

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 étude d'un ouvrage d'art sur la liaison
(FREHA - AGHRIBS - AZEFFOUN)
au niveau de la ville de FREHA

Présenté par :

MERDOUD Mohamed

Encadré par :

Mr AMIEUR Mohamed

Promotion 2022 /2023

REMERCIEMENTS

*Je tiens tout d'abord, à remercier mon encadreur **M. AMIEUR Mohamed** pour ses conseils et sa disponibilité tout au long de la période de préparation de mon mémoire PFE.*

*Je souhaite exprimer ma profonde gratitude envers **Mr. MERDOUD Mohamed Laid** pour ses conseils précieux et sa disponibilité inestimable tout au long de mon processus de préparation de mon mémoire de fin d'études.*

Mes vifs remerciements vont également au corps professoral et administratif de l'Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics « Francis JEANSON » pour leur professionnalisme et la qualité de leurs enseignements.

Sans oublier d'adresser mes chaleureux remerciements aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils vont porter pour examiner ce modeste travail.

*Enfin, à tous ceux qui ont apporté leur aide et leur encouragement, qu'ils soient proches ou éloignés, notamment **Mr. ZOURGUI Nadjib** dans l'élaboration de ce travail, je tiens à vous dire...*

MERCI.

MERDOUD MOHAMED

Dédicace

Je dédie ce modeste travail

A mon cher papa,

A ma chère maman,

Il est impossible de mettre en mots toute la gratitude et l'amour que je ressens à votre égard. Votre soutien inconditionnel et votre amour sans limite ont été les piliers de ma vie et de mon parcours.

A mes chères sœurs Amina, Kenza et Maïssa pour leurs soutiens et leurs conseils précieux tout au long de mes études,

A mon copain de chambre Fares ainsi que tous mes amis et membres de ma famille et toutes les personnes qui me sont chères,

À tous mes camarades de la promotion, à toute la famille ENSTP,

À tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail,

Que chacun d'entre eux perçoive ma plus grande reconnaissance et ma profonde gratitude à travers ces mots.

Mouh

ملخص

يندرج هذا العمل في إطار تصميم و دراسة جسر بطول 325 متر تقريبا، يعتبر هذا الجسر جزء من مشروع انجاز الطريق الرابط بين الطريق المؤدية من مدينة أرفون إلى مدينة فرحة على مسافة 28 كم. بدأنا عملنا بتقديم المشروع و بعدها الى التصميم العام للمشروع. بحيث قمنا بإعطاء اقتراحين ممكنة وبالرجوع الى معايير التصميم المتبعة من طرف مكاتب الدراسات حددنا الاقتراح الاكثر ملائم. ثم انتقلنا إلى دراسة مختلف عناصر الجسر و هي كما يلي : تقييم الأحمال – دراسة الخرسانة مسبقة الإجهاد – دراسة العناصر الأخرى لسطح الجسر. في النهاية قمنا بتصميم و دراسة الأجزاء السفلية من الأرصفة و الدعائم. للتذكير قمنا بالاستعانة ببرنامج رويو 2018 من أجل دراسة هذا المشروع.

الكلمات المفتاحية: التصميم، الجسر، الخرسانة مسبقة الإجهاد، الأحمال، البنية التحتية.

Résumé

L'objectif de ce mémoire PFE consiste à concevoir et étudier un pont d'une longueur d'environ 325 m, l'ouvrage fait partie du projet de réalisation de la liaison routière reliant la ville de AZEFFOUNE à la ville de FREHA sur 28 km. Nous avons entamé notre travail par une présentation du projet et nous avons dressé par la suite à la conception générale, dont laquelle on a proposé 2 variantes, puis le choix de la variante la plus avantageuse en se basant sur plusieurs critères. Ensuite, nous avons réalisé une étude minutieuse du tablier, à savoir l'évaluation des charges et surcharges, l'étude de la précontrainte, l'étude des éléments du tablier. Enfin la conception et l'étude de l'infrastructure de l'ouvrage : les piles – les culés. La modélisation a été établie par le logiciel ROBOT2018.

Mots clés : Conception et étude de pont, Pré-dimensionnement, béton précontraint, Equipement de pont, Infrastructure.

Abstract

This work consists of designing and studying a bridge with a length of approximately 325 m. The project is part of the road link construction project connecting the city of Azeffoune to the city of Fréha over a distance of 28 km. We started our work with a project presentation, followed by the development of a general design that included two proposed variants. The selection of the most advantageous variant was based on multiple criteria. Next, we conducted a detailed study of the deck, which involved evaluating loads, analyzing prestressing, and studying deck elements. Finally, we focused on the design and study of the infrastructure, including the piers and abutments. The software ROBOT2018 was used for modeling this bridge.

Key words: conception and design the bridge, predimensioning, concert prestressing, Equipment of the bridge, infrastructure.

LISTE DES SYMBOLES ET ABREVIATIONS

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

CP : charges permanentes.

BPEL : Béton précontrainte aux Etats limites.

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

VSP : Voussoir sur pile.

VC : Voussoir à la clef.

VSC : Voussoir sur la culée

12T15s : douze (12) torons de quinze (15) fils.

f_{lim} : Contrainte de compression limite.

f_{max} : Contrainte maximal de compression, à ne pas dépasser.

F_{prg} : Résistance ultime a garantie.

F_{peg} : Résistance limite élastique a garantie

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

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

σ_p : contrainte de compression admissible de l'appareils d'appuis

G : module de cisaillement

K : la Raideur Sa : Le spectre de réponse élastique

σ_{bc} : Contrainte de compression admissible.

σ_{bt} : Contrainte de traction admissible.

HA : Haute adhérence.

St : Espacement des armatures.

M_p : Masse des piles.

M_T : Masse du tablier.

F_L : Force séismique longitudinale.

F_T : Force séismique transversale.

H_T : Force dû au déplacement horizontal induit par la variation de la température.

H_{flv} : Force dû au déplacement horizontal induit par les effets du retrait et de fluage.

E : Le module d'élasticité longitudinal

Δσ_{insta} : La perte de tension instantanée

Δσ_{déf} : La perte de tension déferée

ΔP : la perte de tension

τ : contrainte tangentielle.

A_s : la section des armatures

f : la flèche

T : la période

ε : coefficient de dilatation

λ : L'élancement

K_h : coefficient sismique horizontal ;

k_v : coefficient sismique vertical.

K_{ad} : coefficient de poussée

SOMMAIRE

Table des matières	
REMERCIEMENTS	2
LISTE DES SYMBOLES ET ABREVIATIONS	5
LISTE DES TABLEAUX	10
LISTE DES FIGURES	12
INTRODUCTION GENERALE	15
CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET	17
I.1 INTRODUCTION :	17
I.2 PRESENTATION DE PROJET :	18
I.2.1 Situation du projet :	18
I.2.2 Liaison AZEFOUNE-AGHRIB-FREHA sur 28 Km :	18
I.2.3 L'obstacle à franchir :	18
I.2.4 Caractéristiques de l'ouvrage :	18
I.3 LES DONNEES DE L'OUVRAGE :	19
I.3.1 Données fonctionnelles :	19
I.3.2 Données naturelles	19
I.3.3 Conclusion	21
CHAPITRE II : CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT	23
II.1 INTRODUCTION	23
II.2 PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES	23
II.2.1 Variante 01 « Pont voussoirs a hauteur constante en béton précontraint construit par encorbellements successifs coulé en place »	23
II.2.2 Variante 02 « Pont à poutres précontraintes du type VIPP »	24
II.3 Analyse multicritères	26
II.4 CONCLUSION	27
CHAPITRE III : ANALYSE DES CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL	29
III.1 INTRODUCTION	29
III.2 NORMES ET REGLES DE CALCUL	29
III.3 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX	29
III.3.1 Béton	29
III.3.2 Acier	29

III.3.3	Contraintes admissibles.....	30
III.4	EVALUATION DES ACTIONS.....	31
III.4.1	Les actions.....	31
III.5	Conclusion	38
CHAPITRE IV :	Répartition longitudinale des efforts	40
IV.1	Introduction :.....	40
IV.2	Charges permanentes :	40
IV.3	Surcharge A(l) :.....	40
IV.4	Surcharge B _c :	41
IV.5	Surcharge B _t :	42
IV.6	Surcharge Mc120 :	42
IV.7	Surcharge D240 :	42
CHAPITRE V :	REPARTITION TRANSVERSAL DES EFFORTS	44
V.1	INTRODUCTION	44
V.2	DETERMINATION DES PARAMETRES DE CALCUL.....	44
V.2.1	Définition des paramètres de calcul	44
-	Position active des poutres :	44
V.2.2	Les caractéristiques géométriques :.....	45
V.2.3	Paramètre d'entretoisement Θ	45
V.2.4	Paramètre de torsion α	45
V.2.4.1	Rigidité torsionnelle de la dalle γ_e	45
V.2.4.2	Rigidité torsionnelle de la poutre γ_p	46
V.2.5	Coefficient de répartition transversale K	47
V.2.6	Détermination de la poutre la plus sollicitée7	50
V.3	RESUME :.....	50
CHAPITRE VI :	MODELISATION	52
VI.1	INTRODUCTION	52
VI.2	MODELISATION DE L'OUVRAGE.....	52
VI.2.1	Modélisation des éléments de l'ouvrage	52
VI.2.2	Etude comparative :.....	54
VI.3	CONCLUSION.....	54
CHAPITRE VII :	Etude de la Précontrainte.....	57
VII.1	INTRODUCTION	57

VII.2	DONNEES DE CALCUL.....	57
VII.3	DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTES.....	59
VII.3.2	Détermination de nombre de câble.....	59
VII.4	TRACE DES CABLES DE PRECONTRAINTES :	61
VII.5	CALCUL DES PERTES DE TENSION DANS LES CABLES :.....	65
VII.5.1	PERTES INSTANTANEEES :.....	65
VII.5.2	Les pertes de tension différées :	67
VII.6	LA VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALE A L'ELS :	68
VII.7	VERIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES.....	71
VII.7.1	Vérification vis-à-vis de l'ELS.....	71
VII.7.2	Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU.....	71
VII.8	ARMATURES PASSIVES DES POUTRES	72
VII.8.1	Armatures passives des zones tendues	72
VII.8.2	Les armatures de peau	72
CHAPITRE VIII :	ETUDE DU TABLIER.....	75
VIII.1	INTRODUCTION	75
VIII.2	FLECHES ET CONTRE FLECHES	75
VIII.2.1	Flèche due au poids propre.....	75
VIII.2.2	Contre flèche due à la précontrainte.....	75
VIII.2.3	Flèche maximale à ELS.....	76
VIII.2.4	Flèche due à la construction	76
VIII.2.5	Flèche totale.....	76
VIII.3	ETUDE DE L'HOURLDIS.....	77
VIII.3.1	Ferraillage sous la flexion transversale	77
VIII.4	CONCLUSION.....	79
CHAPITRE IX :	Etude géotechnique :	81
IX.1	Introduction :	81
IX.2	Données de laboratoire :	81
IX.3	Calcul de capacités portantes : (Fascicule 62 titre V).....	81
IX.3.1	Pression limite nette équivalente :	82
IX.3.2	Résistance de pointe :	83
IX.3.3	Frottement latéral :	83
IX.3.4	Combinaisons :	83

IX.4	Conclusion :	84
CHAPITRE X : ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DU PONT		86
X.1	INTRODUCTION	86
X.2	CLASSIFICATION DE L'OUVRAGE SELON « RPOA »	86
X.3	ANALYSE MONOMODALE SPECTRALE	86
X.3.1	EVALUATION DE LA RAIDEUR TOTALE K	87
X.4	COMBINAISON DES COMPOSANTES DE L'ACTION SISMIQUE	91
X.5	APPAREIL D'APPUIS	92
X.5.1	Aire de l'appareil d'appui	92
X.5.2	Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui T	93
X.5.3	Dimensionnement des frettes	93
X.5.4	Vérifications des appareils d'appui selon RPOA 2008	93
X.6	DES D'APPUIS	95
X.6.1	Dimensionnement des dés d'appuis	95
X.6.2	Ferraillage des dés d'appuis	95
X.6.3	Les plaques de fixation	96
X.7	JOINT DE CHAUSSEE	96
X.7.1	Calcul de souffle	96
X.7.2	Type de joint	97
X.8	RESUME	97
CHAPITRE XI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE		100
XI.1	INTRODUCTION	100
XI.2	ETUDE DE LA PILE	100
XI.2.1	Conception de la pile/documents SETRA	100
XI.2.2	Etude des éléments de la pile	101
XI.3	Etude des pieux	108
XI.3.1	Nombre des pieux	109
XI.3.2	Actions sur les pieux	109
XI.4	ETUDE DE LA CULEE	111
XI.4.1	Conception des culées	111
➤	Choix de type de culée	111
XI.4.2	Ferraillage des éléments de la culée	113
XI.5	Résumé	119

CONCLUSION GENERALE : 121

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II-1 Devis estimatif de la Variante 01.	27
Tableau III-1 Caractéristique du béton.....	29
Tableau III-2 Poids de la poutre.....	32
Tableau III-3 Poids du tablier.....	32
Tableau III-4 Les compléments de charges permanentes CCP.....	32
Tableau III-5 Estimation du poids dû aux CCP et poids total G.....	32
Tableau III-6 Largeur roulable et la largeur chargeable.....	33
Tableau III-7 Les coefficients a_1	34
Tableau III-8 Résultat de calcul de $A(l)$	34
Tableau III-9 Résultat de calcul de B_c	35
Tableau III-10 Résultat de calcul de B_t	36
Tableau III-11 Résultat de calcul de B_r	36
Tableau III-12 Résultat de calcul de M_{c120}	37
Tableau III-13 Résultat de calcul de coefficient de majoration dynamique.....	38
Tableau III-14 Résultats force de freinage de $A(l)$	38
Tableau V-1 Valeur des positions actives des poutres.....	44
Tableau V-2 Valeurs de $K\alpha$	48
Tableau V-3 Valeur de $K\alpha$ pour chaque poutre.....	48
Tableau V-4 Tableau récapitulatif de la répartition des moments transversalement.....	50
Tableau V-5 Combinaisons de charge à ELS et à ELU.....	50
Tableau VI-1 Comparaison entre les résultats manuels et automatiques.....	54
Tableau VII-1 Calcul de P_{min}	59
Tableau VII-2 Contraintes admissibles et caractéristique du beton pour chaque phase.....	60
Tableau VII-3 Résultats de vérification des contraintes.....	61
Tableau VII-4 Les résultats de f et R et β	64
Tableau VII-5 Les résultats de calcul des pertes par frottements.....	66
Tableau VII-6 Les résultats de calcul des pertes par glissement d'ancrage.....	66
Tableau VII-7 Valeurs des Pertes par déformation instantanée du béton.....	66
Tableau VII-8 Résultats de pertes par retrait.....	67
Tableau VII-9 Les résultats de calcul des pertes par fluage.....	67
Tableau VII-10 Résultats de pertes par relaxation.....	68
Tableau VII-11 Résultat final des pertes.....	68
Tableau VII-12 Caractéristiques des sections.....	68
Tableau VII-13 l'emplacement de la précontrainte d_{moy}	69
Tableau VII-14 Les contraintes admissibles.....	69
Tableau VII-15 Les valeurs de la contrainte normale à l'ELS pour chaque phase.....	70
Tableau VIII-1 Section d'acier de l'hourdis.....	78
Tableau IX-1 Tableau récapitulatif des résistances du sol.....	84
Tableau X-1 Raideurs dynamiques longitudinales des appuis.....	88
Tableau X-2 Distribution des forces sismiques longitudinales sur chaque appui.....	89
Tableau X-3 Distribution des forces sismiques transversal sur chaque appui.....	91
Tableau X-4 Effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble.....	92
Tableau XI-1 Implantation et hauteurs des piles.....	100
Tableau XI-2 Moments maximaux a l'ELS et a l'ELU.....	103

Tableau XI-3 Efforts combinés maximaux sur fût (axe sous fût)	105
Tableau XI-4 Vérification du flambement de la pile la plus haute.	106
Tableau XI-5 Combinaisons d'efforts max (axe sous semelle)	107
Tableau XI-6 Récapitulatifs des réactions max aux pieux	108
Tableau XI-7 Valeurs de WARNER	109
Tableau XI-8 Valeurs de Moment fléchissant a ELU, ELS et ELA	110
Tableau XI-9 Dimensions des éléments de la culée.....	112
Tableau XI-10 combinaison des efforts	113
Tableau XI-11 Valeurs de MP/K en fonction de h.....	115
Tableau XI-12 Evaluation des efforts de la dalle de transition	116
Tableau 0-1 Résultats calcul des Kamoy de A(1).....	125
Tableau 0-2 Résultats calcul des Kamoy de Bt	125
Tableau 0-3 Résultats calcul des Kamoy de MC120	125
Tableau 0-4 Résultats calcul des Kamoy de MC120	125
Tableau 0-5 Résultats calcul des Kamoy de Bc.....	126
Tableau 0-6 Evaluation des charges pour 2 travées	128

LISTE DES FIGURES

Figure III-1 Système de chargement Bc.....	35
Figure III-2 Système de chargement Bt	35
Figure III-3 Système de chargement Br.....	36
Figure III-4 Système de chargement Mc120.....	36
Figure III-5 Système de chargement D240.....	37
Figure V-1 Positions fictives des poutres.....	44
Figure V-2 Section équivalente.....	46
Figure V-3 Représentation de $K\alpha$ pour chaque poutre.....	48
Figure V-4 Calcul des surfaces et des distances sous AUTOCAD.....	49
Figure VI-1 Modélisation des poutres et hourdis.....	52
Figure VI-2 Modélisation des appuis.....	53
Figure VI-3 Moment sous le poids d'une poutre.....	53
Figure VI-4 Moment sous le poids propre.....	53
Figure VI-5 Moment max a l'ELS (G+D240).....	53
VI-6 Moment max à l'ELS (G+D240).....	53
Figure VI-7 Moment max à l'ELU (1.35G+1.35D240).....	54
Figure VII-1 Classe de calcul / BPEL.....	58
Figure VII-2 Disposition des câbles à l'about.....	62
Figure VII-3 Disposition des câbles à mi-travée.....	62
Figure VII-4 Dispositions constructives des câbles de précontrainte.....	63
Figure VII-5 Tracer du câble.....	63
Figure VII-6 Tracés des câbles.....	64
Figure VII-7 Ferrailage passif de la poutre.....	72
Figure VIII-1 Flèche max de la poutre due au poids propre (G).....	75
Figure VIII-2 Contre flèche max de la poutre due à la mise en tension de la précontrainte....	76
Figure VIII-3 Flèche max de la poutre à ELS.....	76
Figure VIII-4 Modélisation de l'hourdis sous ROBOT.....	77
Figure VIII-5 Diagramme du moment à l'ELS : $G + 1.2 Bt^2$	78
Figure VIII-6 Diagramme du moment à l'ELU : $1.35G + 1.6 Bt^2$	78
Figure VIII-7 Ferrailage de la dalle (coupe transversale).....	79
Figure IX-1 Comportement d'un pieu soumis à une charge.....	81
Figure X-1 Séisme longitudinale.....	88
Figure X-2 Séisme transversal.....	90
Figure X-3 Dimensions de l'appareil d'appui.....	93
Figure X-4 Ferrailage du dé d'appui.....	96
Figure XI-1 Pré-dimensionnement de la pile.....	101
Figure XI-2 Modélisation du chevêtre.....	102
Figure XI-3 Moments max a l'ELS.....	102
Figure XI-4 Moments max a l'ELU.....	102
Figure XI-5 Efforts tranchants max a l'ELS.....	103
Figure XI-6 Efforts tranchants max a l'ELU.....	103
Figure XI-7 Ferrailage du chevêtre.....	105
Figure XI-8 Ferrailage des fûts.....	106
Figure XI-9 Ferrailage des pieux.....	110

Figure XI-10 Dimensions de la culée.....	112
Figure XI-11 Les moments maximaux à l'ELS.....	117
Figure XI-12 Les efforts normaux max à l'ELS.....	118
Figure XI-13 Ferrailage des éléments de la culée.....	119

INTRODUCTION GENERALE

Avec l'évolution et la modernisation du monde, un secteur d'activité a joué un rôle crucial dans son développement, tant sur le plan économique que sur le plan architectural : les travaux publics. Ce secteur est principalement axé sur le développement des infrastructures de transport, ce qui implique généralement la construction d'un grand nombre d'ouvrages d'art tels que les ponts, qui feront l'objet d'une étude détaillée dans ce travail modeste.

En général, un pont est une structure élevée qui permet à une voie de circulation de traverser un obstacle naturel (vallée, rivière, etc.), artificiel (barrage, etc.) ou une autre voie de circulation. L'objectif de l'ingénieur est de répondre à la question suivante : comment construire un ouvrage qui assure parfaitement sa fonction tout en minimisant les coûts ?

Le présent mémoire de fin d'études consiste à concevoir et dimensionner un viaduc d'une longueur de 325 m, appartenant au projet de la liaison entre FREHA et AZEFFOUNE dans la Wilaya de TIZI OUZOU, abordé ci-dessus.

D'où et pour une meilleure structure de 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 troisième partie a été consacrée à étude détaillée de la superstructure, étude sismique et de l'infrastructure.

Le mémoire se termine par une conclusion générale mettant en avant les principaux points retenus durant ce travail.

PRESENTATION DU PROJET

CHAPITRE I : **PRESENTATION DU PROJET**

I.1 INTRODUCTION :

Les ponts sont des structures importantes permettant aux voies de circulation de franchir des obstacles naturels ou artificiels. L'objectif de l'ingénieur est de faire la conception et l'étude des ouvrages qui assurent un service optimal tout en respectant un coût optimal.

La réalisation d'un ouvrage d'art répondant à ces exigences est possible grâce à la consultation des normes, guides, livres et recommandations d'experts, ainsi qu'en s'appuyant sur sa propre expérience. Ces références et connaissances permettent à l'ingénieur de prendre des décisions éclairées et de mettre en œuvre des solutions appropriées lors de la conception et de la construction de l'ouvrage.

Ce mémoire de Projet de Fin d'Études présente la conception et l'étude d'un pont routier sur la liaison AZEFFOUN-AGHRIB-FREHA, réalisé par COSIDER OA. Il s'inscrit dans le cadre de notre formation d'ingénieur à l'école nationale supérieure des travaux publics. Le pont routier étudié dans ce projet constitue une contribution significative à l'amélioration des infrastructures de transport dans cette région.

Il s'agit d'une liaison routière non urbaine à deux voies, avec une largeur de 11 mètres qui peut être supportée par un seul tablier. Toutes les analyses, calculs et résultats de ce projet sont présentés en détail dans le document.

Ce mémoire est structuré en plusieurs parties clés :

- La première partie présente l'ouvrage étudié ainsi que sa conception.
- La deuxième partie se concentre sur l'évaluation des charges et surcharges qui affectent notre ouvrage.
- La troisième partie approfondit l'étude de la superstructure, y compris l'analyse sismique, ainsi que celle de l'infrastructure.

Chacune de ces parties examine en détail les aspects spécifiques liés à la conception, à la sécurité et à la résistance de l'ouvrage étudié.

Le mémoire conclut en mettant en avant les points clés retenus tout au long de l'étude réalisée, résumant ainsi les principales conclusions du travail.

I.2 PRESENTATION DE PROJET :

I.2.1 Situation du projet :

Notre projet consiste à la conception et au dimensionnement d'un ouvrage de franchissement l'oued DISS qui fait partie de la liaison routière de Tizi Ouzou de 28km reliant AZEFFECTOUNE à FREHA en passant par AGHRIB.

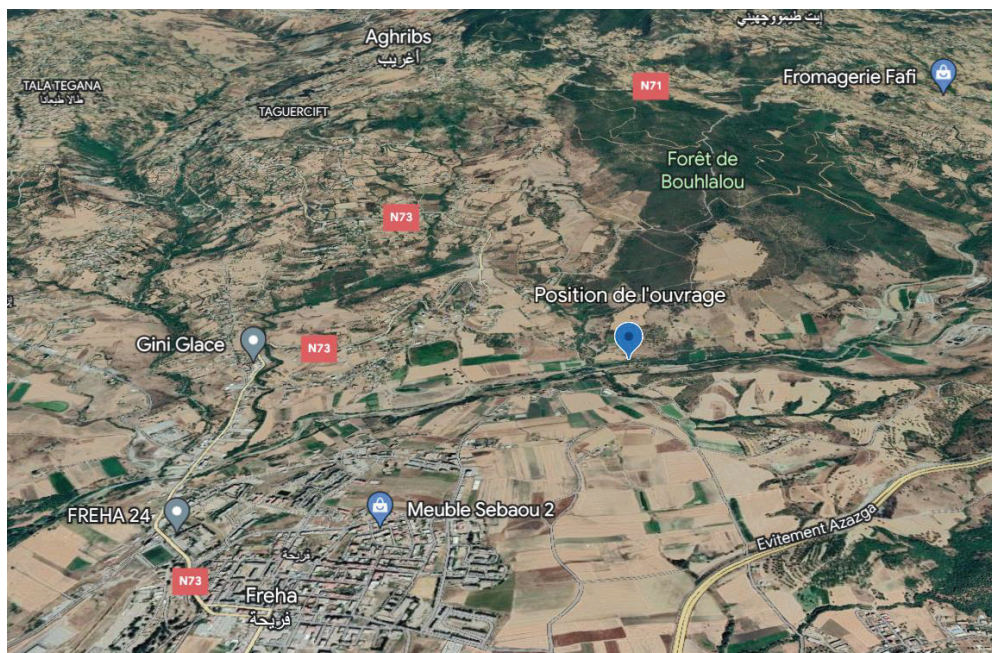
I.2.2 Liaison AZEFFECTOUNE-AGHRIB-FREHA sur 28 Km :

L'objectif de construction de la liaison AZEFFECTOUNE-AGHRIB-FREHA est de relier les trois communes par une infrastructure en adéquation avec l'importance du trafic engendrant ainsi :

- Franchissement du OUED DISS
- Réduire les coûts d'exploitation des véhicules.
- Gain du temps, de sécurité et du confort pour les usagers.
- Répondre à la demande du trafic et aux besoins en matière de transport, notamment vers le port d'AZEFFECTOUNE.

I.2.3 L'obstacle à franchir :

L'obstacle sur lequel notre ouvrage va être conçu et réalisé, représente une morphologie plate à vallonné avec la présence d'un oued « OUED DISS ».



I.2.4 Caractéristiques de l'ouvrage :

Les caractéristiques de l'ouvrage sont :

- Longueur totale qui traverse une ouverture de brèche de **325 m**.
- **PK 01+350 AU PK 01+675**
- Largeur de tablier : **11 m**.
- La largeur de la chaussée : **8 m**.
- La pente : **-1.16 %**.

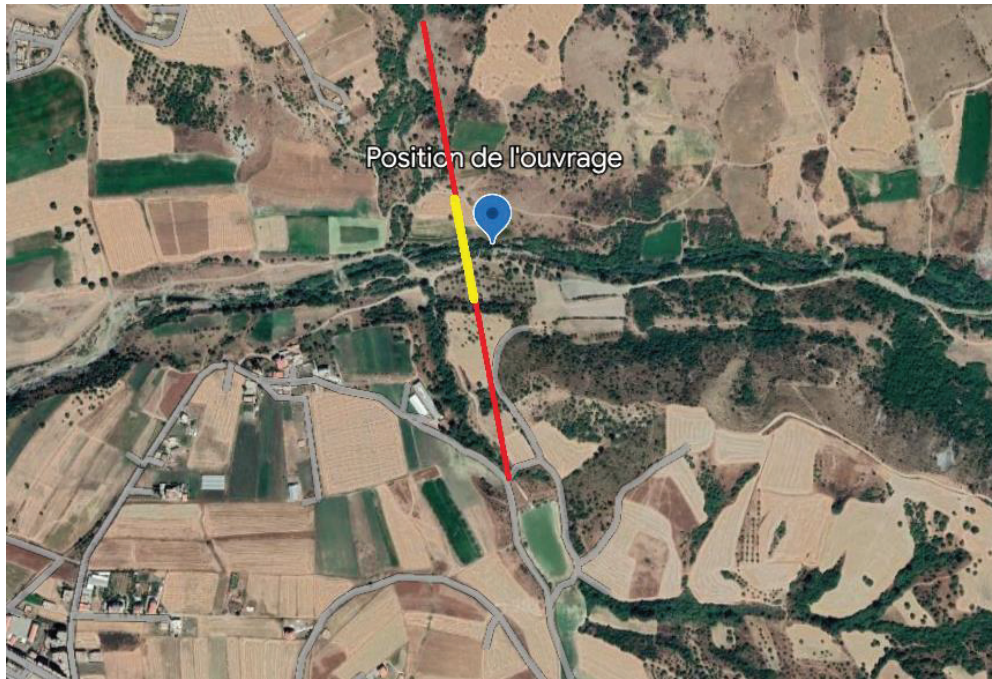
I.3 LES DONNEES DE L'OUVRAGE :

I.3.1 Données fonctionnelles :

I.3.1.1 Tracer en plan :

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

- L'ouverture de la brèche est d'environ de 325m.



I.3.1.2 Profil en long :

Longitudinalement, le tracé de la route présente les caractéristiques suivantes :

- Ligne droite de pente $P = -1.16 \%$.
- Le gabarit de l'ouvrage n'est pas conditionné par les contraintes fonctionnelles.

I.3.1.3 Profil en travers :

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et l'équipement de la voie dans le sens transversal.

Le profil en travers de notre chaussée est défini par :

- La largeur du tablier est de 11 m.
- La largeur de la chaussée est de 8 m.
- Deux (2) voies de circulation de 3.5 m de largeur pour chacune.
- Sur-largeurs de 1m.
- Deux (2) barrières de 1.5 m des deux côtés.
- Avec un dévers de 2.5%.

I.3.2 Données naturelles

I.3.2.1 Topographie

D'après le levé topographique et la visite du site effectuée permet de dire que le projet est implanté dans une zone plate et vaste .

I.3.2.2 Sismicité du site

Selon « RPOA 2008 », cette section est classée en zone **IIa** (une zone de sismicité moyenne), le type des travaux est classé en **groupe 2** (Ponts importants). Donc le coefficient de l'accélération sismique pour l'étude des travaux est **A=0.2g** (RPOA, tableau 3.1).

I.3.2.3 Géotechnique

L'étude de sol a pour objectif de préciser la nature, la disposition ainsi que l'épaisseur des différentes couches lithologiques du sol, leurs caractéristiques physiques, mécaniques et chimiques. Et ce afin d'adapter le projet aux conditions géotechniques du terrain, tel que le mode de fondation (type et ancrage), le taux de travail, et l'évaluation des risques éventuels (stabilité, agressivité, gonflement).

➤ Essais in situ

- Le programme d'investigation a été organisé par le personnel technique du laboratoire CONSOLIDA, il s'agit le programme suivant :

- Le forage de vingt (20) sondages carottés avec prélèvement d'échantillons.
- Des essais SPT.

NB : Les résultats des sondages carottés sont rapportés dans l'annexe .

➤ Essais de laboratoire

Des essais d'identification physiques, mécaniques et chimiques ont été programmés pour des carottes et des échantillons prélevés après la réalisation des sondages carottés comme suit :

- Essais d'identification physique.
- Analyses chimiques du sol.
- Essais mécaniques :
 - Essai de compression simple.
 - Essai de cisaillement à la boîte.
 - Essai de compressibilité à odomètre.

Recommandations pour les types de fondation

Sur la base des résultats des travaux de reconnaissances effectués sur site et au laboratoire, on peut proposer des fondations profondes pour l'ouvrage ancrées a des profondeurs ou commence la couche de Marnes.

Conclusion : Le type de fondation est « fondation profonde ».

I.3.2.4 Le climat de la région

Au cours de l'année, la température varie généralement de 5°C à 32 °C

I.3.3 Conclusion

Dans ce chapitre, on a cité les caractéristiques de l'ouvrage en présentant toutes les données nécessaires pour une conception adéquate c'est-à-dire, ses données naturelles et fonctionnelles ainsi que l'obstacle franchit et sa situation géographique. Ces informations sont indispensables pour démarrer la conception et l'étude de cet ouvrage.

CONCEPTION ET
PREDIMENSIONNEMENT

CHAPITRE II : **CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT****II.1 INTRODUCTION**

L'objectif de la conception est de sélectionner le type d'ouvrage le plus économique tout en répondant efficacement à toutes les contraintes imposées. Pour cela, on définit dans ce chapitre des variantes de ponts les plus adaptés selon des critères bien précis citant :

- Les données fonctionnelles (tracé en plan, profil en long, profil en travers, la hauteur libre et l'ouverture à réserver).
- La nature de l'obstacle à franchir.
- L'implantation des appuis.
- Techniques et moyens de réalisation.

A partir de ses critères nous avons choisis ces deux variantes :

- Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs
- Pont à poutres précontraintes du type VIPP

II.2 PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES**II.2.1 Variante 01 « Pont voussoirs a hauteur constante en béton précontraint construit par encorbellements successifs coulé en place »**

Ce mode de construction consiste à exécuter l'essentiel du tablier d'un pont sans cintres ni échafaudages au sol, en opérant par tronçons successifs dénommés voussoirs, chacun de ces éléments étant construit en encorbellement par rapport à celui qui le précède. Après exécution d'un voussoir, les câbles de précontrainte qui aboutissent à ses extrémités sont mis en tension, ce qui permet de les plaquer contre les voussoirs précédents et de constituer ainsi une console autoporteuse pouvant servir d'appui pour la suite des opérations.

II.2.1.1 Conception longitudinale

On propose dans cette variante à projeter un pont voussoirs de hauteur constante composée de 4 travées principales de 60 m de longueur et deux travées de rives de 42 m de longueur, ce qui résulte une longueur totale du pont égale à 324 m.

II.2.1.2 Découpage des voussoirs

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

Tableau II. 1 Récapitulation de découpage des voussoirs.

TYPE DE VOUSOIRS	RATIO USUEL	VALEUR RETENU	NOMBRE DES VOUSOIRS
Voussoirs sur piles	Jusqu'à 8m.	7 m	5
Voussoirs de clavages	1.5 à 3 m.	3 m	6
Voussoirs courants	2.5 à 5 m.	3 m	74

En utilisant le découpage précédent et en ajoutant le voussoir de clavage de la travée intermédiaire, on obtient un nombre total de voussoirs : $N = 85$.

II.2.1.3 Conception transversale

Puisque on a une largeur de tablier inférieur à 20 mètres donc la solution la plus économique est celle d'un caisson à section fermée. Son pré-dimensionnement est montré dans le tableau ci-dessous qui est basé sur le guide SETRA 2003 (ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs) :

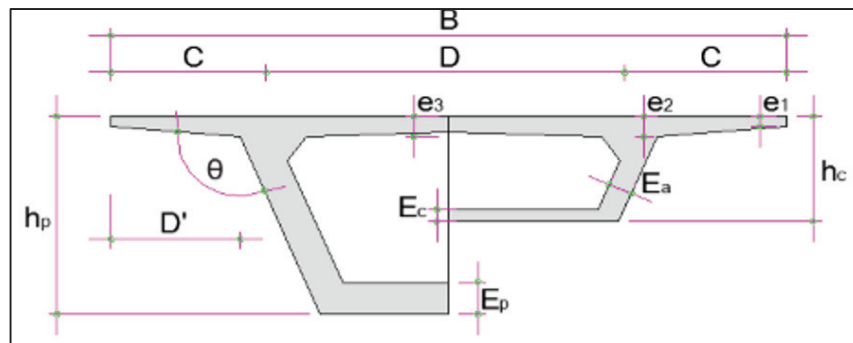


Figure II. 1 Notations des dimensions

Tableau II. 2 Les dimensions des différentes composantes du voussoir.

