréquence (Hz)	Période (s)	Masse cumulée (Ux)	Masse cumulée (Uy)	Masse cumulée (Uz)	Masse modale Ux (%)	Masse modale Uy (%)	Masse modale Uz (%)	Masse totale Ux (Kg)	Masse totale Uy (Kg)	Masse totale Uz (Kg)
1	0,81	1,23	45,57	0,00	0,00	45,57	0,00	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
2	0,99	1,01	45,57	31,73	0,00	0,00	31,73	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
3	1,00	1,00	45,72	31,74	0,00	0,15	0,01	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
4	1,03	0,97	45,72	33,54	0,00	0,00	1,80	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
5	1,10	0,91	66,91	33,55	0,00	21,19	0,01	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
6	1,11	0,90	66,92	39,50	0,00	0,01	5,94	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
7	1,13	0,89	67,62	40,43	0,00	0,69	0,94	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
8	1,13	0,89	69,55	42,04	0,00	1,94	1,61	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
9	1,13	0,88	69,67	54,95	0,00	0,12	12,91	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
10	1,14	0,88	69,69	59,64	0,00	0,01	4,69	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
11	1,14	0,88	69,80	65,45	0,00	0,11	5,81	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
12	1,15	0,87	79,44	65,56	0,00	9,65	0,11	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
13	1,16	0,86	79,50	72,68	0,00	0,06	7,12	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
14	1,16	0,86	79,51	73,23	0,00	0,00	0,55	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
15	1,17	0,86	84,95	73,34	0,00	5,44	0,10	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
16	1,17	0,85	84,96	73,46	0,00	0,01	0,13	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
17	1,18	0,85	84,97	73,76	0,00	0,01	0,29	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
18	1,20	0,83	84,97	73,76	0,00	0,00	0,00	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
19	1,22	0,82	84,97	73,78	0,00	0,00	0,02	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
20	1,23	0,81	84,97	73,78	0,00	0,00	0,00	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
21	1,23	0,81	84,97	73,81	0,00	0,00	0,03	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
22	1,23	0,81	84,97	74,08	0,00	0,00	0,27	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
23	1,25	0,80	84,97	74,10	0,00	0,00	0,03	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
24	1,26	0,80	84,97	74,28	0,00	0,00	0,18	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
25	1,26	0,79	84,97	74,34	0,00	0,00	0,05	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
26	1,27	0,79	84,98	74,34	0,00	0,01	0,01	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
27	1,28	0,78	84,98	74,40	0,00	0,00	0,06	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
28	1,53	0,65	84,99	75,01	0,00	0,00	0,61	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
29	1,86	0,54	84,99	75,01	0,00	0,00	0,00	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
30	1,96	0,51	86,42	75,01	0,00	1,43	0,00	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
31	2,04	0,49	86,42	75,01	0,00	0,00	0,00	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
32	2,04	0,49	86,42	75,01	0,00	0,00	0,00	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
33	2,05	0,49	86,42	75,01	0,00	0,00	0,00	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
34	2,05	0,49	86,42	75,01	0,00	0,00	0,00	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
35	2,05	0,49	86,42	75,01	0,00	0,00	0,00	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
36	2,06	0,49	86,42	75,01	0,00	0,00	0,00	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
37	2,19	0,46	86,42	75,01	0,00	0,00	0,00	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
38	2,68	0,37	86,42	82,35	0,00	0,00	7,34	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
39	2,70	0,37	86,43	82,42	0,00	0,00	0,07	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
40	3,06	0,33	86,43	82,42	0,00	0,00	0,00	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
41	3,24	0,31	89,55	82,43	0,00	3,13	0,01	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
42	3,34	0,30	89,55	82,43	0,00	0,00	0,00	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
43	3,34	0,30	89,56	82,43	0,00	0,00	0,00	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
44	3,34	0,30	89,56	82,43	0,00	0,00	0,00	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
45	3,35	0,30	89,56	82,43	0,00	0,00	0,00	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
46	3,35	0,30	89,56	82,43	0,00	0,00	0,00	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
47	3,35	0,30	89,56	82,43	0,00	0,00	0,00	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
48	3,70	0,27	89,56	82,43	0,00	0,00	0,00	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
49	4,12	0,24	92,99	82,49	0,00	3,43	0,05	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
50	4,38	0,23	92,99	82,49	0,00	0,00	0,00	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
51	4,40	0,23	92,99	82,49	0,00	0,00	0,00	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
52	4,40	0,23	92,99	82,49	0,00	0,00	0,00	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
53	4,40	0,23	92,99	82,49	0,00	0,00	0,00	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
54	4,40	0,23	92,99	82,49	0,00	0,00	0,00	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
55	4,47	0,22	92,99	82,50	0,00	0,00	0,01	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
56	4,48	0,22	92,99	82,50	0,00	0,00	0,00	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
57	4,52	0,22	92,99	82,50	0,00	0,00	0,00	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
58	4,52	0,22	92,99	82,50	0,00	0,00	0,00	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
59	4,52	0,22	92,99	82,50	0,00	0,00	0,01	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
60	4,52	0,22	92,99	82,50	0,00	0,00	0,00	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
61	4,52	0,22	92,99	82,50	0,00	0,00	0,00	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
62	4,54	0,22	92,99	82,50	0,00	0,00	0,00	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
63	4,61	0,22	92,99	82,51	0,00	0,00	0,00	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
64	4,63	0,22	92,99	82,53	0,00	0,00	0,02	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
65	4,64	0,22	92,99	82,53	0,00	0,00	0,00	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
66	4,64	0,22	92,99	82,53	0,00	0,00	0,00	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
67	4,64	0,22	92,99	82,53	0,00	0,00	0,00	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
68	4,68	0,21	92,99	82,54	0,00	0,00	0,00	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
69	4,90	0,20	93,00	84,73	0,06	0,01	2,19	0,06	9993748,26	9993748,26	9923947,17

ANNEXE C : TABLEAUX DE LA METHODE SPECTRALE

70	5,00	0,20	93,00	84,73	0,06	0,00	0,00	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
71	5,07	0,20	93,00	84,73	0,06	0,00	0,00	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
72	5,09	0,20	93,00	84,73	0,06	0,00	0,00	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
73	5,09	0,20	93,00	84,73	0,06	0,00	0,00	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
74	5,09	0,20	93,00	84,73	0,06	0,00	0,00	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
75	5,09	0,20	93,00	84,73	0,06	0,00	0,00	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
76	5,13	0,19	93,00	84,73	0,06	0,00	0,00	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
77	5,40	0,19	93,00	84,73	0,06	0,00	0,00	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
78	5,40	0,19	93,00	84,73	0,06	0,00	0,00	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
79	5,40	0,19	93,00	84,73	0,06	0,00	0,00	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
80	5,40	0,19	93,00	84,73	0,06	0,00	0,00	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
81	5,40	0,19	93,00	84,73	0,06	0,00	0,00	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
82	5,41	0,18	93,00	84,73	0,06	0,00	0,00	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
83	5,42	0,18	93,00	84,73	0,06	0,00	0,00	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
84	5,47	0,18	93,04	85,17	0,72	0,04	0,44	0,65	9993748,26	9993748,26	9923947,17
85	5,82	0,17	93,04	85,17	0,72	0,00	0,00	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
86	5,82	0,17	93,04	85,17	0,72	0,00	0,00	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
87	5,82	0,17	93,04	85,17	0,72	0,00	0,00	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
88	5,82	0,17	93,04	85,17	0,72	0,00	0,00	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
89	5,82	0,17	93,04	85,17	0,72	0,00	0,00	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
90	5,82	0,17	93,04	85,17	0,72	0,00	0,00	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
91	5,83	0,17	93,04	85,17	0,72	0,00	0,00	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
92	5,83	0,17	93,04	85,17	0,73	0,00	0,00	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
93	5,83	0,17	93,04	85,17	0,74	0,00	0,00	0,01	9993748,26	9993748,26	9923947,17
94	5,83	0,17	93,04	85,17	0,74	0,00	0,00	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
95	5,83	0,17	93,04	85,17	0,78	0,00	0,00	0,04	9993748,26	9993748,26	9923947,17
96	5,87	0,17	93,04	85,17	0,79	0,00	0,00	0,02	9993748,26	9993748,26	9923947,17
97	5,91	0,17	93,04	85,62	30,62	0,00	0,44	29,82	9993748,26	9993748,26	9923947,17
98	6,08	0,16	93,04	85,64	31,48	0,00	0,03	0,86	9993748,26	9993748,26	9923947,17
99	6,14	0,16	93,04	86,22	39,89	0,00	0,58	8,42	9993748,26	9993748,26	9923947,17
100	6,18	0,16	93,04	86,53	39,92	0,00	0,31	0,03	9993748,26	9993748,26	9923947,17
101	6,30	0,16	93,04	87,62	40,00	0,00	1,09	0,07	9993748,26	9993748,26	9923947,17
102	6,30	0,16	93,04	87,62	40,00	0,00	0,00	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
103	6,31	0,16	93,04	87,62	40,00	0,00	0,00	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
104	6,31	0,16	93,04	87,62	40,00	0,00	0,00	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
105	6,31	0,16	93,04	87,62	40,00	0,00	0,00	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
106	6,31	0,16	93,04	87,62	40,00	0,00	0,00	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
107	6,33	0,16	93,04	87,62	40,00	0,00	0,00	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
108	6,38	0,16	93,04	87,65	47,74	0,00	0,04	7,75	9993748,26	9993748,26	9923947,17
109	6,48	0,15	93,04	87,65	47,74	0,00	0,00	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
110	6,49	0,15	93,04	87,65	47,74	0,00	0,00	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
111	6,49	0,15	93,04	87,65	47,75	0,00	0,00	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
112	6,49	0,15	93,04	87,65	47,75	0,00	0,00	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
113	6,49	0,15	93,04	87,65	47,75	0,00	0,00	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
114	6,49	0,15	93,04	87,65	47,75	0,00	0,00	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
115	6,62	0,15	93,04	87,66	47,86	0,00	0,01	0,11	9993748,26	9993748,26	9923947,17
116	6,68	0,15	93,04	87,66	47,86	0,00	0,00	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
117	6,68	0,15	93,04	87,66	47,86	0,00	0,00	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
118	6,68	0,15	93,04	87,66	47,86	0,00	0,00	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
119	6,68	0,15	93,04	87,66	47,86	0,00	0,00	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17
120	6,68	0,15	93,04	87,66	47,86	0,00	0,00	0,00	9993748,26	9993748,26	9923947,17

