

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 : Infrastructures de base

Thème

Conception et étude d'un pont situé entre le
PK 50+896 et le PK 51+108 de la pénétrante
autoroutière au niveau d'El Eulma

Présente par :

BOUDJIT FARID

ZERMANI MOHAMMED SAMI

Encadre par :

Mr.BAYASLI RACHID

Co-encadre par :

Mr.BENMESSAOUD FOUAD

Promotion 2022 / 2023

Remerciements

Tout d'abord, Nous tenons à remercier en premier lieu et avant tout **ALLAH** le tout puissant, qui nous a donné la force et la patience d'accomplir notre travail dans les meilleures conditions.

Nous exprimons toute notre gratitude à **Mr. BAYASLI Rachid** pour son encadrement, à sa confiance, à son soutien incessant et à son encouragement permanent.

Nous remercions notre co-encadrant **Mr. BENMESSAOUD Fouad** pour son soutien incessant et son encouragement permanent.

Nous adressons nos sincères remerciements à tous les enseignants et les travailleurs de **l'E.N.S.T.P., l'E.N.S.M.M., l'E.N.P.C.** et à tous ceux qui ont contribué dans notre formation depuis, les premières lettres alphabétiques.

Merci aux **responsables de la bibliothèque** pour l'intérêt qu'elles portent à l'égard des étudiants ainsi que pour toute l'aide que vous nous avez fournis.

Nos remerciements s'adressent également aux **membres du jury** pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail, et qui nous feront le plaisir d'apprécier.

Sans oublier, nos plus précieux remerciements à **nos familles** respectives, pour tout le soutien qu'ils ont pu nous apporter tout au long de nos vies, merci d'avoir fait de nous ce qu'on est aujourd'hui

Dédicace

*Tout d'abord je remercie Dieu de m'avoir donné la force
d'accomplir ce modeste travail, que je dédie à :*

*A celle qui m'a fait venir au monde, celle qui s'est sacrifiée
pour me voir grandir, celle à qui je ne pourrai révéler mon
amour avec de simples mots, ma mère*

Aicha

*Au guide de ma vie, celui qui a répandu de la lumière sur mon
chemin, celui qui s'est donné tant de mal pour me voir en
arriver là où je suis, mon père **ZERMANI Ammar***

*A mes chers frère **Brahim , Hakim , Monssif et Yahia** et mes
chers sœurs **Messouda , Dounia et Katr nada** qui m'avaient
toujours soutenu durant ces années d'études.*

A ma grande mère Zakia

***A tous mes amis spécialement : Farouk, Sofiane, Aymen ,
Amine , Wail ,Raouf ,faissal , aissam***

***A mes amis de l'ENSTP et ESSA : Abdel basset, Wail , Youcef ,
akrem et toute la Promotion DIB 2023***

A tous ceux qui m'ont aidé de proche ou de loin.

A mon très cher binôme **BOUDJIT Farid** et toute sa famille.

**ZERMANI MOHAMMED
SAMI**

Dédicace

Je remercie Tout d'abord Dieu le tout puissant et miséricordieux de m'avoir donné le courage pour réaliser ce modeste travail que je dédie à :

A la plus belle créature que Dieu a créée sur terre, à celle qui m'a transmise la vie, l'amour et le courage, celle qui a fait preuve de ces plus copieux desseins pour me permettre de chercher la voie de ma vie avec ces précieux conseils,

***A toi ma très chère maman Zahia**, toutes mes joies et reconnaissances et j'espère qu'aujourd'hui tu seras fière*

*A mon colonel, mon **père Ali** qui a sacrifié sa vie afin de me voir grandir et réussir dans le parcours de l'enseignement. Celui qui a toujours resté à mes côtés dans les moments rudes de ma vie*

*A mes chers frères **Mohammed, Ayoub, Khalil, Yahia** et **Youcef** et ma chère sœur **Meriem** pour leur soutien et encouragements, vous occupez une place particulière dans mon cœur, je vous dédie ce travail en vous souhaitant un avenir radieux plein de bonheur et de succès*

A ma grande mère Lala

A ma chère tante Anissa** et son fils **Didou

*A mes amis de l'ENSTP : **Abdel basset, Hamid, Imad**, et toute la Promotion 2023 spécialement : **Farouk, Sofiane, Aymen, Billel, Youcef, Abdelkader, Wail, Raouf**,.....*

*A mes chers amis **LAOUICI Oussama, CHEIKH Djalal, AOUN Hani** et **KERNOUG Omar**, à qui j'ai partagé des moments spéciaux et à qui je souhaite la réussite et le bonheur ainsi qu'à toutes ses familles*

***A mon très cher binôme ZERMANI Mohammed Sami** et toute sa famille*

*A mes chers amis et mes voisins **Khalil, Hemid** et **Brahim, Basiko, Billel, Rachi, Si boualam, Walid, Karim, Salah, Abderrahim, Ishak, Mehdi, Si Ali, Youcef, Ayoub, Ibrahim, Nawî***

BOUDJIT FARID

ملخص:

يهدف هذا المشروع إلى القيام بتصميم ودراسة جسر يقع بين النقطة الكيلومترية 50+896 والنقطة الكيلومترية 51+108 بطول 212 متر، من خط الطريق السيار الذي يربط بين ميناء جن-جن والطريق السيار شرق غرب على مستوى العلما.

بدأنا هذا العمل بمقدمة على الجسور. بعدها إلى التصميم العام للمشروع، بحيث قمنا بإعطاء ثلاثة اقتراحات ممكنة. وبالرجوع إلى معايير التصميم المتبعة من طرف مكاتب الدراسات حددنا الاقتراح الأكثر ملاءمة. ثم انتقلنا إلى دراسة مختلف عناصر الجسر وهي كما يلي: تقييم الاحمال — دراسة الخرسانة سابقة الاجهاد — دراسة العناصر الأخرى لسطح الجسر. في النهاية قمنا بتصميم ودراسة الأجزاء السفلية: الأرصفة و الدعائم. للتذكير قمنا بالاستعانة ببرنامج روبو2019 من أجل دراسة هذا المشروع.

الكلمات المفتاحية: تصميم ودراسة الجسر، تحديد الأبعاد، جسر بالروافد، خرسانة سابقة الإجهاد، معدات الجسر، المنشآت القاعدية.

Résumé :

L'objet de ce travail consiste à faire la conception et l'étude d'un pont situé entre le PK 50+896 et le PK 51+108 d'une longueur de 212 mètres, de la pénétrante autoroutière reliant le port de DJEN-DJEN à l'autoroute Est-Ouest au niveau d'El Eulma.

Nous avons entamé notre travail par une introduction générale sur les ponts. Nous avons dressé, par la suite à la conception générale, dont laquelle on a proposé 3 variantes, puis le choix de la variante la plus avantageuse en se basant sur une analyse multicritère, ensuite par le dimensionnement détaillé de la variante retenue à savoir l'évaluation des charges et surcharge — 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 culées. La modélisation a été établie par le logiciel ROBOT2019.

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

Abstract:

The purpose of this work is to design and study a bridge located between PK 50+896 and PK 51+108 with a length of 212 meters, of the motorway penetrating the port of DJEN-DJEN to the East-West highway at El Eulma.

We began our work with a general introduction about bridges. Then we drew up the general design, of which three (3) variants were proposed, then the choice of the most advantageous variant based on a multicriteria analysis, and then by the detailed dimensioning of the variant chosen, namely the evaluation Loads and overload - study of prestressing - study of the elements of the deck. Finally, the conception and study of the infrastructure: The piers - The abutments. The modelization of this bridge was established by the software ROBOT2019.

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



SOMMAIRE

I.1. INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE I : GENERALITE SUR LES PONTS	
I.1. INTRODUCTION :	2
I.2. NOTION D'OUVRAGE D'ART :	2
I.3. FONCTION D'UN OUVRAGE D'ART :	2
I.4. DEFINITION ET TERMINOLOGIE D'UN PONT :	2
I.4.1. Définition :	2
I.4.2. Terminologie :	3
I.4.3. Notion de travée :	4
I.5. CLASSIFICATION DES PONTS :	5
I.5.1. Ponts à poutres :	5
I.5.2. Ponts en arc :	6
I.5.3. Ponts suspendus :	7
I.5.4. Ponts à haubans :	7
CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET	
II.2. BUT DE L'ETUDE :	9
II.3. PRESENTATION DU PROJET :	9
II.3.1. Situation du projet :	9
II.4. LES DONNEES DU PROJET :	10
II.4.1. Les données fonctionnelles :	10
II.4.1.1 Tracé en plan :	10
II.4.1.2 Profil en long :	11
II.4.1.3 Profil en travers :	11
II.4.2. Les données naturelles :	12
II.4.2.1 Géotechnique :	12
II.4.2.2 Données climatiques :	12
II.4.3. Données sismologiques :	12
CHAPITRE III : CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT	
III.1. INTRODUCTION :	13
III.2. CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE :	13
III.2.1. Les Paramètres Intervenants Dans Le Choix Du Type D'ouvrage :	13
III.3. PRESENTATION DES VARIANTES :	13
III.3.1. Variante N°1 : Pont À Poutres « Précontraintes Par Post-Tension » :	13
III.3.1.1 Présentation générale de la variante:	13
III.3.1.2 Implantation des appuis :	13
III.3.1.3 Pré-dimensionnement de la variante	14
III.3.2. Variante N°2 : « Pont voussoir en béton précontraint construit par	

encorbellements successifs coule en place »	15
III.3.2.1 Conception longitudinale :.....	15
III.3.2.2 Conception transversale :.....	15
III.3.3. VARIANTE N°3 : PONT MIXTE (BIPOUTRE METALLIQUE) :	17
III.3.3.1 Présentation générale de la variante :.....	17
III.3.3.2 Conception longitudinale	17
III.3.3.3 Conception transversale	17
III.3.3.4 Conception des entretoises :.....	18
III.3.3.4.1 La connexion entre la dalle et la charpente métallique :	18
III.4. ANALYSE MULTICRITERE :	19
III.4.1. Introduction :.....	19
III.4.2. Critères de comparaison :.....	19
IV.5. Conclusion :.....	20
CHAPITRE IV : CARACTERISTIQUES DU TABLIER ET DES MATERIAUX	
IV.1. INTRODUCTION :.....	21
IV.2. Les REGLEMENTS :.....	21
IV.3. LES CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :.....	21
IV.3.1. Béton :.....	21
IV.3.1.1 La résistance à la compression :.....	22
IV.3.1.2 La résistance à la traction :.....	22
IV.3.2. Contraintes admissibles de compression du béton :	22
IV.3.2.1 Déformation longitudinale du béton :.....	23
IV.3.2.2 Module de Déformation transversale :.....	23
IV.3.3. Les aciers	23
IV.3.3.1 Les aciers actifs :.....	23
IV.3.4. Les aciers passifs :.....	24
IV.4. LOGICIELS DE CALCUL :	25
CHAPITRE V : CHARGES ET SURCHARGES	
V.1. INTRODUCTION	26
V.2. LES CHARGES PERMANANTES CP	26
V.2.1. Poids de la poutre	26
V.2.2. Poids des entretoises :	26
V.2.3. Poids de la dalle :	26
V.3. COMPLEMENT DES CHARGES PERMANANTES CCP	27
V.3.1. Le revêtement :.....	27
V.3.2. Les trottoirs :	27

V.3.3. La corniche :	27
V.3.4. Les garde-corps :	28
V.4. LES SURCHARGES :	29
V.4.1. Caractéristiques du pont :	29
V.4.2. Système de charge A(L) :	30
V.4.3. Système de charge B :	31
V.4.3.1 Coefficient de majoration dynamique :	31
V.4.3.2 Système Bc :	32
V.4.3.3 Système Bt :	34
V.4.4. Charge militaire système Mc120 :	35
V.4.5. Convoi exceptionnel type D240 :	36
V.4.6. Efforts de freinage :	36

CHAPITRE VI : EFFORT LONGITUDIANLE

VI.1. POIDS PROPRE :	37
VI.2. CHARGE AL :	37
VI.3. CHARGE BC :	38
VI.4. CHARGE BT :	40
VI.5. CHARGE MC120:	42
VI.6. CHARGE D240:	43

CHAPITRE VI : LA REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

VI.1. INTRODUCTION :	45
VI.2. DETERMINATION DES PARAMETRES DE CALCUL :	45
La largeur active.....	45
VI.2.1. La position des poutres	45
VI.2.2. Calcul des paramètres α et θ :	46
VI.3. LA REPARTITION DU MOMENT FLECHISSANT :	49
VI.3.1. Evaluation des coefficients de répartition :	49
VI.3.2. Construction des lignes d'influence.....	49
VI.3.3. Calcul de coefficient $K\alpha$ moy:.....	50
VI.3.4. CONCLUSION :	52
VI.4. MODELISATION DU TABLIER	53
VI.4.1. LES ETAPES DE LA MODELISATION.....	53
VI.4.2. LES COMBINAISONS DE CHARGES :	53
VI.4.3. RESULTAT DE CALCULE :	54
VI.4.4. CONCLUSION :	56
VI.4.5. COMPARISON DES RESULTAS :	56
VI.5. CONCLUSION GENERAL :	56

CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

VIII.1. Introduction :	57
VIII.2. LE PRINCIPE DU BETON PRECONTRAIT :	57
VIII.3. Dimensionnement de la précontrainte :	60
VIII.4. Étude de la précontrainte :	62
VIII.4.1. Valeur minimale de la précontrainte :	62
VIII.4.2. Détermination du nombre des câbles :	62
VIII.4.3. Vérification des contraintes :	62
VIII.4.4. Tracé et dispositions constructives :	64
VIII.4.5. Détermination de l'angle de relevage :	64
VIII.4.6. Calcul des caractéristiques nettes de la poutre :	65
VIII.5. Pertes de précontrainte :	67
VIII.5.1. Introduction :	67
VIII.5.2. Pertes instantanées :	67
VIII.5.2.1 Pertes par frottement :	67
VIII.5.2.2 Pertes dues au recul à l'ancrage :	68
VIII.5.2.3 Pertes par déformation instantanée du béton :	68
VIII.5.3. Pertes différées :	69
VIII.5.3.1 Pertes par retrait du béton :	69
VIII.5.3.2 Pertes par fluage :	69
VIII.5.3.3 Pertes par relaxation :	69
VIII.6. Vérification des contraintes :	71
VIII.6.1. Les caractéristiques des sections :	71
VIII.6.2. Justifications de la poutre à l'ELS :	71
VIII.6.3. Justification des contraintes normales :	72
VIII.6.4. Justification des contraintes tangentielles :	74
VIII.6.5. Justification du béton :	74
VIII.7. FERRAILLAGE PASSIF :	75
VIII.7.1. Les armatures de la zone tendue :	75
VIII.7.2. Armature de peau :	75

CHAPITRE IX : CALCUL DES DEFORMATIONS ET ETUDE DE L'HOURLDI

IX.1. CALCUL DES DEFORMATIONS :	77
IX.1.1. Introduction :	77
IX.1.2. Flèches due au poids propre :	77
IX.1.3. Contre flèche de précontrainte :	77
IX.1.4. Flèche de construction :	78
IX.1.5. Flèche maximale à l'ELS :	78

IX.1.6. Flèche totale :	78
IX.1.7. Flèche admissible :	78
IX.2. Étude de l'hourdis :	79
IX.2.1. Introduction :	79
IX.2.2. Étude de la flexion transversale :	79
IX.2.3. Ferrailage :	80
CHAPITRE X ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DU PONT	
X.1. LES APPAREILS D'APPUIS :	82
X.2. Dimensionnement des appareils d'appui :	82
X.2.1. Aire de l'appareil d'appui:	82
X.2.2. Épaisseur de l'appareil d'appui:	83
X.3. INTRODUCTION :	84
X.4. ANALYSES SISMIQUES DU PONT	84
X.4.1. Données sismiques de l'ouvrage.....	84
X.4.2. Méthode de calcul :	84
X.4.2.1 La méthode monomodale spectrale.....	84
X.4.2.2 Méthode du spectre de réponse :.....	85
X.5. ÉVALUATION DES EFFORTS HORIZONTAUX.....	87
X.6. VERIFICATION DES APPAREILS D'APPUIS :	88
X.6.1. Résistance à la compression :	88
X.6.2. Sécurité au flambement :	88
X.6.2.1 Limitation de la distorsion.....	88
X.6.3. Condition de Non glissement.....	89
X.7. DES D'APPUIS:.....	89
X.7.1. Dimensionnement des dés d'appuis au niveau de la pile et la culée.....	89
X.7.2. Ferrailage du dé d'appuis.....	90
X.8. JOINTS DE CHAUSSE :	91
X.8.1. Dimensionnement :	91
X.8.2. Type de joint	92
CHAPITRE XI : ETUDE INFRASTRUCTURE	
XI.1. INTRODUCTION.....	93
XI.2. ETUDE DE LA PILE :	93
XI.2.1. Conception des piles :	93
XI.2.2. Ferrailage de la pile	94
XI.2.2.1 Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis de flambement :	94
XI.2.2.2 Calcul du ferrailage :	94
XI.2.2.3 Ferrailage longitudinales :	95