ELEMENT	RATION USUEL	VALEUR RETENUE	
Largeur du voussoir	B	11 m	
Largeur d'encorbellement	$C = B / 4$	2.75	
Entraxe des âmes	$D = B - 2 C$	5.5 m	
Epaisseurs de l'hourdis supérieur	e_1	$e_1 \geq 16 \text{ à } 18 \text{ cm}$	0.20 m
	e_2	$C/7 \leq e_2 \leq C/8$	0.38 m
	e_3	$e_3 \geq D/25 \text{ cm}$	0.26 m
Inclinaison de l'âme	$10^\circ \leq \theta \leq 90^\circ$	100°	
Gousset inférieur	(jusqu'à 10°) $40^\circ \leq \gamma \leq 45^\circ$	45°	
Hauteur du voussoir	$1/25 \leq hc \leq 1/20$	3 m	
Epaisseur de l'âme	$E_a \geq 26 + L/500$	0.39 m	
Epaisseur de l'hourdis inférieur	$35 \leq E_p \leq 80 \text{ cm}$	0.45 m	

II.2.2 Variante 02 « Pont à poutres précontraintes du type VIPP »

Les ponts à poutres précontraintes du type VIPP (Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension) représentent la solution la plus simple et la plus fréquente quand il y a plusieurs ouvrages de même typologie, grâce à leurs grands avantages et leur intérêt économique.

Le tablier est constitué de poutres longitudinales souvent sont parallèles, équidistantes et de hauteur constante avec un hourdis de faible épaisseur supportant la chaussée.

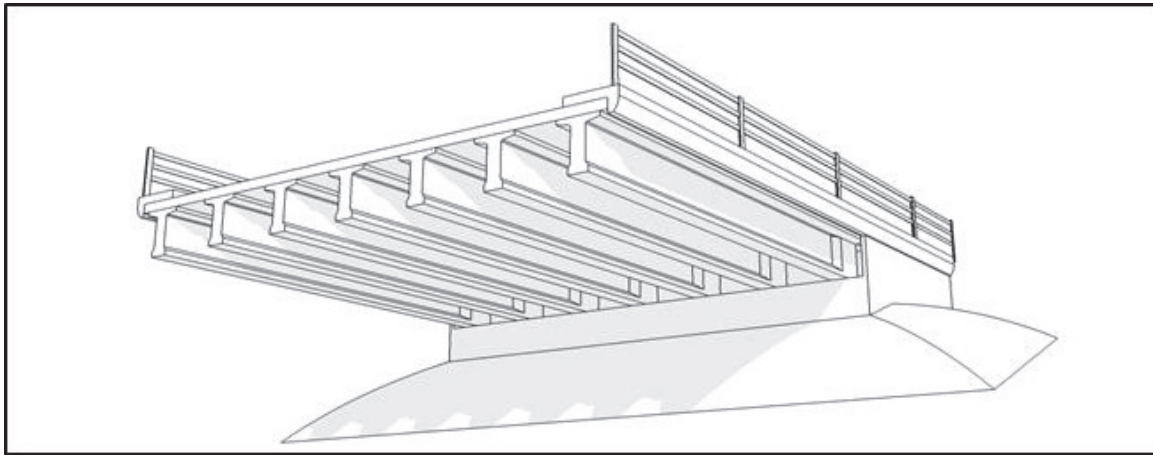


Figure II. 2 Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontraint.

II.2.2.1 Conception longitudinale

On propose dans cette variante un pont à 9 travées équidistantes de **36.1 m** de longueur, ce qui donne une longueur totale du pont de **324,9 m**.

II.2.2.2 Conception transversale

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

Tableau II. 3 La conception de section transversale.

Élément	Ration usuel	Valeur retenu
Longueur totale de la poutre	30m – 45m	36.00 m
La hauteur totale du tablier	$L/20 < H_t < L/17$	2.00 m
L'épaisseur de la dalle	$20\text{cm} \leq e \leq 30\text{cm}$	0.25 m
Hauteur de la poutre	$H_p = H_t - e$	1.75 m
Entraxe des poutres	$1.40 \text{ m} < \lambda < 2.50 \text{ m}$	1.60 m
Entraxe des poutres de rive	L_a	9.60 m
Nombre des poutres	$N = L_a / \lambda + 1$	7
La largeur de la table de compression	$b \geq 0,6 \times H_p$	1.20 m
Épaisseur de la table de compression	$12 \text{ cm} \leq e_1 \leq 15 \text{ cm}$	0.13 m
La largeur du talon	$60 \text{ cm} \leq L_t \leq 90 \text{ cm}$	0.60 m
Épaisseur du talon	$10 \text{ cm} \leq E_t \leq 20 \text{ cm}$	0.20 m
Épaisseur de l'âme b0 à mi- travée	/	0.25 m
Épaisseur de l'âme b0 en zone d'about	/	0.60 m
Gousset α_1	$1/10 \leq \alpha_1 \leq 1/15$	$1/10 \approx 6^\circ$
Gousset α_2	/	45°
Gousset α_3	/	45°

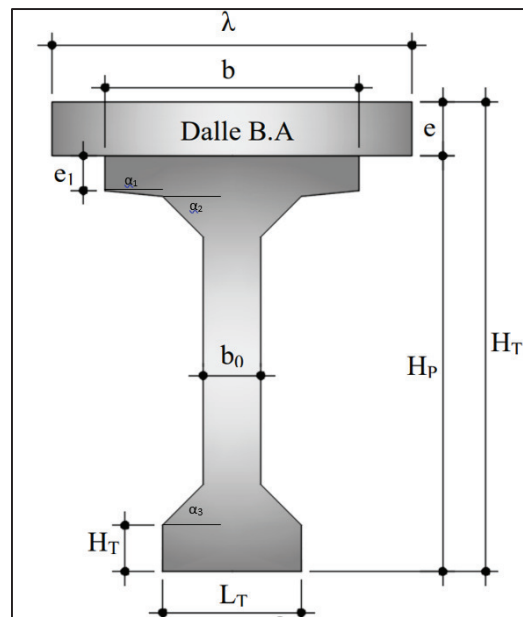


Figure II. 3 Notation des dimensions

II.3 Analyse multicritères

Tableau II. 4 Avantages et inconvénients des 2 variantes

Variante	Avantages	inconvénients
Variante 01	<p>1-La construction par encorbellements successifs permet de franchir des rivières larges à forte crue, et des vallées très profondes ou accidentées.</p> <p>2-La construction par élément de 3 à 4 m de longueur permet un bon amortissement des outils de coffrage du tablier.</p> <p>3-Souplesse d'exécution liée à la possibilité d'accélérer la construction en multipliant le nombre des bases de départ.</p> <p>4-Ouvrage élancé ayant une qualité esthétique incontestable.</p>	<p>1-Le poids est très important (tablier assez épais).</p> <p>2-L'exécution nécessite une main d'œuvre qualifiée notamment la mise en tension des câbles de précontraintes.</p>

Variante 02	<p>1-Une bonne réutilisation des coffrages.</p> <p>2-Maîtriser de la préfabrication des poutres.</p> <p>3-Leur fonctionnement isostatique qui lui permet d'être insensible aux tassements différentiels des appuis et aux effets d'un gradient thermique.</p>	<p>1-Il s'adapte difficilement aux franchissements biaisés ou courbes.</p> <p>2-Nombre d'appuis très importants et par conséquent le coût total de l'ouvrage.</p> <p>3-Déformation des poutres par fluage due à la compression excessive de leur partie inférieure, qui peuvent provoquer des déformations du tablier vers le haut à long terme.</p>
------------------------	---	--

Tableau II-1 Devis estimatif de la Variante 01.

Variante 01 : Pont en béton précontraint construit par encorbellement successif.				
Longueur (m)	Largeur (m)	Surface (m ²)	Prix unitaire (DA/m ²)	Montant (DA)
325	11	3575	400 000.00	1 430 000 000.00

Tableau II-2 Devis estimatif de la Variante 02.

Variante 01 : Pont à poutres précontraintes par post tension VIPP.				
Longueur (m)	Largeur (m)	Surface (m ²)	Prix unitaire (DA/m ²)	Montant (DA)
325	11	3575	350 000.00	1 251 250 000.00

II.4 CONCLUSION

Après avoir analysé les différentes variantes sous les quatre critères de sélection (économie, exécution, entretien et esthétique), notre choix se porte sur la variante la plus avantageuse. En effet, le "Pont à poutres précontraintes du type VIPP" (Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension) se révèle être la solution la plus appropriée. Ce pont offre un entretien facile, un aspect esthétique attrayant, et présente également l'avantage d'être économiquement plus avantageux que les autres options envisagées.

ANALYSE DES CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL

CHAPITRE III : ANALYSE DES CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL

III.1 INTRODUCTION

Au présent chapitre, On calcule les charges (poids propre, efforts dus à l'ensemble des actions d'origines naturelles) et les surcharges routières passant par l'ouvrage, Il est primordial que le pont maintienne sa résistance face à ces sollicitations tout au long de sa durée de vie. Les calculs effectués permettront de vérifier la conception et le bon fonctionnement du viaduc, en se référant aux normes et règlements en vigueur en Algérie.

III.2 NORMES ET REGLES DE CALCUL

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

- Règles B.A.E.L 91 modifié 99 Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états-limites.
- Règles B.P.E.L 91 Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint, suivant la méthode des états-limites.
- RCPR : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les éprouves des ponts routes.
- RPOA 2008 : Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art.
- Fascicule 62 - Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.

III.3 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

III.3.1 Béton

Tableau III. 1 Caractéristiques de béton

La densité du béton armé est de 25 KN/m³.

Tableau III-1 Caractéristique du béton.		
	Superstructure	Infrastructure
f_{c28} (MPa)	35	27
Type de Ciment	CEM II 42,5	CEM II 42,5
Dosage	450	350
f_{t28} (MPa)	2.7	2.22

III.3.2 Acier

III.3.2.1 Armatures passives

L'acier utilisé pour le ferrailage des éléments structuraux a les caractéristiques suivant (NF EN 1992-1-1) :

- Limite d'élasticité : $f_y = 500$ N/mm² ;
- Module d'élasticité : $E_s = 200\ 000$ MPa ;
- Module de poisson : $\nu = 0,3$.

III.3.2.2 Armatures actives (précontrainte)

Les armatures de précontraintes sont constituées de torons 12T15 TBR (très basse relaxation), 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 : $A_p\ 1\ \text{toron} = 140\ \text{mm}^2$.
- Section d'un câble : $A_p = 1\ 700\ \text{mm}^2$.
- Diamètre du gain : $\Phi = 80\ \text{mm}$.
- Coefficient de relaxation des câbles à 1 000 heures : $\rho = 2.5\%$.
- Coefficient de recul d'encrage : $g = 6\ \text{mm}$.
 - f_{peg} : limite élastique conventionnel à 0,1%.
 - f_{prg} : contrainte de rupture garantie.

$$\sigma_{P0} = (0,8f_{prg}; 0,9f_{peg}) = 1416\ \text{MPa}$$

$$P_0 = \sigma_{P0} \times S_{\text{câble } 12T15} = 2.41\ \text{MN}$$

III.3.3 Contraintes admissibles

III.3.3.1 Béton

➤ Contraintes admissibles à la compression

$$f_{bu} = 0,85 f_{cj} / \theta \cdot \gamma_b \text{ (MPa) à ELU} \quad ; \quad f_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \text{ (MPa) à l'ELS.}$$

Avec : $-f_{c28}$: Résistance caractéristique à 28 jours.

$-\gamma_b$: Coefficient de sécurité.

$$\text{Tel que : } \gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{situation durable} \\ 1,5 & \text{situation transitoire} \\ 1,15 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

$$\text{Et } \theta = \begin{cases} 1 & t > 24\text{h} \\ 0.9 & 1\text{h} < t < 24\text{h} \\ 0.85 & t < 1\text{h} \end{cases}$$

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

Etat	Contrainte limite		Superstructure	Infrastructure
ELU	f_{bu} (MPa)	$\gamma_b = 1.5$	19.83	15.3
		$\gamma_b = 1.15$	25.87	19.96
ELS	f_{bc} (MPa)		21	16.2

➤ 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 :

$$E_{ij} = 11\ 000 \times (f_{Cj})^{1/3} \text{ ; Module de déformation instantanée du béton } < 24\text{h.}$$

$$E_{rj} = 3\ 700 \times (f_{Cj})^{1/3} \text{ ; Module de déformation sous chargement de longue durée.}$$

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	$\sigma_s = f_e / \gamma_s$	S-Durable ou transitoire $\gamma_s = 1,15$	434.78	434.78
		S-Accidentelle $\gamma_s = 1$	500	500
Préjudiciable	$\sigma_s = \max \{f_e/2 ; 110(n \times f_{ij})^{1/2}\} ; n=1.6$		250	250
Très Préjudiciable	$\sigma_s = \max \{0.4 \times f_e ; 88(n \times f_{ij})^{1/2} ; n=1.6\}$		200	200

➤ **Classe de justification de la précontrainte**

Classe II (Pont de classe 2 **important**), on admet les contraintes de traction dans le béton, mais pas la formation des fissures.

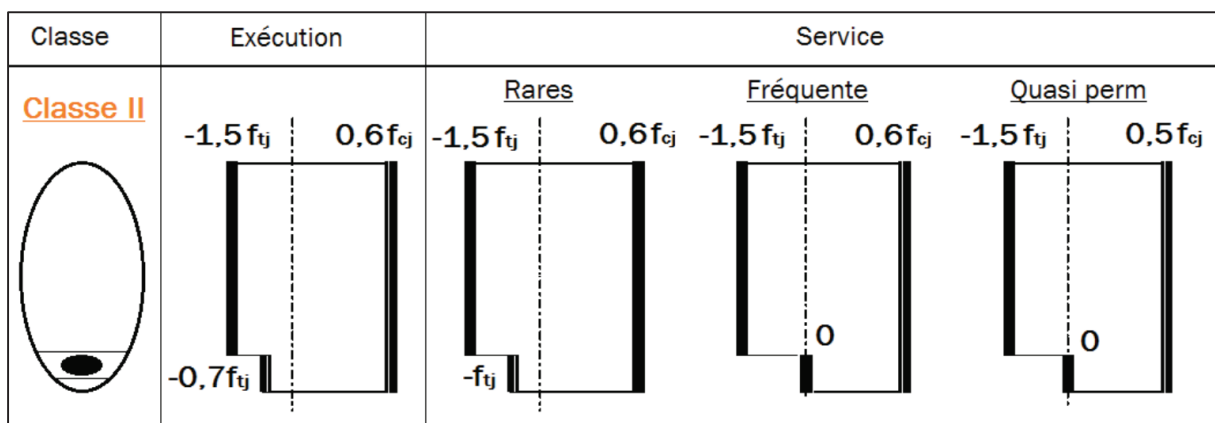


Figure III. 1 Limitation des contraintes des sections en B.P.

III.4 EVALUATION DES ACTIONS

III.4.1 Les actions

Conformément aux exigences nationales et internationales correspondantes, les actions peuvent généralement être classées en fonction de la façon dont elles évoluent avec le temps :

- Les actions permanentes sont celles qui sont constantes ou qui varient très peu avec le temps ou qui se modifient de façon seulement occasionnelle imposées.
- Les actions variables, par ex. les actions du trafic routières, le vent, les effets de la température, etc.
- Les actions accidentelles, par ex. l'impact de véhicules contre les appuis du pont ou contre le tablier, etc.

III.4.1.1 . Actions permanentes :

Les caractéristiques géométriques de la poutre en ANNEXE.

➤ **Poids du tablier et poutres :**

Tableau III-2 Poids de la poutre.

Elément	S (m ²)	L (m)	V (m ³)	P (KN)
Section d'about	1.131	2 × 1.5	3.393	84.824
Section intermédiaire	0.9075	2 × 1	1.815	45.375
Section médiane	0.6804	31	21.094	527.35
Total	/	36.00	26.32	658.54

Tableau III-3 Poids du tablier

Elément	V(m3)	Nombre	PL (KN/ml)	P (KN)
Poutre	26.32	7	127.856	4602.843
Dalle	99	1	68.75	2475
Poids propre total du tablier			196.606	7077.843

Tableau III-4 Les compléments de charges permanentes CCP.

Eléments	Densité (KN/m3)	Poids linéaire (KN/ml)	P _{CCP} (KN) « L = 36.1m »
Corniches	25	5.5	198.55
Revêtement	24	15.36	554.496
Etanchéité	24	2.64	95.304
Trottoirs	25	2 × 9.375	676.875
Barrière de Sécurité	1	2 × 1.000	72.200
Garde-corps	0.5	2 × 0.5	36.1
Total		45.25	1633.525
Poids total des charge complémentaire propre du à 9 travées		407.25	14701.725
G		241.98	8711.368

Tableau III-5 Estimation du poids dû aux CCP et poids total G.

III.4.1.2 Les caractéristiques géométriques du pont :

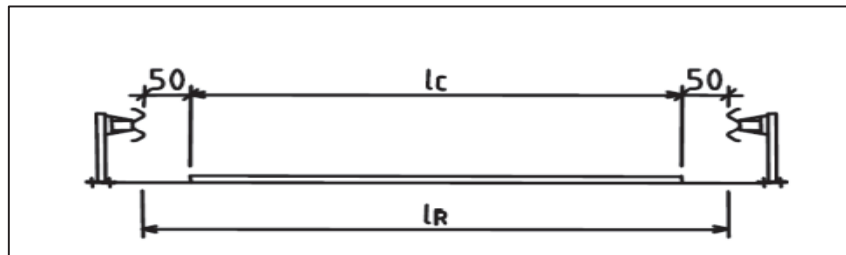


Tableau III-6 Largeur roulable et la largeur chargeable

La largeur roulable : $L_r = 11 - 2 \times 1.5 = 8 \text{ m}$

La largeur chargeable : $L_c = L_r - 2 \times 0.5 = 7 \text{ m}$

Nombre des voies : $N = \frac{L_c}{3} = E\left(\frac{7}{3}\right) = E(2.333) \rightarrow N_v = 2 \text{ voies.}$

La largeur de la voie : $L_v = \frac{L_c}{N_v} = \frac{7}{2} = 3.5 \text{ m} \rightarrow L_v = 3.5 \text{ m}$

La classe du pont : $L_r = 8 \text{ m} \geq 7 \text{ m.}$ Donc le pont est de **première classe (I)**

III.4.1.3 Les charges d'exploitation

On distingue :

- Système de charge A(l).
- Système B (B_c et B_t).
- Les surcharges militaires M_{C120} .
- Les surcharges exceptionnelles D_{240} .

1. Système de charge A

Ce système se compose des charges uniformément réparties d'intensité variable suivant la longueur surchargée et qui correspondent à une ou plusieurs files de véhicules à l'arrêt sur le pont. Elles représentent un embouteillage ou un stationnement ou bien une circulation continue à une vitesse à peu près uniforme. La valeur de A(l) est donnée par la formule :

$$A(l) = 2.30 + \frac{360}{L+12} \text{ (KN/m}^2\text{)}. \quad L : \text{ la longueur chargée} = 36.1 \text{ m.}$$

Cette valeur de A(l) est à multiplier par des coefficients de corrections a_1 et a_2 .

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

Tableau III-7 Les coefficients a1

Nombre de voies		1	2	3	4	5
Classe de pont	Première	1	1	0.9	0.75	0.7
	Deuxième	1	0.9	/	/	/
	Troisième	0.9	0.8	/	/	/

La charge A1 est obtenue par :

$$A1 = \max \left\{ \begin{array}{l} a_1 \times A(l) \\ 4 - 0.002 \times L \end{array} \right. \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

La charge A1 obtenue est multipliée par coefficient a2 :

$$a_2 = \frac{v_0}{v} \left\{ \begin{array}{l} v_0 = 3.5 \text{ m (classe I)} \\ v: \text{ la largeur d'une voie} \end{array} \right.$$

La charge A2 est obtenue par : $A_2 = a_2 \times A_1$; elle est appliquée uniformément sur toute la largeur de chacune des voies considérées.

Tableau III-8 Résultat de calcul de A(l)

N des voies	A(L) (KN/m ²)	a1	a2	A1	A2	L _v	A(L) (KN/ml)
1	9.8	1	1	9.8	9.8	3.5	34.30
2	9.8	1	1	9.8	9.8	7	68.60

Système de charge B :

Le système de charge B comporte trois (03) systèmes distincts qu'il y a lieu d'appliquer séparément et indépendamment l'un de l'autre.

- Charge B_c qui se compose des camions de (30t).
- Charge B_t qui se compose de deux essieux dit « essieux tandems ».
- Charge B_r qui se compose d'une roue unique.

- **Système B_c**

On dispose sur la chaussée au plus autant de files ou convois de camions (300 KN) que la chaussée comporte de voies de circulation et l'on place toujours ces files dans la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

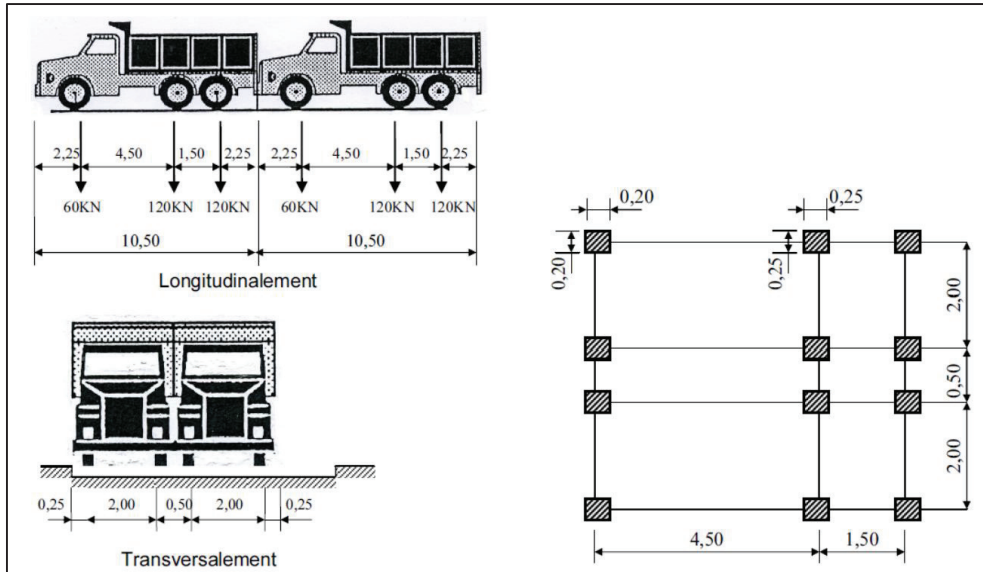


Figure III-1 Système de chargement Bc

Dans le sens longitudinal : Le nombre de camions par file est limité à deux files.

Dans le sens transversal : Le nombre de camions qu'on peut disposer dans le sens transversal est égal au nombre de voie c'est-à-dire égale à 4.

En fonction de la classe de pont et de nombre des voies, la valeur de charges B_c est multipliée par le coefficient b_c :

Le résultat de la charge B_c sur les trois voies chargées :

Tableau III-9 Résultat de calcul de B_c .

Nombre des voies	B_c (KN)	b_c	$B_c \times b_c$ (KN)	δ
1	600	1.20	720	1.061
2	1200	1.10	1320	1.071

- **Surcharge B_t**

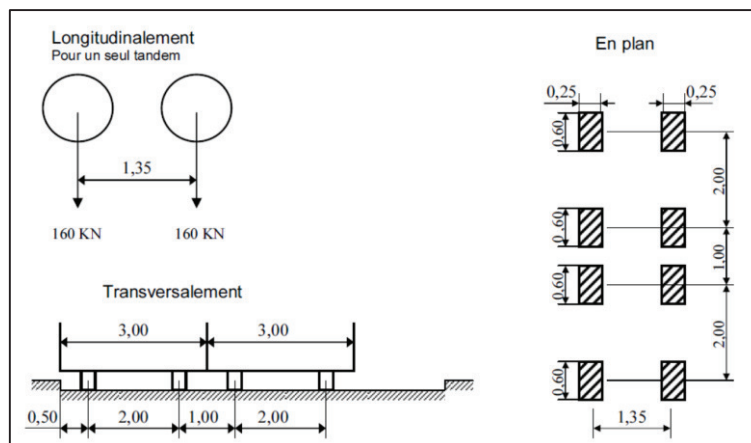


Figure III-2 Système de chargement Bt

Un tandem se compose de deux (02) essieux munis de roues simples pneumatiques (160 KN). Les valeurs de charges du système B_t prises en compte sont multipliées par les coefficients b_t .

Tableau III-10 Résultat de calcul de B_t

Nombre des voies	B_t (KN)	b_t	$B_t \times b_t$ (KN)	δ
1	320	1.20	384	1.055
2	640	1.10	768	1.062

- **Surcharge B_r :**

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

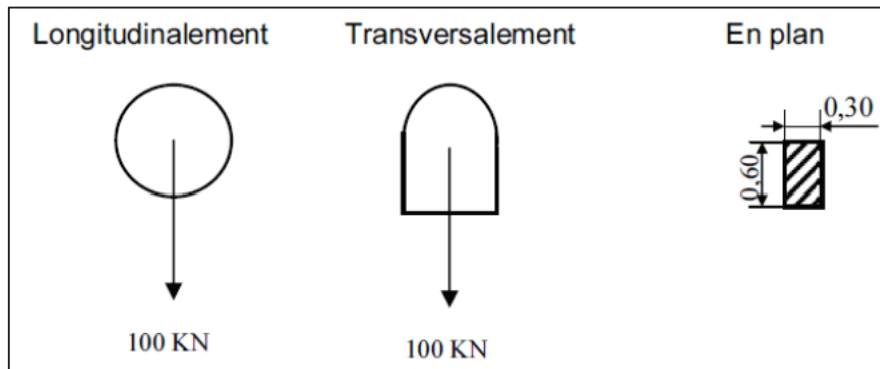


Figure III-3 Système de chargement B_r .

Tableau III-11 Résultat de calcul de B_r

	$S(B_r)$ (KN)	δ
B_r	100	1,050

- **Système de charges convoi $Mc 120$:**

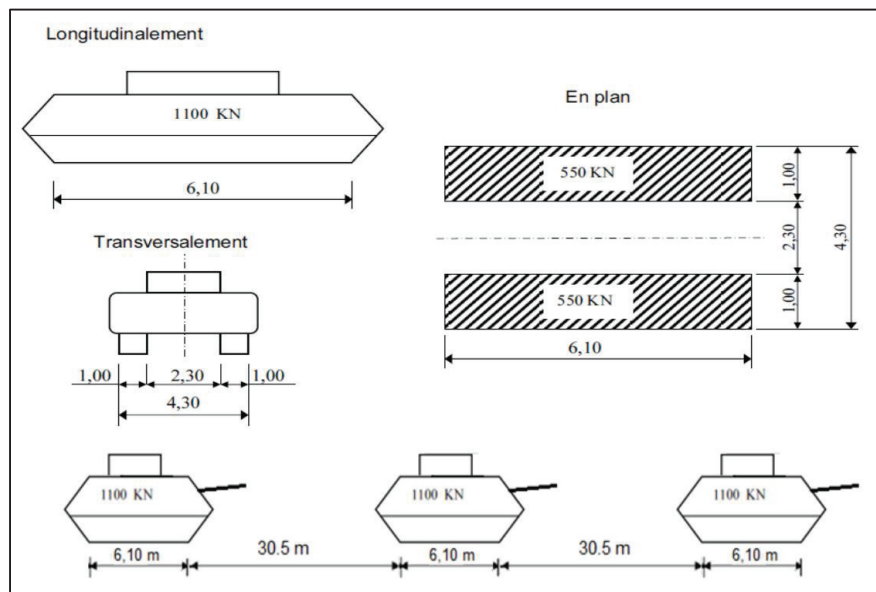


Figure III-4 Système de chargement $Mc120$.

- Le rectangle d'impact de chaque chenille est uniformément chargé (2×550 KN).
- Dans le sens transversal, un seul convoi est supposé circuler quelle que soit la largeur de la chaussée. Les chenilles peuvent être disposées sur toute la largeur chargeable. Leur position est choisie de manière à obtenir l'effet le plus défavorable.
- Dans le sens longitudinal, la distance entre deux véhicules successifs d'un convoi est au moins égale à 30,50 m entre les points de contact avec la chaussée (il en résulte que la distance minimale entre les axes des véhicules est de 36,60 m pour Mc120).

Tableau III-12 Résultat de calcul de Mc120

	S(Mc120), (KN)	δ
Mc120	1100	1,067

1. Système de charges convoi exceptionnel D240

Le convoi type D comporte une remorque de 3 éléments de 4 linges à 2 essieux de 2400 KN de poids total, ce poids est supposé uniformément réparti sur un rectangle de (3,2 m x 18,6 m).

La charge exceptionnelle n'est pas multipliée par le coefficient de majoration pour l'effet dynamique.

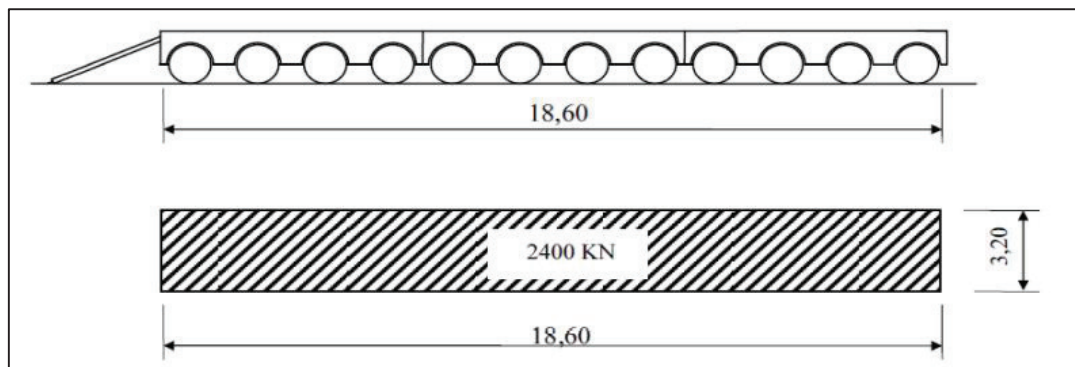


Figure III-5 Système de chargement D240.

2. Coefficient de majoration dynamique

Les systèmes de charges B et Mc120 sont majorés par un coefficient de majoration dynamique (δ) et le système de charge D240 n'est pas majoré vu sa lenteur (on considère comme une charge statique). Ce coefficient est déterminé par la formule :

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

- **L** : longueur de l'élément considéré (m).
- **G** : Poids propre de l'élément de tablier (Poids propre + CPP).
- **S** : Charge maximale.

Tableau III-13 Résultat de calcul de coefficient de majoration dynamique.

Système de charge	L (M)	G (KN)	S (KN)	δ
Bc	36	8711.368	1920	1.061
				1.071
Bt			768	1.055
				1.062
Br			100	1,050
Mc120	1100	1,067		

Efforts de freinage

Les charges de chaussée des systèmes A et B_c sont susceptibles de développer des réactions de freinage, efforts s'exerçant à la surface de la chaussée, dans l'un ou l'autre sens de circulation.

Système de charge B_c

L'effort de freinage susceptible d'être développé par le système B_c se trouve limité au poids d'un véhicule de **300 KN**.

Système de charge A

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

$$F = \frac{A \times S}{20 + 0.0035 \times S} \quad S : \text{désigne la surface chargée (en m}^2\text{)}$$

Tableau III-14 Résultats force de freinage de A(l)

N des voies	S (m ²)	A(l) (KN/m ²)	F (KN)
1	126	9.8	60.40
2	252	9.8	118.26

III.5 Conclusion

Dans ce chapitre, on a effectué des calculs pour évaluer les charges et les surcharges que le pont doit supporter et on a également déterminé les caractéristiques des matériaux utilisés dans sa construction.

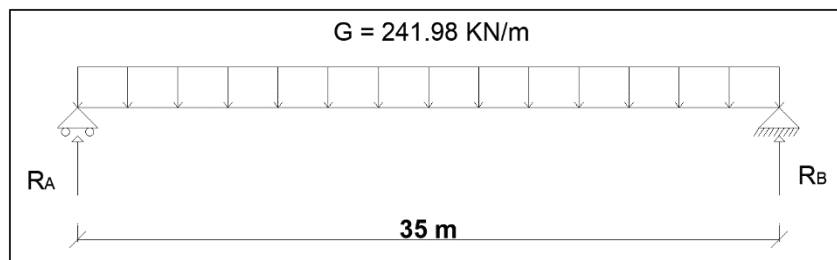
REPARTITION
LONGITUDINALE DES
EFFORTS

CHAPITRE IV : Répartition longitudinale des efforts

IV.1 Introduction :

Après l'évaluation des charges et surcharges dans le chapitre précédent, on va étudier dans ce chapitre les efforts longitudinaux consiste à déterminer le moment fléchissant et l'effort tranchant sous l'effet des charges permanentes et des surcharges.

IV.2 Charges permanentes :

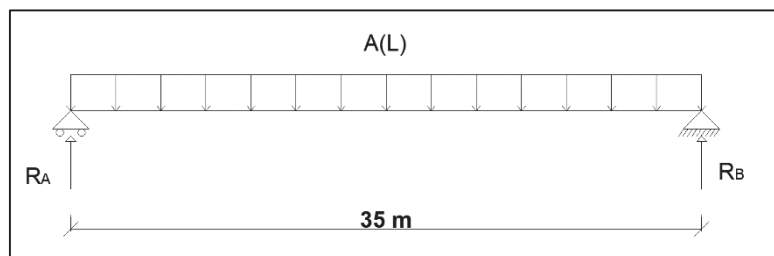


$$R_A = R_B = \frac{G \times L}{2} = \frac{8711.368}{2} = 4355.68 \text{ KN}$$

$$T(x) = R_A - Q \cdot x \quad \text{et} \quad M(x) = R_A \cdot x - \frac{Q \cdot x^2}{2}$$

SECTION	Longueur	Tp (KN)	Mp (KN.m)
0	0	4234.65	0
L/2	17.5	0	37053.19

IV.3 Surcharge A(l) :

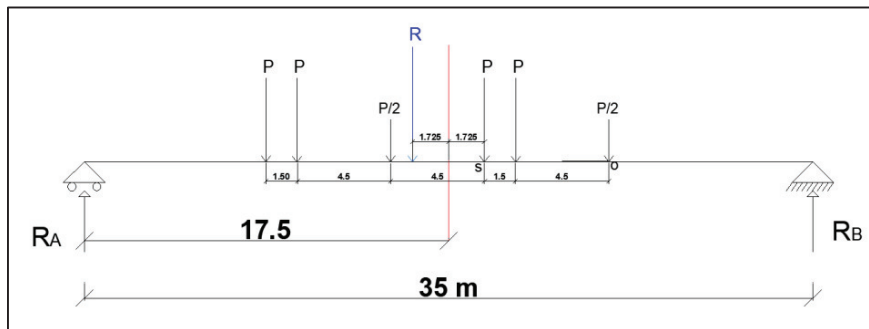


$$R_A = R_B = \frac{A(L) \cdot l \times L}{2}$$

$$T(x) = R_A - Q \cdot x \quad \text{et} \quad M(x) = R_A \cdot x - \frac{Q \cdot x^2}{2}$$

IV.4 Surcharge Bc :

Nb voies	A(L) (KN/m)	$R_A = R_B$	Tp (KN) (x=0)	Mp (KN.m) (x=17.5)
1	34.30	600.25	600.25	5267.5
2	68.60	1200.5	1200.5	10473.75



$$X_{R|o} = \frac{\sum(P_i \times X_i)}{\sum P_i} = 9.45 \text{ m}$$

$$\delta = \frac{9.45 - 6}{2} = 1.725 \text{ m}$$

$$\sum F_v = 0 \rightarrow R_A + R_B = 5 \times P$$

$$\sum M|_A = 0 \rightarrow X_R \times R = L \times R_B \quad \text{avec} \quad R = 5 \times P$$

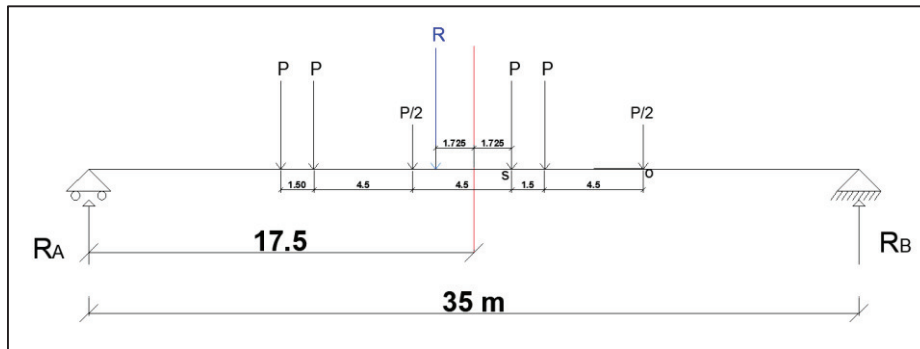
$$R_B = 2.25 \times P \quad \text{ET} \quad R_A = 2.75 \times P$$

$$M_{max} = M|_s = 19.225 \times R_A - \left(4.5 \times \frac{P}{2} + 4.5 \times P + 10.5 \times P\right)$$

$$M_{max} = 31.12 \times P$$

Nb voies	P (KN)	R_A (KN)	R_B (KN)	M_{max} (KN.m)	bc	σ_{Bc}	M_{bc} (KN.m)	$M_{bc}/poutre$ (KN.m)
1	120	330	270	3734.4	1.2	1.061	4756.63	679.52
2	240	660	540	7468.8	1.1	1.071	8798.98	1256.99

IV.5 Surcharge Bt :



$$X_{R|o} = \frac{\sum(P_i \times X_i)}{\sum P_i} = 9.45 \text{ m}$$

$$\delta = \frac{9.45 - 6}{2} = 1.725 \text{ m}$$

$$\sum F_v = 0 \rightarrow R_A + R_B = 5 \times P$$

$$\sum M_{|A} = 0 \rightarrow X_R \times R = L \times R_B \quad \text{avec} \quad R = 5 \times P$$

$$R_B = 2.25 \times P \quad \text{ET} \quad R_A = 2.75 \times P$$

Nb de files	P (KN)	R _A (KN)	R _B (KN)	M _{max} (KN.m)	bc	σ _{Bc}	M _{bc} (KN.m)	M _{bc/poutre} (KN.m)
1	120	330	270	3734.4	1.2	1.061	4756.63	679.52
2	240	660	540	7468.8	1.1	1.071	8798.98	1256.99

IV.6 Surcharge Mc120 :

$$R_A = R_A = \frac{1100}{2} = 550 \text{ KN}$$

$$M_{max} = \delta_{Mc120} \times \left(550 \times 17.5 - 18.03 \times \frac{3.05^2}{2} \right) = 1.067 \times 9541.14 \text{ KN.m}$$

$$M_{Mc120} = 10 \text{ 180.4 KN.m}$$

IV.7 Surcharge D240 :

$$R_A = R_A = \frac{2400}{2} = 1200 \text{ KN}$$

$$M_{D240} = \left(1200 \times 17.5 - 12.9 \times \frac{9.3^2}{2} \right) = 15 \text{ 421.2 KN.m}$$

REPARTITION
TRANSVERSALE DES
EFFORTS

V.1 INTRODUCTION

L'ouvrage étant chargé conformément au règlement, il reste à déterminer les sections dangereuses (les plus sollicités). Longitudinalement, la section est obtenue par application du théorème de Barré. Transversalement, la méthode de Guyon-Massonnet reste l'une des plus simples et la plus utilisée. Elle est développée par Guyon en 1946 et mise sous forme de tableaux numériques par Massonnet en 1954. Cette méthode de calcul est applicable lorsque la rigidité torsionnelle d'un pont ne peut être négligée c.-à-d. la section transversale est déformable et elle est largement employée dans les calculs des grillages formés par les poutres, entretoises et dalles, cet ensemble va former une dalle orthotrope.