## ANNEXE C : TABLEAUX DE LA METHODE SPECTRALE

Tableau C.2. Évaluation des efforts sur les appareils d'appuis selon la combinaison E1

Appareil d'appui des culées(E1)	$R_L$	$R_T$	$R_V$
1	216.46	65.28	60.57
2	215	65.22	27.66
3	213.79	65.12	10.68
4	212.79	65.07	3.25
5	212.6	65.07	9.05
6	212.74	65.05	23.18
7	213.17	65.1	46.24
8	210.11	62.41	42.74
9	209.3	62.42	22.72
10	208.72	62.3	9.6
11	2084	62.38	3.75
12	208.4	62.39	8.89
13	208.67	62.41	21.84
14	209.13	62.45	40.95

Tableau C.3. Évaluation des efforts et les moments à la base des piles selon la combinaison E1

Piles	$R_L(KN)$	$R_T(KN)$	$R_V(KN)$	$ML(KN.m)$	$MT(KN.m)$
Pile01	2879.43	924.24	871.83	11205.26	32226.00
Pile02	3611.71	1239.02	1121.42	25288.36	66913.54
Pile03	3083.58	1438.9	1252.41	48162.25	103789.92
Pile04	3166.78	1427.73	1347.992	47499.23	106146.4
Pile05	3375.74	1167.88	1138.09	26902.6	73184.98
Pile05	2722.89	930.58	803.83	13151.75	36109.34

Tableau C.4. Évaluation des efforts sur les appareils d'appuis selon la combinaison E2

Appareil d'appui des culées(E2)	$R_L$	$R_T$	$R_V$
1	68.34	205.87	98.02
2	67.64	205.97	44.71
3	67.08	205.93	17.22
4	66.73	205.94	3.97
5	66.66	206	11.64
6	66.73	206	29.94
7	67.5	206.15	59.49
8	66.05	199.28	69.4
9	65.29	199.42	37.02
10	64.88	199.44	15.53
11	64.85	199.49	4.59
12	64.22	199.56	11.61
13	65.7267	199.6	29.42
14	67	199.76	54.95

Tableau C.5. Évaluation des efforts et les moments à la base des piles selon la combinaison E2

## ANNEXE C : TABLEAUX DE LA METHODE SPECTRALE

Piles	RL(KN)	RT(KN)	Rv(KN)	ML(KN.m)	MT(KN.m)
Pile01	899.78	2943.6	1008.47	33716.07	10218.98
Pile02	1392.2	2889.58	1167.11	56326.17	25915.63
Pile03	970.42	4488.21	1475.57	152572.72	32709.01
Pile04	995.44	4466.62	1669.63	150804.02	33388.94
Pile05	1159.26	3187.21	1282.74	73644.49	25327.53
Pile06	859.47	2908.26	901.4	39431.28	11505.83

Tableau 6.4 Évaluation des efforts sur les appareils d'appuis selon la combinaison E3

Appareil d'appui des culées(E1)	R <sub>L</sub>	R <sub>T</sub>	R <sub>v</sub>
1	64.83	62.64	123.75
2	64.57	62.64	61.83
3	64.58	62.72	24.19
4	64.64	62.64	9.28
5	64.93	62.66	25.58
6	65.35	62.7	66.22
7	65.83	62.67	145.48
8	64.02	60.64	117.6
9	63.74	60.64	62.76
10	63.55	60.62	25.99
11	63.46	60.6	10.95
12	63.5	60.59	24.83
13	63.7	60.59	58.94
14	63.97	60.5	111.12

Tableau C.7. Évaluation des efforts et les moments à la base des piles selon la combinaison E3

Piles	RL(KN)	RT(KN)	Rv(KN)	ML(KN.m)	MT(KN.m)
Pile01	874.59	916	2663.59	12138.11	9977.62
Pile02	1207.73	1239.34	3530.93	26511.38	22562
Pile03	939.24	1522.18	3761.48	48762.29	31554.19
Pile04	962.95	1523.58	4072.94	48246.63	32238.83
Pile05	1062.74	1313.98	3547.27	29839.97	23081.22
Pile06	835.71	944.45	2509.64	15016.8	11287.91

**ANNEXE D**  
**FERRAILLAGE**

**Ferraillage de l'Entretoise**  
**Nappe supérieure (Calcul de Section en Flexion Simple)**

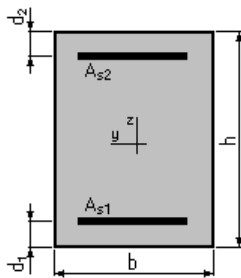
**1. Hypothèses:**

**Béton:**  $f_{c28} = 35,0$  (MPa)

**Acier:**  $f_e = 500,0$  (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

**2. Section:**



$b = 30,0$  (cm)

$h = 150,0$  (cm)

$d_1 = 5,0$  (cm)

$d_2 = 5,0$  (cm)

**3. Moments appliqués:**

	$M_{max}$ (kN*m)	$M_{min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	258,53	0,00
Etat Limite de Service	191,50	0,00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0,00	0,00

**4. Résultats:**

**Sections d'Acier:**

Section théorique	$A_{s1} = 5,6$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s \min} = 4,7$ (cm <sup>2</sup> )		
théorique	$r = 0,13$ (%)		
minimum	$r_{\min} = 0,11$ (%)		

**Analyse par Cas:**

**Cas ELU**  $M_{max} = 258,53$  (kN\*m)     $M_{min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,35      Pivot: A

Position de l'axe neutre:  $y = 5,1$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 142,9$  (cm)

Déformation du béton:  $\epsilon_b = 0,37$  (‰)

## ANNEXE D : FERRAILLAGE

---

Déformation de l'acier:  $e_s = 10,00$  (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $s_s = 434,8$  (MPa)

**Cas ELS  $M_{\max} = 191,50$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre:  $y = 25,9$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 136,4$  (cm)

Contrainte maxi du béton:  $s_b = 1,7$  (MPa)

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 21,0$  (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $s_s = 22,3$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$s_s \text{ lim} = 250,0$  (MPa)

**Ferraillage de l'Entretoise**  
**Nappe inférieure (Calcul de Section en Flexion Simple)**

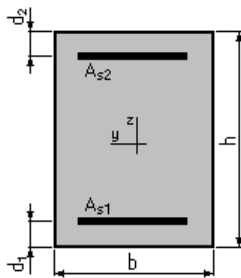
**1. Hypothèses:**

**Béton:**  $f_{c28} = 35,0$  (MPa)

**Acier:**  $f_e = 500,0$  (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

**2. Section:**



$b = 30,0$  (cm)