XI.2.2.3.1	Calcul des efforts intérieurs relatifs :	95
XI.2.2.3.2	Direction longitudinale ($\eta = \infty$ et $\omega = 0.14$)	95
XI.2.2.3.3	Direction transversale ($\eta = 0$ et $\omega = 0.05$)	96
XI.2.2.4	Ferraillage transversal	96
XI.3.	Etude de la culée :	98
XI.3.1.	Evaluation des efforts sollicitant la culée	99
XI.3.1.1	Détermination du coefficient de poussée K_{ad} :	99
XI.3.1.2	Calcul des poussées	99
XI.3.1.3	Détermination des sollicitations	100
XI.3.2.	Ferraillage de la culée :	100
XI.3.2.1	Mur frontal:	100
XI.3.2.2	Mur garde grève :	100
XI.3.2.3	Dalle de transition :	102
XI.3.2.4	Corbeau d'appui de la dalle de transition	104
XI.3.2.5	Mur en retour	105
XI.4.	Etude de fondation :	106
XI.4.1.	Choix de type de fondation :	106
XI.4.2.	Etude des pieux :	106
XI.4.2.1	Action sur les pieux :	107
XI.4.2.2	Calcul du Coefficient d'amortissement du module de WARNER λ :	107
XI.4.2.3	Moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu :	107
XI.4.2.4	Ferraillage des pieux	108
XI.5.	Etude de la semelle	108
XI.5.1.	Dimensions de la semelle :	108
XI.5.2.	Ferraillage de la semelle	109
XI.5.2.1	Pour la semelle sous pile :	110
XI.5.2.2	Pour la semelle sous culée :	110
XI.6.	CONCLUSION	112
CONCLUSION GENERALE	113
BIBLIOGRAPHIE		
ANNEXE A		
ANNEXE B		
ANNEXE C		

LISTE DES FIGURES ET TABLEAUX

CHAPITRE I: GENERALITE SUR LES PONTS

Figure I-1:Vue en long d'un pont	3
Figure I-2:les éléments d'un pont	4
Figure I-3:Pont a poutres	6
Figure I-4: Ponts en arc	6
Figure I-5 : Ponts suspendu	7
Figure I-6 : Pont à haubans	7
Figure I-7 : haubans en harpe	8

CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET

Figure II-1:Localisation du viaduc	9
Figure II-3:Tracé en plan.....	10
Figure II-4:Profil en long.	11
Figure II-5:Profil en travers.....	12

CHAPITRE III : CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT

Figure III-1:Vue en 3D d'un pont à poutre.....	13
Figure III-2:Coupe schématique d'un tablier mixte (bipoutre a entretoise).....	17
Tableau III:1: Implantation des appuis de la 1re variante	14
Tableau III:2:Pré-dimensionnement des éléments de la variante.....	14
Tableau III:3Implantation des appuis de la 2eme variante	15
Tableau III:4 Pré-dimensionnement des éléments de la variante.....	16
Tableau III:5Implantation des appuis de la 3eme variante	17
Tableau III:6 Pré-dimensionnement des éléments de la variante.....	18

CHAPITRE IV : CARACTERISTIQUES DU TABLIER ET DES MATERIAUX

Figure IV-1:Limitation des contraintes des sections en B.P.	24
Tableau IV-1:contrainte limite de traction	25

CHAPITRE V : CHARGES ET SURCHARGES

Figure V-1 : Largeur rouable	29
Figure V-2:Largeur chargeable.	29
Figure V-3:Disposition du système Bc	32
Figure V-4:Disposition du système Bt	34
Figure V-5: Disposition du convoi Mc120	35
Figure V-6 : Convoi type D240.....	36
Tableau V:1:Recapitulatif des charges permanentes	28
Tableau V:2:classe de pont.	30
Tableau V:3:Valeurs de α_1 en fonction du nombre des voies chargées.	30
Tableau V:4:Valeurs de V_0 en fonction de la classe de pont.....	31
Tableau V:5:Calcul des charges A(l).	31
Tableau V:6:Valeurs de coefficient bc.	33
Tableau V:7:Calcul des coefficients de majoration dynamique des charges Bc.....	33
Tableau V:8:Valeurs de coefficient bt.	34
Tableau V:9:Calcul des coefficients de majoration dynamique des charges Bt	34
Tableau V:10:Calcul de coefficients de majoration dynamique de la charge mc120	35
Tableau V:11 Calcul de valeur de F	36

CHAPITRE VI : EFFORT LONGITUDIANLE

Figure VI-1:charges permanentes	37
Figure VI-2:charge A(l)	37
Figure VI-3: moment maximal du a la charge Bc	39
Figure VI-4: effort tranchant maximal du a la charge B	40
Figure VI-5: moment maximal du a la charge Bc	40
Figure VI-6:effort tranchant maximal du a la charge Bt.....	41
Figure VI-7:moment maximal du a la charge mc 120	42
Figure VI-8:effort tranchant maximal du a la charge Mc120	43
Figure VI-9:calcul du moment fléchissant du a la charge D240.....	43
Figure VI-10:effort tranchant maximal du a la charge D240.....	44
Tableau VI-1:calcul des sollicitations des charges permanentes	37
Tableau VI-2 : calcul des sollicitations de la charge A(l)	38
Tableau VI-3: calcul du moment fléchissant du a la charge Bc.....	39
Tableau VI-4: calcul de l'effort tranchant de la charge Bc.....	40
Tableau VI-5:calcul du moment fléchissant du a la charge Bt	41
Tableau VI-6: calcul de l'effort tranchant de la charge Bt	42
Tableau VI-7:calcul du moment fléchissant du a la charge Mc120.....	42
Tableau VI-8: calcul de l'effort tranchant de la charge Mc120.....	43

CHAPITRE VI : LA REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

Figure VI-1:disposition des poutres	46
Figure VI-2: la poutre équivalente.	48
Figure VI-3:Lignes d'influences des poutres.....	50
Figure VI-17:: Moment fléchissant max à l'ELS sous la combinaison (G+D240+0.6T+0.5Δθ)..	54
Figure VI-18:effort tranchant max a l'ELS sous la combinaison (G+ D240 +0.6T+0.5Δθ):.....	54
Figure VI-19:Moment fléchissant max à l'ELU sous la combinaison (1.35G+1.35D240+0.9T+0.75Δθ).	55
Figure VI-20:efforts tranchants max à l'ELU sous la combinaison (1.35G+1.35D240+0.9T+0.75Δθ)	55
Tableau VI-8:coefficients de répartition $K\alpha$ des poutres	49
Tableau VI-9:Valeurs des moments dans les poutres pour les différentes charges	51
Tableau VI-10:Valeurs du moment sous les combinaisons de l'ELS.....	52
Tableau VI-11: Valeurs des moments sous les combinaisons de l'ELU	52
Tableau VI-12:Combinaisons des charges.....	53

CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTTE

Figure VII-1 : Principe du précontraint.....	57
Figure VII-2 : La Précontrainte par post-tension	58
Figure VII-3:La Précontrainte par pré-tension.....	58
Figure VII-4 : Vérification des contraintes.	62
Tableau VII:1: Les caractéristique de la section d'about.....	60
Tableau VII:2 : Les caractéristique de la section médiane.....	60
Tableau VII:3 : Données de calcul	61
Tableau VII:4 : Caractéristiques des câbles 12T15.....	61
Tableau VII:5 : Evaluation de P_{min}	62
Tableau VII:6: Détermination du nombre de câble.....	62
Tableau VII:7: caractéristiques et résultats de chaque vérification des contraintes.....	63
Tableau VII:8:Estimation des contraintes et interprétation des résultats.....	63
Tableau VII:9:Tableau récapitulatif de calcul de l'angle de relevage.....	65
Tableau VII:10:Caractéristiques nettes de la poutre.	65
Tableau VII:11:Résultats de perte par frottement.	67
Tableau VII:12:Résultats de perte par recul d'ancrage.....	68
Tableau VII:13:Résultats de perte par déformation instantanée du béton.	69
Tableau VII:14:Résultats de perte par fluage.....	69
Tableau VII:15:Résultats des pertes par relaxation.....	70
Tableau VII:16:Résultats des pertes totales.	70
Tableau VII:17:Caractéristiques nettes des sections.....	71
Tableau VII:18: Limitation des contraintes	71
Tableau VII:19:Les caractéristiques de chaque phase de vérification.	72
Tableau VII:20:Vérification des contraintes normales en phase 1 et 2.....	73
Tableau VII:21:Vérification des contraintes normales en phase 3 et 4.....	73

Tableau VII:22: contrainte tangentielle.....	74
Tableau VII:23:Calcul de l'angle β_u	75

CHAPITRE IX : CALCUL DES DEFORMATIONS ET ETUDE DE L'HOURLDI

Figure VIII-1 : Flèche max de la poutre due au poids propre.	77
Figure IX-3.Flèche max de la poutre à l'ELS.	78
Figure IX-4 : Modélisation de l'hourdis sur robot.	79
Figure IX-6:Moment Max- Dalle à l'ELS.....	79
Figure IX-8:Moment Max- Dalle à l'ELU.	80
Figure IX-9 : ferrailage de l'hourdis	81

CHAPITRE X : ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DU PONT

Figure XI-1:Appareil d'appuis en élastomère fretté.	82
Figure XI-2:Spectre de réponse horizontale.....	87
Figure XI-3.....	87
Figure XI-4:ferrailage de dé d'appui.....	92

Tableau XI:1:Dimensions de l'appareil d'appui.	83
---	----

CHAPITRE XI : ETUDE INFRASTRUCTURE

Figure XII-1:Dimensions de la pile la plus haute.	93
Figure XII-2:abaques de WALTHER	95
Figure XII-3: ferrailage de la pile	97
Figure XII-4 : les moments MXX sur le mur en retour avec logiciel	105
Figure XII-5 : les moments MY Y sur le mur en retour avec logiciel	105
Figure XII-6:ferrailage du pieu	108
Figure XII-7 : ferrailage de la culée.....	112

Tableau XII:1: hauteurs des piles.....	93
Tableau XII:2:récapitulatif des efforts appliquer à la pile 3	94
Tableau XII:3:Coefficient de poussé.....	99
Tableau XII:4:Valeurs de MP/k.	102
Tableau XII:5 méthode des bielles.....	109



**INTRODUCTION
GENERALE**

INTRODUCTION GENERALE

La croissance économique d'un pays passe par le développement de ses routes et ses moyens de transport'. En partant de cette idée on arrive à la grande importance des infrastructures routières pour dire qu'un pays est développé.

L'Algérie doit accorder un intérêt particulier à ce secteur qui représente l'une des clés de la richesse en perfectionnant ces ouvrages qu'ils soient à court, à moyen ou à long terme.

Le réseau autoroutier algérien s'étend sur plusieurs wilaya et régions. Qui se compose plusieurs rocade qui ont été réalisées ces dernières années et plusieurs extensions de ces lignes autoroutières sont prévues et sont en cours de réalisation comme la pénétrante reliant le port de Djen-djen l'autoroute est ouest d'EL EULMA.

la pénétrante qui relie le port de Djen-djen dans la wilaya de Jijel à l'autoroute Est-Ouest au niveau d'El Eulma sur 110 km ,qui est un projet stratégique permettant de désenclaver plusieurs localités des wilayas de Jijel, Mila et Sétif, et dynamiser l'activité économique du port de Djen-djen.

La réalisation de la pénétrante autoroutière reliant le port de Djen-djen à El Eulma nécessite la réalisation de plusieurs ouvrages d'art (Viaducs et tunnels) avec des nouvelles techniques et méthodes de réalisation, le présent mémoire représente la conception et l'étude de l'un de ces ouvrages qui est le viaduc 51 situe du PK 50+896,6 au PK 51+108,8 avec un de longueur de 212m.

Le présent mémoire portera sur « Conception et étude du pont 51 DE LA PENETRANTE DJEN-DJEN EL EULMA du PK 50+896,6 au PK 51+108,8 ».

Le travail effectuée s'articule autour de cinq principaux :

1. Généralités sur l'ouvrage d'art.
-
2. Présentation générale du projet ainsi que l'ensemble des données nécessaire a la conception, l'évaluation des charges et surcharges et des hypothèses de calcule.
-
-
3. La proposition et le dimensionnement de variantes et d'une analyse multicritère.
-
4. L'étude de la superstructure ainsi que le dimensionnement de l'ensemble des composantes du tablier suivi des vérifications qui en découlent.
5. L'étude de l'infrastructure en fonction des caractéristiques du sol.

Pour terminer avec une conclusion générale qui clôture le mémoire.



**CHAPITRE I :
GENERALITES
SUR LES PONTS**

I.1. INTRODUCTION :

Le génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Le domaine d'application du génie civil est très vaste ; il englobe les travaux publics et le bâtiment.

Le terme travaux publics s'applique, par opposition aux travaux privés, aux infrastructures publiques. Les travaux publics comprennent différents types de travaux :

- VRD (voiries et réseaux divers) : enrobé, pose de bordures, assainissement, pose de gaine téléphonique, électricité...
- Ouvrages d'art, dit génie civil : réalisation de ponts, écluses, stations d'épuration...
- Voie ferrée : création et entretien des voies....

Certains bâtiments de très grande taille sont considérés comme des ouvrages de travaux publics (aéroports, centrales nucléaires, ouvrages militaires, stades...).

I.2. NOTION D'OUVRAGE D'ART :

Un ouvrage d'art est une construction nécessaire à l'établissement et à l'exploitation d'une voie de communication.

De tels ouvrages sont qualifiés « d'art » parce que leur conception et leur réalisation font intervenir des connaissances où l'expérience joue un rôle aussi important que la théorie. Cet ensemble de connaissances constitue d'ailleurs ce que l'on appelle l'art de l'ingénieur.

I.3. FONCTION D'UN OUVRAGE D'ART :

La fonction d'un ouvrage d'art est liée à la fonction de la voie de communication à laquelle il est lié :

- un ouvrage d'art routier supporte une route,
- un ouvrage d'art autoroutier supporte une autoroute, qu'il s'agisse de la voie principale ou d'une bretelle de raccordement à l'autoroute,
- un ouvrage d'art ferroviaire supporte une voie ferrée.

Les voies navigables, canalisations d'eau (aqueducs) ou d'autres fluides ne donnent pas lieu à la définition d'une typologie spécifique à ces voies.

I.4. DEFINITION ET TERMINOLOGIE D'UN PONT :

I.4.1. Définition :

Un pont est un ouvrage en élévation construit in situ, permettant à une voie de circulation (dite voie portée) de franchir un obstacle naturel ou artificiel : rivière, vallée, route, voie ferrée, canal, etc. La voie portée peut être une voie routière (pont-route), piétonne (passerelle), ferroviaire (pont-rail) ou, plus rarement, une voie d'eau (pont-canal).

• Différentes parties d'un pont :

Un pont est constitué d'un tablier qui repose à ses extrémités sur des appuis les culées et

éventuellement sur des appuis intermédiaires les piles. Les piles et culées reposent sur des fondations.