Cette méthode consiste pour chaque effort, à tracer la ligne d'influence de son coefficient de répartition transversale et cela pour différentes excentricités de charges ($e = +b ; + 3b/4 ; + b/2 ; + b/4 ; 0$) et pour les 9 sections de la largeur de dalles ($y = \pm b ; \pm 3b/4 ; \pm b/2 ; \pm b/4 ; 0$). On déplacera les surcharges de façon à obtenir les plus grandes ordonnées et on retiendra pour le calcul des efforts l'excentricité qui donne les plus grandes valeurs des coefficients.

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

V.2 DETERMINATION DES PARAMETRES DE CALCUL

V.2.1 Définition des paramètres de calcul

- **Largeur active B** : le pont est constitué de 7 poutres ($n = 7$).
- **b1** : distance entre axe entre les poutres ($b1 = 1.6$ m)

Donc la largeur active du pont est : $2b = n \times b1 \rightarrow 2b = 7 \times 1.6 = 11.20$ m

Donc **b = 5.6 m**

- **Position active des poutres :**

Tableau V-1 Valeur des positions actives des poutres

Position	X ₀	X ₁	X ₂	X ₃	X ₄
Valeur	0	1.4	2.8	4.2	5.6

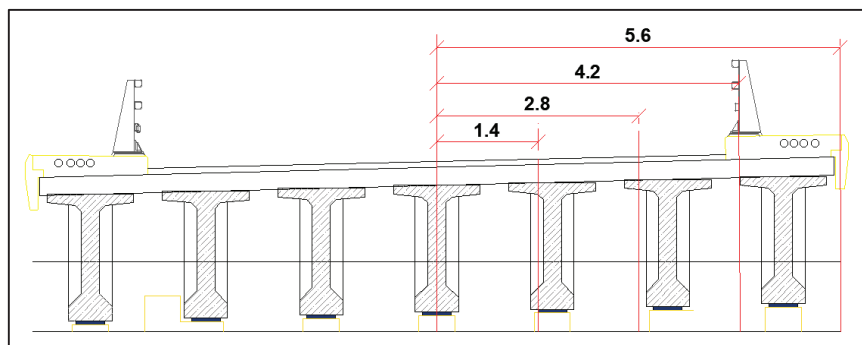


Figure V-1 Positions fictives des poutres

V.2.2 Les caractéristiques géométriques :

Les caractéristiques géométriques des sections sont calculées à l'aide de AUTOCAD.

V.2.2.1 L'inertie de la poutre I_p :

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

I_0 : Moment d'inertie de la section d'about + hourdis = **0.5815 m⁴**

I_m : Moment d'inertie de la section a mi – travée = **0.4791 m⁴**

$$\rightarrow I_p = \mathbf{0.49457930 m^4}$$

- **G** : Module de cisaillement (module de déformation transversale) :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 0.417E \text{ MPa (en fonction de E)}$$

- **E** : module de déformation longitudinal du béton (module de Young) :

$$E = 1100^3 \sqrt{25} = 32164.195 \text{ MPa}$$

- **ν** : coefficient de poisson égal à 0.2.

V.2.2.2 Rigidité flexionnelle de la poutre

$$\rho_p = \frac{E \times I_p}{b_1} = \mathbf{0.30911206E} \quad (\text{MN.m})$$

V.2.2.3 Rigidité flexionnelle de la dalle : d=25cm

Moment d'inertie de 1ml de la dalle : $I_D = \frac{L_1 \times d^3}{12} = \mathbf{1.3 \times 10^{-3}}$ Avec $L_1 = \mathbf{1 ml}$

Rigidité flexionnelle de la poutre : $\rho_D = \rho_E = \frac{E \times I_D}{L_1} = \mathbf{0.0013E} \quad \left(\frac{\text{MN}}{\text{ml}}\right)$

V.2.3 Paramètre d'entretoisement Θ

$$\theta = \frac{b}{l} \sqrt[4]{\left(\frac{\rho_p}{\rho_D}\right)}$$

$b = 5.6 \text{ m}$ (Largeur active).

$l = 36 \text{ m}$ (Longueur de la poutre).

$$\theta = \frac{5.6}{36} \sqrt[4]{\left(\frac{\mathbf{0.30911206E}}{\mathbf{0.0013E}}\right)} = 0.61$$

$\theta = \mathbf{0.61}$

V.2.4 Paramètre de torsion α

L'effet de la torsion est caractérisé par le paramètre de torsion α dont la valeur est comprise entre 0 et 1.

V.2.4.1 Rigidité torsionnelle de la dalle γ_e

$$I_e = I_D = \mathbf{1.3 \times 10^{-3} (m^4)}$$

Rigidité torsionnelle de l'entretoise : $C_E = 2 \times G \times I_e = \mathbf{1.084E \times 10^{-3} (MN.m^2)}$

$$\gamma_E = \frac{C_E}{L_1} = 1.084E \times 10^{-3} \text{ (MN.m)}$$

V.2.4.2 Rigidité torsionnelle de la poutre γ_p

$$\gamma_p = \frac{C_p}{b_1} \quad \text{avec : } b_1 = 160 \text{ cm}$$

Calcul de la section simplifiée :

- Section de la table de compression S1 à mi-travée :

$$S_1 = 0.2022 \text{ m}^2$$

Largeur de la table : 1.2 m

$$h_1 = \frac{S_1}{1.2} = 16.85 \text{ cm}$$

- Section du Talon S2

$$S_2 = 0.1944 \text{ m}^2$$

Largeur du talon : 0.6 m

$$h_2 = \frac{S_2}{0.6} = 32.4 \text{ cm}$$

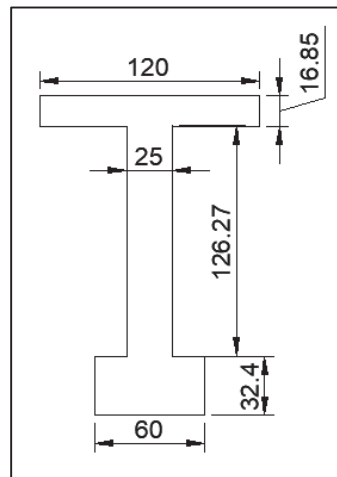


Figure V-2 Section équivalente

$$\begin{aligned} \frac{C_p}{3} &= \frac{G}{3} \left[\frac{b_1 \times d^3}{2} + \sum b_i \times h_i^3 \right] \\ &= \frac{0.417E}{3} \left[\frac{160 \times 25^3}{2} + 60 \times 32.4^3 + 126.27 \times 25^3 + 120 \times 16.85^3 \right] \end{aligned}$$

$$C_p = 0.00807E \text{ (MN.m}^2) \quad \text{donc} \quad \gamma_p = \frac{C_p}{b_1} = 0.005044E \text{ (MN.m)}$$

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2 \times \sqrt{\rho_p \times \rho_E}} = \frac{0.005044 + 0.00108}{2 \times \sqrt{0.0013 \times 0.3091}} = 0.152$$

V.2.5 Coefficient de répartition transversale K

Pour éviter de calculer séparément $K\alpha$ pour chaque valeur de α à partir de relations complexes, Massonnet a déduit, sur la base de calculs d'un grand nombre de cas, la formule d'interpolation :

$$K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \times \sqrt{\alpha}$$

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

1- Si $0,3 \leq \theta \leq 1$

$$K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \times \alpha^\beta$$

2- Si $1 \leq \theta \leq 2$

$$K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \times \alpha^{0.5}$$

Où $\beta = 1 - e^{\left(\frac{0.065-\theta}{0.665}\right)}$

D'après les calculs ci-dessus : $\theta = 0.61$ et $\alpha = 0.152$ on est dans la 2eme condition

$$\rightarrow \beta = 0.56 \rightarrow K_\alpha = K_0 + 0.349(K_1 - K_0)$$

D'après les tableaux de « Guyon Massonnet » et pour $\theta = 0.61$ et α entre 0 et 1 une interpolation doit être faite entre deux tableaux $\theta = 0.60$ et $\theta = 0.65$

Théta=0.60		Alfa=0=> K0							
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.3347	0.6968	1.0447	1.3316	1.4594	1.3316	1.0447	0.6968	0.3347
b/4	-0.1808	0.2154	0.6119	0.9977	1.3316	1.5237	1.4853	1.3177	1.1155
b/2	-0.5241	-0.1615	0.2117	0.6119	1.0447	1.4853	1.8575	2.0778	2.2358
3b/4	-0.7808	-0.4806	-0.1615	0.2154	0.6968	1.3177	2.0778	2.9106	3.7122
b	-1.0112	-0.7808	-0.5241	-0.1808	0.3347	1.1155	2.2358	3.7122	5.448
Théta=0.60		Alfa=1=> K1							
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.7878	0.8839	0.9996	1.1215	1.1878	1.1215	0.9996	0.8839	0.7878
b/4	0.5792	0.6761	0.7992	0.9545	1.1215	1.2361	1.2207	1.151	1.0792
b/2	0.4349	0.5243	0.641	0.7992	0.9996	1.2207	1.3994	1.4582	1.4686
3b/4	0.3362	0.4171	0.5243	0.6761	0.8839	1.151	1.4582	1.7518	1.9607
b	0.2627	0.3362	0.4349	0.5792	0.7878	1.0792	1.4686	1.9607	2.5312
Théta=0.65		Alfa=0=> K0							
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.1776	0.6223	1.0524	1.4121	1.5752	1.4121	1.0524	0.6223	0.1776
b/4	-0.2731	0.1624	0.6014	1.0347	1.4121	1.6143	1.518	1.2565	0.952
b/2	-0.5207	-0.169	0.1974	0.6014	1.0524	1.518	1.8946	2.0666	2.1547
3b/4	-0.6691	-0.4303	-0.169	0.1624	0.6223	1.2565	2.0666	2.9669	3.8208
b	-0.7883	-0.6691	-0.5207	-0.2731	0.1776	0.952	2.1547	3.8208	5.8338
Théta=0.65		Alfa=1=> K1							
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.7485	0.8588	0.9965	1.1468	1.231	1.1468	0.9965	0.8588	0.7485
b/4	0.5289	0.633	0.7702	0.9493	1.1468	1.2818	1.2516	1.1561	1.0648
b/2	0.3823	0.4734	0.5966	0.7702	0.9965	1.2516	1.4559	1.5073	1.5005
3b/4	0.286	0.3648	0.4734	0.633	0.8588	1.1561	1.5073	1.8418	2.0659
b	0.2171	0.286	0.3823	0.5289	0.7485	1.0648	1.5005	2.0659	2.7342

Après l'interpolation on aura :

Tableau V-2 Valeurs de K_α

Théta=0.61		Alfa=0=> K0							
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4		b/4	b/2	3b/4	b
0	0.30328	0.6819	1.04624	1.3477	1.48256	1.3477	1.04624	0.6819	0.30328
b/4	-0.19926	0.2048	0.6098	1.0051	1.3477	1.54182	1.49184	1.30546	1.0828
b/2	-0.52342	-0.163	0.20884	0.6098	1.04624	1.49184	1.86492	2.07556	2.21958
3b/4	-0.75846	-0.47054	-0.163	0.2048	0.6819	1.30546	2.07556	2.92186	3.73392
b	-0.96662	-0.75846	-0.52342	-0.19926	0.30328	1.0828	2.21958	3.73392	5.52516
Théta=0.61		Alfa=1=> K1							
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4		b/4	b/2	3b/4	b
0	0.77994	0.87888	0.99898	1.12656	1.19644	1.12656	0.99898	0.87888	0.77994
b/4	0.56914	0.66748	0.7934	0.95346	1.12656	1.24524	1.22688	1.15202	1.07632
b/2	0.42438	0.51412	0.63212	0.7934	0.99898	1.22688	1.4107	1.46802	1.47498
3b/4	0.32616	0.40664	0.51412	0.66748	0.87888	1.15202	1.46802	1.7698	1.98174
b	0.25358	0.32616	0.42438	0.56914	0.77994	1.07632	1.47498	1.98174	2.5718

On appliquant la formule : $K_\alpha = K_0 + 0.349(K_1 - K_0)$:

Tableau V-3 Valeur de K_α pour chaque poutre

$\theta = 0.61$	K_α pour $\alpha = 0.152$								
	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
PI	0.4696	0.7506	1.0297	1.2705	1.3827	1.2705	1.0297	0.7506	0.4696
PII	0.0689	0.3663	0.6739	0.9871	1.2705	1.4383	1.3994	1.2519	1.0805
PIII	-0.1926	0.0733	0.3566	0.6739	1.0297	1.3994	1.7064	1.8635	1.9597
PIV	-0.3799	-0.1644	0.0733	0.3663	0.7506	1.2519	1.8635	2.5198	3.1224

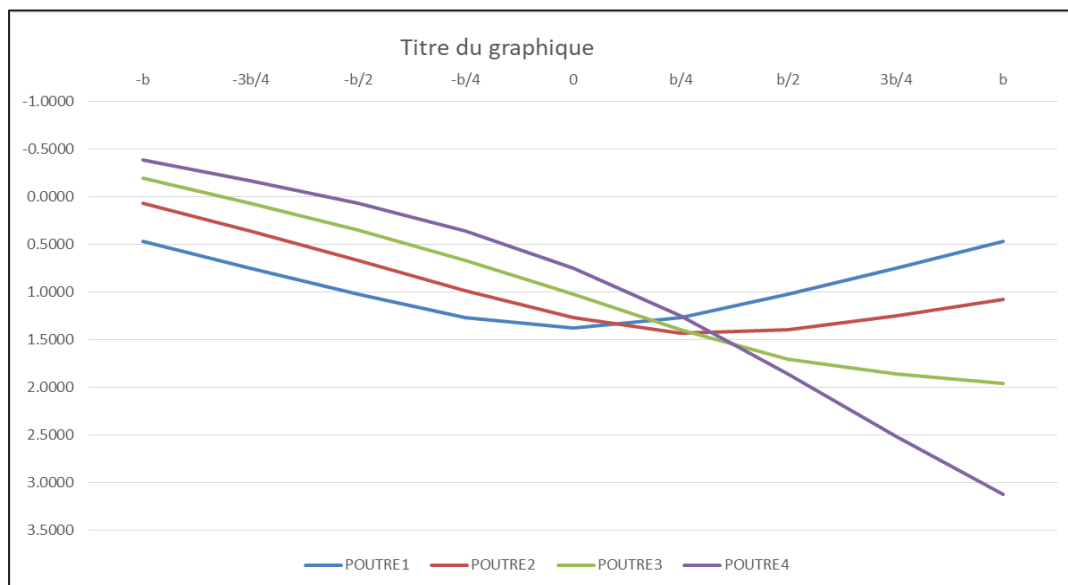


Figure V-3 Représentation de K_α pour chaque poutre

V.2.5.1 Calcul de K_{amoy} :

Pour ce calcul on distingue de types de charges :

- **Surcharges surfaciques :**

Les surfaces sont calculées à partir de l'Autocade et K_{amoy} est calculé par la formule suivante :

$$K_{amoy} = S / L$$

S : les surfaces situées entre les ordonnées d'impact et le linge d'influence.

L : la largeur des voies.

- **Surcharges ponctuelles :**

Les distances sont calculées à partir de l'Autocade et K_{amoy} est calculé par la formule suivante :

$$K_{amoy} = \frac{1}{n} \sum d_i$$

n : Le nombre des charges ponctuelle pour chaque cas de charges.

d_i : la distance mesurée entre l'axe 0 et l'intersection du graphe de la poutre avec la ligne de la poutre active .

NB : les surfaces et les distances sont calculé en utilisant le logiciel AUTOCAD

Les résultats de calculs des surfaces et des distances pour chaque cas de charges en ANNEXE.

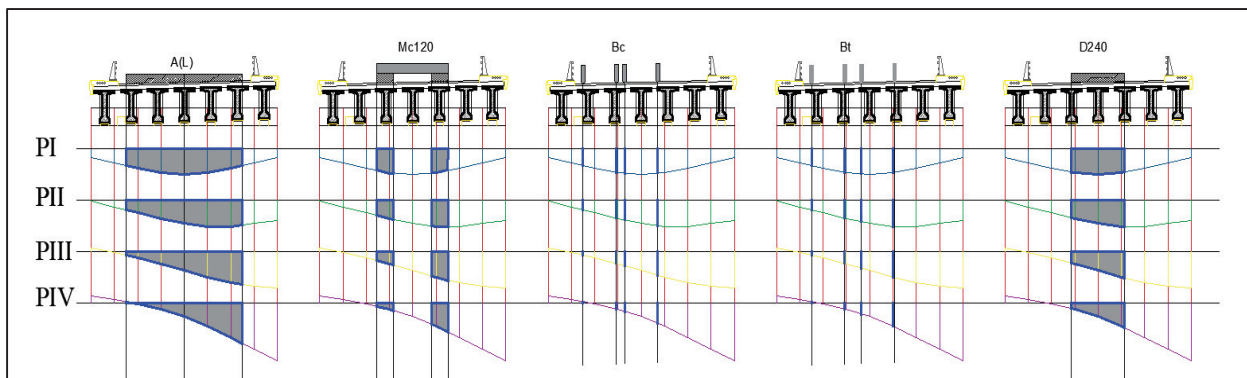


Figure V-4 Calcul des surfaces et des distances sous AUTOCAD

Tableau V-4 Tableau récapitulatif de la répartition des moments transversalement

DESIGNATION		M0 (KN.m)	POUTRE 1		POUTRE 2		POUTRE 3		POUTRE 4	
			$K_{\alpha moy}$	$M_{réel}$ (KN.m)	$K_{\alpha moy}$	$M_{réel}$ (KN.m)	$K_{\alpha moy}$	$M_{réel}$ (KN.m)	$K_{\alpha moy}$	$M_{réel}$ (KN.m)
G		37053.19	1	37053.19	1	37053.19	1	37053.19	1	37053.19
A(L)	1 VOIE	656.52	1.2	787.82	0.9	590.89	0.6	393.91	0.31	203.52
	2 VOIES	1500.62	1.19	1785.73	0.9	1350.6	1.03	1545.64	0.94	1410.58
Bc	1 VOIES	679.45	1.04	706.63	0.69	468.82	0.38	25.63	0.10	373.56
	2 VOIES	1257.4	1.18	1483.74	0.94	1181.9	0.67	842.46	0.41	515.53
Bt	1 TANDEM	486.99	1.09	530.82	0.74	360.37	0.44	214.28	0.15	73.05
	2 TANDEMS	817.03	1.20	980.44	1.02	833.37	0.80	653.62	0.55	449.37
Mc120	1	1255.20	1.79	2246.80	0.66	828.43	0.72	903.74	0.43	539.74
D240	1	2203.06	1.36	2996.16	1.24	2753.8	1.03	2269.15	0.78	1718.4

V.2.6 Détermination de la poutre la plus sollicitée

Pour déterminer la poutre la plus sollicitée on utilise les combinaisons de charges dans les deux états limites (ELU : ELS), on résume les résultats dans le tableau suivant :

Tableau V-5 Combinaisons de charge à ELS et à ELU

Combinaisons		Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3	Poutre 4
ELS	G + 1.2 AL + ST	7534.626	7012.47	7246.518	7084.446
	G + 1.2Bc + ST	7172.238	6239.706	5954.334	5422.506
	G + 1.2Bt + ST	6568.278	7172.238	6810.03	6402.702
	G + MC120	7540.11	6121.74	6197.05	5833.05
	G + D240	8289.47	8047.11	7562.46	7011.71
ELU	1.35 G + 1.6 (AL + ST)	10160.6405	9464.4325	9776.4965	9560.4005
	1.35 G + 1.6 (Bc+ ST)	9677.4565	9194.5125	8651.4085	8128.3205
	1.35 G + 1.6 (Bt+ ST)	8872.1765	8636.8645	8349.2645	8022.4645
	1.35 G + 1.35 MC120	10179.1485	8264.349	8366.0175	7874.6175
	1.35 G + 1.35 D240	11190.7845	10863.5985	10209.321	9465.8085

On conclut que la poutre (I) est la poutre la plus sollicitée au deux états limites

V.3 RESUME :

D'après les calculs ci-dessus, les combinaisons les plus défavorables sont :

- **1.35 G + 1.35 D240** à l'ELU avec un moment maximal égal à **11190.78 KN.m**
- **G + D240** à l'ELS avec un moment maximal égal à **8289.47 KN.**

MODELISATION

CHAPITRE VI : **MODELISATION**

VI.1 INTRODUCTION

Modéliser une structure consiste à la création d'un modèle numérique représentant la structure, ce qui implique de décrire ses caractéristiques géométriques, propriétés matérielles et ses comportements structurels. Les structures sont généralement représentées par des éléments finis, qui sont des éléments discrets reliés entre eux pour former un modèle continu. Ces éléments finis peuvent être des poutres, des plaques, des coques, des solides, etc., selon la complexité de la structure. Cela permet d'analyser avec précision importante le comportement de la structure dans différentes conditions de chargement.

VI.2 MODELISATION DE L'OUVRAGE

Puisque l'ouvrage est isostatique à 9 travées équidistantes et indépendantes, la modélisation se fait sur une seule travée (7 poutres de 36m et un hourdis de 25cm d'épaisseur), avec les conditions aux limites (appui simple et appui double)

VI.2.1 Modélisation des éléments de l'ouvrage

VI.2.1.1 Les poutres et l'hourdis

La poutre est modélisée par un élément « barre » à trois sections différentes (about, intermédiaire, médiane) avec ses propriétés physiques.

L'hourdis est modélisé par un élément de construction « panneau » avec une épaisseur de 25cm et ses propriétés physiques.

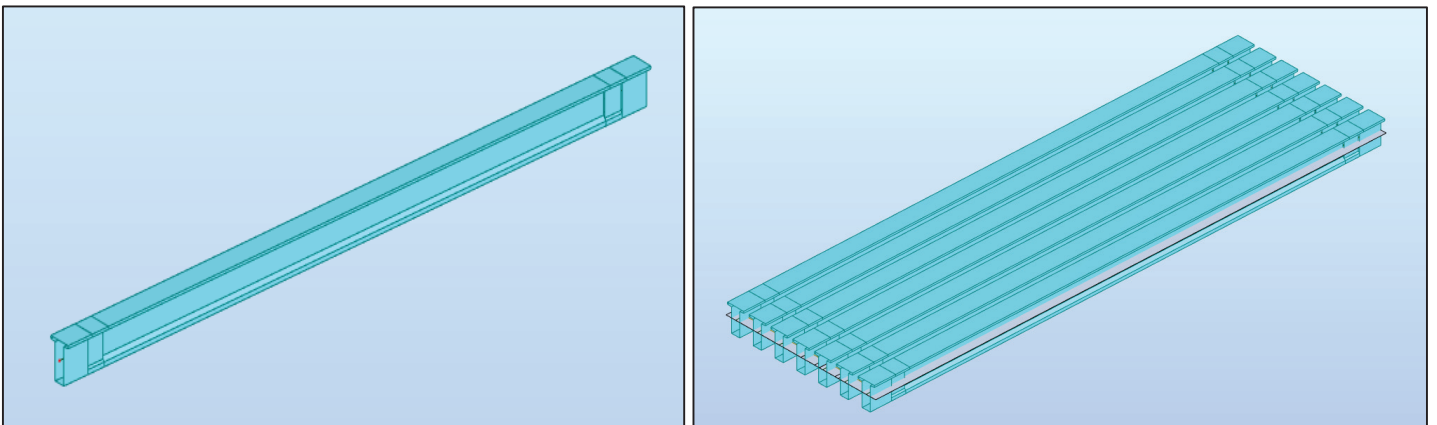


Figure VI-1 Modélisation des poutres et hourdis

VI.2.1.2 Les appuis

Pour la stabilisation de l'ouvrage, on a utilisé deux types d'appuis :

- Appuis simples.
- Appuis doubles.

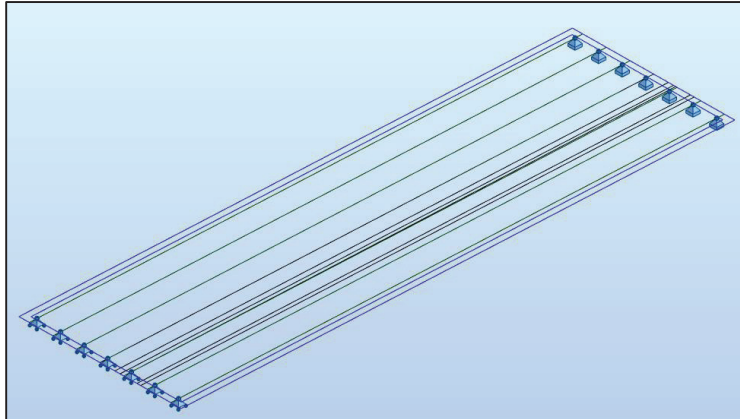


Figure VI-2 Modélisation des appuis

Après l'introduction des différentes charges et combinaisons les résultats de calcul donnent :

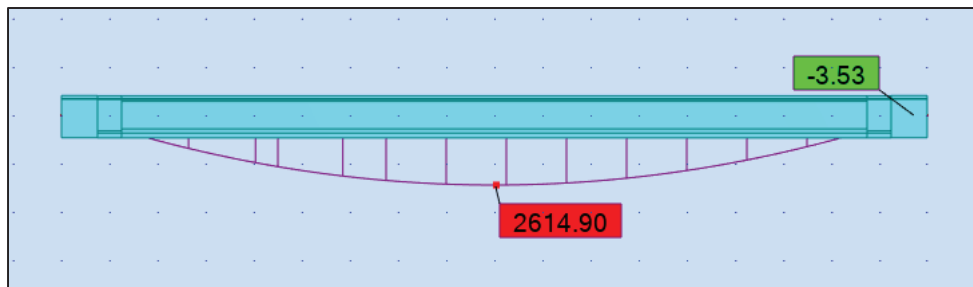


Figure VI-3 Moment sous le poids d'une poutre

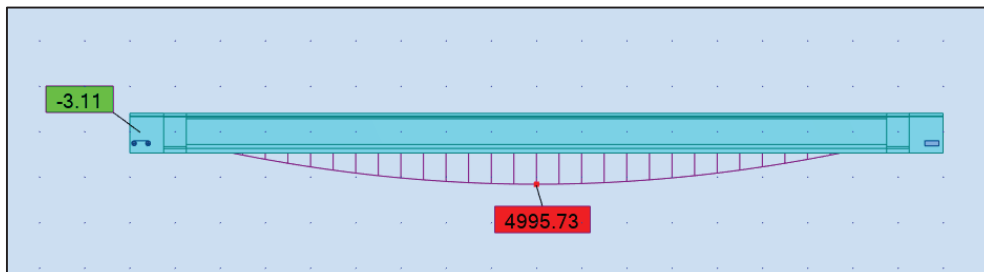


Figure VI-4 Moment sous le poids propre.

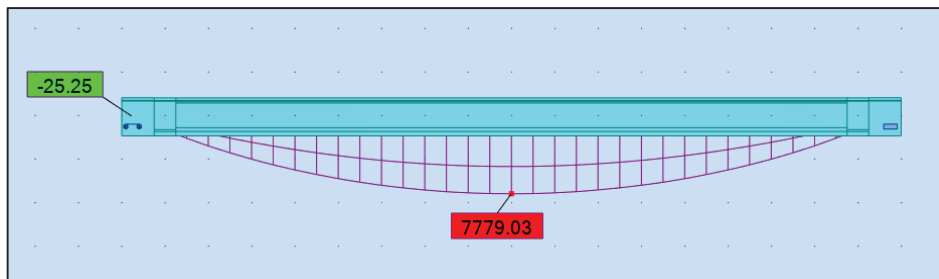


Figure VI-5 Moment max a l'ELS (G+D240)

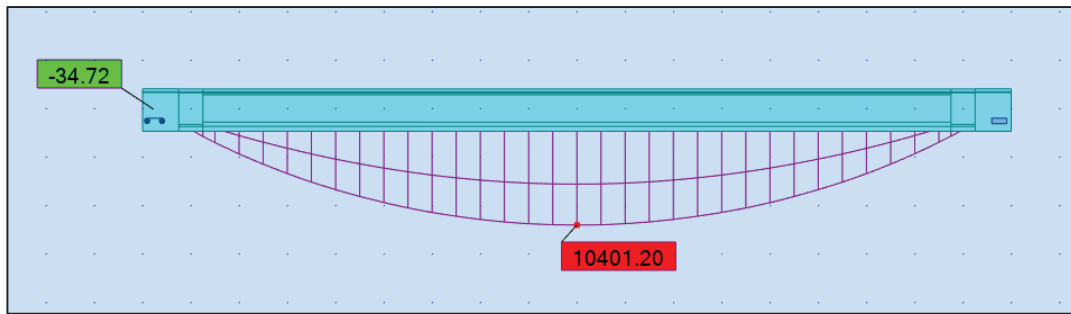


Figure VI-7 Moment max à l'ELU (1.35G+1.35D240)

VI.2.2 Etude comparative :

Les résultats des deux méthodes de calculs (manuelle et automatique) sont inscrits sur le tableau suivant :

Tableau VI-1 Comparaison entre les résultats manuels et automatiques

Combinaisons		Mmax (KN.m) Manuel	Mmax (KN.m) Auto	Erreur
ELS	G+1.2 (A2(I)+ST)	7534.626	7097.76	5.80%
	G+1.2 (Bc2+ST)	7172.238	7431.78	3.62%
	G+1.2 (Bt2+ST)	6568.278	6833.52	4.04%
	G + Mc120	7540.11	7258.05	3.74%
	G + D240	8289.47	7779.2	6.16%
ELU	1.35G+1.6 (A2(I)+ST)	10160.6405	9587.3	5.64%
	1.35G+1.6 (Bc2+ST)	9677.4565	10032.5	3.67%
	1.35G+1.6 (Bt2+ST)	8872.1765	9234.78	4.09%
	1.35 (G + Mc120)	10179.1485	9629.91	5.40%
	1.35 (G + D240)	11190.7845	10401.2	7.06%

VI.3 CONCLUSION

A la fin de ce chapitre on est arrivé à déterminer les sollicitations agissant sur notre ouvrage en utilisant le logiciel ROBOT pour la modélisation et le calcul des efforts

ETUDE DE LA
PRECONTRAINTE

CHAPITRE VII : Etude de la Précontrainte

VII.1 INTRODUCTION

On sait que le béton a pour qualité essentielle une bonne résistance de rupture en compression et par contre, une faible résistance en traction, Il est donc logique de chercher à utiliser la résistance du 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.

- La valeur de la précontrainte P.
- L'excentricité e_0 définie comme étant la distance du centre de gravité de la section étudiée au point de passage de la résultante des forces de précontrainte.

Il existe deux méthodes de la précontrainte :

- Par post-tension : La post-tension est une opération réalisée sur chantier qui consiste à mettre les câbles en tension après coulage du béton par l'intermédiaire d'ancrages et cette méthode utilisée pour les portés d'environ 30-50 m.
- Par pré-tension : La pré-tension est une opération réalisée en usine qui consiste à mettre les câbles en tension avant coulage du béton. C'est la technique la plus utilisée dans le domaine du béton précontraint et cette méthode utilisée pour les portés ne dépasse pas 35m.

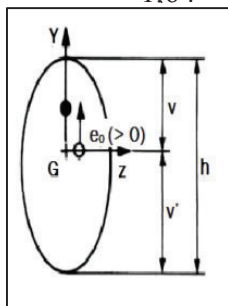
	About		Médiane	
	Poutre seul	Poutre + dalle	Poutre seul	Poutre + dalle
B (m²)	1.13	1.53	0.6804	1.0804
v' (m)	0.93	1.18	0.9344	1.2826
v (m)	0.82	0.82	0.8156	0.7174
I_G (m⁴)	0.317	0.58	0.2541	0.4791
i² (m²)	0.28	0.38	0.37	0.44
P	0.37	0.39	0.49	0.48

VII.2 DONNEES DE CALCUL

Tableau VII. 1 Données de l'ouvrage

DONNEES DE L'OUVRAGE

H_p	1.75	m
$H_p + D$	2.00	m
L_{Poutre}	36	m
$L_{portée}$	35	m
$N_{poutres}$	7	
E_{dalle}	0,25	m
$Enrobage$	0,03	m
λ	1.64	m



CARACTERISTIQUES DES CABLES

Câble	T15	
N Torons	12	
A_p 1 toron	0,00014	m ²
A_p	0,00168	m ²
f_{prg}	1770	MPa
f_{p0}	196.20	KN
f_{pEg}	1593	MPa
D_{gaine}	0,08	m
f	0,18	rd-1
ϕ	0,002	m-1
g	6	mm
μ	0,43	
$\rho 1000h$	2,5	
EP	190000	MPa
fe	500	MPa
σ_s	434,78	MPa

La classe choisie est classe II :

Classe	Exécution	Service					
		Rares		Fréquente		Quasi perm	
Classe II		-1,5 f _{tj}	0,6 f _{ej}	-1,5 f _{tj}	0,6 f _{ej}	-1,5 f _{tj}	0,5 f _{ej}

Figure VII-1 Classe de calcul / BPEL.