$h = 150,0$  (cm)

$d_1 = 5,0$  (cm)

$d_2 = 5,0$  (cm)

**3. Moments appliqués:**

	$M_{max}$ (kN*m)	$M_{min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	192,92	0,00
Etat Limite de Service	142,90	0,00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0,00	0,00

**4. Résultats:**

**Sections d'Acier:**

Section théorique	$A_{s1} = 4,7$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s \min} = 4,7$ (cm <sup>2</sup> )		
théorique	$r = 0,11$ (%)		
minimum	$r_{\min} = 0,11$ (%)		

**Analyse par Cas:**

**Cas ELU**  $M_{max} = 192,92$  (kN\*m)     $M_{min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,50      Pivot: A

Position de l'axe neutre:  $y = 4,3$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 143,3$  (cm)

Déformation du béton:  $\epsilon_b = 0,30$  (‰)

## ANNEXE D : FERRAILLAGE

---

Déformation de l'acier:  $\epsilon_s = 10,00$  (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $s_s = 434,8$  (MPa)

**Cas ELS  $M_{\max} = 142,90$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 1,12

Position de l'axe neutre:  $y = 23,8$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 137,1$  (cm)

Contrainte maxi du béton:  $s_b = 1,2$  (MPa)

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 21,0$  (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $s_s = 16,8$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$s_{s \text{ lim}} = 250,0$  (MPa)

### Ferraillage de l'Entretoise

#### Armatures transversales (Calcul de Section à l'effort tranchant)

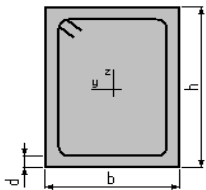
#### 1. Hypothèses :

**Béton:**  $f_{c28} = 35,0$  (MPa)

**Acier:**  $f_e = 500,0$  (MPa)

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Pas de reprise de bétonnage
- Calcul en poutre

#### 2. Section :



$b = 30,0$  (cm)

$h = 150,0$  (cm)

$d = 5,0$  (cm)

#### 3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

N : effort de compression

Cas N <sup>O</sup>	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	659,61	0,00

#### 4. Résultats :

Contrainte tangente maximale  $t_u = 1,5$  (MPa)

Contrainte tangente limite  $t_{u,lim} = 3,5$  (MPa)

#### Armatures transversales

Inclinaison des armatures :  $\alpha = 90$  (deg) Longueur de la travée :  $L = 2,5$  (m)

Armatures d'effort tranchant : Section  $A_t = 1,6$  (cm<sup>2</sup>)

Cadres:  $2 \text{ } \text{Æ} 10$

Espacement :  $S_t = 29,0$  (cm) Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :

Espacement maximum :  $S_{t,max} = 40,0$  (cm)  $13 + 4*25$  (cm)

**Ferraillage de l'Hourdis**  
**Nappe inférieure (Calcul de Section en Flexion Simple)**

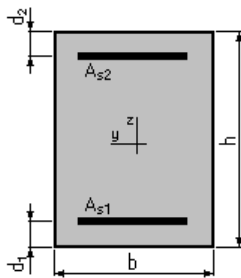
**1. Hypothèses :**

**Béton :  $f_{c28} = 35,0$  (MPa)**

**Acier :  $f_e = 500,0$  (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

**2. Section :**



$b = 100,0$  (cm)

$h = 25,0$  (cm)

$d_1 = 5,0$  (cm)

$d_2 = 5,0$  (cm)

**3. Moments appliqués :**

	$M_{max}$ (kN*m)	$M_{min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	73,00	0,00
Etat Limite de Service	54,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

**4. Résultats :**

**Sections d'Acier :**

Section théorique  $A_{s1} = 8,8$  (cm<sup>2</sup>)

Section théorique  $A_{s2} = 0,0$  (cm<sup>2</sup>)

Section minimum  $A_{s \min} = 3,1$  (cm<sup>2</sup>)

Théorique  $r = 0,44$  (%)

Minimum  $r_{\min} = 0,16$  (%)

**Analyse par Cas :**

**Cas ELU  $M_{max} = 73,00$  (kN\*m)  $M_{min} = 0,00$  (kN\*m)**

Coefficient de sécurité : 1,00 Pivot : A

Position de l'axe neutre :  $y = 2,4$  (cm)

Bras de levier :  $Z = 19,0$  (cm)

Déformation du béton :  $\epsilon_b = 1,37$  (‰)

## ANNEXE D : FERRAILLAGE

---

Déformation de l'acier :  $e_s = 10,00$  (‰)

Contrainte de l'acier : tendue :  $s_s = 434,8$  (MPa)

**Cas ELS**  $M_{\max} = 54,00$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité : 1,47

Position de l'axe neutre :  $y = 6,1$  (cm)

Bras de levier :  $Z = 18,0$  (cm)

Contrainte maxi du béton :  $s_b = 9,9$  (MPa)

Contrainte limite :  $0,6 f_{cj} = 21,0$  (MPa)

Contrainte de l'acier : tendue :  $s_s = 340,5$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier :  $s_s \text{ lim} = 500,0$  (MPa)

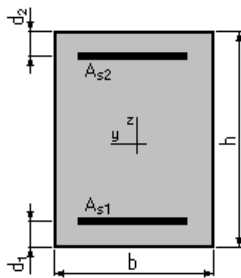
**Ferraillage de l'Hourdis**  
**Nappe supérieure (Calcul de Section en Flexion Simple)**

**1. Hypothèses :**

**Béton :  $f_{c28} = 35,0$  (MPa)      Acier :  $f_e = 500,0$  (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

**2. Section :**



$b = 100,0$  (cm)  
 $h = 25,0$  (cm)  
 $d_1 = 5,0$  (cm)  
 $d_2 = 5,0$  (cm)

**3. Moments appliqués :**

	$M_{max}$ (kN*m)	$M_{min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	56,00	0,00
Etat Limite de Service	43,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

**4. Résultats :**

**Sections d'Acier :**

Section théorique	$A_{s1} = 6,7$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s \min} = 3,1$ (cm <sup>2</sup> )		
Théorique	$r = 0,33$ (%)		
Minimum	$r_{\min} = 0,16$ (%)		

**Analyse par Cas :**

<b>Cas ELU</b>	$M_{max} = 56,00$ (kN*m)	$M_{min} = 0,00$ (kN*m)
Coefficient de sécurité :	1,00	Pivot : A
Position de l'axe neutre :	$y = 1,8$ (cm)	
Bras de levier :	$Z = 19,3$ (cm)	
Déformation du béton :	$\epsilon_b = 1,01$ (‰)	

## ANNEXE D : FERRAILLAGE

---

Déformation de l'acier :  $e_s = 10,00$  (‰)

Contrainte de l'acier tendue :  $s_s = 434,8$  (MPa)

**Cas ELS**  $M_{\max} = 43,00$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité : 1,41

Position de l'axe neutre :  $y = 5,4$  (cm)

Bras de levier :  $Z = 18,2$  (cm)

Contrainte maxi du béton :  $s_b = 8,7$  (MPa)

Contrainte limite :  $0,6 f_{cj} = 21,0$  (MPa)

Contrainte de l'acier : tendue :  $s_s = 353,5$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier :  $s_s \text{ lim} = 500,0$  (MPa)

**Ferraillage du La chevêtre**  
**Calcul de Section en Flexion Simple**

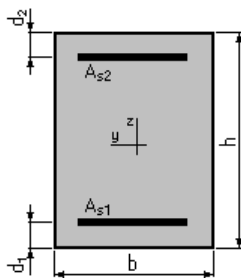
**1. Hypothèses:**

**Béton:**  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)

**Acier:**  $f_e = 500,0$  (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

**2. Section:**



$b = 340,0$  (cm)

$h = 160,0$  (cm)

$d_1 = 5,0$  (cm)

$d_2 = 5,0$  (cm)

**3. Moments appliqués:**

	$M_{max}$ (kN*m)	$M_{min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	0,00	0,00
Etat Limite de Service	-5529,76	0,00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0,00	0,00

**4. Résultats:**

**Sections d'Acier:**

Section théorique  $A_{s1} = 0,0$  (cm<sup>2</sup>)

Section théorique  $A_{s2} = 156,1$  (cm<sup>2</sup>)

Section minimum  $A_{s \text{ min}} = 0,0$  (cm<sup>2</sup>)

théorique  $r = 0,30$  (%)

minimum  $r_{min} = 0,10$  (%)