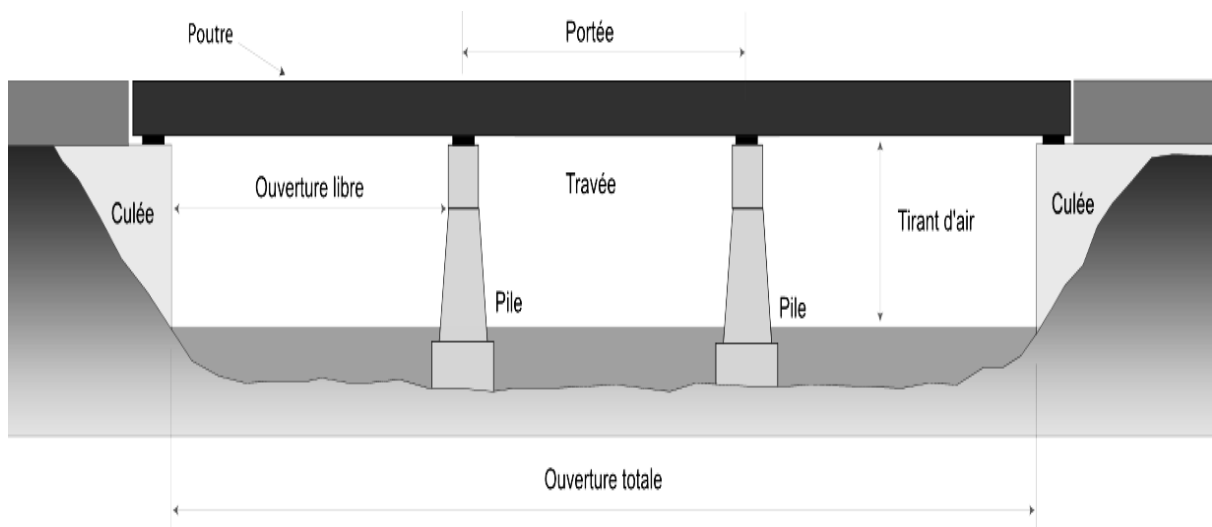


Figure I-1: Vue en long d'un pont

I.4.2. Terminologie :

Tablier : C'est la plate-forme horizontale qui porte la chaussée ou la voie ferrée, et l'ensemble des équipements du pont. Il en existe plusieurs types.

Appuis : Ce sont les éléments verticaux portant le tablier. Leur rôle est de transmettre au sol par l'intermédiaire des fondations les différentes charges venant du tablier. Les appuis intermédiaires sont appelés piles et les appuis extrêmes sont les culées, qui assurent la liaison avec le sol et les remblais d'accès.

Fondations : Elles assurent la liaison entre les appuis et le sol. Elles peuvent être superficielles (semelles isolées ou filantes), semi-profondes (puits massifs en béton) ou profondes (pieux, micropieux).

Voie portée : Partie de la voie de circulation située au-dessus de l'obstacle qui est portée sur le pont.

Dalle de transition : Assure la continuité de la voie de communication.

Travée : Partie comprise entre deux appuis.

Équipements des ponts : Dispositifs destinés à assurer la sécurité et le confort des usagers ou la pérennité de l'ouvrage :

- Les appareils d'appuis.
- Les joints de chaussées.
- Les revêtements des tabliers : Les chapes d'étanchéité, la couche de roulement.
- Les dispositifs de sécurité : Les trottoirs, les dispositifs de retenue (garde-corps, glissières, barrières, séparateurs).
- Les dispositifs d'évacuations des eaux.
- Les corniches.

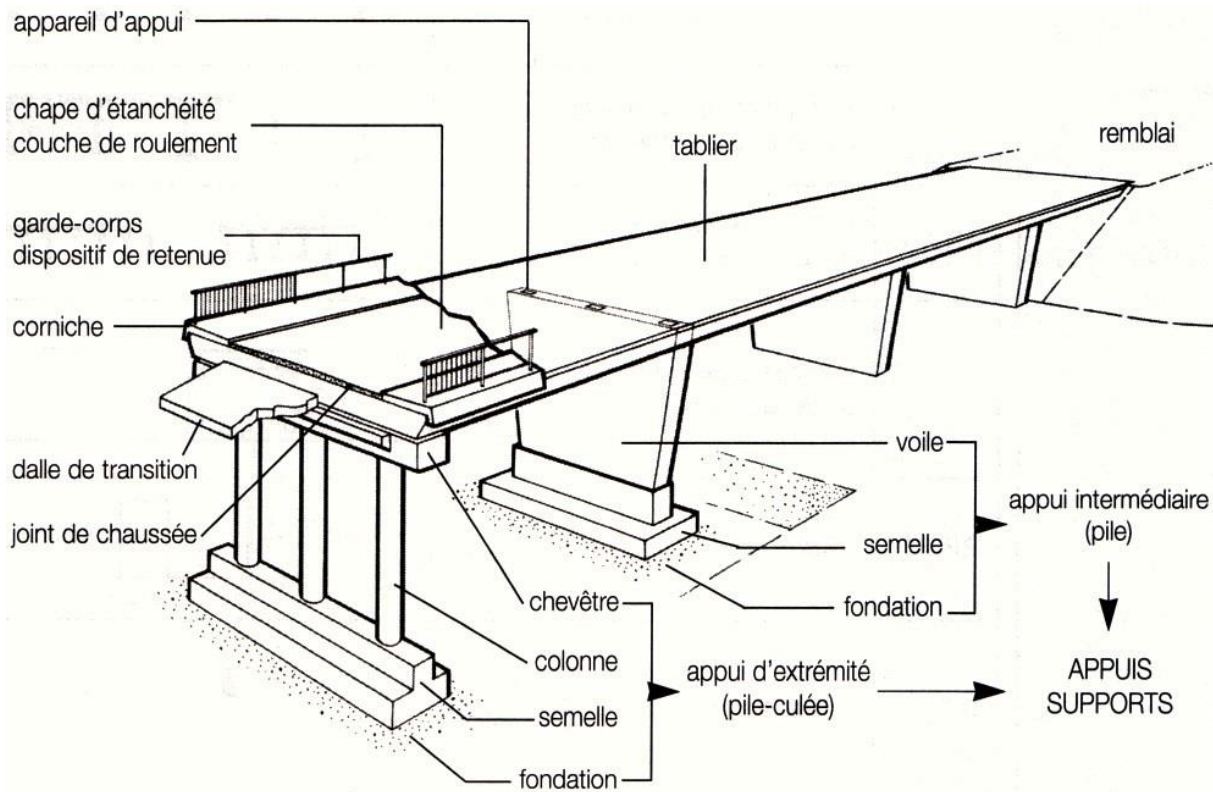


Figure I-2:les éléments d'un pont

I.4.3. Notion de travée :

La travée d'un pont est la partie comprise entre deux piles ou entre une pile et une culée. Cette notion ne concerne que les ponts à poutres, suspendus ou haubanés. Pour les ponts en arc ou ponts voûtés en maçonnerie, on parlera plutôt d'arches.

• Typologie suivant la position :

On distingue la typologie suivante.

- Travée centrale, pour la partie de pont centrale quand il y a un nombre pair de piles ;
- Travée de rive, pour la partie de pont comprise entre une pile et une culée ;
- Travée intermédiaire, pour une travée située entre les travées de rives.
- Travée principale, pour la travée de plus grande longueur (ou portée), qui n'est pas obligatoirement la travée centrale.

• Typologie suivant les matériaux :

Les travées sont franchies ou constituées par :

- des tabliers en bois ou métalliques ou en béton armé ou en béton précontraint, formés d'une dalle ou d'une poutraison (ensemble de poutres droites).
- des voûtes en maçonnerie (massives, en pierre, ou en béton armé ou non, ou mixte pierre et béton).
- des arcs (séparés métalliques ou en béton armé au-dessous du tablier portant la voie).

- des poutres à béquilles en béton armé.

• **Typologie suivant le fonctionnement mécanique :**

Concernant les ponts à poutres, la notion de travée conduit à différencier deux types de tabliers :

- les ponts à travées indépendantes, dont chaque travée porte sur les piles par l'intermédiaire d'appuis indépendants et qui présentent donc un joint de dilatation à l'interface de deux travées.

- les ponts à poutres continues, où il n'y a pas de séparation entre les travées

I.5. CLASSIFICATION DES PONTS :

Il n'existe pas de typologie idéale. On pourrait la dresser en fonction des matériaux utilisés pour le tablier ou selon l'usage prévu pour le pont (viaduc routier, pont ferroviaire,...). Mais la plus sûre, la plus technique aussi, tient compte des réactions produites par l'ouvrage sur ses appuis.

On distingue ainsi :

- **les ponts à poutres**
- **les ponts en arc**
- **les ponts suspendus**
- **les ponts à haubans**

I.5.1. Ponts à poutres :

Il en existe de nombreux modèles. Les matériaux utilisés sont le bois, l'acier ou le béton armé, car ils résistent bien à la flexion, contrairement à la pierre. Le plus simple de ces ponts se compose d'une seule travée, appelée poutre.

Lorsque la distance du franchissement augmente, il y a lieu de recourir à des appuis intermédiaires : le tablier peut alors être constitué de travées juxtaposées.

Sur les ponts à poutres ne sont pratiquement exercées que des forces verticales (\downarrow) : poids de la superstructure, charges liées au trafic et actions des appuis. Les forces horizontales, créées par le freinage des véhicules ou par les effets du vent sont nettement moins importantes.



Figure I-3: Pont à poutres

I.5.2. Ponts en arc :

Lorsque la brèche à franchir est large et profonde, la technique de la poutre est insuffisante, c'est pourquoi il faut recourir à la voûte ou arc. En pierre, comme les vieux ponts romains, en acier ou en béton armé, comme nos ponts modernes, ils ne sont en tout cas jamais en bois, matériau trop fragile.

Un arc fonctionne mécaniquement, comme le montre la figure ci-contre, en reportant les charges par "poussée" aux fondations.

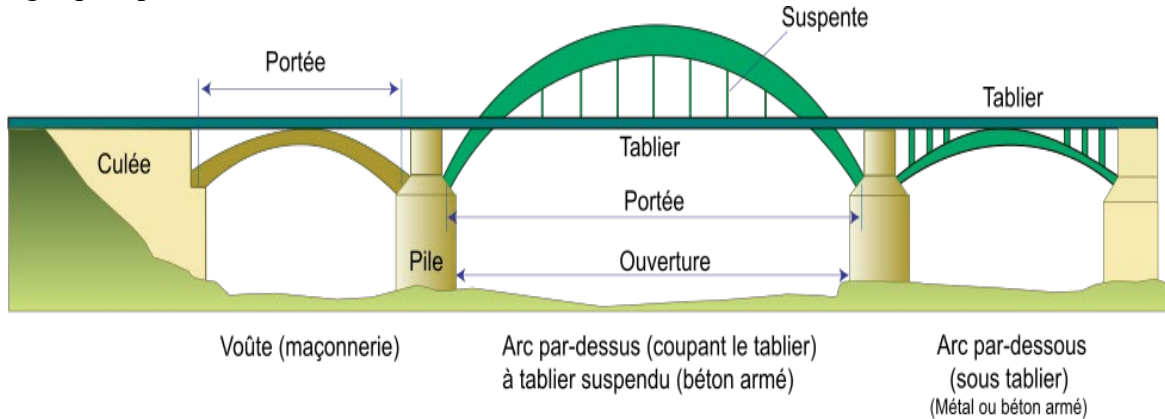


Figure I-4: Ponts en arc

On distingue les ponts en arc encastré et ceux en arc articulés. Les premiers ont cette particularité d'exercer sur leurs culées des réactions qui tendent à les écarter (→)

Les seconds présentent soit deux articulations (forme générale des grands ponts métalliques ou en béton armé), soit trois articulations.

Dans le cas des ponts en arc, il y a également lieu de différencier ceux qui ont un tablier supérieur, l'arc supportant la voie proprement dite, de ceux qui ont, un tablier inférieur en descendant le tablier jusqu'au niveau des culées ; la route ou la voie ferrée passe alors complètement sous l'arc auquel elle est suspendue au moyen de câbles d'acier ou de tirants métalliques. D'autres encore ont un tablier intermédiaire, situé dans la hauteur de l'arc.

I.5.3. Ponts suspendus :

Si l'obstacle à franchir excède les 500 mètres, on peut avoir recours à une suspension du tablier par des câbles en acier à haute résistance, tendus d'une rive à l'autre en prenant appui sur deux pylônes, comme les cordes d'un violon passant sur un chevalet.

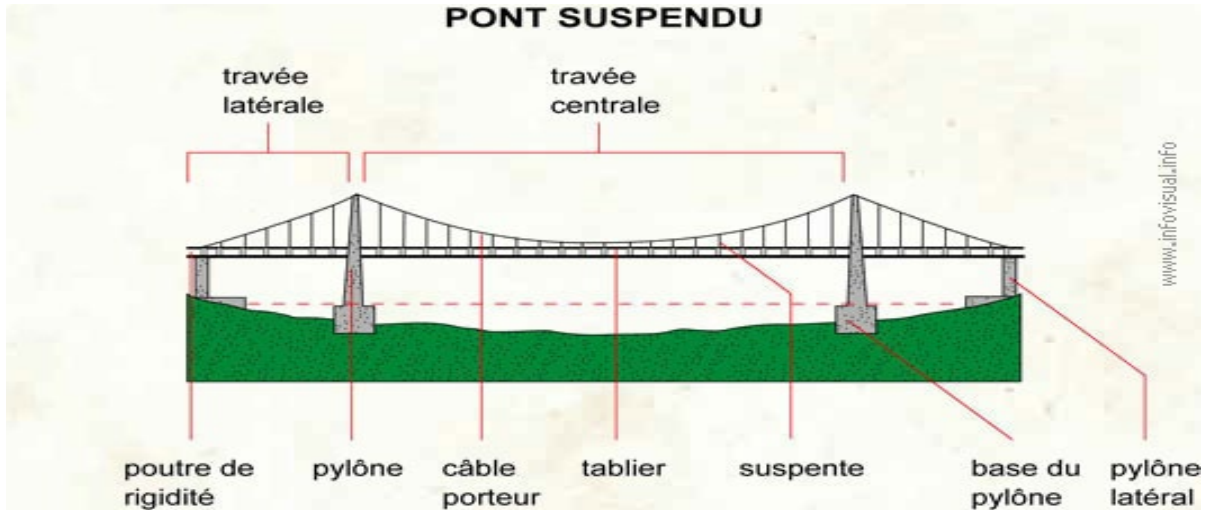


Figure I-5 : Ponts suspendu

Ces câbles sont accrochés à de puissants et profonds massifs d’ancrage fixés dans le sol, de part et d’autre des culées. Ces massifs doivent contrebalancer les efforts de traction des câbles.

Le tablier est relié aux deux grands câbles porteurs, dits «paraboliques», par des câbles rectilignes ou barres métalliques appelés suspentes.

I.5.4. Ponts à haubans :

Quand le tablier est supporté en plusieurs points de la travée par des câbles d’acier dont l’autre extrémité est raccrochée à un pylône, il s’agit d’un pont à haubans.

Ponts suspendus à haubans

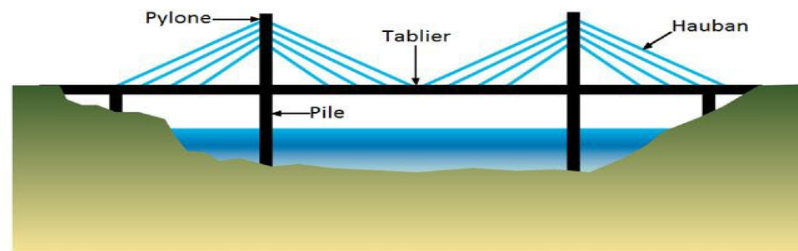


Figure I-6 : Pont à haubans

Lorsque les haubans sont parallèles entre eux, la configuration est dite en harpe (ci- contre). Les forces exercées sur chaque hauban sont de même intensité.