Tableau VII. 2 Caractéristiques du béton

F_{c28} (MPa)	F_{t28} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bt} (MPa)
35	2.7	21	-4.05

Tableau VII. 3 Résultats Logiciel

M_{gp} (MN. m)	M_M (MN. m)	M_m (MN. m)	V_M (MN)	V_m (MN)
2.61	7779	5.41	1.03	0.67

VII.3 DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE

VII.3.1.1 Valeur minimale de la précontrainte en service

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

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

$$P_I = \frac{\Delta M + \frac{1}{v'} \overline{\sigma_{bt1}} + \frac{1}{v} \overline{\sigma_{bt2}}}{\rho \times h} \quad , \text{Section sous - critique}$$

$$P_{II} = \frac{M_M + \frac{1}{v'} \overline{\sigma_{bt2}}}{v' + \rho \times v - d'} \quad , \text{Section sur critique}$$

B : aire de la section.

v et **v'** : les distances du centre de gravité par rapport aux fibres extrêmes (**v + v' = h**).

I : Moment d'inertie.

ρ : Rendement géométrique.

M_{gp} : Moment de la poutre seule sous son poids propre.

M_m : Moment sous G à l'ELS

M_M : Moment max de combinaisons à l'ELS

V_M : Effort tranchant max de combinaison à l'ELS

V_m : Effort tranchant sous G à l'ELS

Avec $\Delta M = M_M - M_m$

$\overline{\sigma_{bt1}}, \overline{\sigma_{bt2}}$: Les contraintes limites de traction.

σ_{bc} : La contrainte limite de compression.

Tableau VII-1 Calcul de Pmin

$\overline{\sigma_{bt2}} (MPa)$	$\overline{\sigma_{bt1}} (MPa)$	$d' (m)$	$P_I (MN)$	$P_{II} (MN)$	$P_{MIN} (MN)$
-2.7	-4.05	0.2	-0.98	4.74	4.74

PI : représente la section sous critique (cas où le fuseau de passage est strictement situé hors de la zone d'enrobage).

PII : représente la section sur critique (cas où le fuseau de passage à une de ses frontières la zone d'enrobage).

VII.3.2 Détermination de nombre de câble

Le nombre de câble est donné par la relation suivante :

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

ΔP_0 : est la perte initiale de l'ordre 20-30% ; on prend : $\Delta P_0 = 25\%$.

P_0 : Effort de précontrainte limite qu'un câble de 12T15s peut créer

n : nombre de câbles

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

ΔP_0 (%)	T_0 (MPa)	P_0 (MPa)	$n \geq$	n (câbles)
25	1416	2.38	2.66	3

3 câbles de 12T15

Nombre de câbles à l'about :

Le nombre de câbles à l'about est déterminé en vérifiant les deux conditions suivantes :

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{B_n} - \frac{v}{I_n} (P \times e_0 - M_g) \geq -1.5f_{tj} = \overline{\sigma_{bt}}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{B_n} + \frac{v'}{I_n} (P \times e_0 - M_g) \geq 0.6f_{cj} = \overline{\sigma_{bc}}$$

On faisant sortir P d'un coté :

$$P \leq 7.34 \quad \rightarrow \quad n \leq 3.08$$

$$P \leq 14.00 \quad \rightarrow \quad n \leq 5.89$$

Les 3 câbles iront de l'about a l'about (**pas de câble en extrados**)

VERIFICATION DES CONTRAINTES :

Pour faciliter les travaux de la mise en tension de la précontrainte on préconise de placer les trois câbles dans l'about, puis on fait la vérification des contraintes vis-à-vis des états limites s'ils sont satisfaites ou non.

La vérification à $x = L/2$, se fait selon les quatre phases suivantes :

Tableau VII-2 Contraintes admissibles et caractéristique du beton pour chaque phase.

PHASE 1 : Après 7 jours		PHASE 2 : Après 28 jours	
f_{c7}	23.18 MPa	f_{c28}	35.00 MPa
f_{t7}	1.99 MPa	f_{t28}	2.70 MPa
$\overline{\sigma_{bt2}}$	-1.39 MPa	$\overline{\sigma_{bt2}}$	-1.89 MPa
$\overline{\sigma_{bt1}}$	-2.99 MPa	$\overline{\sigma_{bt1}}$	-4.05 MPa
$\overline{\sigma_{bc7}}$	13.91 MPa	$\overline{\sigma_{bc}}$	21.00 MPa
Δp	10 %	Δp	10 %
Nb câbles	03	Nb câbles	03

PHASE 3 : Après coulage de la dalle	
f_{c28}	35.00 MPa
f_{t28}	2.70 MPa
$\overline{\sigma_{bt2}}$	-1.89 MPa
$\overline{\sigma_{bt1}}$	-4.05 MPa
$\overline{\sigma_{bc}}$	21.00 MPa
Δp	15 %
Nb câbles	03

PHASE 4 : En service	
f_{c28}	35.00 MPa
f_{t28}	2.70 MPa
$\overline{\sigma_{bt2}}$	-2.70 MPa
$\overline{\sigma_{bt1}}$	-4.05 MPa
$\overline{\sigma_{bc}}$	21.00 MPa
Δp	25 %
Nb câbles	03

Avec :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} ; \overline{\sigma_{bcj}} = 0.6f_{cj} ; f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj}$$

$$\overline{\sigma_{bt1}} = -1.5f_{tj} ; \overline{\sigma_{bt2}} = -0.7f_{tj}$$

Tableau VII-3 Résultats de vérification des contraintes.

Phase	$e_0(m)$	$M (MN.m)$	$P (MN)$	$\sigma_{sup} (MPa)$	$\sigma_{inf} (MPa)$	Obs
Phase 1	0.73	2.61	3.21	5.53	3.80	C.V
Phase 2	0.73	2.61	6.42	2.68	17.19	C.V
Phase 3	1.08	4.12	6.07	1.95	12.17	C.V
Phase 4	1.08	7.78	5.35	7.93	-0.36	C.V

Interprétation :

- ✓ Au niveau des fibres inférieures : $\overline{\sigma_{bt2}} \leq \sigma_{inf} \leq \overline{\sigma_{bcj}}$
- ✓ Au niveau des fibres supérieures : $\overline{\sigma_{bt1}} \leq \sigma_{sup} \leq \overline{\sigma_{bcj}}$

VII.4 TRACE DES CABLES DE PRECONTRAINTE :

La géométrie des câbles essentiellement paraboliques puisque les charges permanentes sont généralement uniformément réparties (le tracé suit le diagramme des moments). Un alignement droit d'un mètre environ précède l'ancrage.

VIII.6.1. DISPOSITION DES CABLES :

VIII.6.1.1. En section d'about :

Les câbles de précontrainte doivent être disposés dans chaque section de manière à assurer une bonne répartition des efforts et permettre un bétonnage correct et éviter un affaiblissement des éléments constructifs de la structure.

Les câbles de première famille sont généralement tous ancrés à l'about des poutres et de préférence 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 centre de gravité de la section d'about.

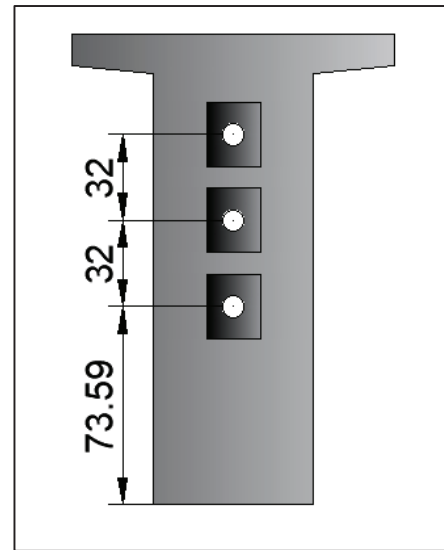


Figure VII-2 Disposition des câbles à l'about

VIII.6.1.2. En section médiane :

En section médiane, section la plus sollicitée, les câbles sont regroupés dans le talon à un excentrement maximum.

La précontrainte se révèle surabondante, au fur et à mesure qu'on se rapproche de l'appui, ce qui conduit à relever les câbles progressivement pour ne pas créer de contraintes excessives en fibre inférieure tout en apportant une bonne réduction d'effort tranchant. Ces dispositions doivent tout de même tenir compte des espacements et couvertures exigés par le BPEL91, en suivant la 3ème disposition de la figure représentée ci-dessous :

Justification des sections :

La section d'about est plus importante par rapport à la section médiane et cela pour plus de résistance vis-à-vis l'effort tranchant qui est maximal à l'about de poutre et aussi l'ancrage des câbles de précontrainte.

Le talon est essentiellement conçue plus large que l'âme pour loger les câbles de la précontraintes.

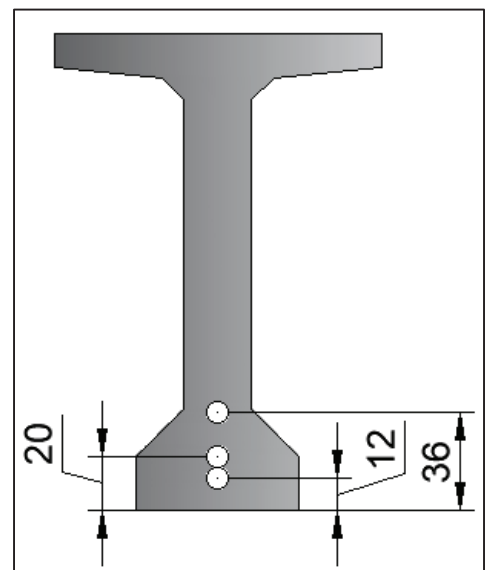


Figure VII-3 Disposition des câbles à mi-travée

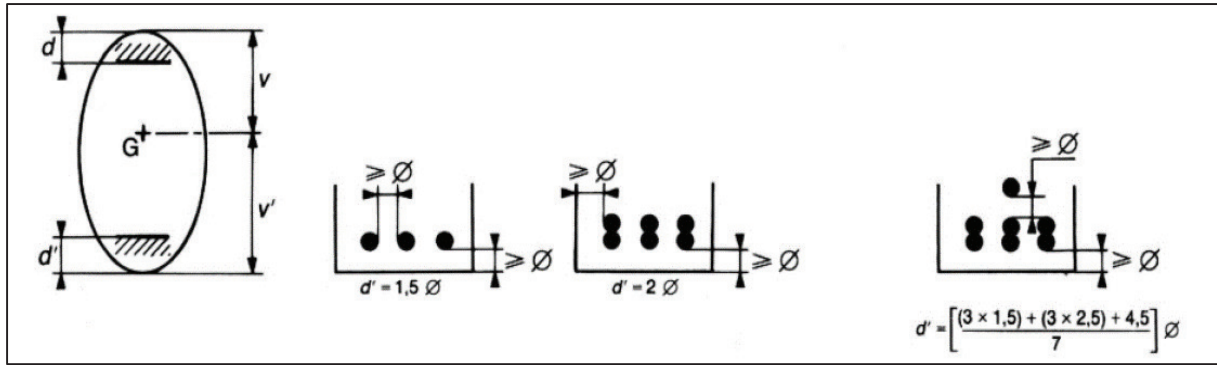


Figure VII-4 Dispositions constructives des câbles de précontrainte.

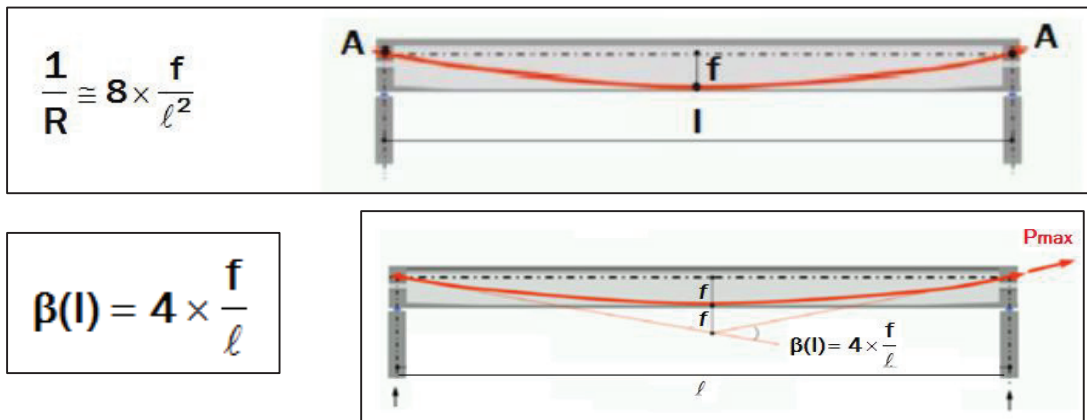


Figure VII-5 Tracer du câble

l: est la distance mesurée horizontalement entre les extrémités de la parabole

f: est la flèche maximale (mesurée à mi-longueur) entre la parabole et la corde qui relie les deux points à l'extrémité de la parabole

CALCUL DE L'ANGLE DE RELEVAGE « α » :

L'angle de relevage α (à $x = 0$) est donné par la formule suivante :

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

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

$$\alpha = \arcsin\left(\frac{V_M + V_m}{2 \times P}\right)$$

Avec :

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

$\bar{\tau}$: Contrainte tangentielle limitée en état limite de service $\bar{\tau} = \sqrt{0.4 \times f_{tj} \left(f_{tj} + \frac{2\sigma_x}{3}\right)}$

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

B_n : Surface nette de la section d'about + hourdis ; $B_n = B_{brute} - n \times B_{gaine}$

b_n : Largeur nette de la section d'about + hourdis ; $b_n = b_0 - n \times \phi$

b_n	0.58 m	l	36 m
B_n	1.52 m ²	l_{rel}	1 m
P	5.35 MN	l_{pb}	34 m
σ_x	3.53 MPa		
$\bar{\tau}$	2.59 MPa		
\bar{V}	2.16 MPa		

$$-12.17 \leq \alpha \leq 31.90$$

$\alpha_{C1} = 3.85^\circ$	$\alpha_{C2} = 5.3^\circ$	$\alpha_{C3} = 6.24^\circ$
----------------------------	---------------------------	----------------------------

Tableau VII-4 Les résultats de f et R et β

N° câble	l (m)	$\alpha_{ré} (^\circ)$	$Y_i (m)$			f (m)	R (m)	$\beta(l)$ rad
			x=0	1	18			
C1	34	3.85	0.74	0.67	0.12	0.55	261.44	0.065
C2	34	5.3	1.06	0.97	0.2	0.77	188.34	0.090
C3	34	6.24	1.38	1.27	0.36	0.91	158.68	0.107

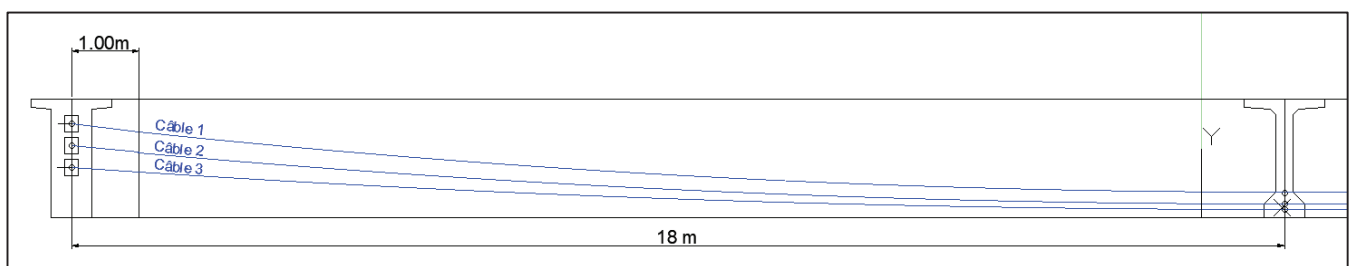


Figure VII-6 Tracés des câbles

VII.5 CALCUL DES PERTES DE TENSION DANS LES CABLES :

VII.5.1 PERTES INSTANTANÉES :

Dans le cas d'une précontrainte par post-tension, les armatures subissent trois types de pertes instantanées, à savoir :

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

La valeur totale de ces pertes de tension instantanées, dans une section d'abscisse x de l'armature, est notée : $\Delta\sigma_{P_i}(x)$.

VII.5.1.1 Pertes par frottement :

Ce type de perte se produit par frottement des câbles sur la gaine lors de la mise en tension. Il existe deux types de frottement :

Frottement en courbe : le câble se place contre la génératrice intérieure de sa gaine lors de la mise en tension.

➤ **Frottement en lignes droites :** à cause des défauts de réalisation, une gaine n'est jamais rigoureusement droite, elle présente souvent des courbures d'où l'existence de frottement.

Donc, la tension appliquée σ_{P0} à l'origine diminue entre le point d'application et un point donné d'abscisse « x » ; sa nouvelle valeur est donnée par la relation :

$$\sigma_P(x) = \sigma_{P0} \times e^{-(f \times \beta \times \phi \times x)}$$

Avec :

σ_{P0} : Tension à l'origine (MPa).

f : Coefficient de frottement en courbe (rad^{-1}).

β : Déviation angulaire totale du câble sur la distance x (rad).

ϕ : Coefficient de perte de tension par unité de longueur (m^{-1}).

x : Distance de la section considérée à celle des sorties des organes de mise en tension (m).

Les résultats sont résumés en tableau ci-dessous :

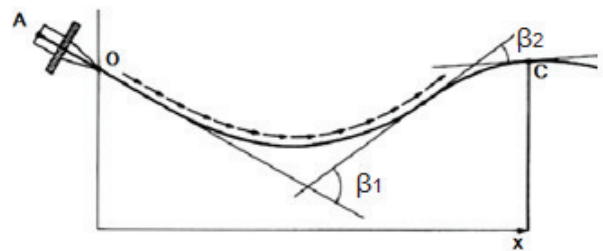


Tableau VII-5 Les résultats de calcul des pertes par frottements

N° câble	X=18m (mi-travée)				
	β (rad)	$f\beta + \varphi x$	$\Delta\sigma_\varphi$ (MPa)	$\Delta\sigma_\varphi$ Moy (MPa)	$\Delta\sigma_\varphi$ Moy (%)
C1	0.065	0.048	65.96	71.40	5.04%
C2	0.090	0.052	72.08		
C3	0.107	0.055	76.16		

VII.5.1.2 Les pertes par glissement d’ancrage (le recul de l’ancrage) :

Données par la formule suivante : $\Delta\sigma_g = 2 \times \sigma_{p0} \times k(d - x)$; Avec :

k : constante ; $k = f \times \frac{\beta}{l} + \varphi$.

d : La longueur sur laquelle s’effectue le recul de l’ancrage, $d = \sqrt{\frac{E_p \times g}{\sigma_{p0} \times k}}$

g : Intensité du recule d’ancrage (2-6 mm).

Tableau VII-6 Les résultats de calcul des pertes par glissement d’ancrage.

N° câble	l (m)	k (m ⁻¹)	d (m)	$\Delta\sigma_{p(l/2)}$	$\Delta\sigma_{p(0)}$
C1	18	0.0027	17.43	0	130.81 (MPa)
C2	18	0.0029	16.65	0	136.90 (MPa)
C3	18	0.0031	16.19	0	140.82 (MPa)

VII.5.1.3 Perte par déformation instantané de béton (raccourcissement de béton)

Données par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_e = \frac{E_p}{2 \times E_{ij}} \sigma_{bi} \quad \text{et} \quad \sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{p \times e^2}{I_g} - \frac{M_p \times e}{I_g}$$

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 35\,981,73 \text{ MPa.}$$

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

M_G (MN.m)	E_{ij} (MPa)	e (m)	B (m ²)	I_G (m ⁴)	n_{cables}
2.61	35 981.73	0.71	0.68	0.25	3

Tableau VII-7 Valeurs des Pertes par déformation instantanée du béton

σ_e (MPa)	42.37
σ_e (%)	3%

VII.5.2 Les pertes de tension différées :

VII.5.2.1 Pertes par retrait :

La perte de tension par retrait données par la formule suivante :

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

Avec :

$r(t)$: La loi d'évolution du retrait en fonction du temps, en général négligeable devant 1.

ε_r : Le retrait final = 2×10^{-4}

Tableau VII-8 Résultats de pertes par retrait

σ_r (MPa)	38
σ_r (%)	2.68%

VII.5.2.2 Perte par fluage :

La perte de tension par fluage données par la formule suivant :

$$\Delta\sigma_{fl} = 2.5 \times \sigma_b \times \frac{E_p}{E_{ij}} \text{ et } \sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_g} - \frac{M_p \times e}{I_g}$$

La section considéré est la section 'poutre + dalle'.

Les résultats de calcul des pertes par fluage :

Désignation	La valeur en x=L/2
$P = n_{cables} \times P_0 (1 - (\Delta\sigma_\phi + \Delta\sigma_e))$ (MN)	5.35
B (m^2)	1.1332
$e = v' - moy(e_i)$ (m)	1.06
M_p (MN.m)	5.41
σ_{bi} (MPa)	5.26
$\Delta\sigma_{fl}$ (MPa)	69.39
$\Delta\sigma_{fl}$ (%)	4.90%

Tableau VII-9 Les résultats de calcul des pertes par fluage.

VII.5.2.3 La perte par relaxation

La perte de tension par relaxation peut estimer dans la formule suivant :

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

ρ_{1000} (%) : relaxation garantie à 1000 h = **2.5%**.

μ_0 : coefficient valant 0,43 pour les armatures à très basse relaxation.

$\Delta\sigma_p = 59,72\text{MPa}$ $\Delta\sigma_p = 4,22\%$.

Tableau VII-10 Résultats de pertes par relaxation.

$\Delta\sigma_p$ (MPa)	59,72
$\Delta\sigma_p$	4.22 %

Résumé des pertes :

La perte de tensions différées : $\Delta\sigma_{diff} = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6}\Delta\sigma_p$

Donc la perte totale : $\Delta\sigma_{tot} = \Delta\sigma_{inst} + \Delta\sigma_{diff}$

Tableau VII-11 Résultat final des pertes

	MPa	%
$\Delta\sigma_{Inst}$	113.77	8.03
$\Delta\sigma_{Diff}$	157.16	11.10
$\Delta\sigma_{\infty} =$	270.93	19.133

VII.6 LA VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALE A L'ELS :

La vérification de l'effort de précontrainte s'effectue phase par phase ; en considérant 3 sections L/4, 3L/8 et L/2 pour la vérification des contraintes normale.

Tableau VII-12 Caractéristiques des sections

	x=0		x=L/4		x=3L/8		x=L/2	
	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle
H (m)	1.75	2.00	1.75	2.00	1.75	2.00	1.75	2.00
B _{nette} (m ²)	1.116	1.516	0.665	1.065	0.665	1.065	0.665	1.065
v _n (m)	0.818	0.822	0.804	0.705	0.800	0.703	0.800	0.702
v' _n (m)	0.932	1.178	0.946	1.295	0.950	1.297	0.950	1.298
I _{nG} (m ⁴)	0.316	0.580	0.250	0.468	0.247	0.464	0.246	0.462
ρ (%)	37.14	39.52	49.40	48.08	48.90	47.72	48.71	47.57

Pour les justifications aux ELS, on doit calculer les deux valeurs caractéristiques P1 et P2 tel que :

$$P_1 = 1.02 \times P_0 - 0.8 \times \Delta P$$

$$P_2 = 0.98 \times P_0 - 1.2 \times \Delta P$$

Avec ΔP : les pertes de tension de chaque phase.

$$\text{Etat à vide } \sigma_{P1} = \begin{cases} \overline{\sigma_{bt1}} \leq \sigma_{sup} = \frac{P_1}{e_0} - (P_1 \times e_0 - M_{min}) \times \frac{v}{I} \\ \overline{\sigma_{bt2}} \leq \sigma_{inf} = \frac{P_1}{e_0} - (P_1 \times e_0 - M_{min}) \times \frac{v'}{I} \leq \overline{\sigma_{bc}} \end{cases} \quad \sigma_1 = \sigma_P + \sigma_{P1}$$

$$\text{Etat en charge } \sigma_{P2} = \begin{cases} \overline{\sigma_{bt1}} \leq \sigma_{sup} = \frac{P_2}{e_0} - (P_2 \times e_0 - M_{min}) \times \frac{v}{I} \\ \overline{\sigma_{bt2}} \leq \sigma_{inf} = \frac{P_2}{e_0} - (P_2 \times e_0 - M_{min}) \times \frac{v'}{I} \leq \overline{\sigma_{bc}} \end{cases} \quad \sigma_2 = \sigma_P + \sigma_{P2}$$

Avec $e_0 = v' - d$

Tableau VII-13 l'emplacement de la précontrainte dmoy

Section	x = 0.5	x = L/4	x = 3L/8	x = L/2
d (m)	1.011	0.433	0.278	0.227

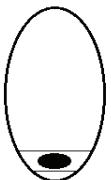
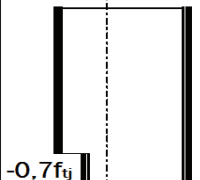
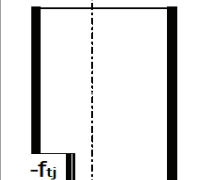
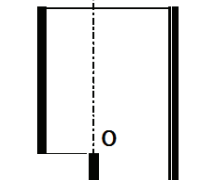
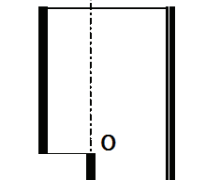
Classe	Exécution	Service			
		Rares	Fréquente	Quasi perm	
Classe II					
	$-1.5 f_{tj}$ $0.6 f_{cj}$  $-0.7 f_{tj}$	$-1.5 f_{tj}$ $0.6 f_{cj}$  $-f_{tj}$	$-1.5 f_{tj}$ $0.6 f_{cj}$  0	$-1.5 f_{tj}$ $0.5 f_{cj}$  0	

Tableau VII-14 Les contraintes admissibles

Contraintes admissibles	j = 7 jours	j ≥ 28 jours	Cas
$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	13.91	21	Exe/QR/QF
$\overline{\sigma_{bt1}}$ (MPa)	-2.99	-4.05	Exe/QR/QF
$\overline{\sigma_{bt2}}$ (MPa)	-1.39	-1.89	Exécution
$\overline{\sigma_{bt2}}$ (MPa)	-1.99	-2.7	Rares

Tableau VII-15 Les valeurs de la contrainte normale à l'ELS pour chaque phase.

		Phase 1		Phase 2		Phase 3		Phase 4	
		x=0	x=L/2	x=0	x=L/2	x=0	x=L/2	x=0	x=L/2
e (m)		-0.08	0.72	-0.08	0.72	0.17	1.07	0.17	1.07
M _{ELS}		0.00	3.90	0.00	7.79	0.00	7.79	0.00	7.79
P1 (MN)		3.53	3.53	6.82	6.82	6.5	6.5	6.19	6.19
P2 (MN)		3.32	3.32	6.31	6.31	5.83	5.83	5.36	5.36
σ_P (MPa)	σ_{sup}	0.00	12.64	0.00	25.29	0.00	11.85	0.00	11.84
	σ_{inf}	0.00	-15.03	0.00	-30.06	0.00	-21.88	0.00	-21.88
σ_{P1} (MPa)	σ_{sup}	3.88	-2.98	7.51	-5.77	2.75	-4.49	2.61	-4.27
	σ_{inf}	2.34	15.14	4.52	29.30	6.50	25.67	6.19	24.42
σ_{P2} (MPa)	σ_{sup}	3.66	-2.81	6.94	-5.35	2.46	-4.02	4.87	-3.69
	σ_{inf}	2.21	14.28	4.18	27.09	5.83	23.01	5.36	21.14
σ_{max} (MPa)	σ_{sup}	3.88	9.66	7.51	19.52	2.75	7.63	2.61	7.58
	σ_{inf}	2.34	0.11	4.52	-0.76	6.50	3.79	6.19	2.54
σ_{min} (MPa)	σ_{sup}	3.66	9.83	6.94	19.95	2.46	7.82	4.87	8.15
	σ_{inf}	2.21	-0.75	4.18	-2.97	5.83	1.13	5.36	-0.75

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{B} - (P \times e_0 - M) \times \frac{v}{I}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{B} + (P \times e_0 - M) \times \frac{v'}{I}$$

Avec σ_{min} : la contrainte sous **P2** et σ_{max} : la contrainte sous **P1**.

VII.7 VERIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES

VII.7.1 Vérification vis-à-vis de l'ELS

$$P_0 = 2.38 \text{ MN}; \quad \Delta P = 19.133 \text{ MN}; \quad n = 3 \text{ cables} \rightarrow P = 5.77 \text{ MN}$$

$$V_P = \sum P_i \times \sin(\alpha_i) = 0.52 \text{ MN} \text{ (Somme des composantes verticales de chaque câble).}$$

$$H_P = \sum P_i \times \cos(\alpha_i) = 5.75 \text{ MN} \text{ (Somme des composantes horizontales de chaque câble).}$$

$$V_{ser} = 1.03 \text{ MN} \text{ (Effort tranchant max a l'ELS).}$$

$$V_{red} = V_{ser} - V_P = 0.51 \text{ MN} \text{ (Effort tranchant réduit)}$$

$$B_n = 1.52 \text{ m}^2 \text{ (Surface nette de la section poutre + dalle).}$$

$$\sigma_x = \frac{H_P}{B_n} = 3.79 \text{ MPa} \text{ (Contrainte normale longitudinale au centre de gravité).}$$

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa}; \quad f_{t28} = 2.7 \text{ MPa} \rightarrow \tau_1 = 2.65 \text{ MPa} \leq 0.4\sigma_x = 14 \text{ MPa}$$

$$I_n = 0.58 \text{ m}^4 \text{ (Inertie nette de la section)}$$

$S_n = 0.49 \text{ m}^2$ (Moment statique nette par rapport à l'axe horizontal passant par le CDG de la section situé au-dessus de l'axe neutre, (pour la 4ème phase on prend le moment statique de la poutre + hourdis));

$$b_n = b_0 - \phi_{gaine} = 0.52 \text{ m} \text{ (Largeur nette de la section).}$$

$$\tau = \frac{V_{red} \cdot S_n(y)}{I_n \cdot b_n} \rightarrow \tau = 0.84 \text{ MPa} \leq \tau_1 = 2.65 \text{ MPa}$$

✓ Les contraintes de cisaillement sont bien vérifiées dans la section d'about.

VII.7.2 Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU

➤ Vérification des bielles comprimées

➤

$$V_{ult} = 1.373 \text{ MN} \text{ (Effort tranchant max a l'ELU) et } V_P = 0.52 \text{ MN}$$

$$V_{u,red} = V_{ult} - V_P = 0.857 \text{ MN}$$

$$I_n = 0.58 \text{ m}^4; \quad S_n = 0.49 \text{ m}^2; \quad b_n = 0.52 \text{ m}$$

$$\rightarrow \tau_u = 1.39 \text{ MPa}$$

$$\sigma_x = 3.79 \text{ MPa} \rightarrow \beta_u = 18.16^\circ \leq 30^\circ \text{ Vérifiée On prend } \beta_u = 30^\circ$$

$$\tau_u = 1.39 \text{ MPa} < \frac{f_{c28}}{6} = 5.83 \text{ MPa}$$

✓ Les bielles comprimées de béton sont bien vérifiées

➤ Vérification de la résistance des armatures transversales

$$\tau_u = 1.39 \text{ MPa}; \quad f_{t28} = 2.7 \text{ MPa}; \quad f_e = 500 \text{ MPa}; \quad \gamma_s = 1.15; \quad b_n = 0.52 \text{ m}; \quad \beta_u = 30^\circ$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \left[\tau_u - \frac{f_{t28}}{3} \right] \times \frac{b_n \times \gamma_s}{f_e} \times \text{tg}(\beta_u) \rightarrow \frac{A_t}{S_t} > 3.39 \text{ cm}^2/\text{m}$$

S_t : L'espacement des armatures tel que : $S_t \leq \min(1m; 0.8h; 3b_0) \rightarrow S_t \leq 75 \text{ cm}$.

b_0 : L'épaisseur brute minimale de l'âme.

Section minimale : $\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b_n \times \gamma_s} \geq 0.4 \text{ MPa}$ avec $S_t \leq 75 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{S_t} \leq 4.784 \text{ cm}^2$$

✓ On prend un cadre HA12 (2.26 cm²) avec un espacement $S_t \geq \frac{2.26}{4.784} = 47.24 \text{ cm}^2$

✓ On prend $S_t = 45 \text{ cm}$

VII.8 ARMATURES PASSIVES DES POUTRES

VII.8.1 Armatures passives des zones tendues

$\sigma_{bt} = -2.97 \text{ MPa}$ ce qui donne $A_s = 8.32 \text{ cm}^2$ donc 5HA16

VII.8.2 Les armatures de peau

Transversales : 2 cm² /ml placé sur le pourtour.

Longitudinale :

Il y a lieu de mettre en place une section minimale d'aciers passifs longitudinaux :

$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_t}{f_e} = 14.9 \text{ cm}^2$ Soit 20HA12.

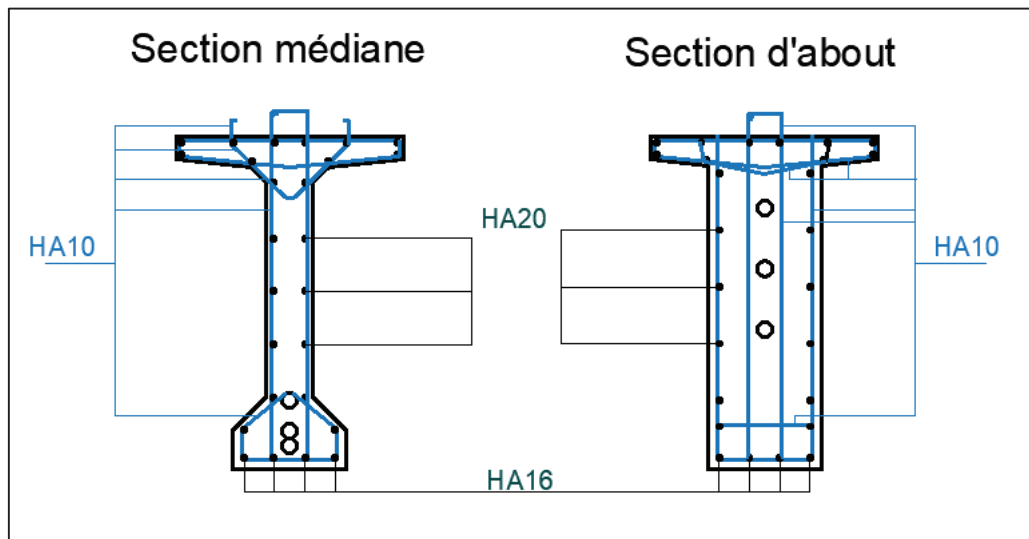


Figure VII-7 Ferrailage passif de la poutre

ETUDE DU TABLIER

CHAPITRE VIII : ETUDE DU TABLIER

VIII.1 INTRODUCTION

Une poutre isostatique peut subir des déformations sous l'effet de son poids propre et l'effort des câbles de précontrainte. Néanmoins, il est nécessaire que ces déformations puissent se produire librement pour qu'elles ne puissent pas modifier les effets de la précontrainte, sinon, des fissurations peuvent apparaître sur certaines sections.

VIII.2 FLECHES ET CONTRE FLECHES

On utilise Autodesk Robot Structural Analysis Professional pour la détermination des différentes flèches.

VIII.2.1 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.