**Analyse par Cas:**

**Cas ELS**  $M_{max} = -5529,76$  (kN\*m)  $M_{min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre:  $y = 39,8$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 141,7$  (cm)

## ANNEXE D : FERRAILLAGE

---

Contrainte maxi du béton:  $s_b = 5,8$  (MPa)

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 16,2$  (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $s_s = 250,0$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$s_s \text{ lim} = 250,0$  (MPa)

**Calcul de Section en Flexion Simple (MXX MUR EN RETOUR)**

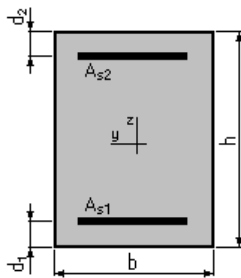
**1. Hypothèses:**

**Béton:**  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)

**Acier:**  $f_e = 500,0$  (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

**2. Section:**



$b = 100,0$  (cm)

$h = 60,0$  (cm)

$d_1 = 5,0$  (cm)

$d_2 = 5,0$  (cm)

**3. Moments appliqués:**

	$M_{max}$ (kN*m)	$M_{min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental )	0,00	0,00
Etat Limite de Service	450,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel )	0,00	0,00

**4. Résultats:**

**Sections d'Acier:**

Section théorique  $A_{s1} = 37,2$  (cm<sup>2</sup>)

Section théorique  $A_{s2} = 0,0$  (cm<sup>2</sup>)

Section minimum  $A_{s\ min} = 5,5$  (cm<sup>2</sup>)

Théorique  $r = 0,68$  (%)

Minimum  $r_{min} = 0,10$  (%)

**Analyse par Cas:**

**Cas ELS  $M_{max} = 450,00$  (kN\*m)  $M_{min} = 0,00$  (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre:  $y = 19,8$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 48,4$  (cm)

Contrainte maxi du béton:  $s_b = 9,4$  (MPa)

## ANNEXE D : FERRAILLAGE

---

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 16,2$  (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $s_s = 250,0$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$s_s \text{ lim} = 250,0$  (MPa)

**Calcul de Section en Flexion Simple (MXX MUR EN RETOUR)**

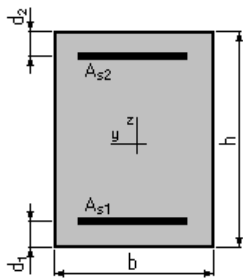
**1. Hypothèses:**

**Béton:**  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)

**Acier:**  $f_e = 500,0$  (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

**2. Section:**



$b = 100,0$  (cm)

$h = 60,0$  (cm)

$d_1 = 5,0$  (cm)

$d_2 = 5,0$  (cm)

**3. Moments appliqués :**

	$M_{max}$ (kN*m)	$M_{min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	450,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

**4. Résultats :**

**Sections d'Acier :**

Section théorique  $A_{s1} = 37,2$  (cm<sup>2</sup>)

Section théorique  $A_{s2} = 0,0$  (cm<sup>2</sup>)

Section minimum  $A_{s \min} = 5,5$  (cm<sup>2</sup>)

Théorique  $r = 0,68$  (%)

Minimum  $r_{\min} = 0,10$  (%)

**Analyse par Cas:**

**Cas ELS**  $M_{max} = 450,00$  (kN\*m)  $M_{min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité : 1,00

Position de l'axe neutre :  $y = 19,8$  (cm)

Bras de levier :  $Z = 48,4$  (cm)

Contrainte maxi du béton :  $s_b = 9,4$  (MPa)

## ANNEXE D : FERRAILLAGE

---

Contrainte limite :  $0,6 f_{cj} = 16,2 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier :

Tendue :  $s_s = 250,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier :