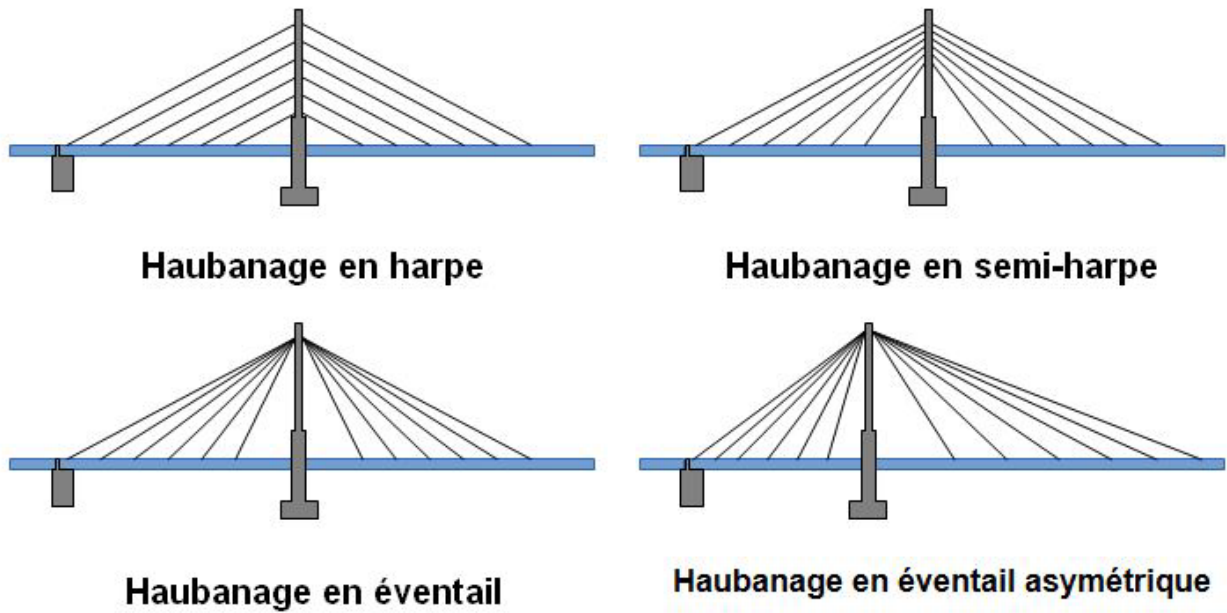


Figure I-7 : haubans en harpe

Lorsqu'on veut allonger la portée de tels ponts, il est préférable d'utiliser une configuration de haubans rayonnant en éventail ou en semi-éventail. Les forces de compression dans le tablier sont alors inférieures parce que les haubans sont moins inclinés.



**CHAPITRE II :
PRESENTATION
DE PROJET**

II.1. INTRODUCTION :

En travaux publics, il faut toujours commencer par la collection des informations sur le site du pont à étudier. Ce chapitre a pour but de présenter le projet et ses données naturelles et fonctionnelles.

II.2. BUT DE L'ETUDE :

L'objectif de ce mémoire consiste à faire la conception et l'étude d'un ouvrage d'art qui fait partie du projet autoroutier de la pénétrante relaie le port de Djen Djen à l'Autoroute Est-Ouest sur 110km. La conception consiste à la proposition de trois variantes, et après une analyse multicritère, nous retiendrons la variante la plus avantageuse pour un dimensionnement plus détaillé.

II.3. PRESENTATION DU PROJET :

II.3.1. Situation du projet :

Un viaduc est requis entre les PK 50+896.6 et 51+108.8 afin de traverser une brèche. De plus, l'ouvrage servira à donner accès aux terres agricoles situées de chaque côté de l'autoroute. Une longueur de 212 m a été retenue pour l'ouvrage compte tenu de la topographie du site

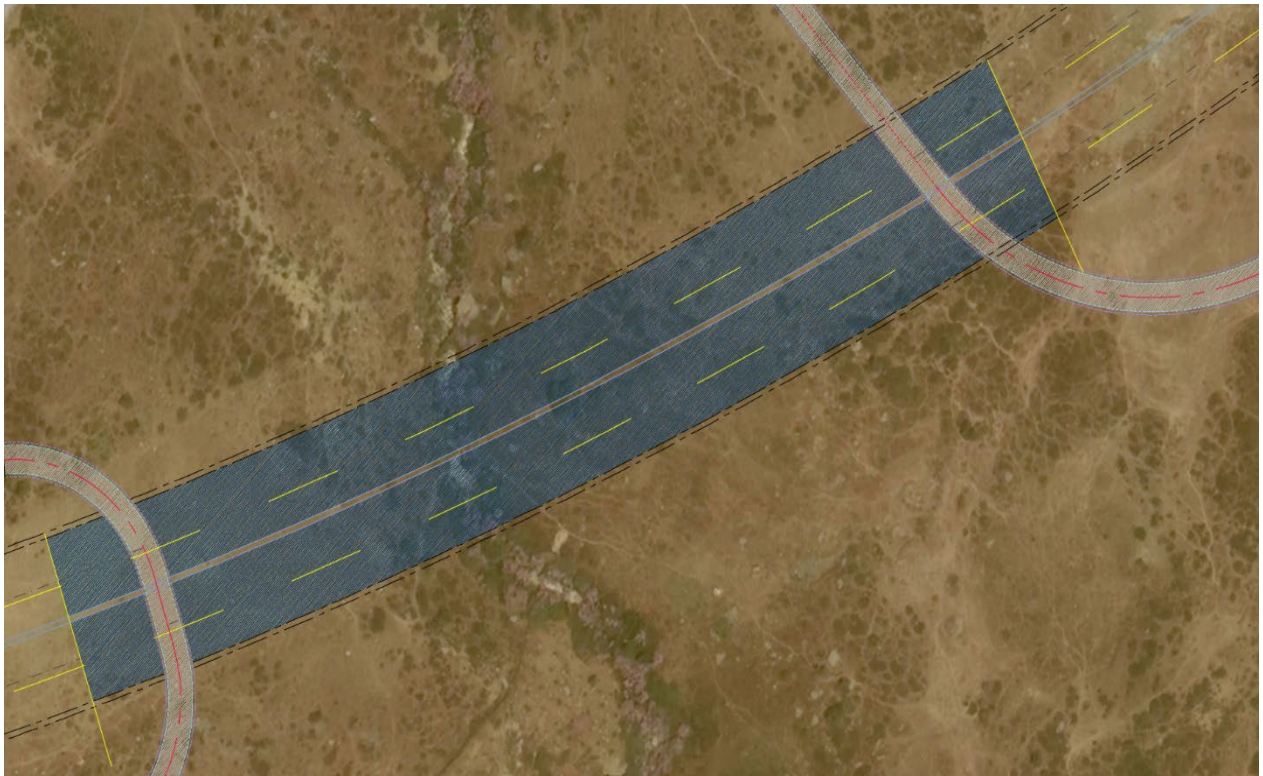


Figure II-1: Localisation du viaduc.

II.4. LES DONNEES DU PROJET :

II.4.1. Les données fonctionnelles :

II.4.1.1 Tracé en plan :

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

Les caractéristiques du tracé en plan de l'axe principal de l'ouvrage sont :
 La structure géométrique de l'ouvrage est courbée de rayon **1122.125m** et longueur **212m**

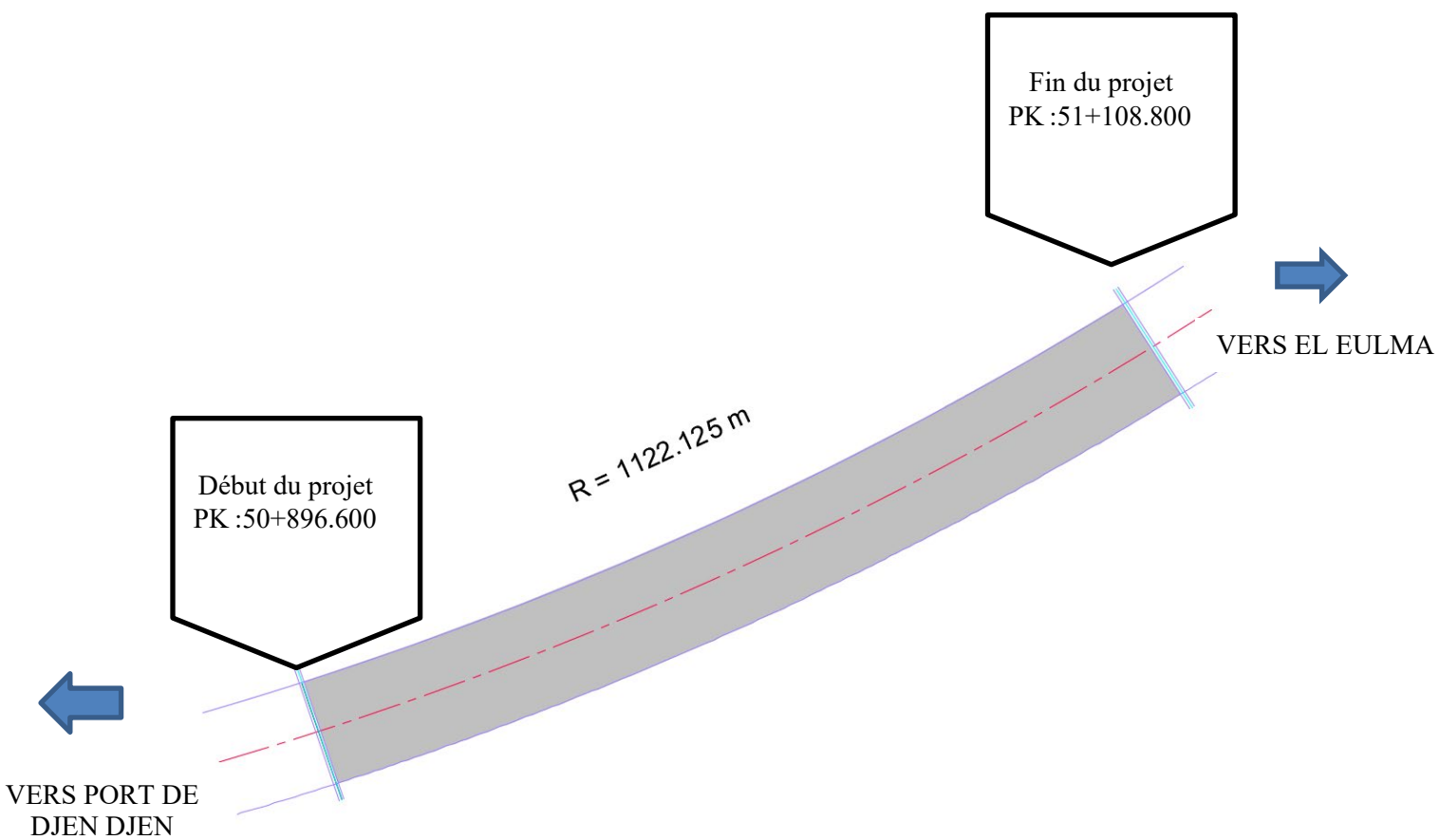


Figure II-2:Tracé en plan.

II.4.1.2 Profil en long :

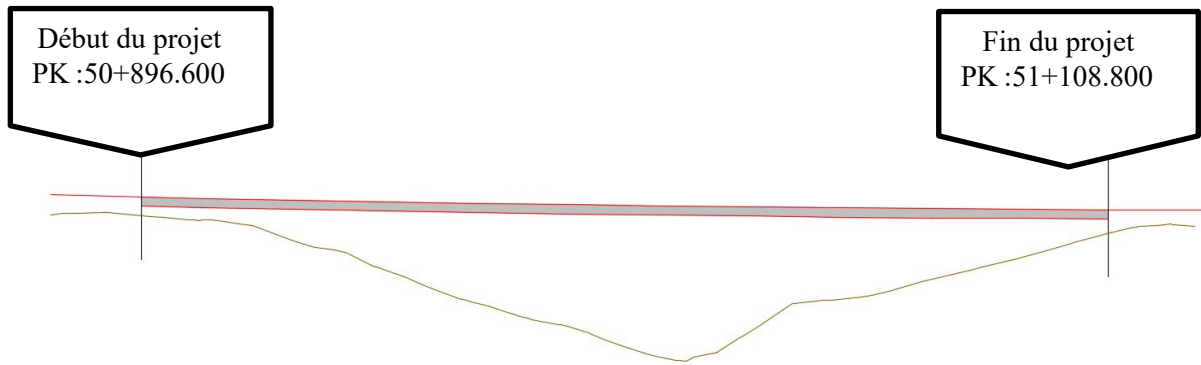


Figure II-3:Profil en long.

II.4.1.3 Profil en travers :

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie, le nombre de voies portées par l'ouvrage, ainsi que les équipements utilisés, ces derniers sont présentés sur une coupe transversale de l'ouvrage en question.

Le profil en travers de notre chaussée est défini par :

- Largeur rouable : 12 m par sens
- Largeur des trottoirs : à : 0.75m et 0.5m
- Bande d'arrêt d'urgence : 1m
- Dévers : 2,5%.
- Donc la largeur totale de l'ouvrage est de 27,5 m, soit 13,25 par sens.

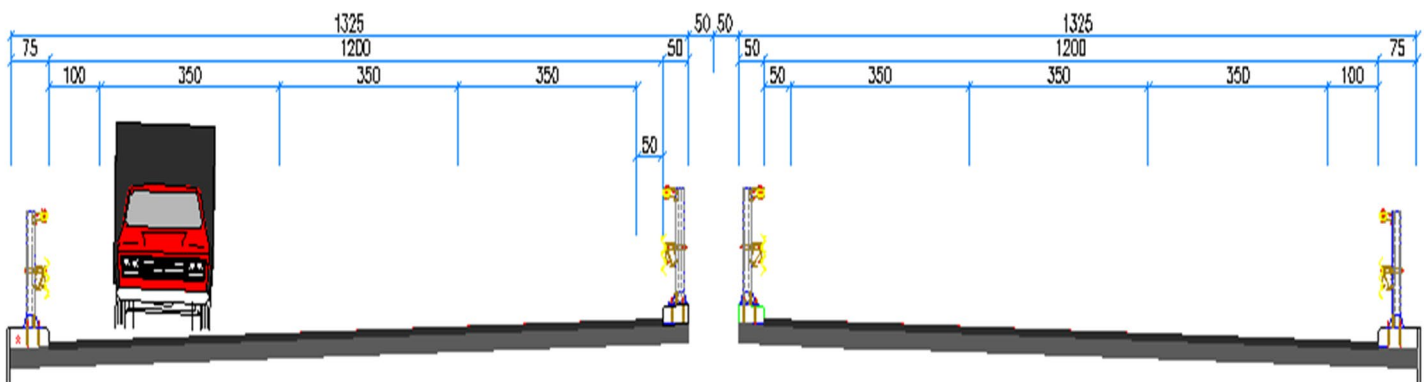


Figure II-4:Profil en travers.

II.4.2. Les données naturelles :**II.4.2.1 Géotechnique :**

Selon RPOA, et selon les valeurs du module de déformation E et la pression limite PL (voir l'annexe): le site support du projet est classé dans la catégorie S2 (site ferme).

II.4.2.2 Données climatiques :

Les effets de température sont bien évidemment pris en compte dans le calcul des constructions, elle a son effet au niveau des joints de chaussée et des appareils d'appui.

Dans La zone d'el Eulma la température moyenne annuelle est de 14.0 °C. Sur l'année, la précipitation moyenne est de 552 mm.

II.4.3. Données sismologiques :

La norme sismique algérienne applicable au projet est la RPOA 2008. Cette norme établit un zonage sismique (5 zones) du territoire algérien.

Zone 0 : négligeable

Zone I : faible

Zone IIa : moyenne

Zone IIb : élevée

Zone III : très élevé

Notre projet se trouve entièrement dans la wilaya de Sétif, correspondant à la zone IIb (activité sismique moyenne).

Le coefficient d'accélération sismique adopté sera donc : $a = 0.25g$.



**CHAPITRE III :
CARACTERISTIQUES
DU TABLIER ET DES
MATERIAUX**

III.1. INTRODUCTION :

Dans ce chapitre nous avons fait une recherche d'une conception optimale en tenant compte des critères techniques, économiques et esthétiques. Ensuite par une analyse multicritère.

III.2. CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE :

Le concepteur doit connaître l'éventuel des solutions possibles, avec leurs sujétions, leurs limites d'emploi et leurs coûts. Comme dans le domaine des ouvrages d'art, la solution d'un problème de franchissement d'un obstacle n'est pas unique, la prochaine partie de notre travail comporte une analyse des différentes variantes existantes, leurs avantages, leurs inconvénients et leur mode de construction qui dispose du matériel spécifique.