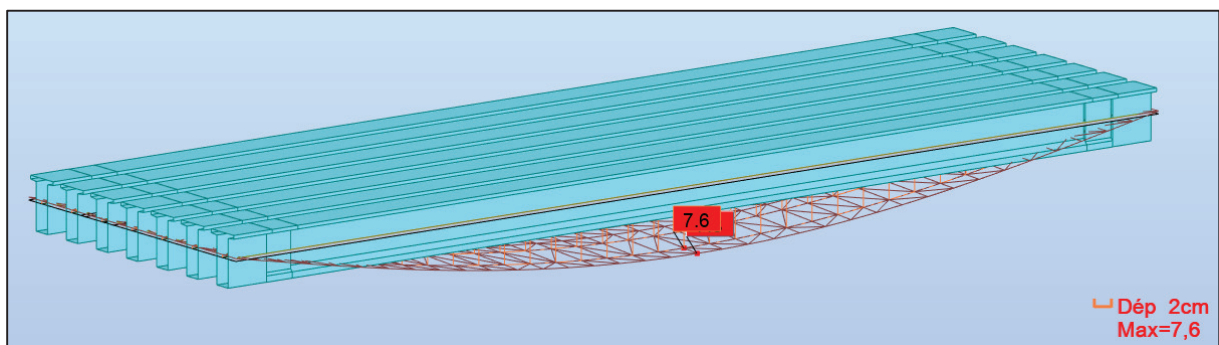


Figure VIII-1 Flèche max de la poutre due au poids propre (G)

La flèche max due au poids propre G d'après le diagramme est :

$$f_G = 7.6 \text{ cm}$$

VIII.2.2 Contre flèche due à la précontrainte

Données de calcul :

$P_{\text{câble moy}} = 6.82 \text{ MN}$ (mise en tension à 100 %)

$e_0 = -8 \text{ cm}$ et $e_1 = 72 \text{ cm}$

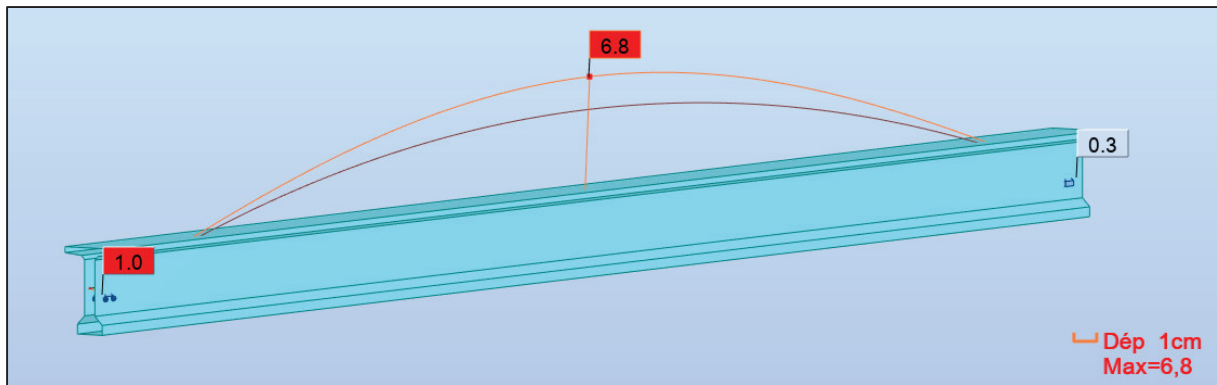


Figure VIII-2 Contre flèche max de la poutre due à la mise en tension de la précontrainte.

La flèche maximale due à l'effort des 3 câbles du précontraint est :

$$f_P = 6.8 \text{ cm}$$

VIII.2.3 Flèche maximale à ELS

La flèche maximale à l'ELS est donnée par la combinaison de calcul :

$$G + D_{240} + 0,6 T + 0,5 \Delta \emptyset$$

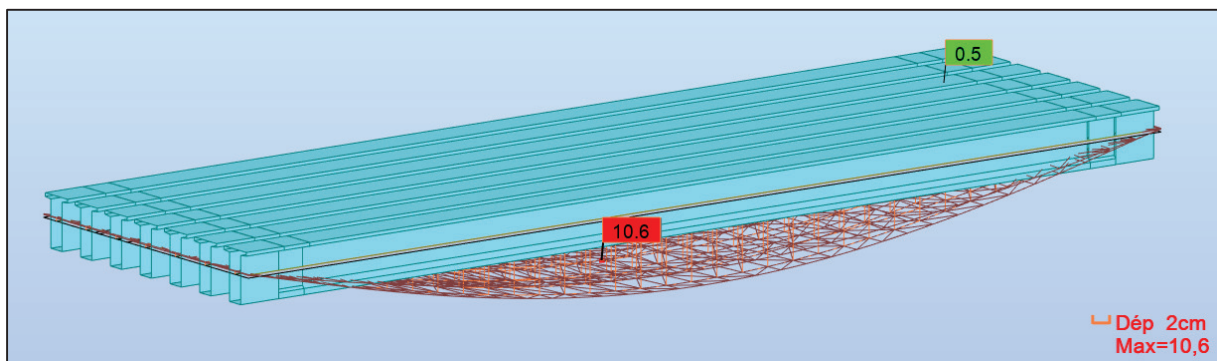


Figure VIII-3 Flèche max de la poutre à ELS.

La flèche maximale à l'ELS est :

$$f_{ELS} = 10.6 \text{ cm}$$

VIII.2.4 Flèche due à la construction

La flèche de construction est donnée par la formule suivante :

$$f_C = \frac{3}{4} (|f_P| - f_G) = -0.825 \text{ cm}$$

VIII.2.5 Flèche totale

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

$$f_{tot} = f_{ELS} + f_P + f_C = 10.6 - 6.8 - 0.825 = 2.975 \text{ cm}$$

$$f_{tot} = 2.975 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{36}{500} = 7.2 \text{ cm} \geq 2.975 \text{ cm} = f_{tot}$$

On conclut que la condition de la flèche limite à l'ELS est vérifiée.

VIII.3 ETUDE DE L'HOURLDIS

La dalle a pour rôle de répartir les charges sur les poutres du tablier (revêtement, chape d'étanchéité, les surcharges civil, militaire et exceptionnelle etc... les charges et surcharges du trottoir), ainsi que l'entretoisement des poutres.

L'hourdis est soumis à deux types de flexion :

- Une flexion longitudinale : la précontrainte au niveau des poutres reprendre ces efforts.
- Une flexion transversale : le ferrailage passif de la dalle reprendre ces efforts.

La dalle ou l'hourdis a pour rôle de repartir les charges et les surcharge du tablier (revetement, etancheité, trottoir, charges roulantes...) sur les poutres.

L'hourdis supporte deux types flexion :

- Flexion longitudinale : ces efforts sont repris par les câbles de précontrainte.
- Flexion transversale : ces efforts sont repris par un ferrailage passif.

VIII.3.1 Ferrailage sous la flexion transversale

VIII.3.1.1 La modélisation de la dalle :

La dalle est modélisée en un élément barre de **1 mètre linéaire** longitudinalement et de section (**0.25×11**) m² transversalement, la barre est reposée sur 7 appuis (représentant les 7 poutres).

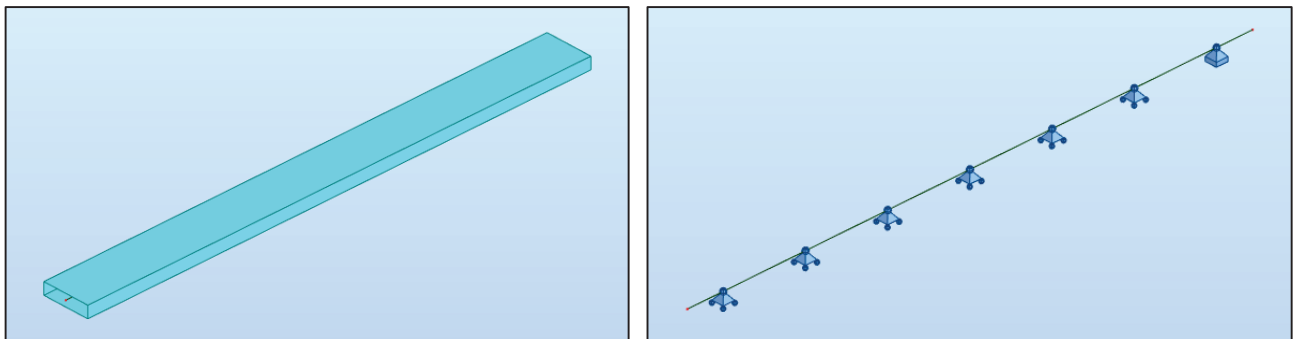


Figure VIII-4 Modélisation de l'hourdis sous ROBOT

VIII.3.1.2 Evaluation des efforts

Le ferrailage de la dalle se calcule par rapport au moment de flexion transversale des multiples charges introduites dans le chapitre de calcul de charges et surcharges, ce type de flexion est important dans le sens xx (sens porteur).

Le dimensionnement du ferrailage se fait à l'ELS sur la section définie précédemment.

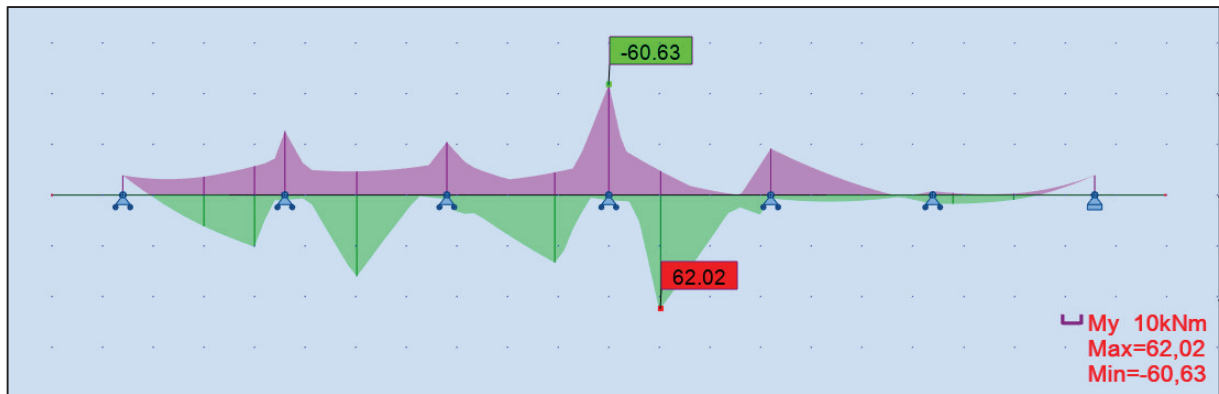


Figure VIII-6 Diagramme du moment à l'ELU : 1.35G + 1.6 Bt2

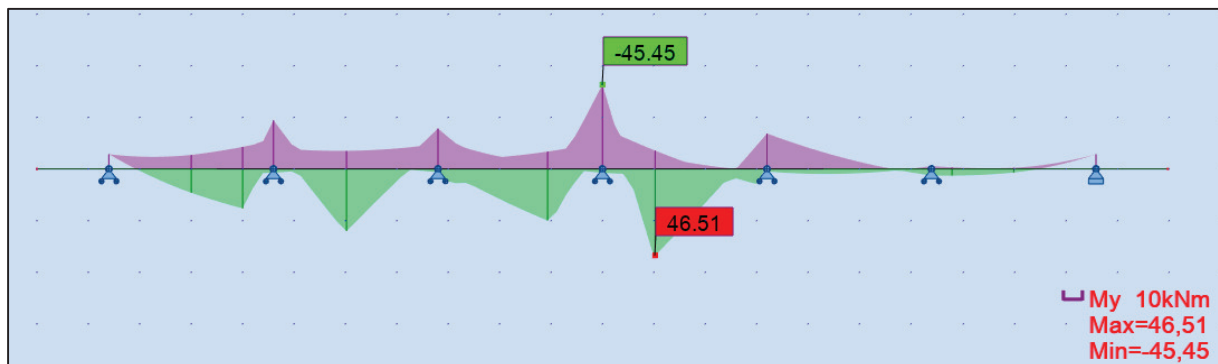


Figure VIII-5 Diagramme du moment à l'ELS : G + 1.2 Bt2

D'après les diagrammes :

ELU :

- Pour les fibres supérieures : $M_{ELU} = 60.63 \text{ KN.m/ml}$
- Pour les fibres inférieures : $M_{ELU} = 62.02 \text{ KN.m/ml}$

ELS :

- Pour les fibres supérieures : $M_{ELS} = 45.45 \text{ KN.m/ml}$
- Pour les fibres inférieures : $M_{ELS} = 46.51 \text{ KN.m/ml}$

La section d'acier (ferraillage) est obtenue a l'aide du logiciel **robot EXPERT 2010 Voir Annexe**

Le calcul du ferraillage a l'ELS (fissurations préjudiciables) :

Tableau VIII-1 Section d'acier de l'hourdis

Nappe	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	Barres choisies	$S_t \text{ (cm)}$	Enrobage (cm)
Supérieures	9.2	6HA14	20	3
inférieures	9.4	6HA16	20	3

Armatures longitudinale de construction (sens des poutres) :

Les armatures de construction égale à 1/3 de la section A_s dans les deux nappes. On opte pour **HA12** ; avec un espacement de 20 cm. Un enrobage minimal de $C = 3\text{cm}$.

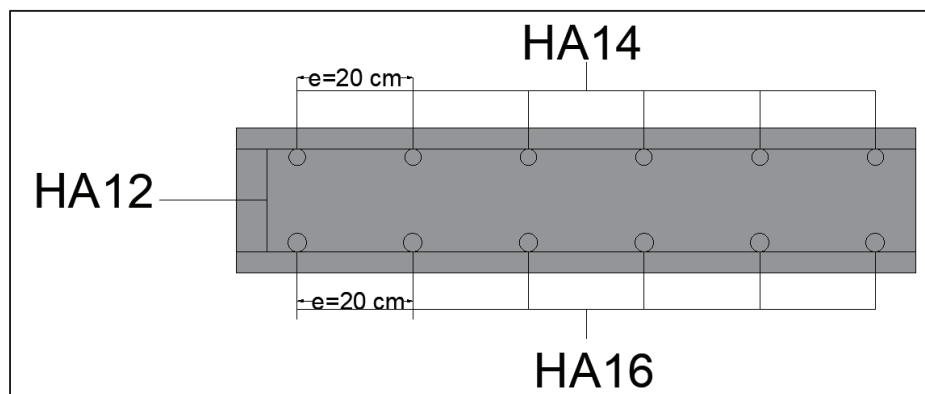


Figure VIII-7 Ferrailage de la dalle (coupe transversale)

VIII.4 CONCLUSION

Dans ns ce chapitre on a pu dimensionner l'hourdis du pont qui est un élément essentiel dans la transmission et la répartition des charges vers les poutres ainsi que l'entretoisement.

ETUDE GEOTECHNIQUE

CHAPITRE IX : **Etude géotechnique :**

IX.1 Introduction :

L'étude géotechnique joue un rôle essentiel dans la conception et la construction des ouvrages d'art. Elle vise à évaluer les caractéristiques et les propriétés mécaniques du sol et du sous-sol sur lesquels ces ouvrages seront construits. L'objectif principal de cette étude est de garantir la stabilité et la durabilité de l'ouvrage, en prenant en compte les contraintes géologiques et géotechniques spécifiques du site.

Ce chapitre a pour objectif de déterminer les capacités portantes du sol sur lequel l'ouvrage de ce projet est construit. Ce calcul est réalisé en raison de l'absence de ces informations dans le rapport géotechnique fourni par l'entreprise de réalisation.

IX.2 Données de laboratoire :

Le laboratoire chargé de faire l'étude géotechnique a réalisé 20 sondages carottés le long de la liaison de 20 Km, parmi ces sondages le 1^{er} a été réalisé dans la section où se trouve l'ouvrage (PR12) situé au milieu de l'ouvrage.

Dans ce chapitre on aura besoin de l'essai pressiométrique de Menard (les courbes sont en **ANNEXE**)

La section de l'ouvrage présente une couche **d'éboulis à matrice gréseuse** de 0 à 4m au-dessus d'une couche de **marne grisâtre** de 4m à 21m (une bonne résistance à la compression donc un sol favorable pour les fondations).

IX.3 Calcul de capacités portantes : (Fascicule 62 titre V)

Au vu de la présence d'une importante couche d'éboulis (4m) au-dessus de la couche d'assise il y'a lieu d'opter pour des fondations profondes.

Le calcul sera mené à partir de l'essai pressiométrique de Menard (PR12) effectué au droit de l'assise de l'ouvrage.

On opte pour des pieux de **10m** de profondeur et de **1.2m** de diamètre.

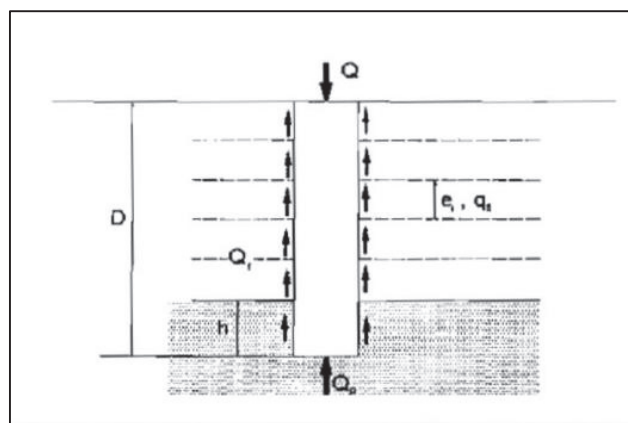


Figure IX-1 Comportement d'un pieu soumis à une charge

La charge limite ultime du pieux est donnée par :

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

Q_p : charge limite de pointe

Q_s : charge limite de frottement latéral

La valeur de la charge mobilisable sous la pointe Q_p est déduite de la pression de rupture q_p du sol sous la pointe par la relation :

$$Q_p = A_p \times q_p$$

Où $A_p = 1.131 \text{ m}^2$ représente l'aire de la section de la pointe

La contrainte de rupture sous la pointe q_p est donnée par :

$$q_p = K_p \times Pl_e^*$$

Où : Pl_e^* est la pression limite nette équivalente et K_p facteur de portance.

IX.3.1 Pression limite nette équivalente :

Elle est déterminée en effectuant une moyenne de la pression limite nette Pl^* au voisinage de la pointe du pieu.

$$Pl_e^* = \frac{1}{b + 2a} \int_{D-b}^{D+3a} Pl^* dz$$

$$Pl^* = Pl - Pl_0 \quad \text{Où} \quad Pl_0 = K_0 \times q_0 = K_0 \times \gamma' \times z$$

$K_0 = 0.5$: Coefficient de pression de terre au repos.

$D = 10 \text{ m}$: Fiche des pieux

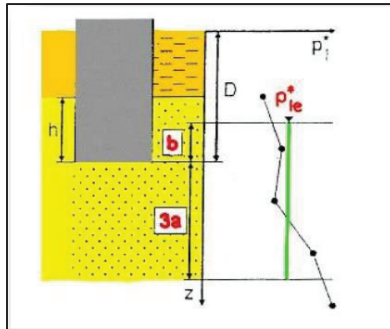
$$a = \max\left(\frac{B}{2}; 0.5\right) = 0.6 \text{ m}; \quad b = \min(a; h) = 0.6 \text{ m}$$

$B = 1.2 \text{ m}$: Diamètre des pieux

$h = 6 \text{ m}$: La hauteur du pieu dans la couche porteuse.

K_p : Le facteur de portance dont la valeur est fixée par le (Tableau u1) selon la nature des terrains (Tableau 2). Cette valeur est fonction de la nature du terrain de fondation et les conditions de mise en œuvre. (Tableau en **Annexe**).

Marne de type A ; Pieux mis en œuvre sans refoulement $\rightarrow K_p = 1.8$



$$\text{Donc } Pl_e^* = \frac{1}{2.4} \int_{9.6}^{11.8} Pl^* dz = 2.6825 \text{ MPa}$$

IX.3.2 Résistance de pointe :

La résistance de pointe $Q_p = A_p \times K_p \times Pl_e^* = 5461.03 \text{ KN}$

IX.3.3 Frottement latéral :

$$Q_f = P \times \sum q_{f,i} \times e_i$$

$P = 3.77 \text{ m}$: Périmètre du pieu.

e_i : Épaisseur de la couche sujette aux frottements.

La valeur du frottement latéral q_f à une profondeur (z), est donnée par la courbe du jeu d'abaques (en ANNEXE) en fonction de la valeur de la pression limite nette $Pl^*(z)$; La courbe à utiliser est fonction de la nature du sol et de l'élément de fondation considéré.

Marnes type A ; courbe Q3 avec $Pl^*(10m) = 2.424 \text{ MPa} \rightarrow q_f = 0.12 \text{ MPa}$

Eboulis ; courbe Q1 avec $Pl^*(4m) = 0.8 \text{ MPa} \rightarrow q_f = 0.03 \text{ MPa}$

$$Q_f = P \times (0.03 \times 4 + 0.12 \times 10) = 4976.4 \text{ KN}$$

la capacité ultime : $Q_u = Q_p + Q_f = 10\,437.43 \text{ KN}$

IX.3.4 Combinaisons :

D'après le DTU 13.2, il est d'usage d'adopter les coefficients de sécurité ci-dessous pour calculer la charge admissible d'un pieu.

$$\text{ELS : } Q_{max} = 0.33Q_p + 0.5 Q_f = 4290.4 \text{ KN} \quad \text{et} \quad Q_{min} = 0.5 Q_f = 2488.2 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } Q_{max} = 0.5Q_p + 0.75 Q_f = 6462.8 \text{ KN} \quad \text{et} \quad Q_{min} = 0.75 Q_f = 3732.3 \text{ KN}$$

$$\text{ELA : } Q_{max} = \frac{Q_u}{1.2} = 8697.8 \text{ KN} \quad \text{et} \quad Q_{min} = \frac{Q_f}{1.2} = 4147 \text{ KN}$$

Tableau IX-1 Tableau récapitulatif des résistances du sol

Etat limite	Q_{max} (KN)	Q_{min} (KN)
ELS	4290.4	2488.2
ELU	6462.8	3732.3
ELA	8697.8	4147.1

IX.4 Conclusion :

En utilisant le rapport géotechnique fourni comme base de données, des calculs de capacité portante ont été effectués en appliquant les méthodes appropriées. Ces calculs ont permis de déterminer si les pieux pré-dimensionnés sont adéquats pour répondre aux exigences du projet en termes de sécurité et de performance.

Dans ce chapitre, on a étudié l'infrastructure de près, en se concentrant sur le dimensionnement et la stabilité de la pile et de la culée. Nous avons également vérifié le ferrailage des éléments pour garantir un fonctionnement adéquat de l'ouvrage. Ces mesures permettent d'assurer une utilisation sécurisée de la structure.

ETUDE SISMIQUE ET
EQUIPEMENTS DU PONT

CHAPITRE X : ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DU PONT

X.1 INTRODUCTION

On désigne par « équipements » l'ensemble des dispositifs de nature, de conception et de fonctionnement

X.2 CLASSIFICATION DE L'OUVRAGE SELON « RPOA »

Pour la prise en compte du risque sismique, le RPOA classe les ponts selon plusieurs critères.

Dans notre cas, nous avons les caractéristiques suivantes :

Classification du pont	Groupe 2
Classification de la zone sismique	Wilaya de Tizi Ouzou : IIa
Coefficient d'accélération de zone	A = 0,20
Classification du site	Catégorie S2 (meuble)

X.3 ANALYSE MONOMODALE SPECTRALE

Pour les ponts réguliers, les effets du mouvement d'ensemble sont déterminés par un calcul spectral monomodal. Les déplacements différentiels sont pris en compte de façon statique. Les caractéristiques du mode fondamental dans chaque direction sont déterminées soit à l'aide d'une analyse modale dans la direction considérée à condition de remplacer, pour le calcul des efforts, la masse du mode fondamental par la masse totale du modèle, soit en appliquant la méthode approchée exposée ci-après.

Cette méthode s'applique aux ponts remplissant simultanément les critères suivants :

- **Critère n°01 : « Masse modale »**

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 (fut et chevron). Autrement dit, la masse des piles **M_p** doit être inférieure à 43% de la masse totale $M_{TOT} = G + \alpha Q$ ($Q = 0$ car notre ouvrage n'est pas un pont urbain) :

$$M_{TOT} = 7857.18 t$$

$$M_p = M_{chevêtre} + M_{pile} < 0.43 M_{TOT} = 0.43 \times (G \times n_{travées})$$

$$M_p = 1902.76 t < 0.43 \times 7857.18 t = 3378.588t \text{ (Condition vérifiée).}$$

- **Critère n°02 : « Angle de biais »**

L'ouvrage étudié n'est pas en biais, donc pas de vérification vis-à-vis cette condition.

- **Critère n°03 : « Angle de courbure »**

L'ouvrage étudié ne présente pas de courbure, donc pas de vérification vis-à-vis cette condition.

- **Critère n°04 : « Symétrie transversale »**

La symétrie transversale c'est à dire la distance entre le centre de masse du tablier et le centre élastique des appuis (excentricité théorique e_0) n'excède pas 5% de la distance entre appuis extrêmes pour l'étude du séisme transversal :

$$e_0 = |X_m - X_e| < 5\% L$$

Avec :

X_m : centre de masse du tablier ; Etant parfaitement symétrique et complètement isolé par des appuis, le centre de masse du tablier sera situé au milieu de l'ouvrage : $X_m = 162.5 \text{ m}$

X_e : Centre élastique des appuis ; $X_e = (\sum K_i X_i) / (\sum K_i)$

Cette vérification se fera après le calcul des raideurs.

X.3.1 EVALUATION DE LA RAIDEUR TOTALE K

En utilisant les caractéristiques indiquées dans le paragraphe précédent, on calcule les raideurs des différents appuis.

- $K_{A\text{-app}} = G \times \frac{a \times b}{T}$
- $K_{\text{pile}} = n \times \frac{3EI_l}{h^3} \rightarrow \text{Sens longitudinal} \quad / \quad K_{\text{pile}} = \frac{3EI_t}{h^3} \rightarrow \text{Sens transversal}$
- $K_{\text{app}} = \frac{1}{\frac{1}{k_{\text{pile}}} + \frac{1}{k_{A\text{-app}}}}$

Avec :

G : Module de cisaillement de l'appareil d'appui , $G = 0.9 \text{ MPa}$ en cas statique, et 1.2 MPa en cas dynamique.

a, b, T : Sont respectivement les dimensions en plan, et l'épaisseur de l'élastomère.

$$a \times b = (400 \times 400) \text{ mm}^2 / T = 60 \text{ mm.}$$

n : Nombre de fûts composant la pile ; $n = 3$.

E : Module de déformation instantanée du béton ; $E = 37619, 47 \text{ MPa}$.

I_l : Moment d'inertie longitudinale d'un seul fût; $I_l = \frac{\pi D^4}{64}$.

I_t : Moment d'inertie transversale de la pile (**Théorème de Huygens**).

h : hauteur des fûts.

NB : En ce qui concerne la culée, qui est considérée comme infiniment rigide, la rigidité totale sera égale directement à la rigidité des appareils d'appuis ($K_{A\text{-app}}$).

Tableau X-1 Raideurs dynamiques longitudinales des appuis

Piles	H (m)	k _{Fût} (MN/m)	k _{Ap-d'appui} (MN/m)	n _{A-Apps}	K _{appuis} (MN/m)	X _i (m)
C1/C2	/	INFINIE	4.27	7	29.87	0/324.9
P1	7.1	206.11	4.27	14	46.31	36.1
P2	8.5	120.12	4.27	14	39.89	72.2
P3	13.4	30.66	4.27	14	20.26	108.3
P4	13.8	28.07	4.27	14	19.10	144.4
P5	17.6	13.53	4.27	14	11.03	180.5
P6	16	18.01	4.27	14	13.84	216.6
P7	13.4	30.66	4.27	14	20.26	252.7
P8	8.5	120.12	4.27	14	39.89	288.8

✓ Vérification de la symétrie transversale

$$X_e = \frac{\sum K_i X_i}{\sum K_i} = 152.01 \text{ m}$$

$$e_0 = |X_m - X_e| = |152.01 - 162.45| = 10.44 \text{ m} < 5\%L = 16.24 \text{ m}$$

(Condition vérifiée).

X.3.1.1 Evaluation de l'effort sismique longitudinal

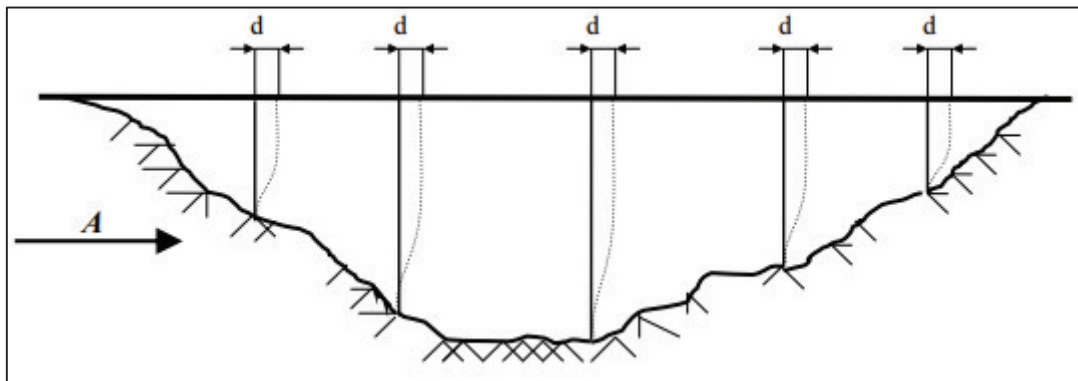


Figure X-1 Séisme longitudinale

Dans la direction longitudinale des ponts sensiblement rectilignes à tablier continu, la déformation du tablier dans le plan horizontal est négligeable par rapport au déplacement de la tête des piles sous l'effet de l'action sismique.

Les effets sismiques doivent être déterminés en utilisant le modèle à tablier rigide.

On applique au tablier une force horizontale statique équivalente F donnée :

$$F = M \cdot S_a(T)$$

Où :

M : la masse effective totale de la structure ; **M = 7 857.18 t**

(T): l'accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à la période fondamentale T

$$Sae(T, \xi)(m/s^2) = \begin{cases} A. g. S. \left[1 + \frac{T}{T_1} \cdot (2.5. \eta - 1) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5. \eta. A. g. S & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5. \eta. A. g. S \left(\frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5. \eta. A. g. S \left(\frac{3T_2}{T^2} \right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

g : Accélération de la pesanteur ($g=9.81m/s^2$) ; **S** : coefficient de site **S=1.10**

T : Période fondamentale de l'ouvrage ; $T = 2\pi \sqrt{\frac{K}{M}} = 1.071 s$

T₁, T₂ : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site. **T₁= 0.15 s et T₂= 0.4 s**

A : coefficient d'accélération de zone (**A=0.20**).

η : facteur de correction de l'amortissement. $\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)}$ avec **ξ** : taux d'amortissement (en %). Béton armé : 5%.

On a : **T₂ = 0,40 s ≤ T = 1.071 s ≤ 3,0 s**

Donc : **Sae (T) = 2.5. η. A. g. S. $\left(\frac{T_2}{T}\right) = 2.015 m/s^2$**

Et : **F = M × Sae(T) = 15830.12 kN**

Déplacement du tablier par rapport au sol :

Le déplacement a pour expression : **d_{L-Tablier} = $\left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 \times Sae(T) = 5.9 cm$**

La force horizontale F se répartit sur chaque appui (i) au prorata des raideurs :

$$F_{i-L} = \frac{K_{i-L}}{K} \times F$$

Tableau X-2 Distribution des forces sismiques longitudinales sur chaque appui.

Piles	K _{appui} (MN/m)	K _T (MN/m)	F (KN)	F _{appui} (KN)
C1	29.87	270.32	15830.1	1749.0
P1	46.31	270.32	15830.1	2712.0
P2	39.89	270.32	15830.1	2336.3
P3	20.26	270.32	15830.1	1186.4
P4	19.10	270.32	15830.1	1118.3
P5	11.03	270.32	15830.1	646.0
P6	13.84	270.32	15830.1	810.3
P7	20.26	270.32	15830.1	1186.4
P8	39.89	270.32	15830.1	2336.3
C2	29.87	270.32	15830.1	1749.0

X.3.1.2 Evaluation de l'effort sismique transversal

Selon les caractéristiques particulières du pont, la méthode de calcul monomodale peut être appliquée en utilisant pour le modèle deux approches différentes, à savoir :

- Le modèle à tablier rigide.
- Le modèle à tablier flexible.

Nous avons :

$$\frac{L}{B} = \frac{324.9}{11} = 29.53 > 5 \rightarrow \text{On applique le modèle à tablier flexible.}$$

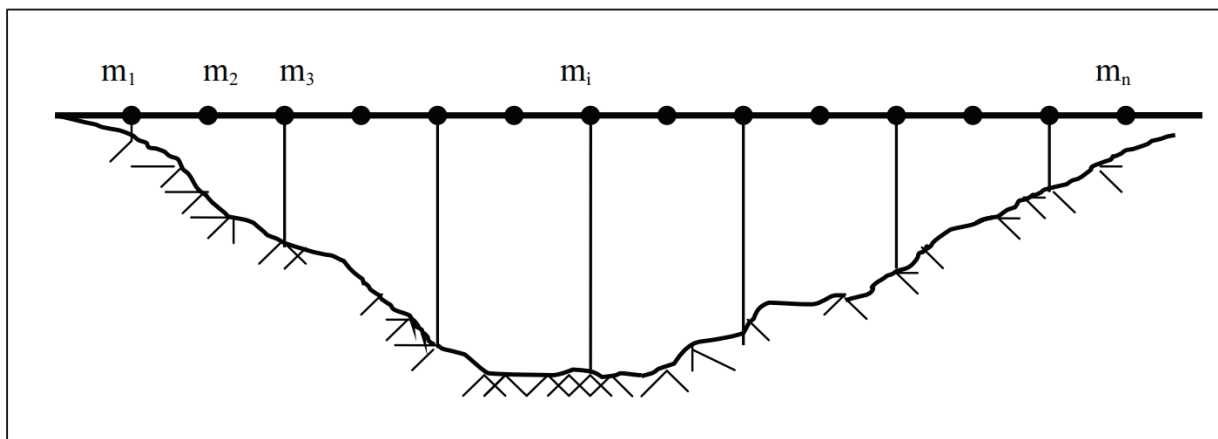


Figure X-2 Séisme transversal

Dans certains cas, l'action sismique en direction transversale des ponts est supportée principalement par les piles, et il n'y a pas d'interaction importante entre des piles adjacentes, dans ces cas, les effets des séismes agissant sur la $i^{\text{ème}}$ pile peuvent être évalués de manière approximative en considérant l'action d'une force statique équivalente :

$$F_i = M_i \times Sa(T_i)$$

M_i : est la masse effective attribuée à la pile (masse de la moitié supérieure de la pile augmentée de la masse du tablier afférent à la pile).

T_i : est la période fondamentale de la même pile. $T = 2\pi \sqrt{\frac{M_i}{K_i}}$

Cette méthode est appliquée sous condition :

$$0.95 \leq \frac{T_i}{T_{i+1}} \leq 1.05$$

T_i et T_{i+1} : Les périodes de deux piles adjacentes.

Les résultats obtenus sont mentionnés ci-dessous :

Tableau X-3 Distribution des forces sismiques transversal sur chaque appui

Appui	K (MN/m)	M (Kg)	Ti (s)	Sa (m/s ²)	Fi (KN)	$\frac{T_i}{T_{i+1}}$
P1	59.47	993 239.41	0.81	2.66	2 639.86	0.994
P2	59.28	1 002 512.22	0.82	2.64	2 647.96	0.973
P3	58.00	1 034 967.06	0.84	2.57	2 661.17	0.997
P4	57.84	1 037 616.44	0.84	2.56	2 661.00	0.972
P5	55.94	1 062 785.50	0.87	2.49	2 648.37	1.013
P6	56.83	1 052 188.00	0.85	2.52	2 656.22	1.019
P7	58.00	1 034 967.06	0.84	2.57	2 661.17	1.027
P8	59.28	1 002 512.22	0.82	2.64	2 647.96	/
C1/C2	29.87	946 213.00	1.12	1.93	1 826.00	/

X.3.1.3 Composante verticale du séisme

Pour les tabliers de ponts en béton précontraint, seuls les ponts se situant en zone de forte sismicité (**zones IIb et III**) doivent être vérifiés sous l'effet de la composante verticale du séisme (**RPOA 5.4**). Donc, cet effet est négligé pour le cas de zone (**IIa**).