$s_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$

**ANNEXE E**  
**REPARTITION TRANSVERSALE DUE AUX**  
**SURCHARGES**

# ANNEXE E. REPARTITION TRANSVERSALE DUE AUX SURCHARGES

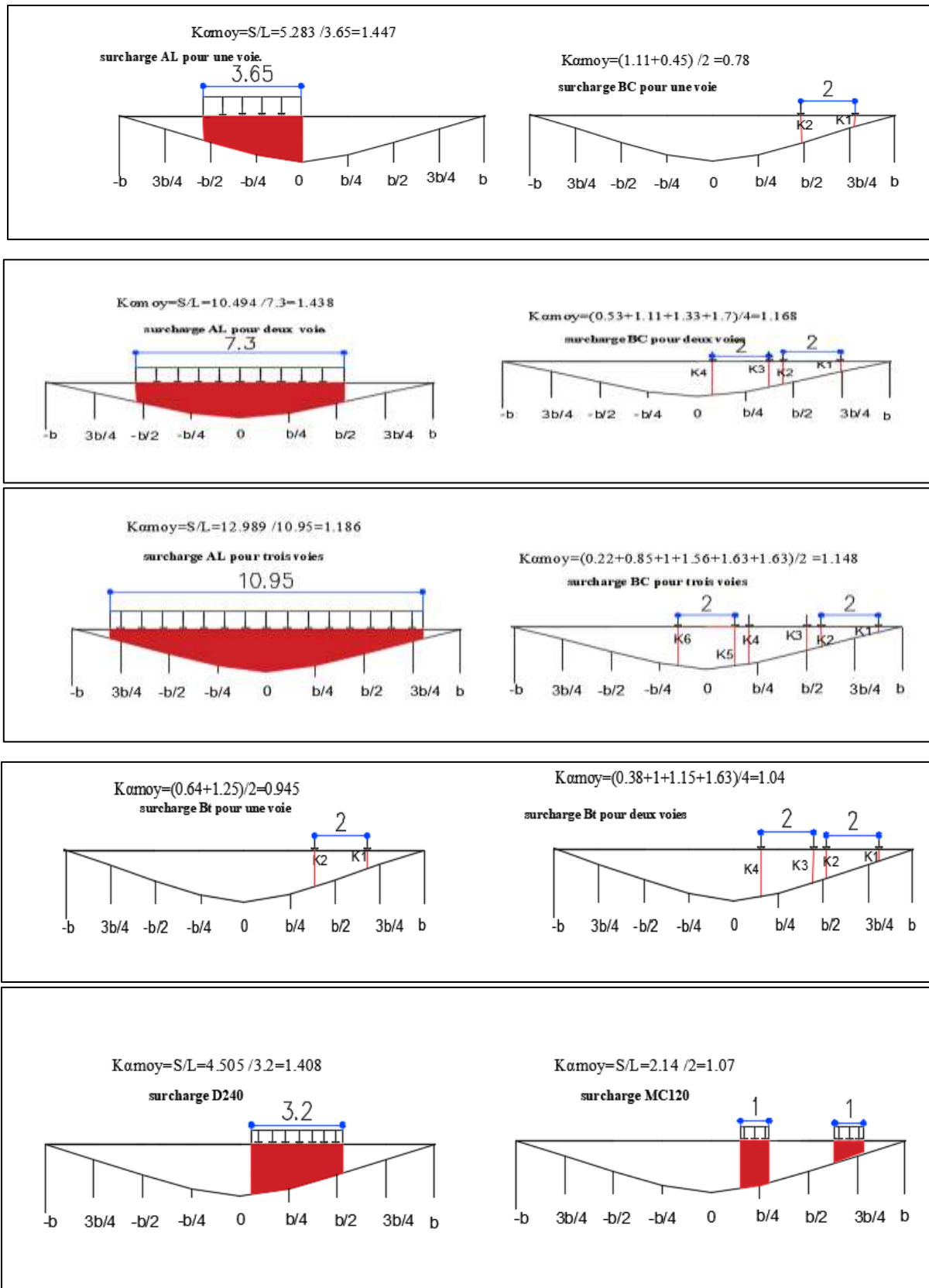


Figure E.1. Calcul de  $K_{amoy}$  pour la poutre 1

## ANNEXE E. REPARTITION TRANSVERSALE DUE AUX SURCHARGES

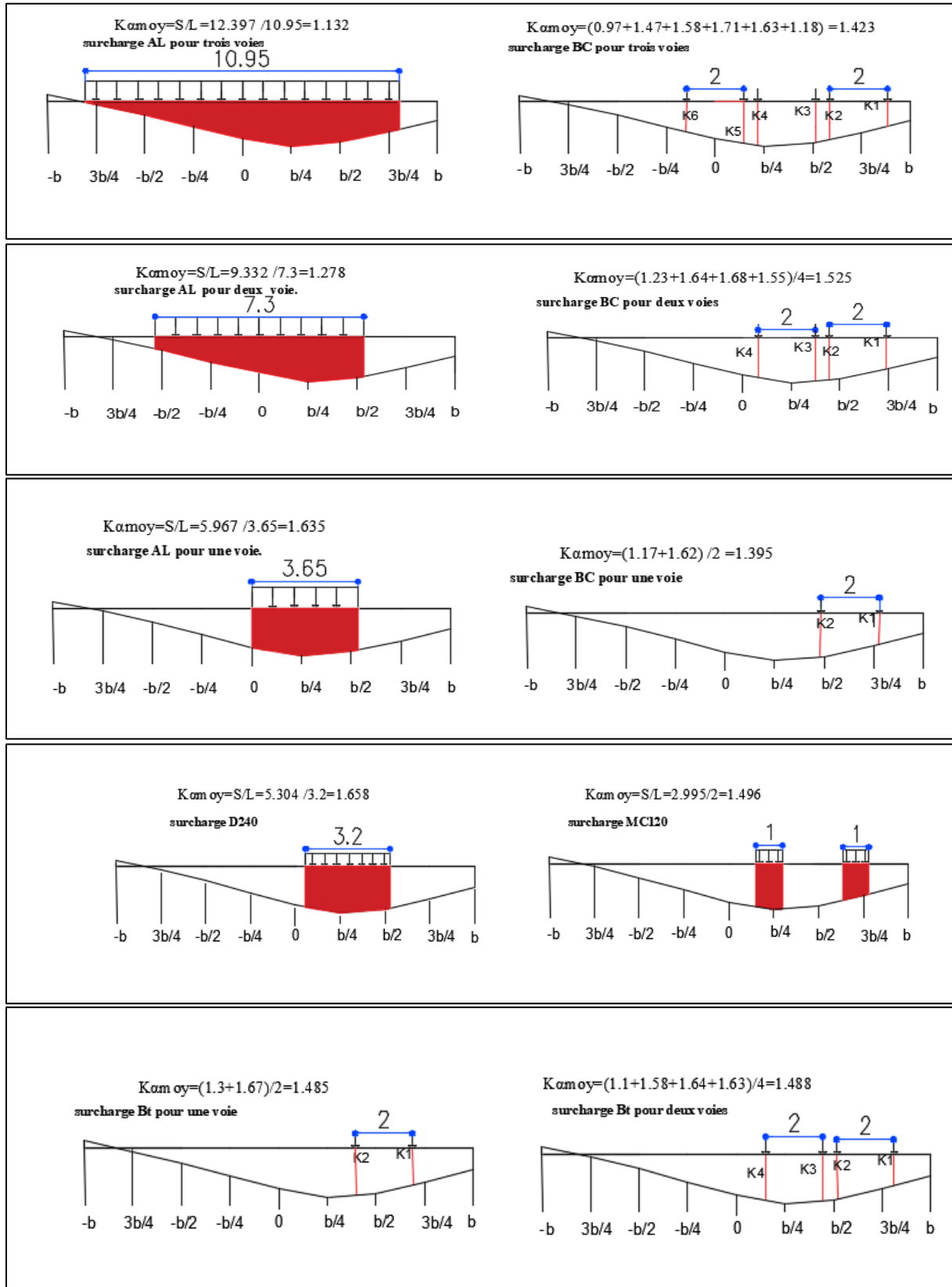


Figure E.2. Calcul de Kamoy pour la poutre 2

## ANNEXE E. REPARTITION TRANSVERSALE DUE AUX SURCHARGES

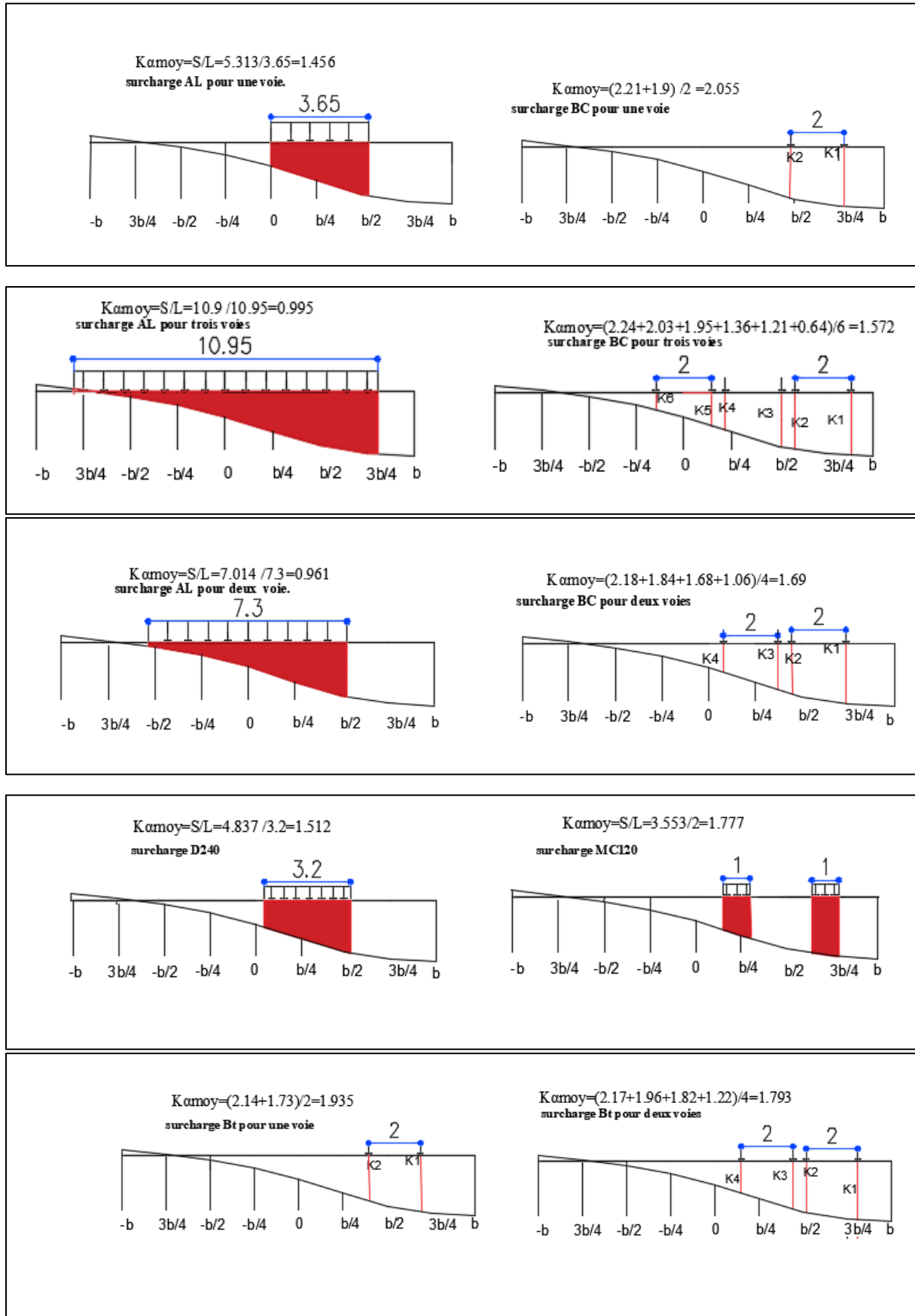


Figure E.3. Calcul de Kamoy pour la poutre 3

# ANNEXE E. REPARTITION TRANSVERSALE DUE AUX SURCHARGES

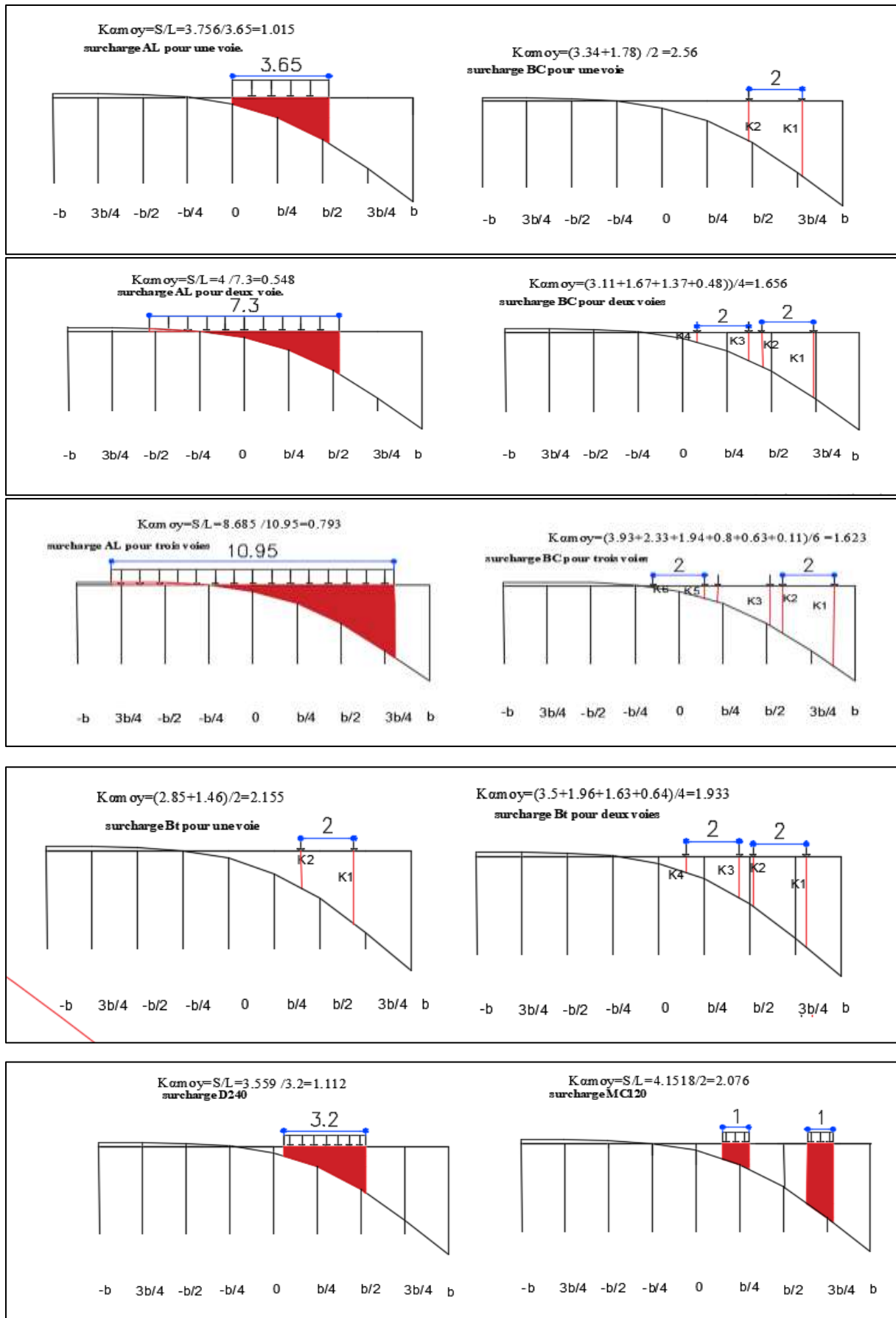


Figure E.4. Calcul de  $K_{amoy}$  pour la poutre 4

## ANNEXE E. REPARTITION TRANSVERSALE DUE AUX SURCHARGES

Tableau E.1.Valeur de Kamoy du de charges A(l) pour chaque poutre

Charge		Surfaces				Kamoy				
		Poutre1	Poutre2	Poutre3	Poutre4	Largeur	Poutre1	Poutre2	Poutre3	Poutre4
A(l)	1 voie	5.283	5.967	5.313	3.756	3.65	1,447	1,635	1,456	1,015
	2voies	10.494	9.332	7.014	4	7.3	1,438	1,278	0,961	0,548
	3voies	12.989	12.397	10.9	8.685	10.95	1,186	1,132	0,995	0,793

Tableau E.2 Valeur de Kamoy du de charges Bc pour chaque poutre

Valeur K	Poutre1	Poutre2	Poutre3	Poutre4	Kamoy Poutre1	Kamoy Poutre2	Kamoy Poutre3	Kamoy Poutre4
Pour une voie chargée								