III.2.1. Les Paramètres Intervenants Dans Le Choix Du Type D'ouvrage :

- Les profils de la chaussée (en long, en travers, en plan).
- Les positions possibles des appuis.
- La nature du sol de fondation.

III.3. PRESENTATION DES VARIANTES :

III.3.1. Variante N°1 : Pont À Poutres « Précontraintes Par Post-Tension » :

III.3.1.1 Présentation générale de la variante:

Les ouvrages à poutres préfabriquées du type VIPP (Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension) sont des structures précontraintes relativement simples, leur bonne conception doit néanmoins respecter certaines règles tant sur le plan technique qu'esthétique.



Figure III-1: Vue en 3D d'un pont à poutre.

III.3.1.2 Implantation des appuis :

On opte d'implanter les appuis à intervalles réguliers de façon à projeter un ouvrage à travées égales. Le pont que nous avons proposé est de longueur totale de 321 mètres linéaires, donc on prend 04 travées isostatiques de même longueur (36.20 mètres) et 02 travées de longueur 33.6 m. Il est composé de 2 culées et 5 piles intermédiaires.

Tableau IV:1: Implantation des appuis de la 1re variante

PILE/CULÉE	PK
C1	50+897.000
P1	50+930.60
P2	50+966.80
P3	51+003.00
P4	51+039.20
P5	51+075.40
C2	51+108.80

III.3.1.3 Pré-dimensionnement de la variante

Conception transversale :

Tableau IV:2:Pré-dimensionnement des éléments de la variante

Elément	Formule	Valeur retenue
Epaisseur de la dalle	$0.16 \leq e \leq 0.25$	$e = 0,25 \text{ m}$
Hauteur de la poutre	$L/20 \leq H_t \leq L/17$	$H = 2.00 \text{ m}$
Entraxe entre les poutres	$1.5 \text{ m} \leq \lambda \leq 2,5 \text{ m}$	$\lambda = 1.72\text{m}$
Nombre des poutres	$N = \frac{La}{\lambda} + 1$	$N = 8 \text{ poutres}$
Largeur de la table de compression	$0.6h \leq b \leq 0.8h$	$b = 1.20 \text{ m}$
Epaisseur de la table de compression	$0,12 \leq e \leq 0,15$	$e_c = 0,15\text{m}$
Largeur du talon	$0,40\text{m} \leq L_t \leq 0,60 \text{ m}$	$L_t = 0.6\text{m}$
L'épaisseur du talon	$0,10\text{m} \leq E_t \leq 0,20 \text{ m}$	$e_t = 0,20 \text{ m}$
Epaisseur d'âme	Section d'about	$b_0 = 0,25 \text{ m}$
	Section à mi travée	$b_0 = 0,60 \text{ m}$
Pente de la face inférieure de la table de compression	$1/15 \leq \text{Tan } \alpha \leq 1/10$	$\alpha = 5^\circ$
Gousset de la table de compression	/	$\beta = 45^\circ$
Gousset du talon	$1 \leq \text{Tan } \alpha \leq 1,5$	$\text{Tan } \theta = 1$ $\theta = 45^\circ$
Entretoise d'about	/	$0,3 \times 1,5 \text{ m}^*\text{m}$

III.3.2. Variante N°2 : « Pont voussoir en béton précontraint construit par encorbellements successifs coule en place »

Un pont en voussoirs est un pont en béton précontraint. les méthodes de son exécution sont divers. il est continué d'une succession de pièces dites voussoir reliées entre elles successivement par une précontrainte selon la méthode d'exécution choisie.

III.3.2.1 Conception longitudinale :

Pour cette variante, nous proposons une coupe longitudinale composée d'une travée principale de 90 m et deux travées de rives de 62 m pour avoir une longueur totale de l'ouvrage de 212 m. Dans notre cas nous optons pour des voussoirs courants de 4 m de longueur, des voussoirs sur pile de 8 m et des voussoirs de clavage de 2 m, ce qui nous donne :

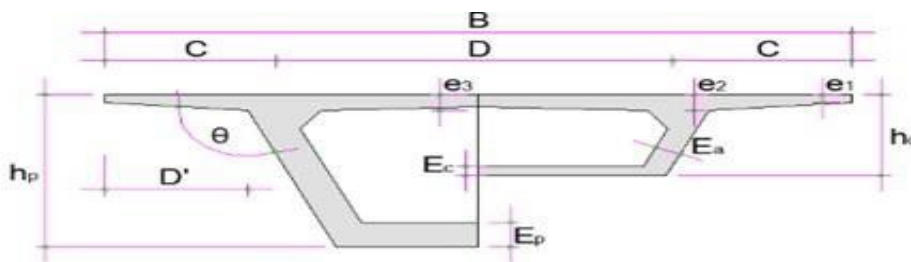
- 46 voussoirs courants.
- 2 voussoirs sur pile.
- 2 voussoirs sur culée.
- 3 voussoirs de clavage.

Tableau IV:3 Implantation des appuis de la 2eme variante

PILE/CULÉE	PK
C1	50+897.00
P1	50+959.00
P2	51+049.00
C2	51+109.00

III.3.2.2 Conception transversale :

Son pré-dimensionnement est basé sur le guide SETRA 2003 (ponts en béton précontraint construits par encorbellement successifs)



- B** : largeur totale du tablier ;
- H_p** : hauteur du voussoir sur pile ;
- H_c** : hauteur du voussoir de clef ;
- E_a** : épaisseur de l'âme sur pile ;
- E_p** : épaisseur du hourdi inférieur sur pile ;
- E_c** : épaisseur du hourdi inférieur en clef ;
- e₁, e₂, e₃** : épaisseurs du hourdi supérieur aux sections considérées (voir schéma) ;
- θ** : inclinaison de l'âme.

Tableau IV:4 Pré-dimensionnement des éléments de la variante

Elément	Formule	Valeur
Hauteur du voussoir sur pile	$\frac{L}{h_p} = 14 + \frac{L}{45}$	$h_p = 5,6 \text{ m}$
Hauteur du voussoir sur culée	$\frac{L}{h_c} = 19 + \frac{L}{7}$	$h_c = 2,2 \text{ m}$
Largeur de voussoir B	$B=1$	$B = 13,25 \text{ m}$
C	$C = \frac{B}{4}$	$C = 3,3 \text{ m}$
D	$D = \frac{B}{4}$	$D = 6,6 \text{ m}$
Epaisseur de l'hourdis supérieur e ₁	$e_1 > 20 \text{ cm à } 25 \text{ cm}$	$e_1 = 0,24 \text{ m}$
e ₂	$D/7 < e_2 < D/5$	$e_2 =$
e ₃	$D/25$	$D = 0,3 \text{ m}$
Inclinaison de l'âme	10 à 30 %	30 %
Epaisseur de l'âme	$E_a = 0,26 + L/500$	$E_a = 45 \text{ cm}$
Epaisseur de l'hourdis inférieur E _c et E _p	$E_c \geq \max (18 ; 3 \times \varnothing ; E_a) \text{ cm}$ $E_p = 2,5 E_c$	$E_c = 0,3 \text{ m}$ $E_p =$
Gousset supérieur	$30^\circ < \alpha < 45^\circ$	$\alpha = 45^\circ$
Gousset inférieur	$30^\circ < \alpha < 45^\circ$	$\alpha = 30^\circ$

III.3.3. VARIANTE N°3 : PONT MIXTE (BIPOUTRE METALLIQUE) :

III.3.3.1 Présentation générale de la variante :

Dans les ponts métalliques, le tablier est formé par un hourdis et des poutres métalliques, par contre dans les ponts mixtes, le tablier est composé d'une dalle en béton armé reposant sur des poutres métalliques, dans les deux cas, la dalle est connectée à la semelle supérieure des poutres par des éléments de liaison appelés connecteurs, dont le rôle est d'éviter tout glissement relatif du tablier par rapport aux poutres.

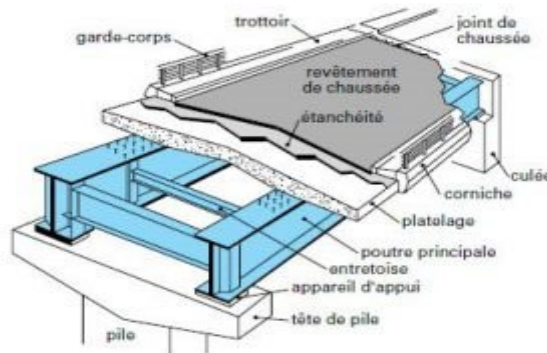


Figure III-2: Coupe schématique d'un tablier mixte (bipoutre a entretoise)

III.3.3.2 Conception longitudinale

On propose dans cette variante un pont mixte bipoutre, à travées continues et à hauteur constante. L'implantation des culées donne une longueur totale de 212 m. Donc on projette 1 travée principale de 88 m (L) et deux travées de rives de 63 m (0.7 L)

Tableau IV:5 Implantation des appuis de la 3eme variante

PILE/CULÉE	PK
C1	50+897.00
P1	50+959.00
P2	51+047.00
C2	51+109.00

III.3.3.3 Conception transversale

Le Prédimensionnement des poutres métalliques selon CALGARO et SETRA.

Entraxe des poutres : $a = 0.55 L \rightarrow$ On opte pour: $a = 5.5$ m, par conséquence: $b = 2.25$ m.

Epaisseur de la dalle en Béton armé : 30 cm au droit des poutres et 25 cm à mi-portée.

Tableau IV:6 Pré-dimensionnement des éléments de la variante

Éléments	Ration usuel	Valeur (mm)
Hauteur	$H = \frac{L}{28}$	3000
Epaisseur de l' âme	$t_w > 12 \text{ mm}$	25
Epaisseur semelle supérieure	$20 < t_s < 150 \text{ mm}$ et $\frac{b_s}{t_s} < 21 \text{ à } 22$	60
Epaisseur de la semelle inférieure	$20 < t_i < 150 \text{ mm}$ et $\frac{b_i}{t_i} < 21 \text{ à } 22$	60
Largeur semelle inférieure	$500 \text{ mm} < b_i < 1200 \text{ mm}$	1100
Largeur semelle supérieure	$400 \text{ mm} < b_s < 800 \text{ mm}$	900

III.3.3.4 Conception des entretoises :

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

Au stade du prédimensionnement, on pourra prévoir un IPE600 avec un espacement de 8 m.

Choix de la nuance d'acier:

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

III.3.3.4.1 La connexion entre la dalle et la charpente métallique :

La dalle est reliée à la semelle supérieure des profilés métalliques par des éléments de liaison appelés connecteurs (goujons), dont le rôle d, éviter tous glissements relatifs du tablier par rapport aux poutres. Les connecteurs de type goujons, de 22 mm de diamètre et de hauteur de 200 mm.

III.4. ANALYSE MULTICRITERE :

III.4.1. Introduction :

L’analyse multicritères est une méthode de comparaison des variantes différentes pour un projet donné. Les résultats sont présentés sous forme du tableau montré au-dessous

III.4.2. Critères de comparaison :

Les critères de choix Les variantes	Economie	Réalisation	Esthétique
Pont à poutres « précontrainte par post-tension »	-Poids propre relativement important qui impose l’utilisation des fondations profondes.	-Rapidité et simplicité de mise en œuvre. ↓ Respect des délais de réalisation	La situation du viaduc est à l’extérieur de la zone urbaine, de ce fait, le critère esthétique n’est pas vraiment important dans le choix du type d’ouvrage.
Pont mixte (bipoutre métallique)	-Risques de corrosion de l’acier. -Matériaux très chers.	- Demande une main d’œuvre qualifiée (surtout les soudeurs).	
Pont à Voussoirs Précontraint	-Conduit à des ouvrages très lourds.	-Coffrage spécial (équipement mobile) -Les délais de réalisation sont importants vis-à-vis des autres variantes.	

III.5. Conclusion :

Après l'analyse et la comparaison des trois variantes selon les critères de choix cités tableau si -dessus, on a choisi la variante **Pont à poutres « précontrainte par post-tension »** puisqu'elle répond bien mieux aux critères de choix. Ajouter à cela qu'elle est compatible aux conditions naturelles imposées par notre site.



**CHAPITRE IV :
CONCEPTION ET
PRE-
DIMENSIONNEMENT**

IV.1. INTRODUCTION :

Ce chapitre a pour but de définir des différents matériaux de construction de l'ouvrage, les règlements et les logiciels utilisés.

IV.2. Les REGLEMENTS :

➤ Les règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes (RCPR) :

Ce présent règlement définit des actions et fournit des indications pour la conception structurale des ponts. Il vise les actions permanentes, les charges sur les chaussées et leurs effets annexes, les charges sur les trottoirs, les charges de vent, les charges accidentelles, les charges sur les garde-corps et sur les dispositifs de retenue, applicables au calcul des ponts routes.

➤ Les règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art (RPOA 2008) :

Ce règlement contient des principes de conception et de dimensionnement, des critères et des dispositions constructives pour les ponts neufs, pour réduire au minimum leur susceptibilité aux dommages dus aux actions sismiques.

➤ Regels de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA) :

Les présentes règles de calcul, dites règles CBA 93, sont applicables à tous les ouvrages et constructions en béton armé soumis à des ambiances s'écartant peu des seules influences climatiques, et dont le béton est constitué de granulats naturels normaux, avec un dosage en ciment au moins égal à 300 kg/m de béton mise en œuvre.

➤ Béton précontraint aux états limites (BPEL) :

Les présentes règles de calcul, sont des règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites.

➤ Service (Guide) d'étude technique des routes et autoroutes (SETRA) :

Le SETRA, Service d'études sur les transports, les routes et leurs aménagements (anciennement Service d'études technique, des routes et autoroutes) est un service technique français à compétence nationale du ministère de l'Écologie, du Développement Durable et de l'Énergie dont la tutelle est exercée par la Direction générale des infrastructures, des transports et de la mer (DGITM). Il intervient dans les domaines de la route, des ouvrages d'art et plus largement des transports en France.

IV.3. LES CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :

IV.3.1. Béton :

Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de granulats, de sable, et d'eau aggloméré par un liant hydraulique (le plus souvent du ciment) qui sert de « colle ». On y ajoute éventuellement des adjuvants et d'autres ingrédients pour modifier ses caractéristiques.

Le béton utilisé à la précontrainte diffère de celui utilisé au béton armé seulement qu'il soit utilisé sous des contraintes de compression plus élevées.

Tel que :

- **Dosage** : Le béton est dosé à 400 kg/m³ de ciment CPA 325.
- **Densité** : La masse volumique du béton armé : $\gamma = 25 \text{ KN/m}^3$.

IV.3.1.1 La résistance à la compression :

C'est la résistance caractéristique à la compression après 28 jours, notée : f_{c28} .

On a : $f_{c28} = \begin{cases} 35 \text{ MPa} & \text{pour le béton du tablier} \\ 27 \text{ MPa} & \text{pour le béton d'appuis et les fondations} \end{cases}$

Pour j jours la résistance caractéristique à la compression sera :

$$f_{cj} = \begin{cases} \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} & \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ \frac{j}{1,40+0,95j} f_{c28} & \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{cases}$$

IV.3.1.2 La résistance à la traction :

Elle se rapporte à la contrainte maximale atteinte sous chargement en traction, notée : f_{tj}

Tel que :

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

$$f_{tj} = \begin{cases} 2,7 \text{ MPa} & \text{pour le béton du tablier} \\ 2,22 \text{ MPa} & \text{pour le béton d'appuis et les fondations} \end{cases}$$

Cette formule est valable pour les valeurs de $f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$.

IV.3.2. Contraintes admissibles de compression du béton :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

Avec :

➤ A P'ELU :

Le coefficient θ est fixé à 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24 h, à 0,9 lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h, et à 0,85 lorsqu'elle est inférieure à 1 h.