X.4 COMBINAISON DES COMPOSANTES DE L'ACTION SISMIQUE

La combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme.

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

$$E_{\text{long}} = E_x \pm 0.3 E_y \pm 0.3 E_z$$

$$E_{\text{trans}} = E_y \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_z$$

$$E_{\text{vert}} = E_z \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_y$$

Tableau X-4 Effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble.

Appui	E_{long} (KN)	E_{trans} (KN)	E_{vert} (KN)
C1	2 296.81	2 350.70	1 072.50
P1	3 504.00	3 453.47	1 605.57
P2	3 130.64	3 348.83	1 495.26
P3	1 984.80	3 017.10	1 154.28
P4	1 916.58	2 996.49	1 133.78
P5	1 440.56	2 842.19	988.33
P6	1 607.21	2 899.32	1 039.97
P7	1 984.80	3 017.10	1 154.28
P8	3 130.64	3 348.83	1 495.26
C2	2 296.81	2 350.70	1 072.50

X.5 APPAREIL D'APPUIS

La transmission des charges verticales et horizontales du tablier vers le chevêtre est assurée par les appareils d'appuis pour éviter le contact de deux surfaces en béton.

Il existe quatre types d'appareils d'appuis :

- Les articulations en béton.
- Les appareils d'appuis en élastomère fretté.
- Les appareils d'appui spéciaux.
- Les appareils d'appuis métalliques.

On choisit les appareils d'appuis élastomère frette de types B. Ils comportent n+1 frettes métalliques et n feuillets d'élastomère d'épaisseur constante. Ils sont enrobés sur leur périphérie d'une épaisseur d'élastomère d'au moins 4 millimètres et sur les faces supérieure et inférieure d'une épaisseur d'élastomère nominale de 2,5 m.

Il est précisé que les valeurs données sont en fonction de σ_p . Pour une descente de charge donnée, le coefficient de frottement est calculé à partir de la contrainte à l'ELU.

Selon la norme **NF-EN-1337-3**, le calcul des appareils d'appui se fait à l'ELU.

X.5.1 Aire de l'appareil d'appui

Les dimensions en plan de l'appareil d'appui sont déterminées en vérifiant la condition de non-cheminement et non écrasement sur la contrainte normale sous la réaction maximale à l'ELU.

$$\frac{R_{max}}{(a \times b)} \leq \sigma_{adm} = 20MPa$$

a : coté parallèle à l'axe longitudinale de l'ouvrage.

b : coté perpendiculaire à l'axe longitudinale de l'ouvrage.

R_{max} : Réaction d'appuis maximale à l'ELU (**$R_{max} = 1.373 MN$**).

σ_{adm} : Contrainte de compression admissible de l'appareil d'appuis varie entre 20-25 MPa, On prend $\sigma_{adm} = 20 \text{ MPa}$

D'où : $(a \times b) \geq 686.5 \text{ cm}^2$

On prendra : $a = 400 \text{ mm} ; b = 400 \text{ mm}$

$$\frac{1.373}{(0.4 \times 0.4)} = 8.58 \text{ MPa} \leq \sigma_{adm} = 20 \text{ MPa}$$

X.5.2 Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui T

$$\frac{\max(a,b)}{10} \leq T \leq \frac{\max(a,b)}{5} \rightarrow 40 \text{ mm} \leq T \leq 80 \text{ mm.}$$

X.5.3 Dimensionnement des frettes

On vérifie la contrainte de traction des frettes :

$$\begin{cases} t_s \geq \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} \\ t_s \geq 2 \text{ mm} \end{cases} \text{ avec } \begin{cases} \beta = \frac{a \times b}{2 \times G \times (a + b)} = 11.11 \\ \sigma_m = \frac{1.373}{(0.4 \times 0.4)} = 8.58 \text{ MPa} \end{cases}$$

σ_e : Contrainte limite de traction des frettes ($\sigma_e = 235 \text{ MPa}$).

$G = 0.90 \text{ MPA}$ (cas statique).

D'où : $t_s = 3 \text{ mm}$

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

dimension	a (mm)	B (mm)	t_i (mm)	t_s (mm)	n	e (mm)	T_b (mm)	T (mm)
valeur	400	400	10	3	4	2.5	60	45

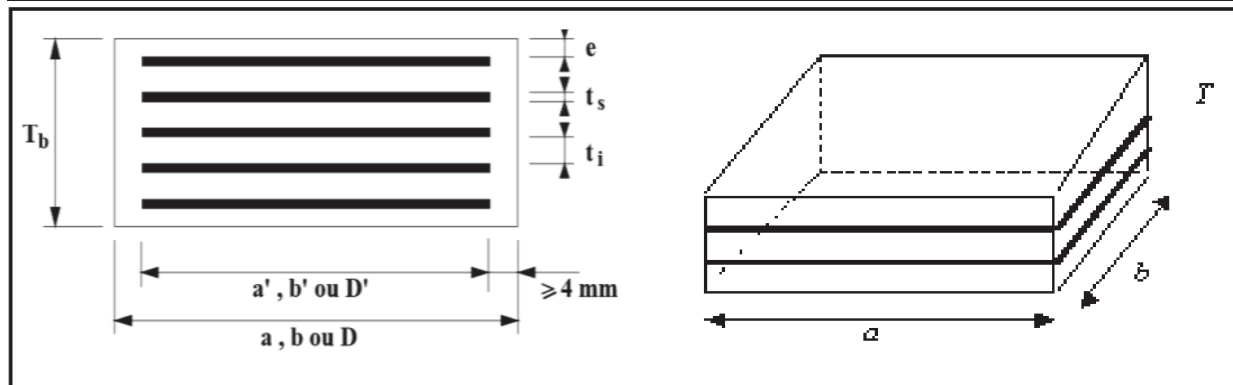


Figure X-3 Dimensions de l'appareil d'appui.

t_i : Feuillet d'élastomère

t_s : Frettes métalliques

n : Enrobage des chants

e : Enrobage extérieur

T : épaisseur totale de l'élastomère.

n : nombre de feuillets élémentaires.

X.5.4 Vérifications des appareils d'appui selon RPOA 2008

Les vérifications à effectuer sous les combinaisons sismiques, concernent la résistance à la compression, le flambement, la distorsion et le glissement. Cette combinaison est donnée par

$$\mathbf{G + P + E + 0.4 \Delta T + D + \Psi Q}$$

Ψ : est un coefficient de combinaison pris égale à 0 (il ne s'agit ni d'un pont urbain à trafic intense ni d'un pont ferroviaire).

X.5.4.1 Résistance à la compression

Le coefficient de sécurité en résistance en compression du matériau est pris égal à 1.5. Les contraintes sont calculées en utilisant l'aire d'appui réduit par les déplacements maximaux horizontaux dans les deux directions orthogonales.

$$\left| \sigma_m \leq 20 \text{ MPa} ; \text{ avec } \sigma_m = \frac{N}{a \times b} = \frac{1.373}{0.4 \times 0.4} = 8.58 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée} \right.$$

X.5.4.2 Stabilité au flambement

$$\gamma_s \times P_u < P_c$$

Avec :

$\gamma_s = 3$ 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 suivant : $P_c = 4GBS^2 \frac{d}{h}$

B : l'aire nominale de l'appui ($a \times b$).

G : Module de cisaillement $G = 0.8 \text{ MPa}$

d : somme d'une épaisseur de la frette et d'une épaisseur d'élastomère.

h : hauteur total de l'appareil d'appui.

S : facteur de forme ; $s = \frac{a \times b}{2 \times t_i(a+b)}$

$$S=10 ; h=0.060\text{m} ; B=0.16\text{m}^2 ; d=0.013\text{m}.$$

$$P_c=11.09 \text{ MN} ; P_u=1.373 \text{ MN} \rightarrow 4.119 \text{ MN} \leq 11.09 \text{ MN}$$

\rightarrow Flambement vérifiée.

X.5.4.3 Limitation de la distorsion

La distorsion $\delta = \tan(\gamma) < \delta_c$, rapport du déplacement horizontal à la hauteur totale d'élastomère doit être limitée aux valeurs suivantes :

$$\bullet \quad \delta_c = 0.7 + 4(\delta_0 - 0.7) \times (0.27 - P) \quad \text{si } P = \frac{P_u}{P_c} \leq 0.25$$

$$\bullet \quad \delta_c = 1.4(A - 2P) \quad \text{si } P = \frac{P_u}{P_c} \geq 0.25$$

Avec :

$$\delta = \frac{d}{T_b} \quad \text{Avec } d : \text{déplacement horizontal.}$$

$$\delta_0 = c \setminus h_c \text{ avec } 0.7 < \delta_0 < 2 \rightarrow \delta_0 = 6.67$$

$c = 40 \text{ cm}$: petit côté pour un appui rectangulaire.

$h_c = 6 \text{ cm}$: épaisseur totale de l'élastomère.

$$d = d_{seisme} + 0.4d_T + d_{r+f} + 0.2d_{freinage-bc}$$

$d_{freinage-bc}$: Déplacement dû à la force de freinage (on prend B_c car $F_{bc} > F_{A(l)}$)

$$d_{freinage-bc} = \frac{F_{bc} \times T_d}{n \times G \times a \times b} = 8.03 \text{ mm}$$

$$d_{seisme} = 58.6 \text{ mm} ; d_T = 4.3 \text{ mm} ; d_{r+f} = 9.6 \text{ mm}$$

$$\rightarrow d = 71.53 \text{ mm} \rightarrow \delta = \frac{d}{T_b} = 1.19$$

δ : La distorsion de l'appareil d'appui.

$$P = 0.124 \leq 0.25 \rightarrow \delta_c = 0.7 + 4(\delta_0 - 0.7) \times (0.27 - P)$$

$$\delta_c = 4.18 > \delta = 1.19 \text{ Distorsion vérifiée}$$

X.5.4.4 Condition de non-glissement

Condition de non-glissement se vérifie par la formule suivante :

$$H \leq f \times N$$

Où :

H : L'effort horizontal.

N : L'effort de compression verticale.

f : est le coefficient de frottement ; $f = 0.10 + 0.6/\sigma_m$ (σ_m en MPa)

X.6 DES D'APPUIS

Le dé d'appui est un élément en béton armée posé sur le sommier d'appui où se posent les appareils d'appuis, il permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier vers l'élément porteur, ainsi que rattraper le dévers du tablier.

X.6.1 Dimensionnement des dés d'appuis

D'après le document SETRA, appuis du tablier (P.P.73) les dimensions en plan du dé d'appuis présentent un débordement minimum de 5 cm par rapport aux appareils d'appuis.

- Pour un déplacement pour les deux cotés on prend :
 $A = a + 100 + 50 = 400 + 100 + 50 \rightarrow A = 550 \text{ mm.}$
 $B = b + 100 + 50 = 400 + 100 + 50 \rightarrow B = 550 \text{ mm.}$
- La hauteur du dé d'appuis présente une hauteur minimum de :

$$H \geq \frac{a \times b}{(a+b)} \quad \text{Avec : } a \text{ et } b \text{ sont des dimensions en plan de l'appareil d'appui.}$$

$H \geq 200 \text{ mm}$ on prendra $H = 250 \text{ mm.}$

X.6.2 Ferrailage des dés d'appuis

Les différentes sections d'armatures sont évaluées suivant le guide SETRA (P.P.73).

- **Armatures de chaînage**

La section d'armatures de chaînage peut être déterminée par des règles analogues à la méthode des bielles ou la méthode de reprise des efforts d'équilibre général.

La section calculée doit reprendre un effort $N = 25\% N_{\max}$:

$$Ac = \frac{0.25 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.25 \times 1.373}{434.78} = 7.89 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit } 6\text{HA}14. (As = 9.24 \text{ cm}^2)$$

- **Armatures horizontales**

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, l'ensemble des armatures horizontales placées sous le chaînage, devra reprendre un effort égal à 12.5% de la même descend de charge.

$$A_h = \frac{0.125 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.125 \times 1.373}{434.78} = 3.95 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit } 4\text{HA}12. (A_s = 4.52 \text{ cm}^2)$$

- **Frette supérieure**

Elle est placée la plus près possible de la face supérieure de l'appui, il s'agit d'armatures croisées.

$$A_s = \frac{0.04 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.04 \times 1.373}{434.78} = 1.26 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit } 2\text{HA}12. (A_s = 2.26 \text{ cm}^2)$$

- **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.

$$A_i = \frac{0.10 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.10 \times 1.771}{434.78} = 4.073 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit } 4\text{HA}12. (A_s = 4.52 \text{ cm}^2)$$

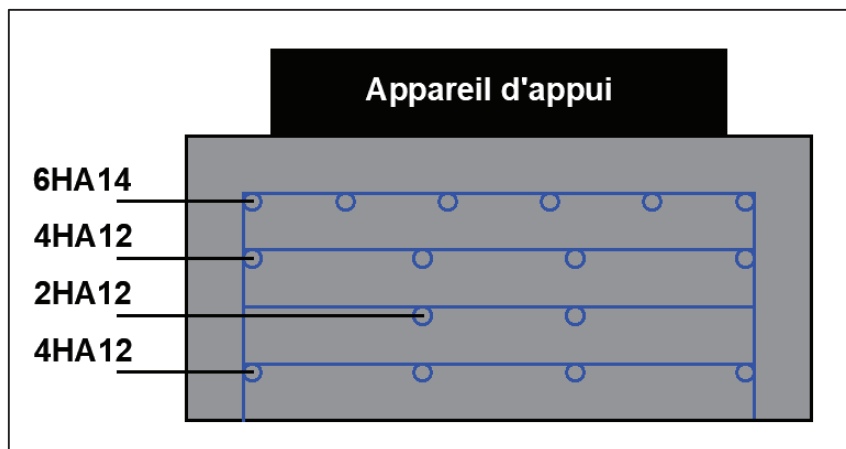


Figure X-4 Ferrailage du dé d'appui.

X.6.3 Les plaques de fixation

Ils sont en acier pour assurer les positions des appareils d'appuis sur les dés d'appuis et aussi pour empêcher son glissement.

Ils ont une épaisseur de 25 mm avec une section supérieure à 5 cm dans chaque côté par rapport à la section de l'appareil d'appui.

X.7 JOINT DE CHAUSSEE

Un joint de chaussée, ou joint de dilatation, est un dispositif permettant d'assurer la continuité de la circulation au droit d'une coupure du tablier d'un pont. Il permet, notamment, à la structure de se dilater en fonction de la température, des effets du trafic et des effets propres à chaque matériau.

Un joint doit avoir les propriétés suivantes :

- Assurer la liberté de mouvement du pont ;
- Donner une continuité de la surface de roulement ;
- Ne pas être une source de bruit et de vibration ;
- Avoir une bonne étanchéité ou une bonne évacuation des eaux.

X.7.1 Calcul de souffle

Le souffle d'un joint est le déplacement relatif maximal prévisible des deux éléments en regard, mesuré entre leurs deux positions extrêmes. On ne s'intéresse qu'à la composante

longitudinale de ce déplacement. Selon RPOA 2008, le dimensionnement est fait selon la combinaison suivante :

$$W = W_D + 0,3W_T + W_s/3$$

W : souffle total du joint.

W_s : le souffle sismique a été calculé lors du calcul des efforts sismiques avec la méthode monomodale.

$$W_s = d_{\text{siesme long}} = \frac{T^2}{4 \times \pi^2} \times Sa = \frac{1}{4 \times \pi^2} \times 3.69 = 0.059 \text{ m.}$$

W_D : souffle des déformations différées (retrait + fluage) $W_D = L \times (\epsilon_f + \epsilon_r)$.

W_T : souffle thermique $W_T = L \times \epsilon_T$.

L : longueur de dilatation (entre les joints de chaussé 36 m).

ϵ_T : coefficient de la température. $\xi_T = 0.0002$.

ϵ_f : coefficient de fluage $\epsilon_f = 3 \times 10^{-4}$.

ϵ_r : coefficient de retrait, $\epsilon_r = 2 \times 10^{-4}$.

$$W_D = 0.0096 \text{ m.}$$

$$W_T = 0.0043 \text{ m.}$$

$$W_s = 0.059 \text{ m.}$$

$$\text{Donc : } W = 0.0304 \text{ m} = 3.04 \text{ cm}$$

X.7.2 Type de joint

Le type de joint de chaussée est choisi selon le souffle total calculé précédemment. A l'aide d'un catalogue de joints de chaussée, on constate que pour un souffle de 4.20 cm il faut considérer la famille des joints, qui sont appelés W_d (souffles moyens). Ces joints sont de la famille à dents en console, qui sont conçus pour une circulation lourde et intense.

Tableau IX. 1 Modèles des joints W_d .

Type	Réservations								Fixations					
	A min.	A max.	B min.	B max.	C min.	C max.	D min.	D max.	H	E	L	F	P (kN)*	Nb**
Wd60	65	125	185	245	125	185	20	80	55	200	200	52,5	65	5
Wd80	90	170	220	300	155	235	30	110	57	200	200	62,5	65	6
Wd110	120	230	300	410	210	320	40	150	82	250	250	85	100	5
Wd160	170	330	400	560	290	450	50	210	98	300	280	120	190	4
Wd230	240	470	540	770	420	650	70	300	123	350	280	175	190	5

Dimensions en mm. * P(kN) = efforts de mise en tension par fixation. ** Nb = Nombre de fixations par élément.

L'ouvrage de ce projet n'est pas biais → **Droite (100gr).**

Suivant le souffle total, on a choisi le joint **Wd60.**

X.8 RESUME

Les équipements du pont sont essentiels pour sa conception, son calcul et sa durabilité. Ils jouent un rôle crucial dans le bon fonctionnement de l'ouvrage, en particulier après un séisme, en assurant la sécurité des usagers. Ces équipements sont indispensables pour que le pont

puisse remplir sa fonction et répondre aux besoins des utilisateurs, en garantissant sa résistance et sa survie face aux contraintes sismiques.

ETUDE DE
L'INFRASTRUCTURE

CHAPITRE XI : **ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE**

XI.1 INTRODUCTION

L'analyse de l'infrastructure d'une construction est une étape essentielle du projet. Elle a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations. Un appui (pile ou culée) est défini essentiellement par ses caractéristiques géométriques et mécaniques. Ses caractéristiques doivent répondre aux exigences du franchissement. On va traiter dans ce chapitre des différentes étapes de dimensionnement de l'infrastructure du pont.

XI.2 ETUDE DE LA PILE

Le pilier est un élément essentiel et indissociable d'un pont, jouant un rôle fondamental dans le soutien mécanique du tablier. Les piles servent d'appuis intermédiaires au tablier : elles reprennent les efforts exercés par le tablier. Celui-ci peut-être simplement appuyé sur elles, partiellement ou totalement encastré. Les piles reçoivent donc des efforts verticaux dans le premier cas, verticaux et horizontaux dans d'autres cas où les efforts de séismiques et de freinage sont pris en considération.

XI.2.1 Conception de la pile/documents SETRA

La conception des piles est en fonction du milieu d'implantation, du mode de construction du tablier, de la nature du site.

On opte pour un modèle de base B, piles composées des colonnes (fûts) avec section circulaire, qui permet d'économiser la matière.

Tableau XI-1 Implantation et hauteurs des piles.

N° pile	Type Fondation	Nombre des fûts	Diamètre des fûts (m)	H _{moy} fûts (m)
P1	Profonde	3	1.5	7.1
P2	Profonde	3	1.5	8.5
P3	Profonde	3	1.5	13.4
P4	Profonde	3	1.5	13.8
P5	Profonde	3	1.5	17.6
P6	Profonde	3	1.5	16
P7	Profonde	3	1.5	13.4
P8	Profonde	3	1.5	8.5

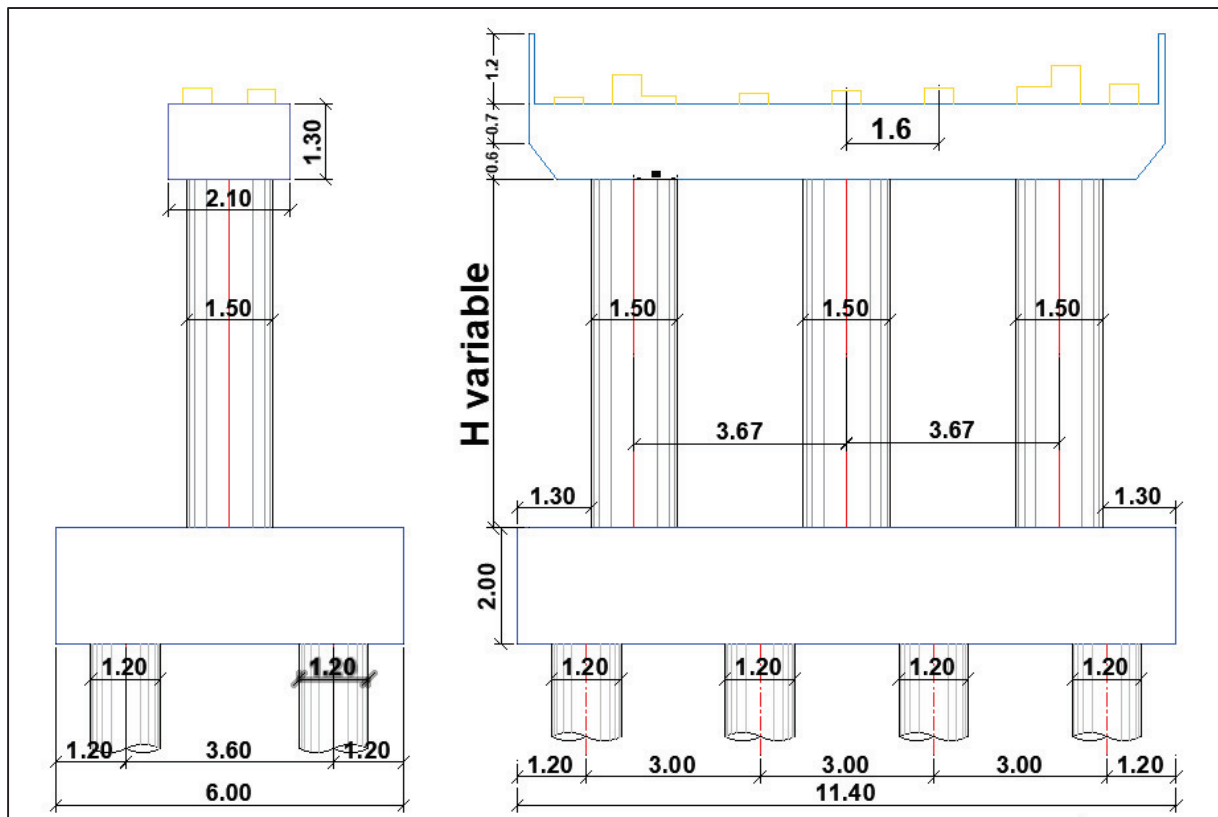


Figure XI-1 Pré-dimensionnement de la pile.

XI.2.2 Etude des éléments de la pile

XI.2.2.1 Etude 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.

➤ Flexion longitudinale :

Le chevêtre est reposé sur des colonnes (3 fûts) et reprends les diverses charges et surcharges du tablier :

La modélisation :

La modélisation du chevêtre est faite à l'aide du logiciel ROBOT. Le modèle est les résultats de calcul sont illustrés dans les figures suivantes :

Les charges prises en considération :

- Son poids propre G_{chev}
- Le poids du tablier G_{max} de tablier

- Les surcharges A(l) ,Bc ,MC120 ,D240 et St.

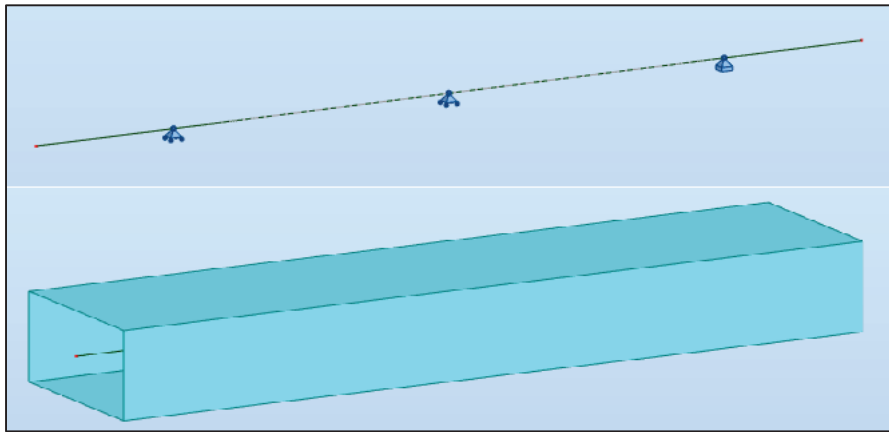


Figure XI-2 Modélisation du chevêtre.

Les résultats du logiciel sont en figures ci-dessous :

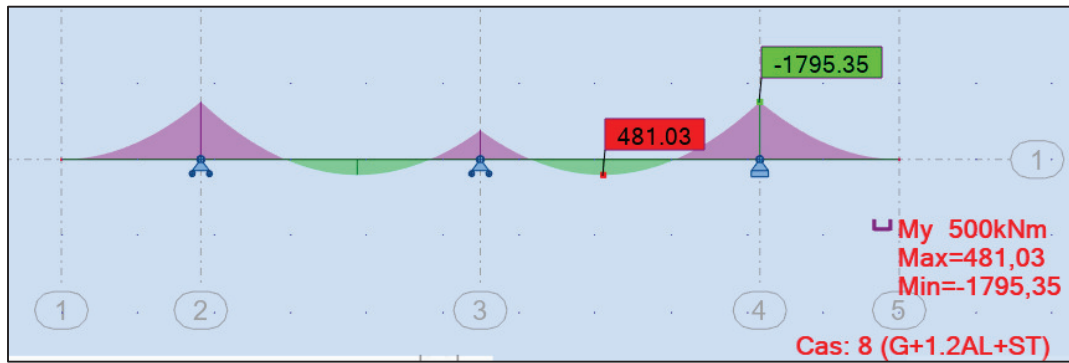


Figure XI-3 Moments max a l'ELS



Figure XI-4 Moments max a l'ELU

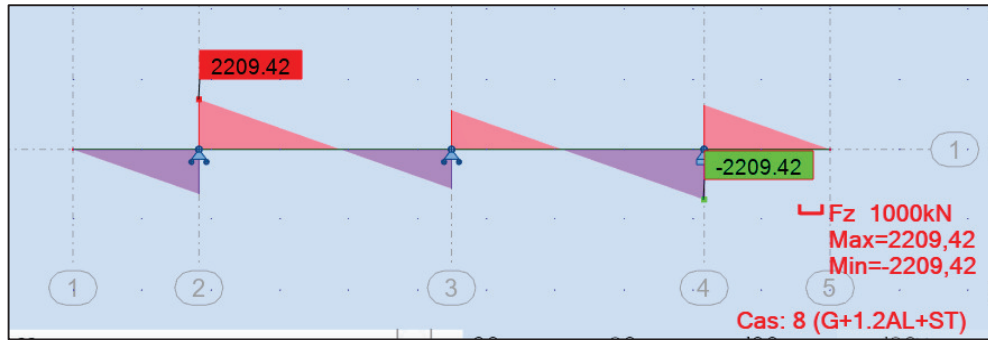


Figure XI-5 Efforts tranchants max a l'ELS

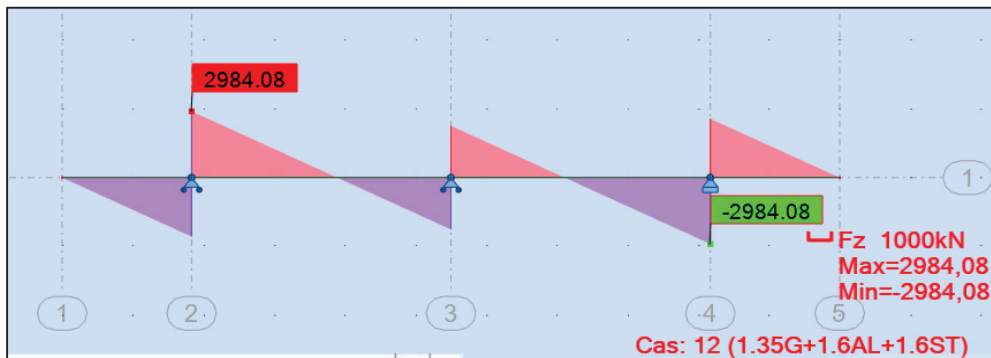


Figure XI-6 Efforts tranchants max a l'ELU

La combinaison avec A(l) à l'ELU et à l'ELS est la plus défavorable :

Combinaison	Sollicitation	M _{max} ELS (KN.m)	M _{max} ELU (KN.m)
G+1.2A(l)+St 1.35G+1.6A(l)+St	Sur appui	1795.358	2424.83
	En travée	481.03	649.68

Tableau XI-2 Moments maximaux a l'ELS et a l'ELU

❖ **Ferraillage du chevêtre :**

Le ferraillage du chevêtre est fait à l'aide du logiciel **ROBOT EXPERT** dont les notes sont en annexe.

Section d'acier :

- Nappe supérieure : On calcule avec le moment max à l'ELS sur appui.

$$A_s \geq 62.3 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on prend } 15HA25 (A_s = 73.63 \text{ cm}^2)$$

- Nappe inférieure :

$$A_s \geq 28.4 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on prend } 15HA16 (A_s = 30.16 \text{ cm}^2)$$

Armature transversales :

$$T_{max-ELU} = 2984.08 \text{ KN} \rightarrow 1 \text{ cadre HA14}$$

avec $S_t = 10\text{cm}$ en zone critique et $S_t = 20\text{cm}$ en zone courante

➤ **Dimensionnement à la torsion :**

Détermination du ferrailage nécessaire pour résister à l'effort de torsion, on considère une section rectangulaire ayant la hauteur de cheville et de largeur l_t .

$$l_t = l_c \quad \text{si } l_c \leq \phi + h_c$$

$$l_t = l_c + \phi \quad \text{si } l_c \geq \phi + h_c$$

$$h_c = 1.3 \text{ m}; \phi = 1.5 \text{ m}; l_c = 2.1 \text{ m} \rightarrow l_t = 3.6$$

La contrainte tangente de torsion donne par :

$$\tau_b = \frac{C}{2 \times \Omega \times b_n}$$

C : Moment de torsion maximal par ml; $C = \max(C_1; C_2) = R_t \times e$.

C_1 est le moment de torsion en phase de construction et C_2 en service.

b_n : L'épaisseur de la paroi de la section creuse équivalent, $b_n = \frac{h_c}{6} = 0.275 \text{ m}$

Ω : L'aire de torsion : $\Omega = (h_c - b_n) \times (l_t - b_n) = 3.67 \text{ m}^2$

Evaluation de moment de torsion :

Phase de construction :

$$C_1 = P_G \times e$$

$$P_G = 209.22 \frac{\text{KN}}{\text{ml}} ; e = 0.55 \text{ m} \rightarrow C_1 = 115.07 \text{ KN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{ml}}$$

Phase de service :

$$C_2 = P_{D240} \times e$$

$$P_G = 163.32 \frac{\text{KN}}{\text{ml}} ; e = 0.55 \text{ m} \rightarrow C_2 = 89.83 \text{ KN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{ml}}$$

Donc : $C = \max(C_1; C_2) = 115.07 \text{ KN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{ml}}$

➤ **Ferrailage longitudinal :**

$$A_s = \frac{1}{\sigma_a} \times \frac{c \times p}{2 \times \Omega}$$

P : périmètre du cheville, $P = 9.37 \text{ m}$.

σ_a : Contrainte admissible d l'acier $\sigma_a = 333.333 \text{ MPa}$.

$$A_s = \frac{1}{333.333} \times \frac{115.07 \times 9.37}{2 \times 3.67} = 4.41 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **4HA12** avec un espacement de **25cm**.

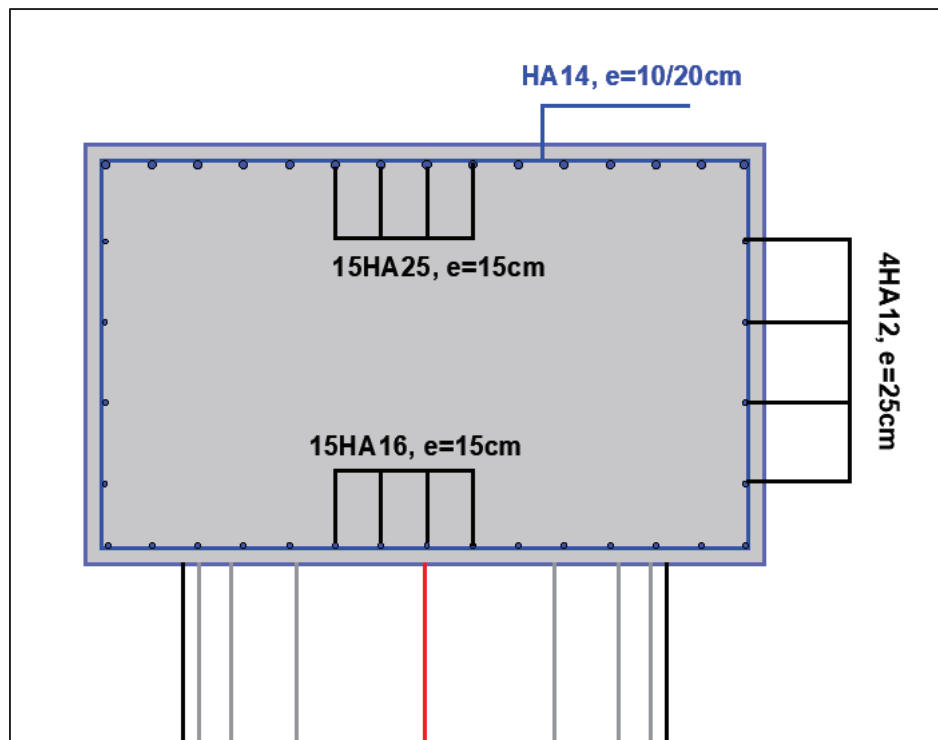


Figure XI-7 Ferrailage du chevrete

XI.2.2.2 Etude des futs de la pile

➤ **Evaluation des efforts agissant sur les futs de la pile**

Les efforts maximaux (N, H, et M) obtenus dans les trois combinaisons (ELS, ELU et ELA) sont mentionnés dans le Tableau XII.4 ci-dessous :

Tableau XI-3 Efforts combinés maximaux sur fût (axe sous fût)

Cas	Combinaison	N (KN)	H (KN)	M (KN.m)
ELS	G + 1.2 Bc2 + St	4 474.99	163.27	3 085.82
ELU	1.35G + 1.6 Bc2 + 1.6St	6 046.58	222.13	4 198.18
ELA	E ₂ + R _{max} + PP _{P5}	4 178.7	1 010.02	18 660.17

NB : Les détails du calcul de la descente de charges (axe sous le fût) et la combinaison des efforts se trouvent en **Annexe**.

Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis du flambement :

L'élanement λ doit être inférieur à 70 pour que la vérification au flambement soit satisfaite :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 70$$

l_f : Longueur du flambement de la pile la plus haute :

$$l_f = 0.707 \times l_0 = 12.443 \text{ m}$$

(0.707 pour console et $l_0 = 17.6 \text{ m}$ est la hauteur du fût).

i : Rayon de giration de la section : $i_x = i_y = \frac{D}{4}$

Tableau XI-4 Vérification du flambement de la pile la plus haute.

Appuis	l_f (m)	i_y (m)	i_x (m)	λ_y	λ_x	observation
Pile 05	12.443	0.375	0.375	33.18	33.18	CV

→ Pas de risque de flambement

❖ Ferrailage des fûts :

Le fût est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée.

La section d'acier est calculée à l'aide du logiciel ROBOT EXPERT 2010 dont les notes de calcul se trouvent en **Annexe**.

Section d'acier :

$$A_s = 777.2 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on prend } 2 \times 48\text{HA32}$$

Deux nappes de 48HA32

Armatures transversales :

On prend 2 cercle HA16 avec $St = 10 \text{ cm}$ en zone critique et $St = 20 \text{ cm}$ en zone courante.