K1	1.11	1.17	2.21	3.34	0.78	1.395	2.055	2.56
K2	0.45	1.62	1.9	1.78				
Pour deux voies chargée								
K1	0.53	1.23	2.18	3.11	1.168	1.525	1.69	1.656
K2	1.11	1.64	1.84	1.67				
K3	1.33	1.68	1.68	1.37				
K4	1.7	1.55	1.06	0.48				
Pour Trois voies chargée								
K1	0.22	0.97	2.24	3.03	1.148	1.423	1.572	1.623
K2	0.85	1.47	2.03	2.33				
K3	1	1.58	1.95	1.04				
K4	1.56	1.71	1.36	0.8				
K5	1.63	1.63	1.21	0.63				
K6	1.63	1.18	0.64	0.41				

Tableau E.3. Valeur de Kamoy du de charges Bt pour chaque poutre

Valeur K	Poutre1	Poutre2	Poutre3	Poutre4	Kamoy Poutre1	Kamoy Poutre2	Kamoy Poutre3	Kamoy Poutre4
Pour un tandem								
K1	0.64	1.3	2.14	2.85	0.945	1.485	1.935	2.155
K2	1.25	1.67	1.73	1.46				
Pour deux tandem								
K1	0.38	1.1	2.17	3.5	1.04	1.488	1.793	1.933
K2	1	1.58	1.96	1.96				
K3	1.15	1.61	1.82	1.63				
K4	1.63	1.63	1.22	0.64				

Tableau E.4.Valeur de Kamoy du de charges D240 pour chaque poutre

Charge		Surfaces				Kamoy				
		Poutre1	Poutre2	Poutre3	Poutre4	Largeur	Poutre1	Poutre2	Poutre3	Poutre4
D240		4.505	5.304	4.837	3.559	3.2	1.408	1.658	1.512	1.112

Tableau E.5. Valeur de Kamoy du de charges MC120 pour chaque poutre

Charge		Surfaces				Kamoy				
		Poutre1	Poutre2	Poutre3	Poutre4	Largeur	Poutre1	Poutre2	Poutre3	Poutre4
MC120		2.14	2.995	3.553	4.1518	2	1.07	1.496	1.777	2.076