Et :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{en situations durables ou transitoires} \\ 1,15 & \text{en situations accidentelles.} \end{cases}$$

➤ **A P'ELS :**

On utilise la formule suivante :

$$\sigma_b = \begin{cases} 0,5 \times f_{c28} & \text{(en service)} \\ 0,6 \times f_{c28} & \text{(en construction)} \end{cases}$$

IV.3.2.1 Déformation longitudinale du béton :

➤ **Module de déformation instantanée du béton** (courte durée < 24h) :

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

Pour le béton du tablier :

$$E_{ij} = 35982 \text{ MPa.}$$

Pour le béton des piles et fondation :

$$E_{ij} = 33000 \text{ MPa}$$

➤ **Module de déformation différée** (longue durée >24h) :

$$E_{vj} = E_{ij} / 3 = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Pour le béton du tablier :

$$E_{vj} = 12103 \text{ MPa.}$$

Pour le béton des piles et fondation

$$E_{vj} = 11100 \text{ MPa}$$

IV.3.2.2 Module de Déformation transversale :

$$G = \frac{E_{ij}}{2(1+\nu)} \quad \text{avec : } \nu : \text{Coefficient de poisson}$$

Pour les calculs de béton précontraint on prend :

- $\nu = 0$, Pour le calcul des sollicitations (béton fissuré E.L.U).
- $\nu = 0,2$, Pour le calcul des déformations (béton non fissuré E.L.S).

IV.3.3. Les aciers :

IV.3.3.1 Les aciers actifs :

Ce sont les aciers qui maintiennent la précontrainte sur le béton. La précontrainte initiale à prendre en compte dans les calculs est donnée par la formule suivante :

$$P_0 = (0,8f_{prg} ; 0,9 f_{peg})$$

Avec :

f_{prg} : Limite de rupture garantie de l'acier de précontrainte.

f_{peg} : Limite d'élasticité de l'acier de précontrainte

Les armatures de précontraintes ont :

- Une très bonne résistance à la compression à court terme (quelque jours) et à long

terme (28 jours et plus)

- Une très bonne résistance aux agents agressifs, aux intempéries à l'eau de mer, éventuellement à l'eau séléniteuse.
- Une bonne déformabilité instantanée, et différée la plus faible possible.
- Une maniabilité pour une mise en œuvre aussi bonne que possible.

• **Les torons utilisés dans ce projet sont T15S**

Les caractéristiques de ces torons de précontrainte sont :

- Résistance ultime : $f_{prg} = 1770 \text{ MPa}$
- Limite élastique : $f_{peg} = 1593 \text{ MPa}$.
- Module d'élasticité : $E_p = 190\,000 \text{ MPa}$.
- Section droite d'un toron : $A_p = 150 \text{ mm}^2$.
- Section d'un câble : $A_p = 1950 \text{ mm}^2$.
- Diamètre du gain : $\Phi = 80 \text{ mm}$.
- Coefficient de relaxation des câbles à 1 000 heures : $\rho_{1000} = 2.5\%$.
- Coefficient de recul d'encrage : $g = 2 \text{ mm}$.

Justification de la précontrainte :

Classe II, tel que :

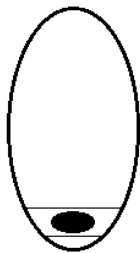
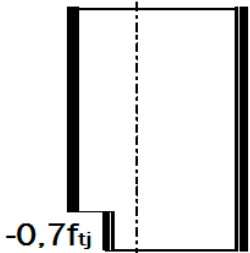
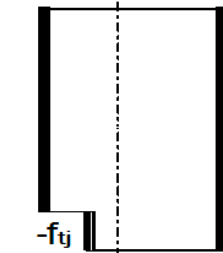
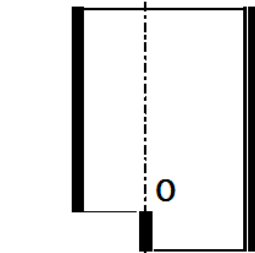
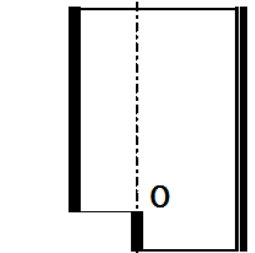
Classe	Exécution	Service		
		Rares	Fréquente	Quasi perm
<p>Classe II</p> 	<p>$-1.5 f_{tj}$ $0.6 f_{cj}$</p>  <p>$-0.7 f_{tj}$</p>	<p>$-1.5 f_{tj}$ $0.6 f_{cj}$</p>  <p>$-f_{tj}$</p>	<p>$-1.5 f_{tj}$ $0.6 f_{cj}$</p>  <p>0</p>	<p>$-1.5 f_{tj}$ $0.5 f_{cj}$</p>  <p>0</p>

Figure IV-1: Limitation des contraintes des sections en B.P.

IV.3.4. Les aciers passifs :

Ils sont tendus que sous des sollicitations extérieures. Tel que :

Limite d'élasticité : Les aciers utilisés sont courants à haute adhérence de béton armé, de classe FeE500A tel que : $f_e = 500 \text{ MPa}$.

Module de Young : Le module d'élasticité longitudinale " E_p " des aciers de précontrainte est pris égal à :

- **200 000 MPa** pour les barres.
- **190 000 MPa** pour les torons.

• **Contrainte limite de traction :**

Tableau IV-1:contrainte limite de traction

Fissuration	Contrainte limite de traction		Résultat (MPa)
peu nuisible	$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$	<i>S. durable et transitoire</i> $\gamma_s = 1.15$	$\sigma_s = 434.78$
		<i>S. accidentelle</i> $\gamma_s = 1$	$\sigma_s = 500$
préjudiciable	$\sigma_s = \max(0,5f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{tj}}) ; n = 1.6$		$\sigma_s = 250$
très préjudiciable	$\sigma_s = \max(0,4f_e ; 88 \sqrt{n \times f_{tj}}) ; n = 1.6$		$\sigma_s = 200$

IV.4. LOGICIELS DE CALCUL :

On a utilisé les logiciels suivants :

- Robot 2019 : Pour la modélisation et le calcul des efforts.
- AutoCAD 2016 : Pour les différents dessins.
- Robot Expert 2010 : Pour calculer le ferrailage.



**CHAPITRE V :
CAHRGES ET
SURCHARGES**

V.1. INTRODUCTION

Dans ce chapitre, on va calculer les charges et les surcharges que le pont doit supporter, car il a une fonction porteuse, les actions appliquées sur un ouvrage peuvent être permanentes ou variables.

V.2. LES CHARGES PERMANANTES CP

V.2.1. Poids de la poutre

Notre poutre est à section variable, c'est-à-dire la poutre présente un élargissement à ses extrémités au niveau de l'âme cet élargissement est destiné à porter d'une part l'effort tranchant maximal sur les appuis et d'une autre part pour s'assurer une bonne diffusion de l'effort de précontrainte

$$P_p = \rho \times \sum(L_i \times S_i)$$

$$P_p = \rho \times [(L_{about} \times S_{about}) + (L_{variable} \times S_{variable}) + (L_{médaine} \times S_{médaine})]$$

Avec :

- L_i : Longueur de la section (m).
- ρ : Poids volumique du matériau (KN/m^3).
- S_i : Air de la section (m^2).
- $P_p = 25 \times (1.2979 \times 2 + 1.0252 \times 4 + 0.7824 \times 30)$
- $P_p = 754.215 \text{ KN}$

Le poids de la poutre par mètre linéaire :

$$P_{pl} = \frac{754.215}{36} = 20.95 \text{ KN/m}$$

V.2.2. Poids des entretoises :

$$P_c = S_e \times \rho \times e_e$$

Avec :

- S_e : section de l'entretoise
- ρ : masse volumique du béton.
- e_e : épaisseur de l'entretoise

On a 7 entretoise du coté et d'autre

$$\text{Alors : } P_c = 7 \times 2 \times 1.59 \times 25 \times 0.3$$

$$P_c = 166.95 \text{ KN}$$

V.2.3. Poids de la dalle :

$$P_D = \rho \times e \times l \times L$$

$$P_D = 25 \times 0.25 \times 13.25 \times 36 = 2981.25 \text{ KN/m}$$

V.3. COMPLEMENT DES CHARGES PERMANANTES CCP

V.3.1. Le revêtement :

$$P_r = \rho_r \times l_r \times e_r$$

vec :

- ρ_r : masse volumique du revêtement (KN/m³).
- l_r : Longueur du revêtement (m).
- e_r : Épaisseur du revêtement (m).

$$P_r = 24 \times 36 \times 12 \times 0.08$$

$$P_r = 829.24 \text{ KN}$$

V.3.2. Les trottoirs :

• Trottoir gauche : l = 0.75m

$$P_{Tg} = \rho \times l \times L \times h_T$$

Avec :

- ρ : masse volumique du béton.
- l : largeur du trottoir
- L : longueur du trottoir
- h_T : hauteur du trottoir

$$P_{Tg} = 25 \times 0.75 \times 36 \times 0.30$$

$$P_{Tg} = 202.5 \text{ KN}$$

• Trottoir droit : l = 0.5m

$$P_{Td} = \rho \times l \times L \times h_T$$

$$P_{Td} = 25 \times 0.5 \times 36 \times 0.30$$

$$P_{Td} = 135 \text{ KN}$$

$$P_T = P_{Tg} + P_{Td} = 202.5 + 135$$

$$P_T = 135 \text{ KN}$$

V.3.3. La corniche :

$$P_{cor} = S_{cor} \times \rho \times L_{cor}$$

Avec :

- S_{cor} : Section de la corniche (m²).
- ρ : masse volumique du béton.
- L_{cor} : Longueur de la corniche

$$P_{cor} = 0.05 \times 25 \times 36$$

$$P_{cor} = 45 \text{ KN}$$

V.3.4. Les garde-corps :

$$P_{Gc} = 1 \text{ KN/m}$$

On a 2 gardes corps : Donc :

$$P_{Gc} = 2 \times 1 \times 36 = 72 \text{ KN}$$

Alors la somme complément des charges permanentes CCP :

$$CCP = P_r + P_T + P_C + P_{Gc}$$

$$CCP = 829.24 + 337.5 + 45 + 72$$

$$CCP = 1283.74 \text{ KN}$$

Tableau V:1:Recapitulatif des charges permanentes

	Eléments	Poids linéaire [KN/m]	Poids [KN]
CP	Poutre	20.95	754.215
	Entretoises		166.95
	Dalle	82.81	2981.25
CCP	Revêtement	23.03	829.24
	Les trottoirs	9.37	337.5
	corniche	1.25	45
	Les garde-corps	2	72
Poids totale du tablier		290.44	10455.94

V.4. LES SURCHARGES :

V.4.1. Caractéristiques du pont :

L'évaluation des surcharges est faite selon le RCPR « REGLES DEFINISSANT LES CHARGES A APPLIQUER POUR LE CALCUL ET LES EPREUVES DES PONTS ROUTES»

➤ **Largeur rouable :**

La largeur rouable est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures.

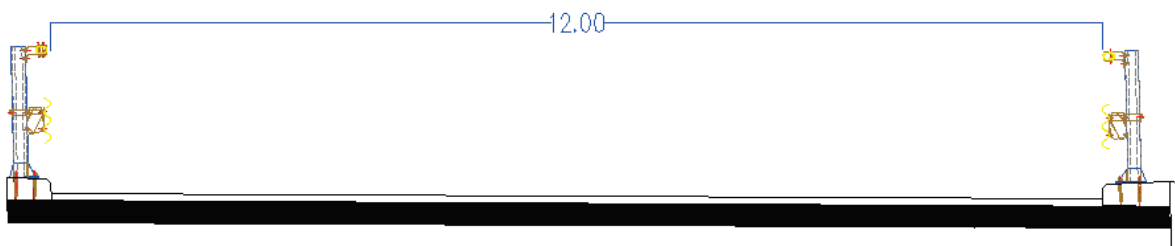


Figure V-1 : Largeur rouable

• **Largeur chargeable :**

La largeur chargeable se déduit de la largeur rouable. En enlevant une bande de 0,50 m le long de chaque dispositif de retenue.

$$\text{Donc } L_c = L_r - 1 = 12 - 1 = 11$$

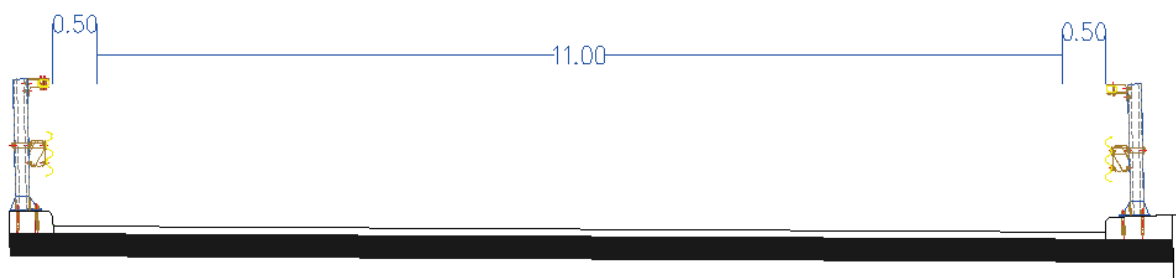


Figure V-2: Largeur chargeable.

➤ **Nombre de voies :**

Par convention, les chaussées comportent un nombre de voies de circulation égal à la partie entière du quotient par 3 de leur largeur chargeable, exprimée en mètres.

$$N = \frac{L_c}{3} \qquad N = \frac{11}{3} = 3.66$$

Alors : $N = 3$ voies

➤ **Classe de pont :**

Tableau V:2:classe de pont.

Classe du pont	Description
1ère classe	$L_r \geq 7m$
2ème Classe	$5,50 m < L_r < 7m$
3ème Classe	$L_r \leq 5,50 m$

Pour notre pont $L_r = 12 m$ donc ; 1er classe

Type des surcharges :

- La surcharge de type A(L).
- Système B : (Bc, Bt).
- La surcharge militaire MC 120.
- Le convoi exceptionnel D240.

V.4.2. Système de charge A(L) :

La charge A(l), exprimée en kilo newton par mètre carré (KN/m²) est donnée en fonction de la longueur chargeable, exprimée en mètres par la formule :

$$A(l) = 2.3 + \frac{360}{L+12} \quad \text{Avec } L : \text{ la longueur chargeable } (L= 36 m)$$

$$A(l) = 2.3 + \frac{360}{36+12} = 9.8KN/m^2$$

En fonction de la classe de pont et nombre de voie, la charge A(l) est multipliée par le coefficient a_1 dans le tableau suivant

Tableau V:3:Valeurs de a_1 en fonction du nombre des voies chargées.

Classe	Le coefficient a1 nombre de voie		
	1	2	3
Première classe	1	1	0,9
Deuxième classe	1	0,9	-
Troisième classe	0,9	0,8	-

$$A(l) = \max \left\{ \begin{array}{l} a_1 \times A(l) \\ 4 - 0.02 \times l \end{array} \right.$$

La valeur A(l) obtenu est ensuite multiplier par un coefficient a_2 tel que $a_2 = \frac{V_0}{V}$

Avec :

V : La largeur d'une voie.

V_0 : est en fonction de la classe du pont.

$$V = \frac{Lc}{n} = \frac{11}{3} = 3.66$$

Tableau V:4:Valeurs de V_0 en fonction de la classe de pont.

Classe	V_0
Première classe	3.5 m
Deuxième classe	3.0 m
Troisième classe	2.75 m

Alors : $a_2 = \frac{3.5}{3.66} = 0.956$

Le calcul de la charge $A(l)$ en fonction des voies chargée est donné dans le tableau :

Tableau V:5:Calcul des charges $A(l)$.

N des voies	$L (m)$	$A(l)$ (KN/m^2)	a_1	a_2	$A(l)a_1a_2$ (KN/m^2)	$Lv (m)$	$A(l)$ (kN/ml)
1	36	9.8	1	0.95	9.35	3,66	34.30
2	36	9.8	1	0,95	9.35	7,33	68.60
3	36	9.8	0,9	0,95	8.42	11	92.61

V.4.3. Système de charge B :

Le système de charge B représente tous catégories de camion ; il comprend trois systèmes distincts :

- Le système Bc se compose de camions types.
- Le système Br se compose d'une roue isolée.
- Le système Bt se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux tandem

V.4.3.1 Coefficient de majoration dynamique :

Selon le règlement RCPR les les systèmes de charges B et M sont frappé par un coefficient δ appelé ‘coefficient de majoration dynamique’, qui pris en considération l’effet dynamique de ses charges .la formule de δ est la suivante :

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

- L : La longueur de l’élément (m).
- G : Le poids propre de l’élément (KN).
- S : La valeur maximal de la charge considérée (KN).