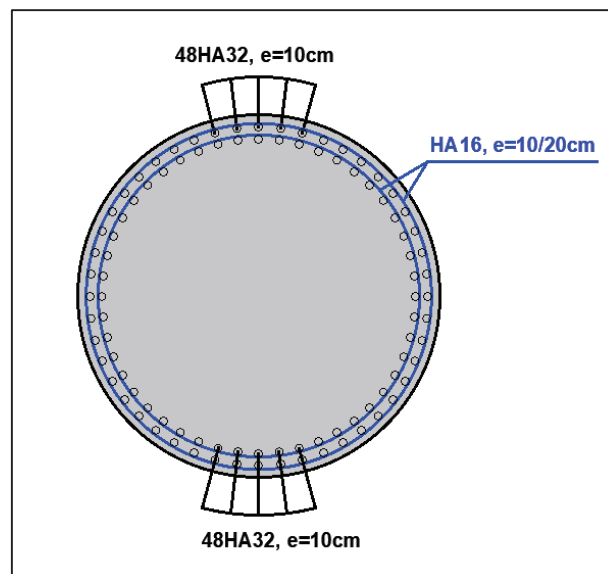


Figure XI-8 Ferrailage des fûts.

XI.2.2.3 Etude de fondation

➤ **Evaluation des efforts agissant sur la semelle :**

NB : Les détails du calcul de la descente de charges se trouvent en **Annexe**.

➤ **Combinaison des efforts :**

Tableau XI-5 Combinaisons d'efforts max (axe sous semelle)

Cas	Combinaison	N (KN)	H (KN)	M (KN.m)
ELS	G + 1.2 Bc2 + St	23 504.9	489.81	10 971.8
ELU	1.35G + 1.6 Bc2 + 1.6St	31 747.8	666.38	14 926.9
ELA	E ₂ + R _{max} + PP _{P5}	4 178.7	3 106.3	18 660.17

➤ **Ferrailage**

Pour le ferrailage de la semelle on utilise la méthode des bielles, conditionnée par :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha \geq 45^\circ \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{B}{4}, h = H - 0.1 \\ tg \alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{B}{4}} \end{array} \right.$$

$$\frac{L}{2} - \frac{B}{4} = 1.425 < 1.90, \alpha_1 = \alpha_2 = 53.16^\circ \geq 45^\circ.$$

Armatures transversale inférieure

D'après le document « SETRA » la section d'armature transversale inférieure est déterminée par la méthode des bielles est égale à :

$$A_s = \frac{N_{Max}}{\sigma_a} \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{B}{4}}{h}$$

N _{Max-ELS} = 3700.1 KN	N _{Max-ELA} = 5931.4 KN
σ _{a-ELS} = 333,33 MPa	σ _{a-ELA} = 500 MPa
A _{s-ELS} = 68.83 cm ²	A _{s-ELA} = 110.76 cm ²

Conditions normales:

$$N_{Max-ELS} = 3700.1 \text{ KN} \quad \text{et} \quad \sigma_{a-ELS} = 333,33 \text{ MPa}$$

D'où : $A_{s-ELS} = 83.25 \text{ cm}^2$

Conditions sismiques:

$$N_{Max-ELA} = 4178.7 \text{ KN} \quad \text{et} \quad \sigma_{a-ELA} = 500 \text{ MPa}$$

D'où : $A_{s-ELS} = 62.68 \text{ cm}^2$

Donc : A_s = 83.25 cm²

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur (L) telle que : L = h + Φ_{pieu} = 1.9 + 1.2 = 3.1 m.

Qui donne les sections suivantes :

$$A_{s-ELA} = 62.68 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'après RPOA (article 7.6.1) l'armature sollicité aux tractions doit avoir un pourcentage minimum de $0.15\% < \rho_g < 1.5\%$ pour la zone IIa qui nous donne :

$$0.15\% \times h \times 1\text{ml} = 30 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On opte :

$$A_s = 62.68 \text{ cm}^2/\text{ml}; \quad \text{Soit : 14HA32, avec un espacement de 20 cm.}$$

Armatures longitudinales inférieure

$$A_{s1} = A_s/2 = 31.34 \text{ cm}^2/\text{ml}; \quad \text{Soit : 7HA25, avec un espacement de 20 cm.}$$

Armatures transversales supérieure

$$A_{s2} = A_s/3 = 20.89 \text{ cm}^2/\text{ml}; \quad \text{Soit : 7HA20, avec un espacement de 20 cm.}$$

Armatures longitudinales supérieure

$$A_{s3} = A_s/4 = 15.67 \text{ cm}^2/\text{ml}; \quad \text{Soit : 5HA20, avec un espacement de 20 cm.}$$

Armatures latérales

$$A_{s4} = A_s/10 = 6.27 \text{ cm}^2/\text{ml}; \quad \text{Soit : 6HA12, avec un espacement de 25 cm.}$$

XI.3 Etude des pieux

Efforts revenants à chaque pieu :

$$R_i = \frac{N}{M} + \frac{M_x \times y_i}{\sum y_i} + \frac{M_y \times x_i}{\sum x_i}$$

N : Effort normal maximal.

n : Nombre de pieux.

M_x, M_y : Moment maximaux dans les sens x et y.

x_i, y_i : Distances des pieux par rapport à l'axe de la semelle.

Les résultats obtenus sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau XI-6 Récapitulatifs des réactions max aux pieux

Cas	R ₁ (KN)	R ₂ (KN)	Q à 10m (KN)	
ELS	3 700.1	2 176.2	4290.4	
ELU	5 005.1	2 931.9	6462.8	
ELA	5 931.4	-2 750.1	8697.9	- 4147.1

Vérifications : Selon le tableau on a :

$$R_{max-ELS} < Q_{ELS} \quad \text{et} \quad R_{min-ELS} > 0$$

$$R_{max-ELU} < Q_{ELU} \quad \text{et} \quad R_{min-ELU} > 0$$

$$R_{max-ELA} < Q_{ELA} \quad \text{et} \quad R_{min-ELA} > Q_{t-ELA}$$

✓ **Pas de risque de poinçonnement ni risque de soulèvement.**

XI.3.1 Nombre des pieux

On prend **8 pieux (2 files de 4 pieux chacune)** a une profondeur de **10m**.

XI.3.2 Actions sur les pieux

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement comme une équation différentielle :

$$EI = \frac{d^4y}{d^4x} + C_u \times b \times y = 0$$

b : diamètre du pieu.

C_u : module de réaction du sol.

Y : déplacement en tête du pieu.

La solution de l'équation précédente est de la forme :

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{b \times C_u}}$$

α : longueur élastique du pieu ;

Calcul du Coefficient d'amortissement du module de WARNER λ :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{b \times C_u}{4EI}}$$

E : module d'élasticité du béton ;

I : moment d'inertie du pieu ;

b : longueur du pieu.

C_u = 30 MN/m³

E = 33 000 MPa

b = 1,20 m

I = 0,101 m⁴

λ = 0.228

D'où : **λ × L = 2.275**

D'où, en tire les valeurs de ($X_{\varphi}^H, X_{\varphi}^M$) pour $\lambda \times L = 2.275$ à partir du tableau WERNER.

Tableau XI-7 Valeurs de WARNER

λ×L =	1	1.5	2	3	4	6	7	8	9	10
$X_{\theta p}$	4.03	1.96	1.35	1.16	1.26	1.45	1.55	1.64	1.74	1.83
$X_{\theta m}$	6.76	2.55	1.62	1.48	1.54	1.65	1.71	1.76	1.82	1.87

Par interpolation → $X_{\varphi}^H = 1.297$, $X_{\varphi}^M = 1.582$

Effort tranchant en tête de pieu :

ELS : $H_{\max} = 489.81 \text{ KN}$ $p = 61.23 \text{ KN}$
ELU : $H_{\max} = 666.24 \text{ KN}$ $p = 83.22 \text{ KN}$
ELA : $H_{\max} = 3\ 106.3 \text{ KN}$ $p = 388.26 \text{ KN}$

Moment fléchissant :

Le moment en tête du pieu donné par la relation suivante :

$$M = -\frac{X_{\phi}^H}{X_{\phi}^M} \times \frac{p}{\lambda}$$

Tableau XI-8 Valeurs de Moment fléchissant a ELU, ELS et ELA

	$M_{\max} \text{ (KN.m)}$	$T_{\max} \text{ (KN)}$	$N_{\text{corr}} \text{ (KN)}$
ELS	220.83	61.23	3539.85
ELU	300.44	83.22	5005.06
ELA	1 396.12	388.26	1593.44

➤ **Ferraillage des pieux**

Section d'acier :

Avec Robot expert $A_s = 113.1\text{cm}^2$ → on prend **24HA25** ($A_s = 117.81\text{cm}^2$) avec un espacement de **15 cm**.

Cerces transversales :

Avec Robot expert : **1 cerce HA14**, avec un espacement de **15 cm** dans la zone critique et **30 cm** dans la zone courante.

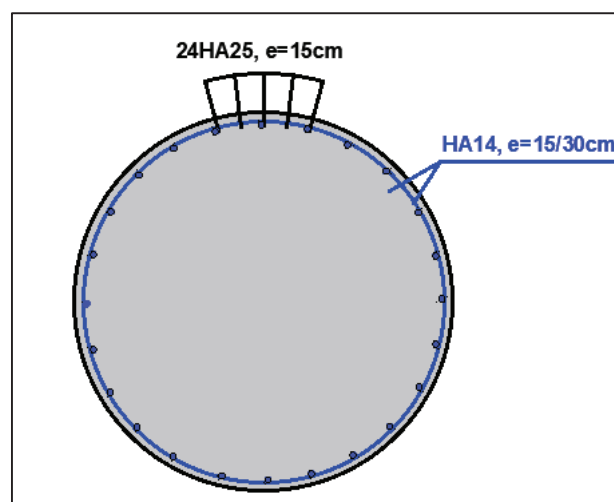


Figure XI-9 Ferraillage des pieux.

XI.4 ETUDE DE LA CULEE

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. 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.

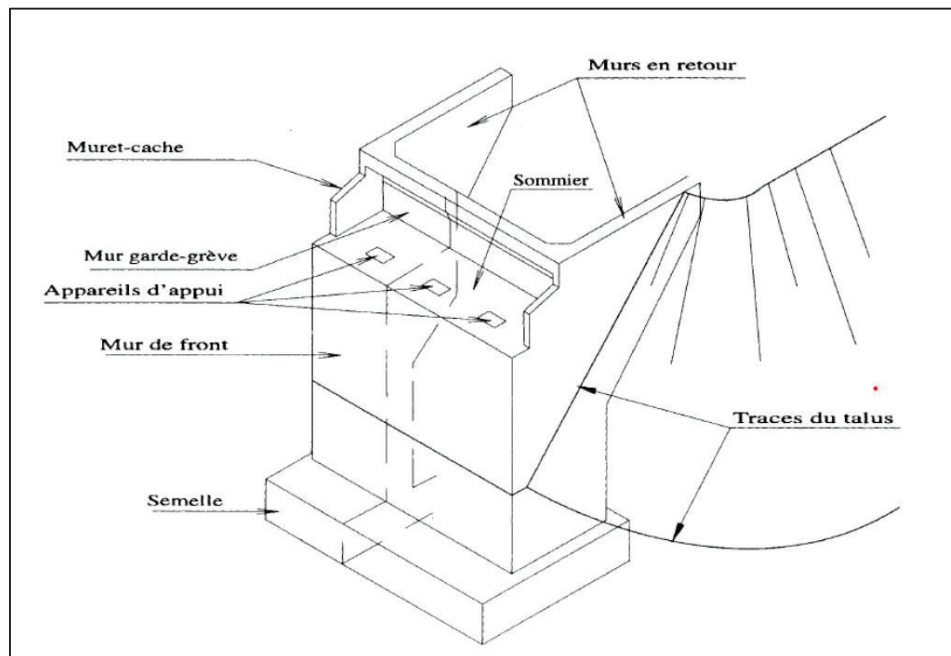


Figure X. 1 Les éléments de la culée

XI.4.1 Conception des culées

➤ Choix de type de culée

On distingue trois types :

- Culées enterrées sont noyées dans le remblai d'accès à l'ouvrage.
- Culées remblayées constituées par un ensemble de murs ou voiles en béton armé.
- Culées creuses sous forme d'une boîte renversée.

Vu aux données naturelles du site, on opte pour une culée remblayée.

➤ Pré-dimensionnement de la culée

Les différentes dimensions des éléments constituant notre culée sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau XI-9 Dimensions des éléments de la culée.

Elément	Dimensions	
Semelle	<i>Longuer (m)</i>	11.4
	<i>Largeur (m)</i>	6
	<i>Epaisseur (m)</i>	2
Mur frontal	<i>Longuer (m)</i>	11
	<i>Hauteur (m)</i>	4.58
	<i>Epaisseur (m)</i>	1.4
Mur garde grève	<i>Longuer (m)</i>	11
	<i>Hauteur (m)</i>	2.12
	<i>Epaisseur (m)</i>	0.3
Corbeau	<i>Longuer (m)</i>	9.8
	<i>Hauteur (m)</i>	0.92
	<i>Epaisseur (m)</i>	0.4
Mur en retour	<i>Longuer (m)</i>	5.66
	<i>Hauteur (m)</i>	6.93
	<i>Epaisseur (m)</i>	0.6
Dalle de transition	<i>Longuer (m)</i>	9.8
	<i>Largeur (m)</i>	4
	<i>Epaisseur (m)</i>	0.3

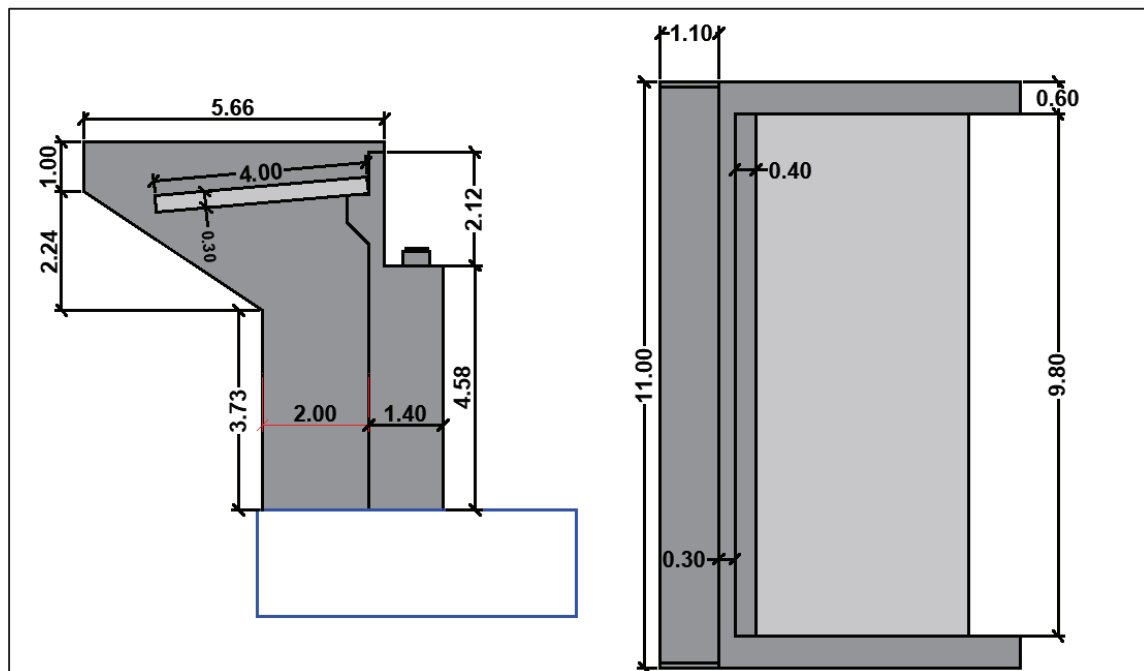


Figure XI-10 Dimensions de la culée

NB : Les détails du calcul de la descente de charges (axe sous mur frontal) et la combinaison des efforts se trouvent en **Annexe**.

XI.4.2 Ferrailage des éléments de la culée

XI.4.2.1 Mur frontal

Le mur frontal est un élément qui est encastré dans la semelle, il travaille à la flexion composée. Il est sollicité essentiellement aux : charges permanentes, poids propres de la superstructure, poussée des terres, surcharge sur les remblais et les surcharges d'exploitation.

➤ Les sollicitations les plus défavorables

Tableau XI-10 combinaison des efforts

Cas	Combinaison	N(kN/ml)	H(kN/ml)	M(kN. m/ml)
ELS	G+0.6T+1.2B_c	766.76	104.06	-367.69
ELU	1.35G+0.9T+1.6B_c	883.33	140.42	-287.26

➤ Ferrailage du mur frontal

Section d'acier :

Avec robot expert : **As = 14 cm²/ml.**

Donc : on prend **5HA20** (As = 15.71 cm²), avec un espacement de **20 cm**.

Armature de constructions

As' = As/3 = **4.67 cm²/ml ;**

Donc : on opte pour **5HA14** (As' = 7.70 cm²), avec un espacement de **20 cm**.

Armatures transversales

At = As/4 = **3.5 cm²/ml ;**

Donc : on opte pour **5HA12** (As = 5.65 cm²), avec un espacement de **20 cm**.

XI.4.2.2 Mur garde grève

Le mur garde grève est calculé en flexion simple sous l'effet des charges horizontales suivantes :

- Poussée des terres
- Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève.
- Force de freinage dû à la charge Bc.

➤ Evaluation des efforts

Le moment d'encastrement total due aux forces horizontales appliquées sur le mur garde grève est la combinaison des sollicitations suivantes :

Moment des poussées des terres

En tenant compte de la présence de la chaussée le moment à l'encastrement à pour expression :

$$M_r = \frac{H \times P}{3} \quad P = \frac{1}{2} k_{ah} \times \gamma \times H^2 \times L$$

H : hauteur des remblais, H = 2.12 m

Ka : coefficient de poussée des terres, Ka = 0.33.

L : longueur des remblais, L = 1 m.

$$P = 13.35 \text{ KN/ml}$$

$$M_p = 9.45 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{p-ELU} = 12.73 \text{ KN.m}$$

$$M_{p-ELS} = 9.43 \text{ KN.m}$$

Moment dû à la force de freinage M_{fBc}

Le moment dû à la forme de freinage est donné par la formule suivante :

$$M_f = \frac{2\mu \times H \times P}{0.25 \times 2h}$$

μ : coefficient de pondération, $\mu = 1.6$ à l'E.L.U et $\mu = 1.2$ à l'ELS.

$$P = 60 \text{ KN.}$$

$$M_{f-ELU} = 90.65 \text{ KN.m}$$

$$M_{f-ELS} = 67.98 \text{ KN.m}$$

Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève

D'après les documents "SETRA", L'effet le plus défavorable est produit par les deux essieux arrière de 12 tonnes de deux camions accolées, placées de telle manière que les rectangles d'impact soient en contact avec la face arrière du mur garde grève.

La pression sur le rectangle d'impact ainsi défini sera répartie à 45° latéralement et derrière le mur.

Le moment d'encastrement à la base du mur garde grève aura pour expression la formule suivante :

$$M_p = \frac{12k}{0.75 + 2h} \int_0^h \frac{h-x}{(0.25+x)} dx$$

Avec :

$$K = K_a \times bc \times \delta \times \gamma$$

γ : Coefficient de pondération ; $\gamma = 1,6$ à l'ELU et $\gamma = 1,2$ à l'ELS

bc : Coefficient de pondération du système BC

δ : Coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai

h : hauteur du mur garde-grève.

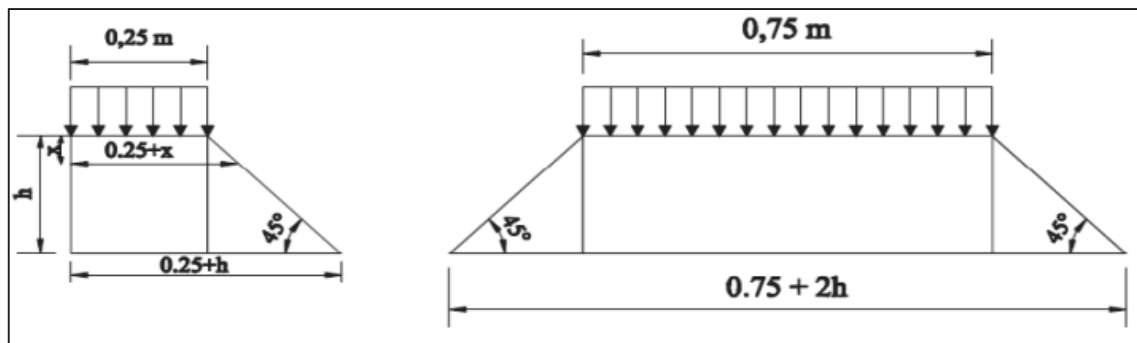


Figure X. 2 Poussée de la charge locale située en arrière du mur garde grève

Pour : $K_s = 0,50$ à l'ELS

$K_u = 0,67$ à l'ELU

Les valeurs de M_p/K sont mentionnées dans le tableau ci-dessous pour différentes valeurs de h :

Tableau XI-11 Valeurs de M_p/K en fonction de h

$h(m)$	0.5	0.75	1	1.5	2	2.5	3
$M_p/K(t.m/ml)$	2.23	3.4	4.41	6.11	7.45	8.56	9.49

Avec interpolation $2.00\text{ m} < h = 2.12\text{ m} < 2.50\text{ m}$ on aura : $M_p/K = 77.17\text{ KN.m/ml}$

D'où :

$$M_{f-ELU} = 51.78\text{ KN.m}$$

$$M_{f-ELS} = 38.90\text{ KN.m}$$

Donc les moments maximaux sollicitant le mur garde-grève à l'ELU et à l'ELS sont :

$$M_{ELS} = M_G + 1.2M_Q = 116.33\text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ELU} = 1.35M_G + 1.6M_Q = 155.26\text{ KN.m/ml.}$$

➤ Ferrailage de mur garde-grève

Section d'acier : avec logiciel de calcul on trouve

$$A_s = 21.4\text{ cm}^2/ml.$$

On prend : **5HA25** ($A_s = 24.54\text{ cm}^2$), avec un espacement de **20 cm**.

Armatures de construction :

$$A's = A_s/3 = 7.13\text{ cm}^2/ml.$$

On prend : **5HA14** ($A_s = 7.70\text{ cm}^2$), avec un espacement de **20 cm**.

Armatures transversale :

$$A_{st} = A_s/4 = 5.35\text{ cm}^2/ml.$$

On prend: **5HA12** ($A_s = 5.65\text{ cm}^2$), avec un espacement de **20 cm**.

XI.4.2.3 Dalle de transition

La dalle de transition est une dalle en béton armé, placée sous la chaussée aux extrémités du pont, son rôle est d'éviter le dénivellement qui pourrait se produire lors des tassements éventuels des remblais derrière la culée. La dalle de transition est supposée simplement appuyé,

sachant que réellement elle repose sur des appuis élastiques sur toute sa surface (contact direct avec le sol).

Evaluation des efforts :

La dalle est supposée simplement appuyée sur ses deux extrémités, on évalue les efforts sur une bande de 1 m.

- Remblais : $G_{\text{remblais}} = 18 \times 0.81 = 14.58 \text{ KN/ml}$
- Poids propre de la dalle : $G_{\text{P.Dalle}} = 25 \times 0.35 = 8.75 \text{ KN/ml}$
- Revêtement : $G_{\text{Revêtement}} = 25 \times 0.08 = 2 \text{ KN/ml}$
- Surcharge d'exploitation : $Q = 10 \text{ KN/ml}$.

Tableau XI-12 Evaluation des efforts de la dalle de transition

Type de charge	Q (KN/ml)	M (KN.m/ml)	V (KN)
Poids propre	7.5	15	15
Revêtement	1.92	3.84	3.84
Remblai	15.66	31.32	31.32
Surcharges	10	20	20

➤ **Combinaison d'actions sur la dalle de transition**

ELS: $M_{\text{ELS}} = MG + 1.2MQ = 74.16 \text{ KN.m/ml}$.

$V_{\text{ELS}} = VG + 1.2VQ = 74.16 \text{ KN/ml}$.

ELU: $M_{\text{ELU}} = 1.35MG + 1.6MQ = 99.72 \text{ KN.m/ml}$.

$V_{\text{ELU}} = 1.35VG + 1.6VQ = 99.72 \text{ KN/ml}$.

➤ **Ferraillage de la dalle de transition**

Section d'acier : avec logiciel de calcul on trouve

$A_s = 13.3 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

On prend : **5HA20** ; ($A_s = 15.71 \text{ cm}^2$), avec un espacement de **20 cm**.

Armatures de construction :

$A's = A_s/3 = 4.43 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

On prend : **5HA14** ($A_s = 7.70 \text{ cm}^2$), avec un espacement de 20 cm.

Armatures transversale :

$A_{st} = A_s/4 = 3.33 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

On prend: **5HA12** ($A_s = 5.65 \text{ cm}^2$), avec un espacement de 20 cm.

XI.4.2.4 Corbeau d'appui

Le corbeau est un appui pour la dalle de transition, il est soumis à la réaction de cette dernière.

➤ **Evaluation des efforts**

Réaction due au poids des remblais :

La réaction due au poids des remblais est donnée par la formule suivante:

$$R_{\text{Rem}} = \frac{q \times L}{2} = 50.16 \text{ KN/ml}$$

q : charges des remblais, $q = q_{\text{remblais}} + q_{\text{revêtement}} + q_{\text{p dalle}}$.

L: longueur de la dalle de transition.

Réaction des surcharges sur remblais :

La réaction due aux surcharges sur remblais est donnée par la formule ci-après :

$$R_{\text{Rem-sur}} = \frac{q_{\text{sur}} \times L}{2} = 20 \text{ KN/ml}$$

q_{sur} : surcharges sur remblais.

➤ **Combinaison d'actions sur le corbeau :**

$$R_{\text{ELU}} = 1.35RG + 1.6RQ = 74.16 \text{ KN/ml.}$$

$$R_{\text{ELS}} = RG + 1.2RQ = 99.72 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Ferraillage du corbeau**

Le corbeau résiste à la compression simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

Section d'acier :

$$A_s = 18 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On prend : **6HA20**, ($A_s = 18.85 \text{ cm}^2$), avec un espacement de **20 cm**.

Armatures de construction :

$$A_s' = A_s/3 = 6 \text{ cm}^2/\text{ml,}$$

On prend : **HA14**, avec un espacement de **20 cm**.

XI.4.2.5 Mur en retour

Le mur en retour est un élément encastré dans la semelle et sollicité essentiellement aux charges permanentes, poids propres de la superstructure, poussée des terres, surcharge sur les remblais et les surcharges d'exploitations.

Les sollicitations et les combinaisons maximales aux états limites sont tirées des calculs résultants de la modélisation sous ROBOT du mur en retour :

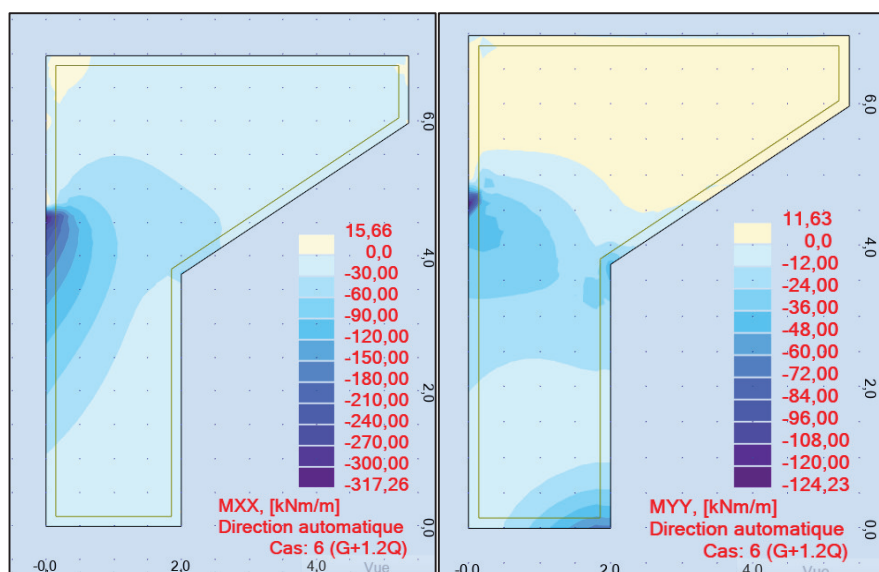


Figure XI-11 Les moments maximaux à l'ELS.

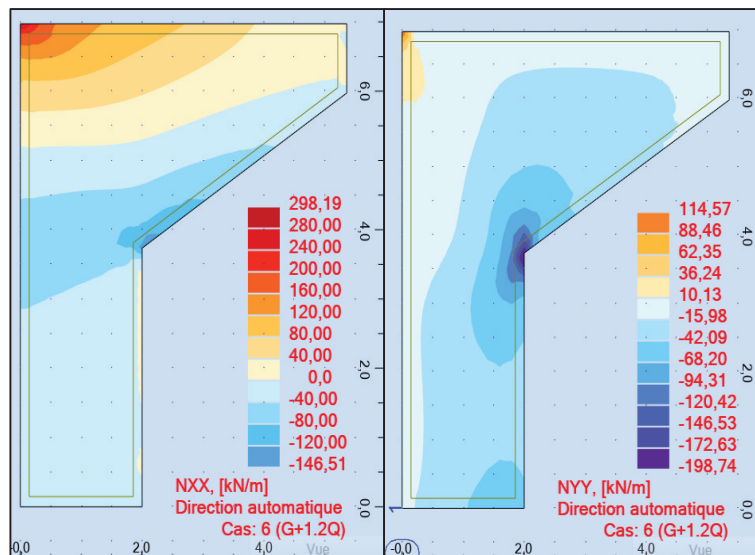


Figure XI-12 Les efforts normaux max à l'ELS

➤ **Ferraillage du mur en retour horizontal**

Le ferraillage du mur suivant les deux directions sur la zone intérieur (remblai) et extérieur est effectué à l'aide du logiciel ROBOT EXPERT en considérant une section rectangulaire (1 × 0.6) m en flexion composée. Sachant que :

Résultats à l'ELS :

MXX = 270.00 KN.m/ml

NXX = 298.19 KN/ml

MYY = 108.00 KN.m/ml

NYY = 198.74 KN/ml

➤ **Ferraillage horizontal du mur en retour :**

Section d'acier :

Avec Robot expert $A_s = 21.70 \text{ cm}^2/\text{ml}$;

On opte pour **5HA25** / coté remblai avec un espacement de **20 cm**.

Armatures de constructions :

$A'_s = A_s/3 = 7.23 \text{ cm}^2/\text{ml}$;

On opte pour **5HA14** / coté tablier avec un espacement de **20 cm**.

➤ **Ferraillage vertical du mur en retour:**

Section d'acier :

Avec Robot expert $A_s = 8.4 \text{ cm}^2/\text{ml}$;

On opte pour **5HA16** /coté remblai avec un espacement de **20 cm**.

Armature de constructions :

$A'_s = A_s/3 = 2.8 \text{ cm}^2/\text{ml}$;

On opte pour **5HA12** / coté tablier avec un espacement de **20 cm**.

XI.5 Résumé

L'étude de l'infrastructure effectuée dans ce chapitre consiste à faire le dimensionnement, la stabilité et le ferrailage des différents éléments de la pile et de la culée ce qui permet le bon fonctionnement de l'ouvrage ainsi qu'une exploitation sécurisée.



Figure XI-13 Ferrailage des éléments de la culée.

CONCLUSION GENERALE :

La conception d'un projet de pont est une expérience précieuse dans la formation d'un étudiant ingénieur, impliquant à la fois une réflexion et une connaissance approfondies des différents types de structures utilisées. L'ingénieur doit démontrer une rigueur et une capacité d'observation exceptionnelles.

Le travail qu'on a effectué sous thème de conception et étude d'un viaduc type VIPP (Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post tension.), viens concrétiser notre formation d'ingénieur au sein de l'ENSTP (Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics) de KOUBA, ce projet de fin d'étude est l'aboutissement de la formation d'un ingénieur en travaux publics.

Ce modeste travail nous a permis de bien visualiser les différentes phases de conception d'un ouvrage d'art, aussi comment appliquer tous les règlements, notamment l'Eurocode, B.P.E.L, B.A.E.L, documents SETRA et aussi le règlement parasismique algérien RPOA. Ce projet nous a également permis d'acquérir des connaissances sur les outils informatiques (AutoCAD, ROBOT, robot EXPERT...etc.), qui nous permettent d'aboutir à des résultats précis avec un temps optimal.

En conclusion, il est primordial de garantir la bonne réalisation de la construction en respectant scrupuleusement les règles établies lors de l'étude théorique, en accordant une attention minutieuse aux détails et à la précision. Cela revêt une importance capitale pour assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage. Ainsi, une surveillance rigoureuse et constante est nécessaire à chaque étape du processus de réalisation.

- [1] : Service d'Etude Technique des Routes et Autoroutes (SETRA), Ponts à poutres Préfabriquées par post tension (VIPP).
- [2] : Service d'études sur les transports les routes et leurs aménagement (SETRA), pont mixte acier béton.
- [3] : 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.
- [4] : Mr. BELAOURA. Cours de Béton Armé, Béton Précontraint, ENSTP 2020/2021.
- [5] : Service d'étude technique des routes et autoroutes (SETRA), collection du guide technique GC, corniche.
- [6] : Service d'étude technique des routes et autoroutes (SETRA), collection du guide technique GC, garde-corps.
- [7] : Le règlement Algérien des ouvrages d'art (RCPR).
- [8] : Mr. ZOURGUI HEMAIDI.NADJIB. Cours de pont, application de la méthode de GYON MASSONNET pour les ponts à poutre, ENSTP 2020/2021.
- [9] : Y. Guyon, "Calcul des Ponts Larges à Poutres Multiples Solidarisées par des Entretoises", Annales des Ponts et Chaussées de France, 1946. pp 553-612.
- [10] : Ch. Massonnet, "Contribution au Calcul des Ponts à Poutres Multiples", Annales des Travaux Publiques de Belgique. Juin, Oct et Déc 1950, pp 374-424, 749-800, 927-964.
- [11] : Richard Bares et Charles Massonnet, "Le calcul des grillages de poutres et dalles orthotropes ». Maison d'Édition Technique, Prague, éditeur, 92, rue Bonaparte, Paris-6.
- [12] : Service d'Études techniques des routes et autoroutes, SETRA. Appareils d'appui en élastomère fretté.
- [13] : Document SETRA, Barrières de sécurité pour la retenue des poids lourds, Barrières de niveau H2, H3, SETRA ,1999.
- [14] : RPOA, Règles Parasismiques Applicables au domaine des Ouvrages d'Art, Algérie, 2008.
- [15] : Mme. MERDOUD. Cours mécanique des sols, ENSTP 2020/2021
- [16] : Service d'étude technique des routes et autoroutes (SETRA), appuis des tabliers PP73.
- [17] : Service d'étude technique des routes et autoroutes (SETRA), appuis des tabliers PP73, calculs complémentaires ferrailages types.
- [18] : Service d'étude technique des routes et autoroutes (SETRA), ponts courants en zone sismique, guide de conception.