## ANNEXE E. REPARTITION TRANSVERSALE DUE AUX SURCHARGES

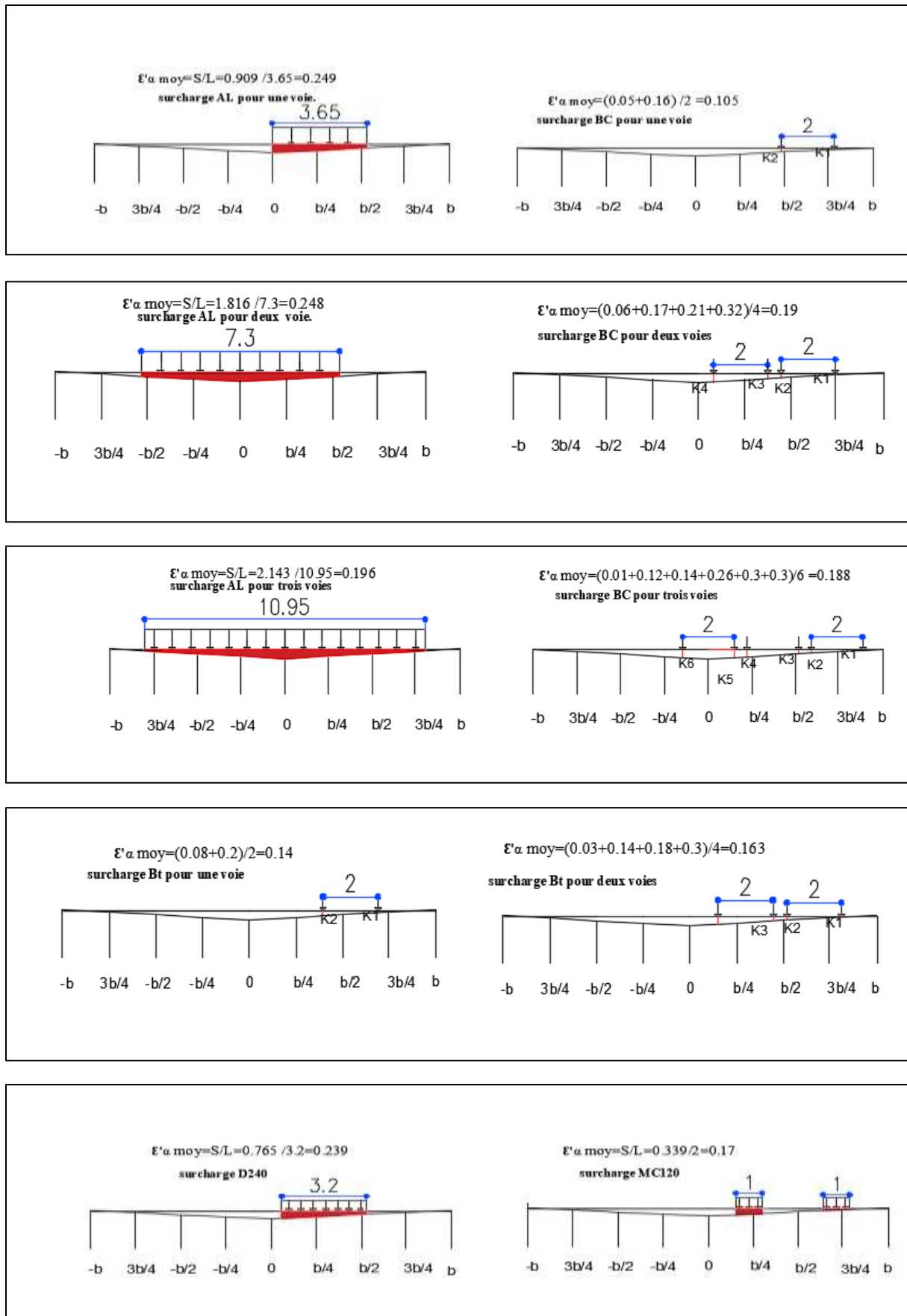


Figure E.5. Calcul de  $\epsilon' \alpha_{\text{moy}}$  pour la poutre 1

## ANNEXE E. REPARTITION TRANSVERSALE DUE AUX SURCHARGES

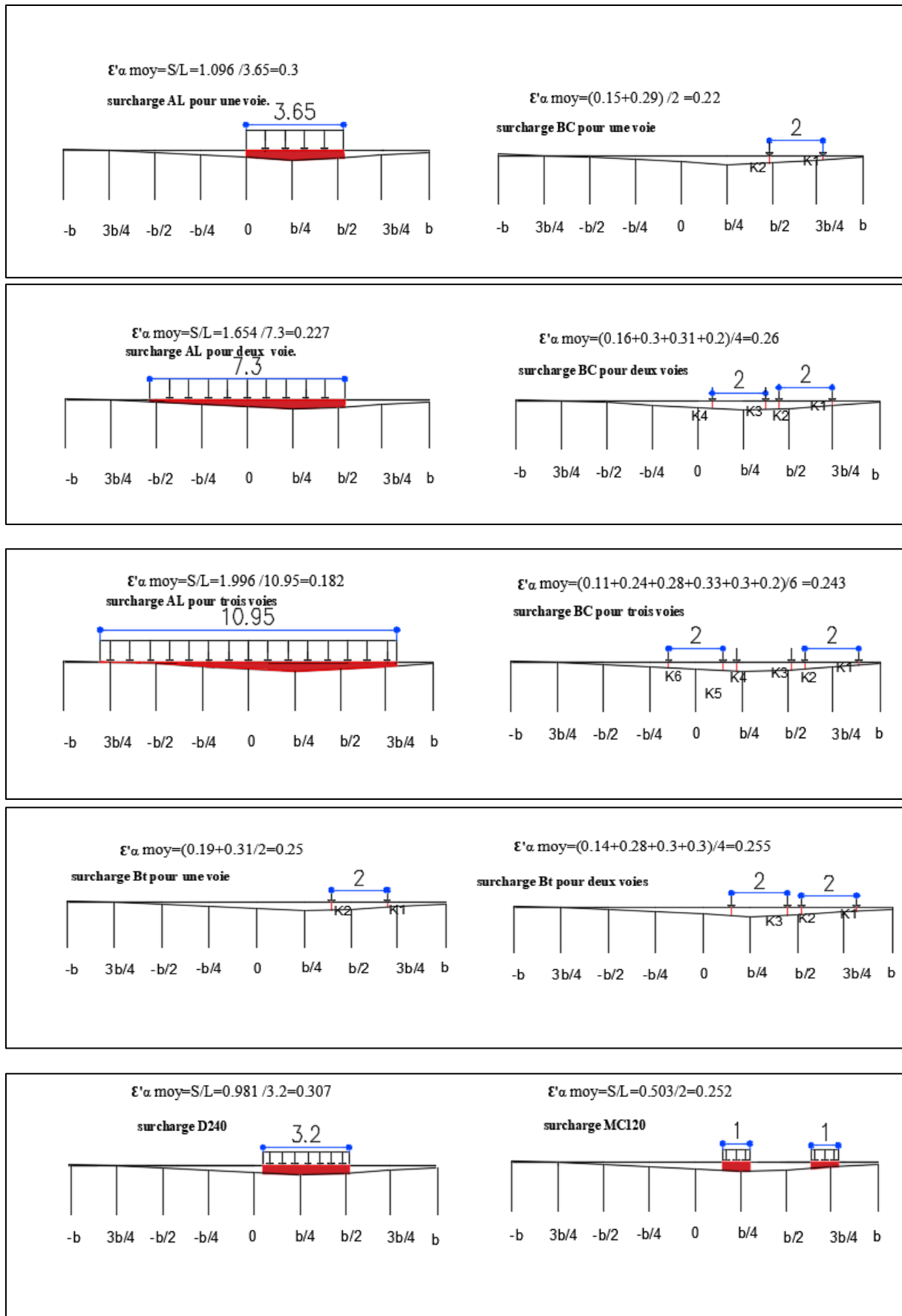


Figure E.6. Calcul de  $\epsilon' \alpha \text{ moy}$  pour la poutre 2

# ANNEXE E. REPARTITION TRANSVERSALE DUE AUX SURCHARGES

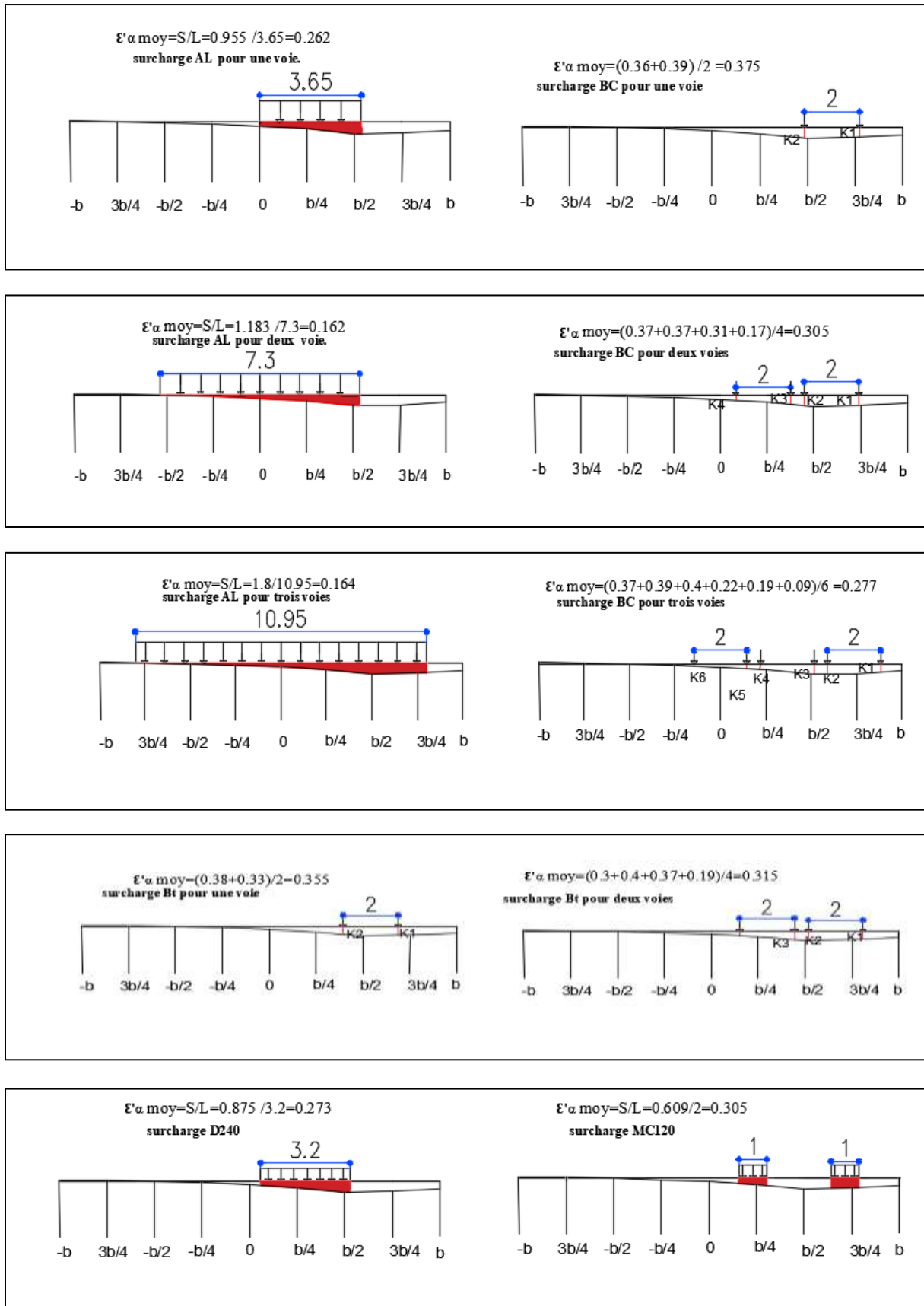


Figure E.7. Calcul de  $\epsilon' \alpha_{\text{moy}}$  pour la poutre 3

# ANNEXE E. REPARTITION TRANSVERSALE DUE AUX SURCHARGES

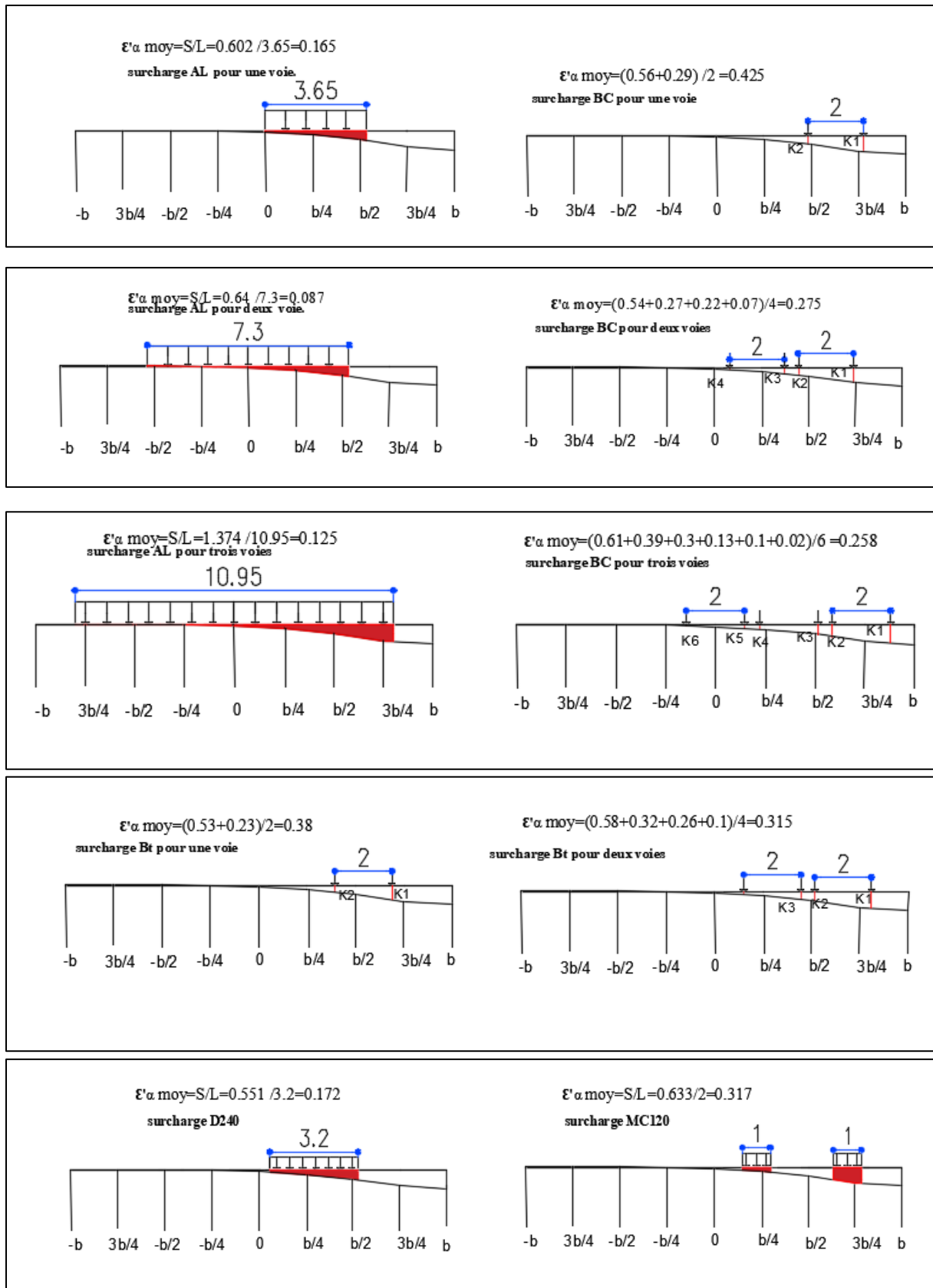


Figure E.8. Calcul de  $\epsilon'_{\alpha \text{ moy}}$  pour la poutre 4

## ANNEXE E. REPARTITION TRANSVERSALE DUE AUX SURCHARGES

Tableau E.6. Valeur de  $\varepsilon'\alpha$  moy du de charges A(l) pour chaque poutre

Charge	Surfaces				Kamoy					
	Poutre1	Poutre2	Poutre3	Poutre4	Largeur	Poutre1	Poutre2	Poutre3	Poutre4	
A(l)	1 voie	0.909	1.096	0.955	0.602	3.65	0.249	0.3	0.262	0.165
	2voies	1.816	1.654	1.181	0.64	7.3	0.248	0.227	0.162	0.087
	3voies	2.143	1.996	1.8	1.374	10.95	0.196	0.182	0.164	0.125

Tableau E.7. Valeur de  $\varepsilon'\alpha$  moy du de charges Bc pour chaque poutre

Valeur K	Poutre1	Poutre2	Poutre3	Poutre4	Kamoy Poutre1	Kamoy Poutre2	Kamoy Poutre3	Kamoy Poutre4
Pour une voie chargée								