V.4.3.2 Système Bc :

Un camion de type Bc comporte trois essieux, sa charge totale est 300 KN

➤ **Disposition dans le sens transversal :**

Le nombre maximale de files que l'on peut disposer est égale au nombre de voies de circulation, (dans notre cas c'est 3).

➤ **Disposition dans le sens longitudinal :**

Le nombre de camions est limité à deux.

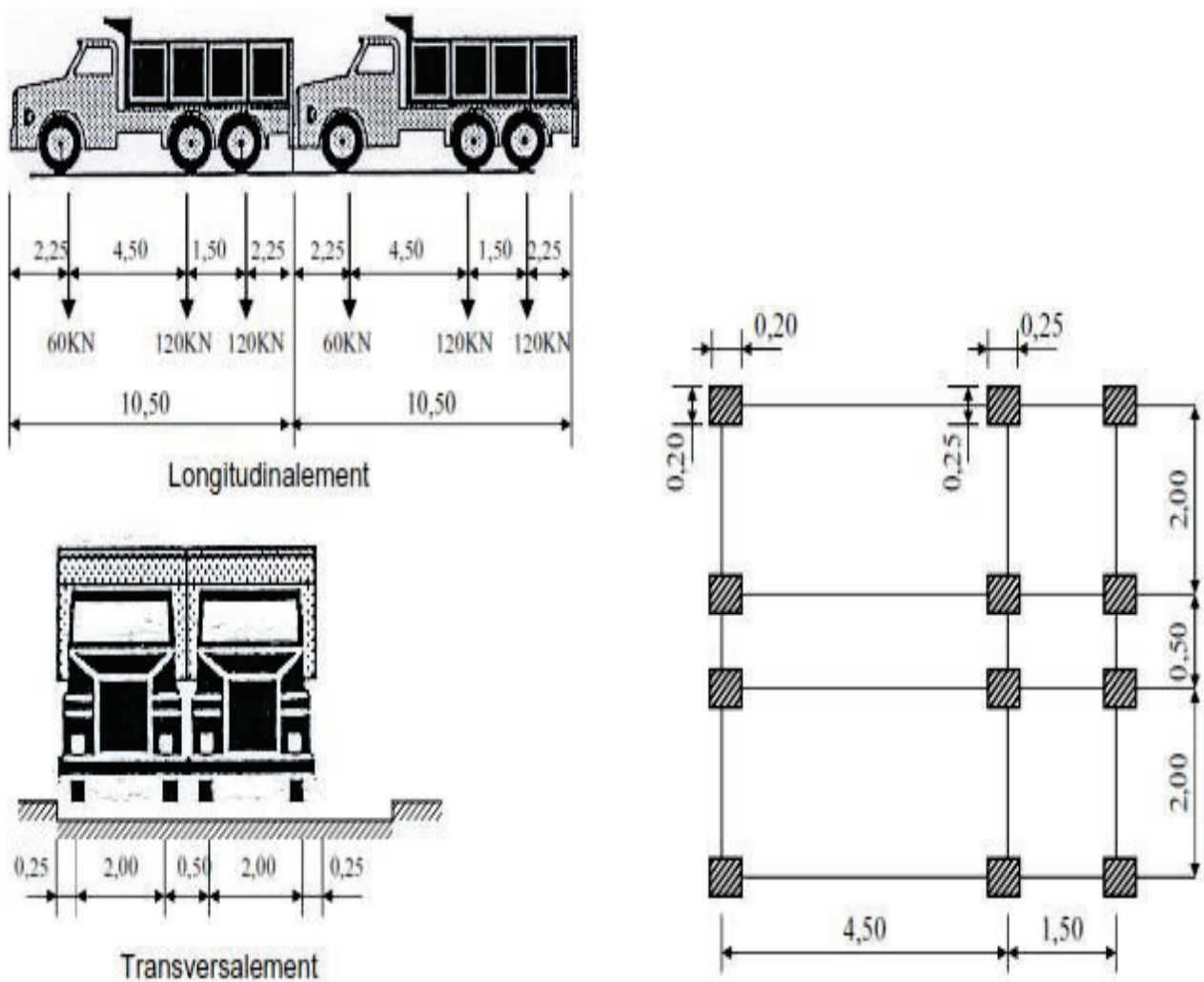


Figure V-3:Disposition du système Bc

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, la valeur des charges du système Bc prise en compte est multipliée par le coefficient bc, donné dans le tableau :

Tableau V:6:Valeurs de coefficient bc.

Classe	nombre de voies				
	1	2	3	4	≥5
Première classe	1.20	1.10	0.95	0.80	0.70
Deuxième classe	1.00	1.00	-	-	-
Troisième classe	1.00	0.80	-	-	-

• Résultat de calcul de Bc :

Tableau V:7:Calcul des coefficients de majoration dynamique des charges Bc

Nombre des voies	Bc (KN]	bc	$S = Bc \times bc$ (KN)	L (m)	G (KN]	δ
1	600	1,2	720	36	10422.49	1,059
2	1200	1,1	1320			1,067
3	1800	0,95	1710			1,072

V.4.3.3 Système Bt :

Un tandem du système Bt comporte deux essieux tous deux à roues simples munies de pneumatiques de 320 KN comme charge totale

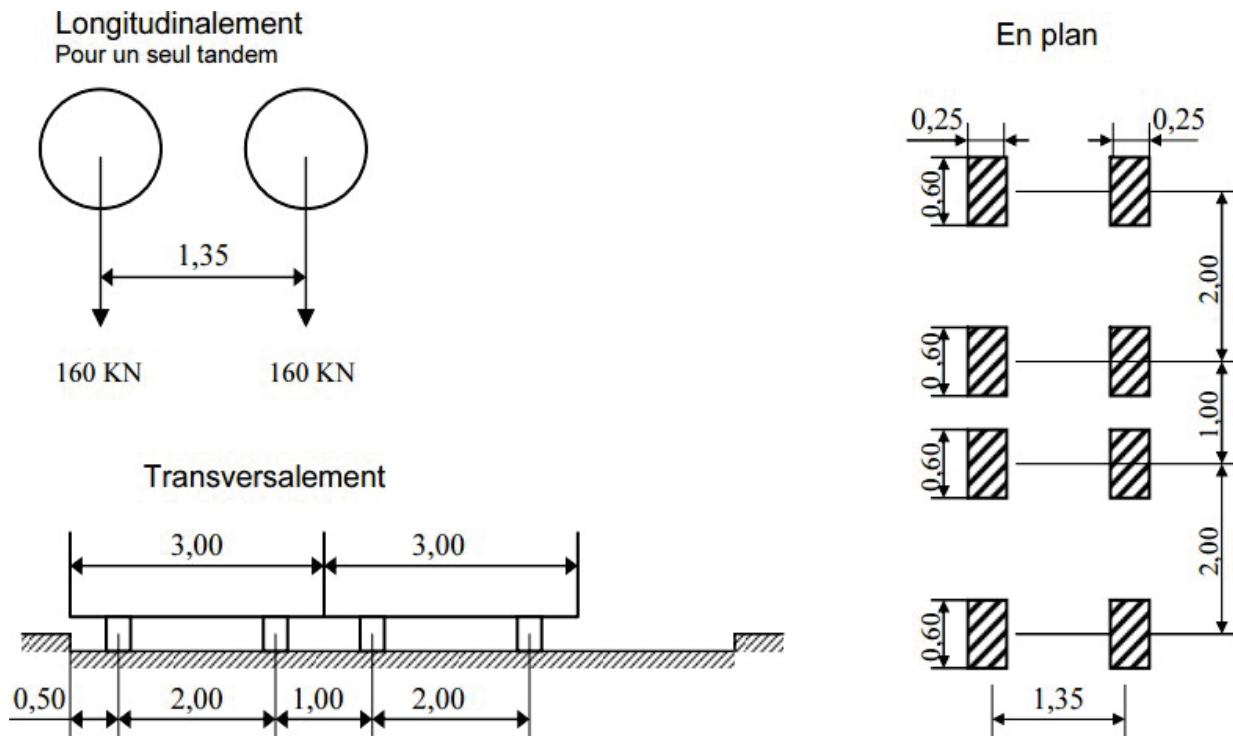


Figure V-4:Disposition du système Bt

En fonction de la classe Les valeurs des charges du système Bt sont multipliées par un coefficient bt donné dans le tableau suivant :

Tableau V:8:Valeurs de coefficient bt.

Classe	bt
Première classe	1.2
Deuxième classe	1.0

• Résultat de calcul de Bt :

Tableau V:9:Calcul des coefficients de majoration dynamique des charges Bt

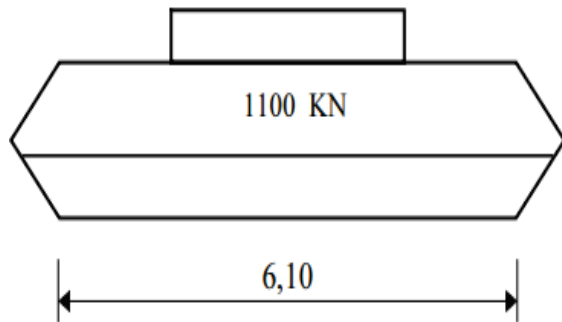
N° des voies	Bt (kN)	bt	S = Bt x bt (kN)	L (m)	G (kN)	δ
1	320	1,2	384	36	10422.49	1,054
2 - 3 - 4	640	1,2	768	36		1,06

V.4.4. Charge militaire système Mc120 :

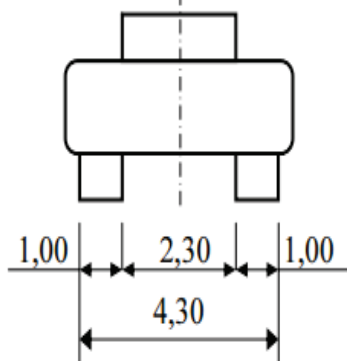
Un véhicule type du système Mc120 comporte deux chenilles sa charge totales est de 1100 KN

- **Dans le sens transversal :** un seul convoi.
- **Dans le sens longitudinal :** le nombre de chars n'est pas limité mais on doit limiter l'espacement entre deux convois environ 36.6 m.

Longitudinalement



Transversalement



En plan

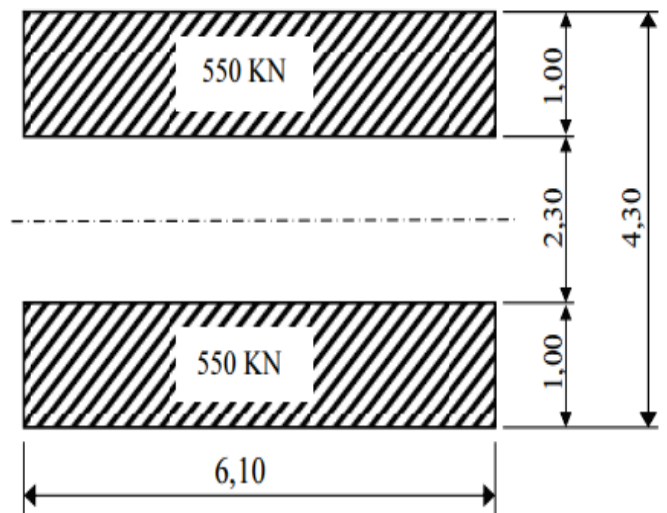


Figure V-5: Disposition du convoi Mc120

• Calcul de δ pour Mc 120 :

Tableau V:10:Calcul de coefficients de majoration dynamique de la charge mc120

N° des voies	S	L [m]	G [kN]	δ
1	1100	36	10422.49	1,064

V.4.5. Convoi exceptionnel type D240 :

Le convoi type D240 comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 2400 KN de poids total

Ce poids est repartié sur la chaussée sur un rectangle uniformément chargé (18,60 x 3,20) m² cette surcharge n'est pas frappé d'un coefficient de majoration dynamique

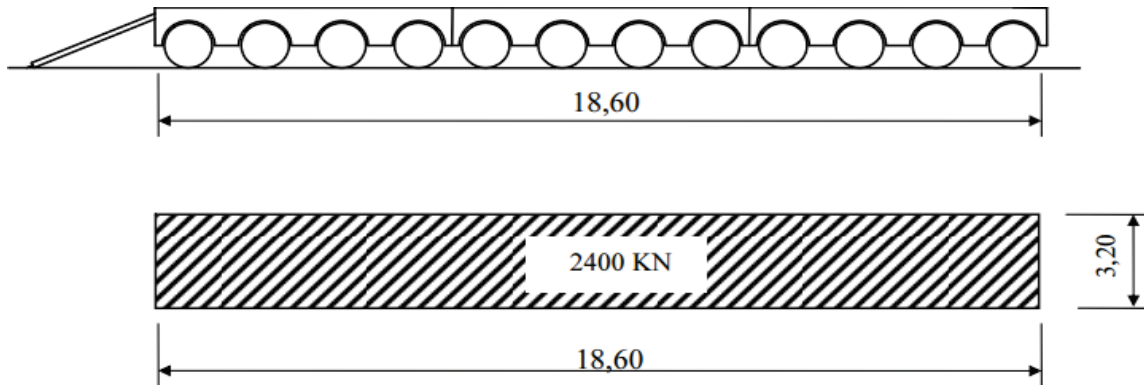


Figure V-6 : Convoi type D240

V.4.6. Efforts de freinage :

A/ Système de charge Bc : L'effort de freinage susceptible d'être développé par le système **Bc** se trouve limité au poids d'un véhicule de 300 kN.

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

$$F = \frac{A * S}{20 + 0.0035 * S} \text{ (kN)}$$

Tableau V:11 Calcul de valeur de F

N des voies	S (m ²)	A(l) (kN/m ²)	F (kN)
1	132,00	9,35	60,35
2	264,00	9,35	118,03
3	396,00	8,42	155,89



CHAPITRE VI :
EFFORTS
LONGITUDINALES

VI.1. POIDS PROPRE :

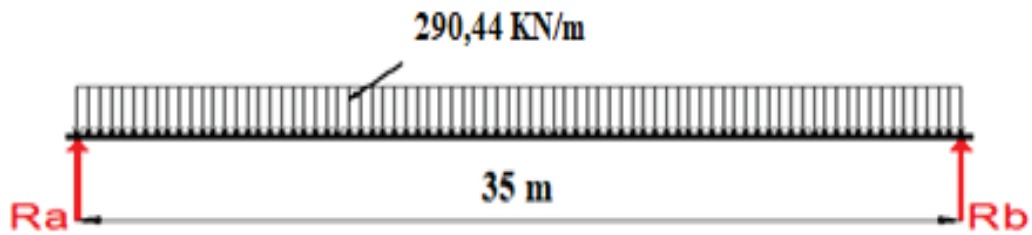


Figure VI-1:charges permanentes

Réaction RA et Rb: $RA = RB = \frac{G \times L}{2}$

• Calcul du moment fléchissant M : $M = Ra \cdot x - \frac{G \cdot x^2}{2}$

à (x = 0.5L) : $M = \frac{G \cdot L^2}{8}$

• Calcul de l'effort tranchant : $T = Ra - G \cdot x$

à (x = 0) : $T = \frac{G \times L}{2}$

Tableau VI-1:calcul des sollicitations des charges permanentes

section	R (KN)	T (KN)	M (KN)
x = 0	5 082,75	5 082,75	0
x = 0.5 L	\	0	44 474,05

VI.2. CHARGE AL :

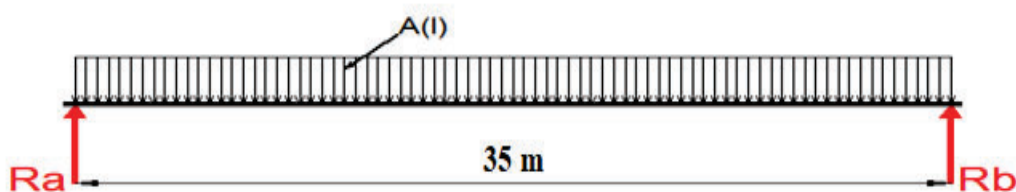


Figure VI-2:charge A(l)