ANNEXE A

REPARTITION
TRANSVERSALE DES
CHARGES

A(L)	Nb voies	Surface (m ²)	Largeur de la voie	K _{amoy}
Poutre 1	Une voie	4.19	3,5	1.2
	Deux voies	8.33	7	1.19
Poutre 2	Une voie	3.16	3,5	0.9
	Deux voies	8.04	7	1.15
Poutre 3	Une voie	2.11	3,5	0.6
	Deux voies	7.21	7	1.03
Poutre 4	Une voie	1.1	3,5	0.31
	Deux voies	6.6	7	0.94

Tableau 0-1 Résultats calcul des K_{amoy} de A(l)Tableau 0-2 Résultats calcul des K_{amoy} de Bt

Bt	K _α				K _{α moy}			
	PI	PII	PIII	PIV	PI	PII	PIII	PIV
Un tandem								
K1	0.89	0.52	0.22	-0.05	1.09	0.74	0.44	0.15
K2	1.29	0.96	0.65	0.35				
Deux tandems								
K1	0.89	0.52	0.22	-0.05	1.20	1.02	0.80	0.55
K2	1.29	0.96	0.65	0.35				
K3	1.36	1.17	0.90	0.61				
K4	1.25	1.44	1.42	1.3				

Tableau 0-3 Résultats calcul des K_{amoy} de MC120

Mc120	Surface (m ²)	Largeur (m)	K _{amoy}
Poutre 1	2.35	2	1.79
Poutre 2	1.31	2	0.66
Poutre 3	1.43	2	0.72
Poutre 4	0.86	2	0.43

Tableau 0-4 Résultats calcul des K_{amoy} de MC120

D240	Surface (m ²)	Largeur (m)	K _{amoy}
Poutre 1	4.35	3.2	1.36
Poutre 2	3.96	3.2	1.24
Poutre 3	3.31	3.2	1.03
Poutre 4	2.51	3.2	0.78

Bc	K α				K α moy			
	PI	PII	PIII	PIV	PI	PII	PIII	PIV
Une voie								
K1	0.84	0.47	0.16	-0.1	1.04	0.69	0.38	0.10
K2	1.24	0.91	0.59	0.29				
Deux voies								
K1	0.84	0.47	0.16	-0.1	1.18	0.94	0.67	0.41
K2	1.24	0.91	0.59	0.29				
K3	1.32	1.02	0.71	0.41				
K4	1.33	1.36	1.23	1.02				

Tableau 0-5 Résultats calcul des K α moy de Bc

ANNEXE B

ETUDE DE
L'INFRASTRUCTURE

Descente des charges au niveau de la pile :**Tableau 0-6 Evaluation des charges pour 2 travées**

Désig	N (KN)	H (KN)	$I_{FV/o}$ (x/o)	$I_{FH/O/a}$ (y/a,o)	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
Semelle	10080.00	/	0.00	1.75	0.00	/
Fûts	2332.63	/	0.00	12.30	0.00	/
Chevetre	750.75	/	0.00	21.75	0.00	/
G Tablier	8711.38	/	0.00	22.40	0.00	/
Hf+r	/	215.60	/	22.40	/	4829.44
HT°	/	97.02	/	22.40	/	2173.25
Somme	21874.76	273.81	/	/	0.00	6133.39
(Al)	1659.60	/	0.00	/	0.00	/
(Bc)	1223.51	/	0.00	/	0.00	/
Mc120	1141.16	/	0.00	/	0.00	/
D240	2118.86	/	0.00	/	0.00	/
ST	162.00	/	0.00	/	0.00	/
Al	/	59.13	/	22.40	/	1324.56
Bc	/	180.00	/	22.40	/	4032.00

CN à L'ELS							
						1ère file	2ème file
	N	H	MH	MV	ΔM	R ₁	R ₂
G	21874.76	273.81	6133.39	0.00	6133.39	3160.28	2308.42
G+1.2Al+ST	24028.28	344.77	7722.86	0.00	7722.86	3539.85	2467.23
G+1.2Bc+ST	23504.98	489.81	10971.79	0.00	10971.79	3700.05	2176.19
G+Mc120	23015.92	273.81	6133.39	0.00	6133.39	3302.92	2451.06
G+D240	23993.62	273.81	6133.39	0.00	6133.39	3425.13	2573.27

CN A L'ELU							
						1ère file	2ème file
	N	H	MH	MV	ΔM	R ₁	R ₂
1,35G	29530.93	378.38	8475.67	0.00	8475.67	4279.95	3102.78
1.35G+1.6 Al+1.6ST	32445.49	472.99	10594.97	0.00	10594.97	4791.45	3319.92
1.35G+1.2 6B+1.6ST	31747.75	666.38	14926.87	0.00	14926.87	5005.06	2931.88
1.36G+1.3 5Mc120	32391.39	378.38	8475.67	0.00	8475.67	4637.51	3460.34
1.35G+1.3 5D240	29749.63	378.38	8475.67	0.00	8475.67	4307.29	3130.12

Axe sous le fut :

Désig	N (KN)	H (KN)	$I_{FV/o}$ (x/o)	$I_{FH/O/a}$ (y/a,o)	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
Fûts	2332.63	/	0.00	8.80	0.00	
Chevetre	750.75	/	0.00	18.25	0.00	
G Tablier	8711.38	/	0.00	18.90	0.00	
Hf+r	/	215.60	/	18.90		4074.84
HT°	/	97.02	/	18.90		1833.68
Somme	11794.76	312.62	/	/	0.00	5908.52
(Al)	1659.60	/	0.00	/	0.00	/
(Bc)	1223.51	/	0.00	/	0.00	/
Mc120	1141.16	/	0.00	/	0.00	/
D240	2118.86	/	0.00	/	0.00	/
ST	162.00	/	0.00	/	0.00	/
Al	/	59.13	/	18.90	/	1117.60
Bc	/	180.00	/	18.90	/	3402.00

CN à L'ELS					
	N	H	MH	MV	Δ M
G	11794.76	273.81	5175.05	0.00	5175.05
G+1.2Al+S T	13948.28	344.77	6516.17	0.00	6516.17
G+1.2Bc+ ST	13424.98	489.81	9257.45	0.00	9257.45
G+Mc120	12935.92	273.81	5175.05	0.00	5175.05
G+D240	13913.62	273.81	5175.05	0.00	5175.05
<i>Sollicitations les plus défavorables</i>					
$M_{max} =$	3085.82	KN.m/ml		$N_{cor} =$	4474.99 KN./ml
$T_{max} =$	163.27	KN./ml		$N_{cor} =$	4474.99 KN./ml

CN A L'ELU					
	N	H	MH	MV	Δ M
1,35G	15922.93	378.38	7151.34	0.00	7151.34
1.35G+1.6 Al+1.6ST	18837.49	472.99	8939.50	0.00	8939.50
1.35G+1.6 B+1.6ST	18139.75	666.38	12594.54	0.00	12594.54
1.36G+1.3 5Mc120	18783.39	378.38	7151.34	0.00	7151.34
1.35G+1.3 5D240	16141.63	378.38	7151.34	0.00	7151.34
<i>Sollicitations les plus défavorables</i>					
$M_{max} =$	4198.18	KN.m/ml		$N_{cor} =$	6046.58 KN./ml
$T_{max} =$	222.13	KN./ml		$N_{cor} =$	6046.58 KN./ml

Descente des charges au niveau de la culée :**Axe sous la semelle :**

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	M _{FV} /o	M _{FH} /o
Semelle	3420.00	/	0.00	1.00	0.00	/
Mur F	1763.30	/	0.20	4.29	352.66	/
DDT	147.00	/	2.90	7.91	426.30	/
Mur en R	309.15	/	2.72	6.24	840.89	/
Corbeau	78.65	/	1.08	7.53	84.94	/
MGG	174.90	/	0.85	7.60	148.67	/
Poids des Terres Amot	2257.00	/	1.91	4.95	4310.87	/
Poids des T sur DDT	352.04	/	3.01	7.91	1059.65	/
Poussée Mur Frontal	/	685.30	/	-3.53	/	-2416.82
Poussée Semelle	/	1073.98	/	0.00	/	0.00
Poussée DDT	/	24.73	/	-8.20	/	-202.77
Poids Sur 10kN/m ²	319.00	/	1.50	/	478.50	/
Poussée Sur 10kN/m ²	/	323.07	/	-4.45	/	-1437.66

Effort du au tablier :

Rg	4355.69	/	0.00	/	0.00	/
R(AI)	1234.80	/	0.00	/	0.00	/
Rbc	1128.62	/	0.00	/	0.00	/
RMc120	1088.33	/	0.00	/	0.00	/
RD240	1796.57	/	0.00	/	0.00	/
RST	81.00	/	0.00	/	0.00	/
Hf+r	/	107.80	/	-6.58	/	-709.32
HT°	/	48.51	/	-6.58	/	-319.20
Frein AI	/	118.26	/	-6.58	/	-778.18
Frein Bc	/	180.00	/	-6.58	/	-1184.40

Combinaisons des charges :

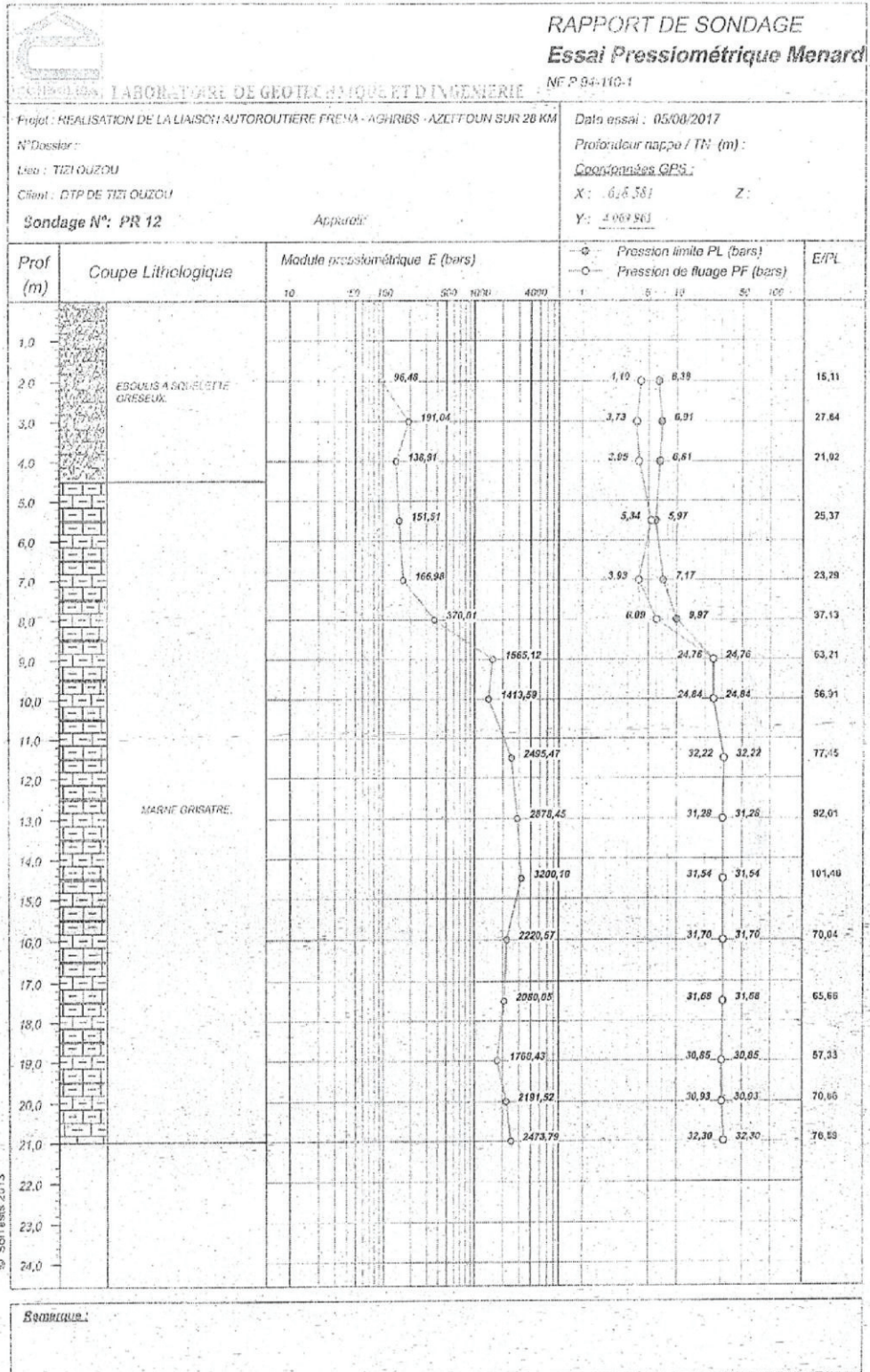
<u>à L'ELS</u>						
		N	H	M_H	M_v	Δ M
		(KN)	(KN)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)
G+0.6T		12857.74	1920.91	-4958.09	7223.98	2265.89
G+0.6T+1.2Q		13240.54	2308.59	-6683.29	7798.18	1114.89
G+0.6T+1.2A(I)+ST		14420.50	2062.83	-5891.91	7223.98	1332.07
G+0.6T+1.2Bc+ST		14293.08	2136.909	-6379.37	7223.98	844.61
G+0.6T+Mc120		13946.07	1920.91	-4958.09	7223.98	2265.89
G+0.6T+D240		14654.31	1920.91	-4958.09	7223.98	2265.89
<u>à L'ELU</u>						
		N	H	M_H	M_v	Δ M
		(KN)	(KN)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)
1.35G+0.9T		17357.94	2597.59	-4781.31	9752.37	4971.06
1.35G++0.9T+1.6Q		17868.34	3114.50	-8755.03	13931.31	5176.28
1.35G+0.9T+1.6(A(I)+ST)		19463.22	2786.82	-7699.86	13165.71	5465.85
1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)		19293.33	2885.59	-8349.81	13165.71	4815.90
1.35G+0.9T+1.35Mc120		18827.19	2597.59	-4781.31	13165.71	8384.40
1.35G+0.9T+1.35D240		19783.32	2597.59	-4781.31	13165.71	8384.40

Axe sous le mur frontal :

Désig	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	M _{FV/o}	M _{FH/o}
Mur F	1763.3	/	0.00	2.29	352.66	/
DDT	147	/	2.70	5.91	426.3	/
						/
Corbeau	78.65	/	0.88	5.53	84.942	/
MGG	174.9	/	0.65	5.60	148.665	/
Poids des T sur DDT	352.044	/	1.71	2.95	1059.6524	/
Poussée Mur Frontal	/	685.29899	/	5.91	/	-2416.821
Poussée DDT	/	24.727923	/	-5.53	/	-202.769
Poussée Sur 10kN/m ²	/	253.011	/	-3.45	/	-1437.662
	M Renversant : (-)			M Stabilisant : (+)		
<u>Efforts dus au tablier</u>						
Rg	4355.69	/	-0.20	/	-871.14	/
R(AI)	1234.80	/	-0.20	/	-246.96	/
Rbc	1128.62	/	-0.20	/	-225.72	/
RMc120	1088.33	/	-0.20	/	-217.67	/
RD240	1796.57	/	-0.20	/	-359.31	/
RST	81.00	/	-0.20	/	-16.20	/
Hf+r	/	107.80	/	-4.58	/	-709.32
HT°	/	48.51	/	-4.58	/	-319.20
Frein AI	/	118.26	/	-4.58	/	-778.18
Frein Bc	/	180.00	/	-4.58	/	-1184.40

<u>Combinaisons de charges</u>						
à L'ELS						
		N	H	M_H	M_v	Δ M
		(KN)	(KN)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)
G+0.6T		6871.58	846.93	-3520.43	1201.08	-2319.35
G+0.6T+1.2Q		6871.58	1150.55	-5245.63	1201.08	-4044.54
G+0.6T+1.2A(l)+ST		8434.34	988.85	-4454.25	885.29	-3568.96
G+0.6T+1.2Bc+ST		8306.93	1062.933	-4941.71	910.77	-4030.94
G+0.6T+Mc120		7959.92	846.93	-3520.43	983.42	-2537.02
G+0.6T+D240		8668.16	846.93	-3520.43	841.77	-2678.66
<u>Sollicitations les plus défavorables</u>						
M _{max} =	-367.69	KN.m/ml		N _{cor} =	755.18	KN./ml
T _{max} =	104.60	KN./ml		N _{cor} =		KN./ml
à L'ELU						
		N	H	M_H	M_v	Δ M
		(KN)	(KN)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)
1.35G+0.9T		9276.64	1147.73	-4781.31	1621.46	-3159.85
1.35G++0.9T+1.6Q		9276.64	1552.54	-7081.57	1621.46	-5460.11
1.35G+0.9T+1.6(A(l)+ST)		11381.92	1336.95	-6026.40	1200.40	-4826.00
1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)		11212.03	1435.73	-6676.35	1234.38	-5441.97
1.35G+0.9T+1.35Mc120		10745.89	1147.73	-4781.31	1327.61	-3453.70
1.35G+0.9T+1.35D240		11702.01	1147.73	-4781.31	1136.39	-3644.92
<u>Sollicitations les plus défavorables</u>						
M _{max} =	-287.26	KN.m/ml		N _{cor} =	843.33	KN./ml
T _{max} =	141.14	KN./ml		N _{cor} =		KN./ml

ANNEXE C
GEOTECHNIQUE



ANNEXE D

FERRAILLAGE

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée PIEUX

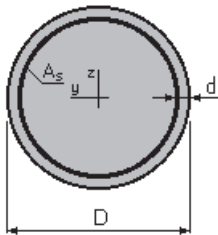
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$D = 120,0$ (cm)

$d = 5,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N ^o	Type	N (kN)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
1.	ELU	5005,06	300,44	0,00
2.	ELS	3539,85	220,83	0,00
3.	ELA	1593,44	1396,12	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_s = 113,1$ (cm²)

Section minimum $A_{s_{min}} = 113,1$ (cm²)

théorique $\rho = 1,00$ (%)

minimum $\rho_{min} = 0,50$ (%)

Section maximum $A_{s_{max}} = 565,5$ (cm²)

maximum $\rho_{max} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N^o 1: Type ELU N = 5005,06 (kN) M_y = 300,44 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3,72 Pivot: C

Position de l'axe neutre: $y = 132,4$ (cm)

Bras de levier: $Z = 58,3$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 3,27$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

comprimée: $\sigma'_s = 434,8$ (MPa)

Cas N^o 2: Type ELS N = 3539,85 (kN) M_y = 220,83 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 4,28
 Position de l'axe neutre: $y = 216,3$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 60,5$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 3,8$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 comprimée: $\sigma_s' = 55,1$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$ (MPa)

Cas N° 3: Type ELA **N = 1593,44 (kN)** **$M_y = 1396,12$ (kN*m)** **$M_z = 0,00$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 2,76 Pivot: B
 Position de l'axe neutre: $y = 45,7$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 93,2$ (cm)
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 5,29$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 500,0$ (MPa)
 comprimée: $\sigma_s' = 500,0$ (MPa)

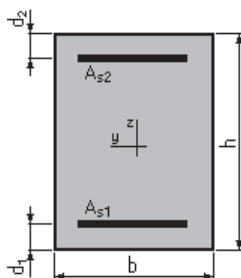
Calcul de Section en Flexion Simple MUR GARDE GREVE

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)
 $h = 30,0$ (cm)
 $d_1 = 5,0$ (cm)
 $d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	155,26	0,00
Etat Limite de Service	116,33	0,00

Etat Limite Ultime (Accidentel) 0,00 0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 21,4$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 3,0$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,86$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,12$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 155,26$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,32 Pivot: B
 Position de l'axe neutre: $y = 7,6$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 22,0$ (cm)
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 7,99$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 116,33$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
 Position de l'axe neutre: $y = 9,9$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 21,7$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 10,9$ (MPa)
 Contrainte limite: 0,6 $f_{cj} = 16,2$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 250,0$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s\ lim} = 250,0$ (MPa)

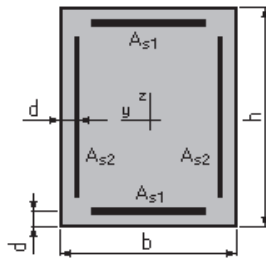
Calcul de Section en Flexion Déviée Composée MUR FRONTAL

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- * Fissuration préjudiciable
- * Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- * Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)
 $h = 140,0$ (cm)
 $d = 7,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N ^o	Type	N (kN)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
1.	ELU	883,54	-287,00	0,00
2.	ELS	766,76	-367,95	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A _{s1}	= 14,0 (cm ²)	Section théorique A _{s2}	= 0,0 (cm ²)
Section minimum A _{s min}	= 28,0 (cm ²)	Section maximum A _{s max}	= 700,0 (cm ²)
théorique ρ	= 0,20 (%)	maximum ρ _{max}	= 5,00 (%)
minimum ρ _{min}	= 0,10 (%)		

Analyse par Cas:

Cas N^o 1: Type ELU N = 883,54 (kN) M_y = -287,00 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 14,62 Pivot: B
 Position de l'axe neutre: $y = 102,9$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 91,8$ (cm)
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 1,02$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 204,7$ (MPa)
 comprimée: $\sigma'_s = 434,8$ (MPa)

Cas N^o 2: Type ELS N = 766,76 (kN) M_y = -367,95 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 8,55
 Position de l'axe neutre: $y = 79,9$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 106,4$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 1,6$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 6,2$ (MPa)
 comprimée: $\sigma'_s = 22,1$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s lim} = 250,0$ (MPa)

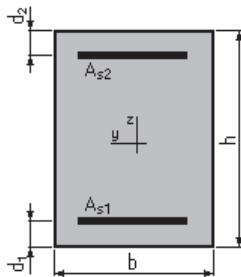
Calcul de Section en Flexion Simple MUR EN RETOUR (Barres horizontales)

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	270,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 21,7$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s_{min}} = 5,5$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,40$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{max} = 270,00$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 16,0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 49,7$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 6,8$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 250,0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s_{lim}} = 250,0$ (MPa)

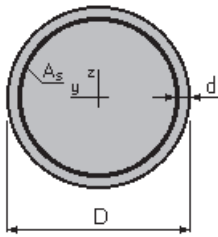
Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa) **Acier:** $f_e = 500,0$ (MPa)

- * Fissuration préjudiciable
- * Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- * Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$D = 150,0$ (cm)
 $d = 10,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N ^o	Type	N (kN)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
1.	ELS	4474,99	3085,82	0,00
2.	ELU	6046,58	4198,18	0,00
3.	ELA	4178,70	18660,17	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_s = 777,2$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s\ max} = 883,6$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 35,3$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 4,40$ (%)	maximum	$\rho_{max} = 5,00$ (%)
minimum	$\rho_{min} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas N^o 1: Type ELS N = 4474,99 (kN) M_y = 3085,82 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2,40
 Position de l'axe neutre: $y = 89,6$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 103,2$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 6,8$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 56,7$ (MPa)
 comprimée: $\sigma'_s = 89,8$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$$

Cas N° 2: Type ELU **N = 6046,58 (kN)** **M_y = 4198,18 (kN*m)** **M_z = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 3,46 Pivot: B
 Position de l'axe neutre: y = 94,1 (cm)
 Bras de levier: Z = 96,3 (cm)
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 1,69$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 338,8$ (MPa)
 comprimée: $\sigma_s' = 434,8$ (MPa)

Cas N° 3: Type ELA **N = 4178,70 (kN)** **M_y = 18660,17 (kN*m)** **M_z = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: B
 Position de l'axe neutre: y = 62,3 (cm)
 Bras de levier: Z = 110,4 (cm)
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 4,34$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 500,0$ (MPa)
 comprimée: $\sigma_s' = 500,0$ (MPa)

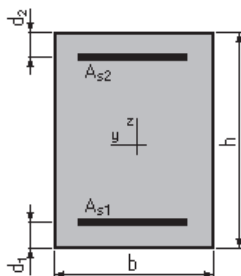
Calcul de Section en Flexion Simple DALLE DE TRANSITION

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 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 = 30,0 (cm)
 d₁ = 5,0 (cm)
 d₂ = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	99,72	0,00
Etat Limite de Service	74,16	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:**Sections d'Acier:**

Section théorique	$A_{s1} = 13,3$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\min} = 3,0$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,53$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,12$ (%)		

Analyse par Cas:**Cas ELU $M_{\max} = 99,72$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)**

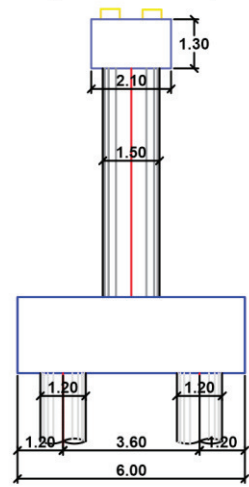
Coefficient de sécurité:	1,34	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 4,7$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 23,1$ (cm)	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 2,33$ (‰)	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10,00$ (‰)	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 434,8$ (MPa)	

Cas ELS $M_{\max} = 74,16$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

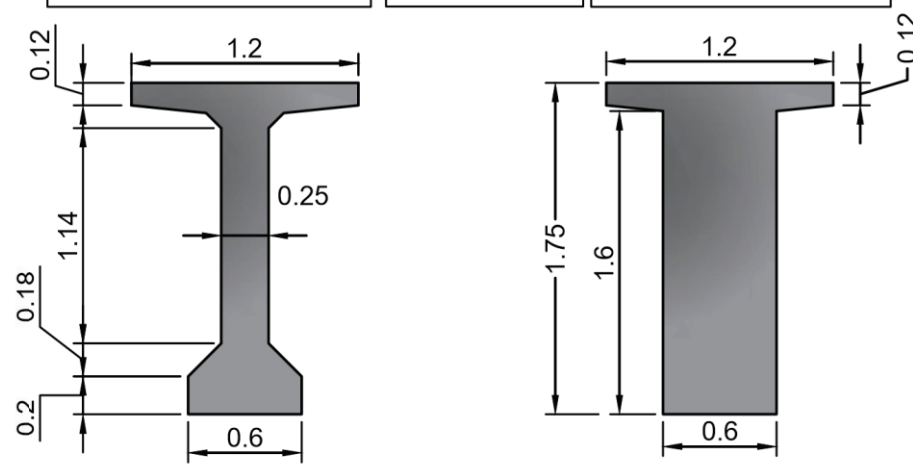
Coefficient de sécurité:	1,00
Position de l'axe neutre:	$y = 8,2$ (cm)
Bras de levier:	$Z = 22,3$ (cm)
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 8,1$ (MPa)
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)
Contrainte de l'acier:	
tendue:	$\sigma_s = 250,0$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	
	$\sigma_{s\lim} = 250,0$ (MPa)



COUPE LONGITUDINALE SUR PILE
ECHELLE 1/200



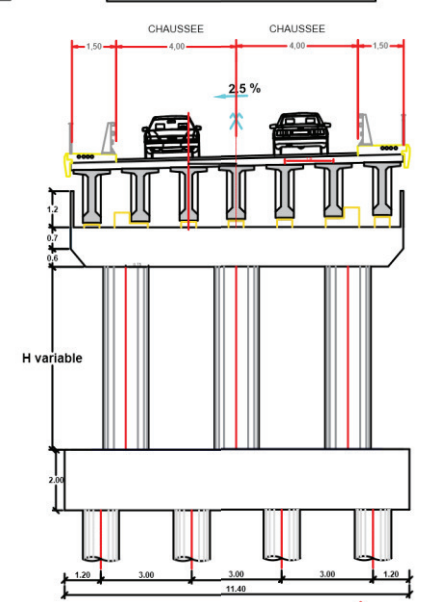
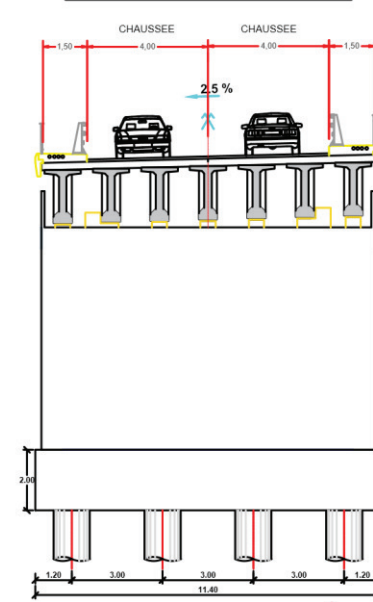
Section médiane ECH 1/40 Section d'about



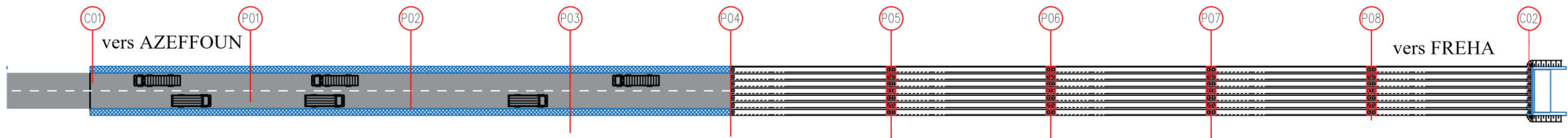
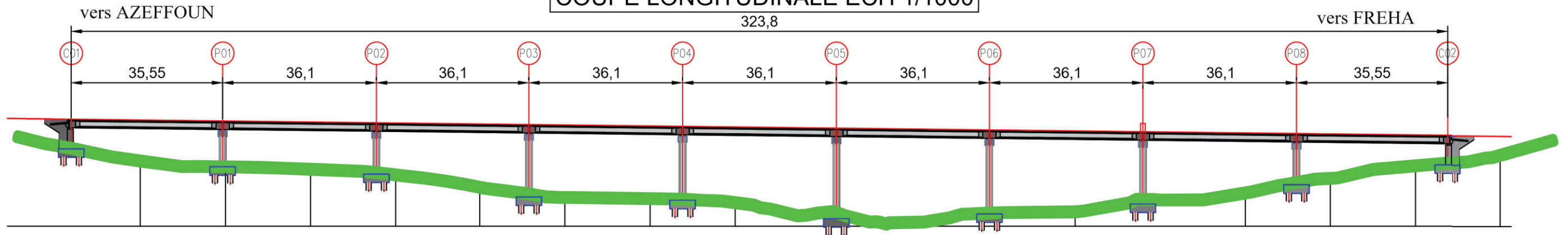
COUPE TRANSVERSALE SUR CULEE

ECHELLE 1/250

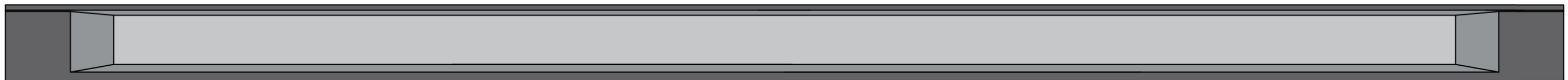
COUPE TRANSVERSALE SUR PILE



COUPE LONGITUDINALE ECH 1/1000



COUPE LONGITUDINALE SUR LA POUTRE ECH 1/100



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

PROJET DE FIN D'ETUDES

Conception et étude d'un ouvrage d'art pour le franchissement de l'oued DISS au niveau de la ville de FREHA dans la liaison « FREHA-AGHRIB-AZEFFOUN »

Réalisé par

MERDOUD Mohamed

Encadré par

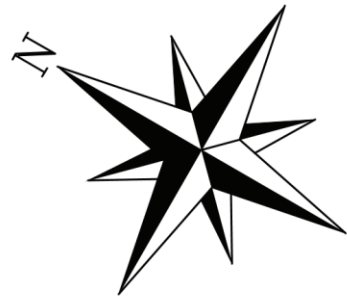
Mr. AMIEUR Mohamed

Année universitaire

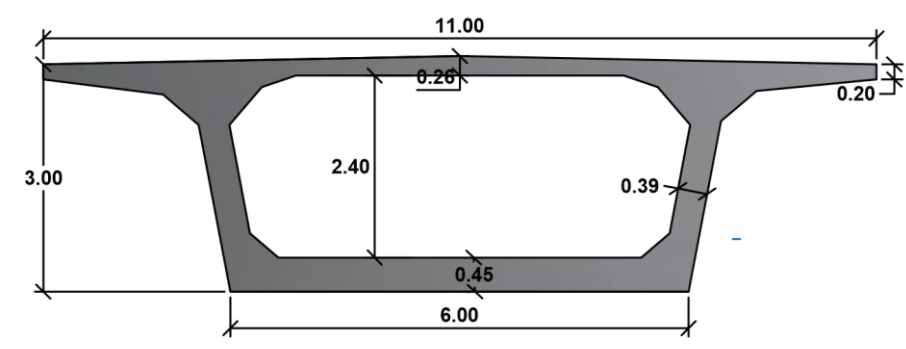
2022/2023

Variante

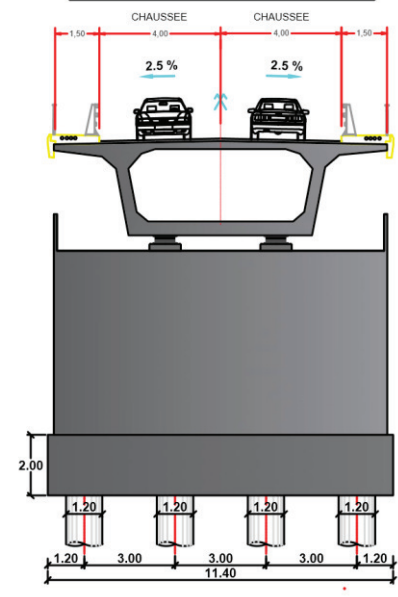
Pont à poutres précontraintes du type VIPP



ECHELLE 1/100

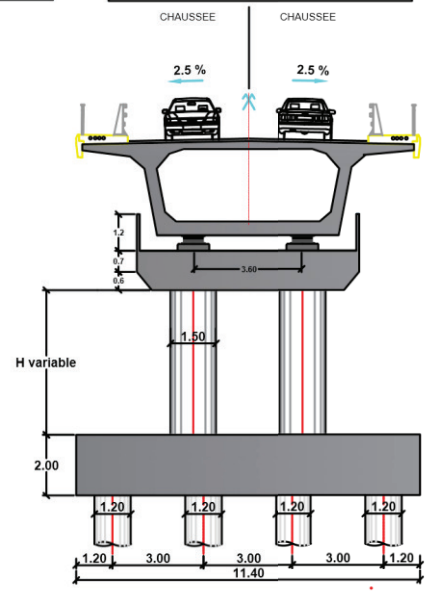


COUPE TRANSVERSALE SUR CULEE

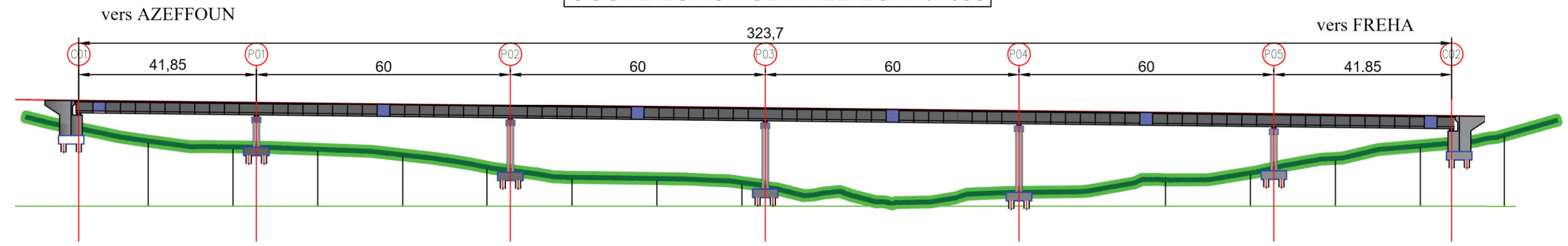


ECHELLE 1/250

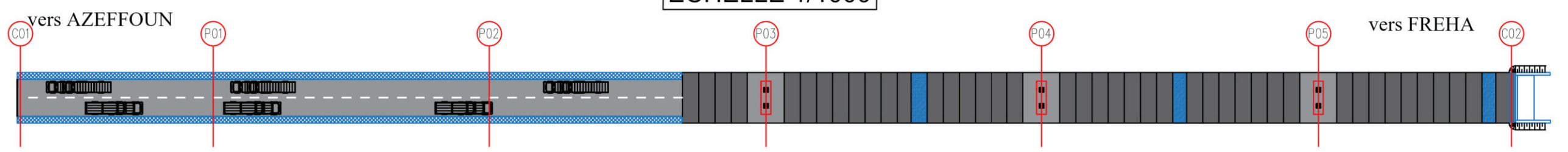
COUPE TRANSVERSALE SUR PILE



COUPE LONGITUDINALE ECH 1/1000



ECHELLE 1/1000



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

PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par	Encadré par	Année universitaire	Variante
Conception et étude d'un ouvrage d'art pour le franchissement de l'oued DISS au niveau de la ville de FREHA dans la liaison « FREHA-AGHRIB-AZEFFOUN »	MERDOUD Mohamed	Mr. AMIEUR Mohamed	2022/2023	Pont voûtoirs en béton précontraint construit par encorbellement successif.