K1	0.05	0.15	0.36	0.56	0.105	0.22	0.375	0.427
K2	0.16	0.29	0.39	0.29				
Pour deux voies chargée								
K1	0.06	0.16	0.37	0.54	0.19	0.26	0.305	0.275
K2	0.17	0.3	0.37	0.27				
K3	0.21	0.31	0.31	0.22				
K4	0.32	0.2	0.17	0.07				
Pour Trois voies chargée								
K1	0.01	0.11	0.37	0.61	0.188	0.243	0.277	0.258
K2	0.12	0.24	0.39	0.39				
K3	0.14	0.28	0.4	0.3				
K4	0.26	0.33	0.22	0.13				
K5	0.3	0.3	0.19	0.1				
K6	0.3	0.2	0.09	0.02				

Tableau E.8. Valeur de  $\varepsilon'\alpha$  moy du de charges Bt pour chaque poutre

Valeur K	Poutre1	Poutre2	Poutre3	Poutre4	Kamoy Poutre1	Kamoy Poutre2	Kamoy Poutre3	Kamoy Poutre4
Pour un tandem								
K1	0.08	0.19	0.38	0.53	0.14	0.25	0.355	0.38
K2	0.2	0.31	0.33	0.23				
Pour deux tandem								
K1	0.03	0.14	0.3	0.58	0.163	0.255	0.315	0.315
K2	0.14	0.28	0.4	0.32				
K3	0.18	0.3	0.37	0.26				
K4	0.3	0.3	0.19	0.1				

Tableau E.9. Valeur de  $\varepsilon'\alpha$  moy du de charges D240 pour chaque poutre

Charge	Surfaces				Kamoy				
	Poutre1	Poutre2	Poutre3	Poutre4	Largeur	Poutre1	Poutre2	Poutre3	Poutre4
D240	0.765	0.981	0.875	0.551	3.2	0.239	0.307	0.273	0.172

Tableau E.10. Valeur de  $\varepsilon'\alpha$  moy du de charges MC120 pour chaque poutre

Charge	Surfaces				Kamoy				
	Poutre1	Poutre2	Poutre3	Poutre4	Largeur	Poutre1	Poutre2	Poutre3	Poutre4
MC120	0.339	0.503	0.609	0.663	2	0.17	0.252	0.305	0.317