Réaction RA et RB: $RA = RB = \frac{A(l) \times L}{2}$

• Calcul du moment fléchissant M : $M = Ra \cdot x - \frac{A(l) \cdot x^2}{2}$

à (x = 0.5L) : $M = \frac{A(l) \cdot L^2}{8}$

• Calcul de l'effort tranchant : $T = Ra - A(l) \cdot x$

à (x = 0) : $T = \frac{A(l) \times L}{2}$

Tableau VI-2 : calcul des sollicitations de la charge A(l)

	section	R (KN)	T (KN)	M (KN)
A(l) 1 voies chargé A(l) =34.3	x = 0	600,25	600,25	0
	x = 0.5 L	\	0	5 252,1875
A(l) 2 voies chargé A(l) =68.6	x = 0	1 193,5	1 193,5	0
	x = 0.5 L	\	0	10 443,125
A(l) 3 voies chargé A(l) =92.61	x = 0	1 620,675	1 620,675	0
	x = 0.5 L	\	0	14 180,906

VI.3. CHARGE BC :

• Théorème de barrée :

. Le moment fléchissant du au charge mobile au droit de la charge Pi c'est le maximum Lorsque cette charge Pi et la résultant R de tous les charges Sont symétrique par rapport à l'axe de la poutre

$\sum(Pi \cdot xi) = Xr \times R$

$\sum(Pi \cdot xi) = P \times 4.5 + P \times 6 + \frac{P}{2} \times 10.5 + P \times 15 + P \times 16.5$

$R = \sum Pi = 5 P = 600 KN$

$Xr = 9.45 m \rightarrow 2\delta = 9.45 - 6 = 3.45 m \rightarrow \delta = 1.725 m$

• Calcul du moment fléchissant maximal:

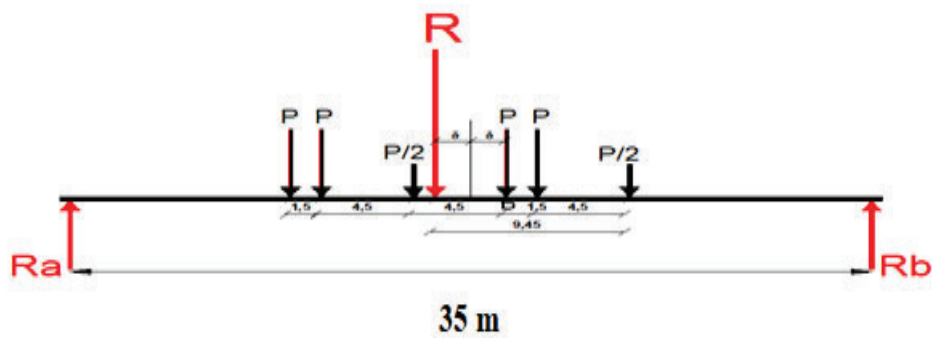


Figure VI-3: moment maximal du a la charge Bc

➤ Calcul des réactions

$R_A + R_B = 600 \text{ KN}$

$\Sigma M_B = 0 \rightarrow 35 \times R_A = 19.225 \times R$

$R_A = 329.57 \text{ KN} \quad R_B = 270.43 \text{ KN}$

$M_D = 19.225 \times R_A - 10.5 \times P - 9 \times P - 4.5 \times \frac{P}{2} \rightarrow M_D = 3455.98 \text{ KN.m}$

$M_{max} = M_D \times bc \times \delta bc$

Tableau VI-3: calcul du moment fléchissent du a la charge Bc

Voie chargée	P (KN)	M_D (KN.m)	bc	δbc	M_{max} (KN.m)
1	120	3455.98	1.2	1,059	4391.86
2	240	6911.96	1.1	1,067	8112.57
3	360	10367.94	0.95	1,072	10558.71

• Calcul de l'effort tranchant :

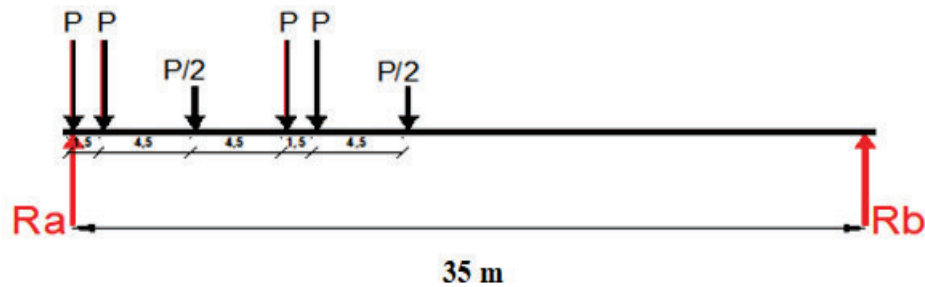


Figure VI-4: effort tranchant maximal du a la charge B

➤ Calculs des réactions :

$$R_A + R_B = 600 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/A = 0 \rightarrow 35 \times R_B = 1.5 \times P + 6 \times \frac{P}{2} + 10.5 \times P + 12 \times P + 16.5 \times \frac{P}{2}$$

$$R_B = 120.86 \text{ KN} \quad R_A = 479.14 \text{ KN}$$

$$\text{à } (x = 0) : T_0 = R_A = 479.14 \text{ KN}$$

$$T_{max} = T_0 \times bc \times \delta bc$$

Tableau VI-4: calcul de l'effort tranchant de la charge Bc

Voie chargée	P (KN)	T0 (KN)	bc	δbc	Tmax (KN)
1	120	479.14	1.2	1,059	608.89
2	240	958.28	1.1	1,067	1124.73
3	360	1437.42	0.95	1,072	1463.87

VI.4. CHARGE BT :

• Calcul du moment fléchissant maximal:

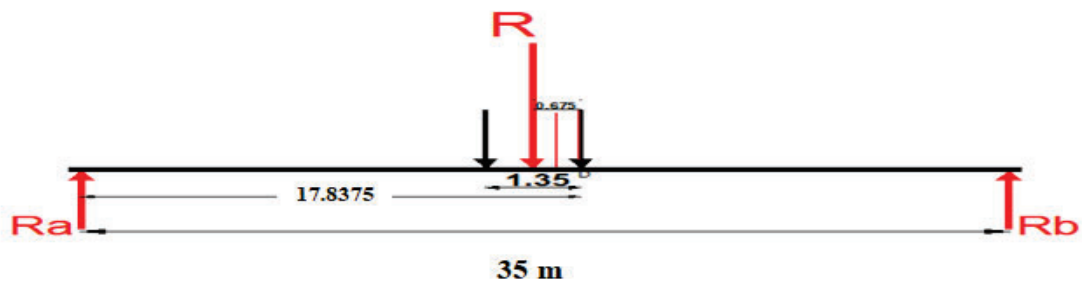


Figure VI-5: moment maximal du a la charge Bc

$$P_i \cdot x_i = X_r \times R$$

$$P_i \cdot x_i = P \times 1.35$$

$$R = \sum P_i = 2 P = 320$$

$$X_r = P_i \cdot x_i / R$$

$$X_r = 0.675\text{m} \rightarrow 2\delta = 0.675 \rightarrow \delta = 0.3375\text{ m}$$

➤ **Calcul des réactions :**

$$R_A + R_B = 320\text{ KN}$$

$$\sum M_B = 0 \rightarrow 35 \times R_A = 17.8375 \times R$$

$$R_A = 163.09\text{ KN} \quad R_B = 156.91\text{ KN}$$

$$M_D = 17.8375 \times R_A - 1.35 \times P \rightarrow M_D = 2693.12\text{ KN.m}$$

$$M_{max} = M_D \times bc \times \delta bc$$

Tableau VI-5:calcul du moment fléchissant du a la charge Bt

Voie chargée	P (KN)	M_D (KN.m)	bt	δbt	M_{max} (KN.m)
1	160	2693.12	1.2	1,054	3406.26
2-3-4	320	5386.24	1.2	1,06	6851.3

• **Calcul de l'effort tranchant :**

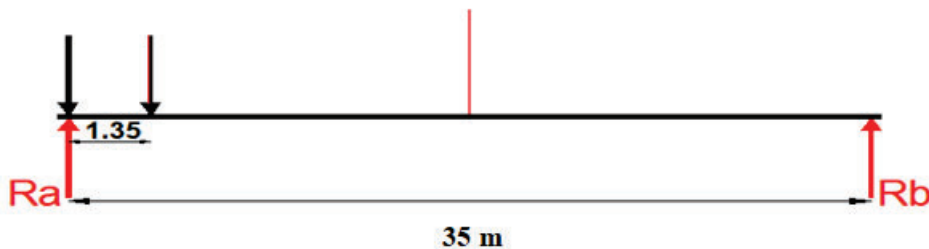


Figure VI-6:effort tranchant maximal du a la charge Bt

➤ **Calcul des réactions :**

$$R_A + R_B = 320\text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow 35 \times R_B = 1.35 \times P$$

$$R_B = 6.17\text{ KN} \quad R_A = 313.83\text{ KN}$$

$$\text{à } (x = 0) : T_0 = R_A = 313.83\text{ KN}$$

$$T_{max} = T_0 \times bc \times \delta bc$$

Tableau VI-6: calcul de l'effort tranchant de la charge Bt

Voie chargée	P (KN)	T0 (KN)	bt	δbt	Tmax (KN)
1	160	313.83	1.2	1,054	396.93
2-3-4	320	627.66	1.2	1,06	798.39

VI.5. CHARGE MC120:

- Calcul du moment fléchissant maximal:

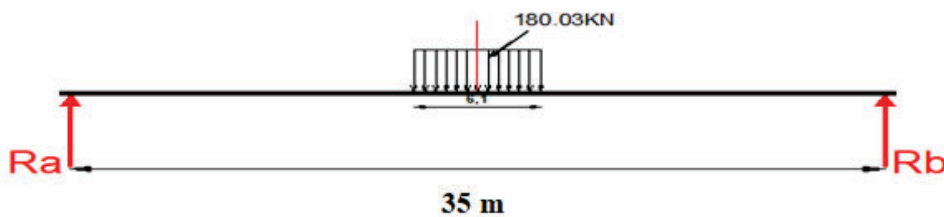


Figure VI-7: moment maximal du a la charge mc 120

➤ Calculs des réactions :

$$R_A + R_B = 1100 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_B = 0 \rightarrow 35 \times R_A = 17.5 \times 1100$$

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

$$M_D = 17.5 \times R_A - 180.03 \times 3.05 \times 1.525 \rightarrow M_D = 8787.64 \text{ KN.m}$$

$$M_{max} = M_D \times M_{c120}$$

Tableau VI-7: calcul du moment fléchissant du a la charge Mc120

Voie chargée	P (KN)	M_D (KN.m)	$\delta MC120$	Mmax (KN.m)
1	1100	8787.64	1.064	9350.05

• Calcul de l'effort tranchant :

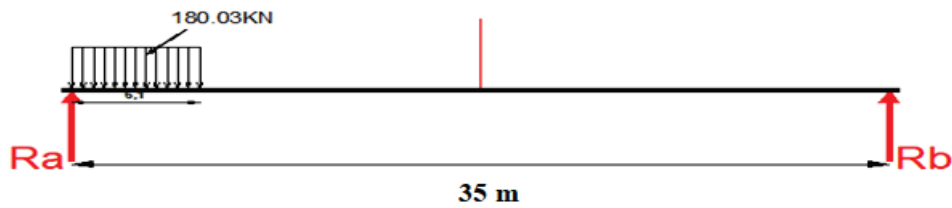


Figure VI-8:effort tranchant maximal du a la charge Mc120

➤ Calculs des réactions :

$$R_A + R_B = 1100 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/A = 0 \rightarrow 35 \times R_B = 1100 \times 3.05$$

$$R_B = 95.86 \text{ KN} \quad R_A = 1004.14 \text{ KN}$$

$$\text{à } (x = 0) : T_0 = R_A = 1004.14 \text{ KN}$$

$$T_{max} = T_0 \times \delta M_{C120}$$

Tableau VI-8: calcul de l'effort tranchant de la charge Mc120

Voie chargée	P(KN)	T0 (KN)	δM_{C120}	T_{max} (KN)
1	1100	1004.14	1.064	1074.54

VI.6. CHARGE D240:

• Calcul du moment fléchissant maximal:

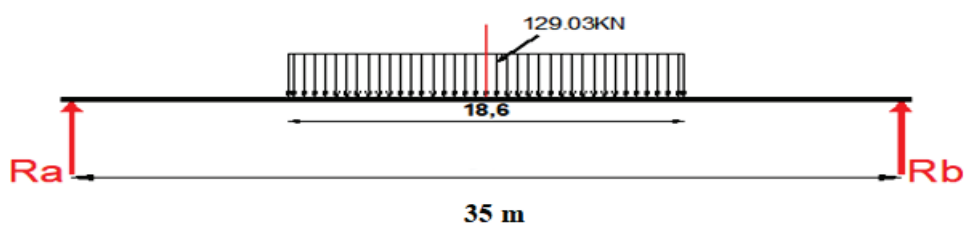


Figure VI-9:calcul du moment fléchissant du a la charge D240

➤ Calculs des réactions :

$$R_A + R_B = 2400 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_B = 0 \rightarrow 35 \times R_A = 17.5 \times 18.6 \times 129.03$$

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

$$M_D = 17.5 \times R_A - 129.03 \times 9.3 \times 4.65 \rightarrow M_D = 15420.1 \text{ KN.m}$$

• Calcul de l'effort tranchant :

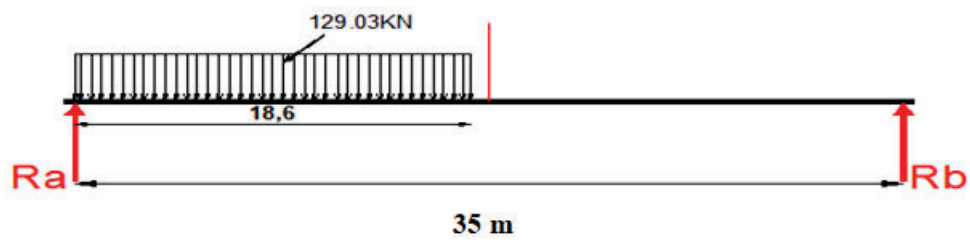


Figure VI-10:effort tranchant maximal du a la charge D240

➤ Calculs des réactions :

$$R_A + R_B = 2400KN$$

$$\Sigma M/A = 0 \rightarrow 35 \times R_B = 18.6 \times 129.03 \times 9.3$$

$$R_B = 637.7KN \quad R_A = 1762.3KN$$

$$\text{à } (x = 0) : T_0 = R_A = 1762.3 KN$$

Tableau VI-10 : les sollicitations des charges

Surcharge		M_{max} (KNm)	M_0	T_{max} (KN)	T_0
Charge permanentes		44474,05	5559,25	5082,75	635,34
A(L)	1 voie	5252,1875	656,52	600,25	75,03
	2 voies	10443,125	1305,39	1193,5	149,19
	3 voies	14180,906	1772,61	1620,675	202,58
BC	1 voie	4391,86	548,98	608,89	76,11
	2 voies	8112,57	1014,07	1124,73	140,59
	3 voies	10558,71	1319,84	1463,87	182,98
BT	1 voie	3406,26	425,78	396,93	49,62
	2 voies	6851,3	856,41	798,39	99,80
MC120		9350,05	1168,76	1074,54	134,32
D240		15420,1	1927,51	1762,3	220.29



CHAPITRE VII :
EFFORTS
LONGITUDINALES

VI.1. INTRODUCTION :

Après avoir évalué les efforts longitudinaux les plus défavorables en différentes sections, nous procédons à la répartition transversale de ces efforts sur les différentes poutres afin de trouver la poutre la plus sollicitée, pour cela nous utiliserons la méthode de Guyon-Massonnet.

Cette dernière est une méthode pratique de calcul des dalles ou de réseaux des poutres, largement employée pour le calcul des tabliers de ponts. Initialement développée pour les dalles isotropes. Elle a été ensuite étendue au cas des dalles orthotropes.

Elle consiste à transformer la structure réelle composée d'une dalle et d'un réseau de poutres en une dalle orthotrope d'épaisseur constante. Ensuite de déterminer le coefficient de répartition transversal $K\alpha$ dépend essentiellement du paramètre de torsion α , et d'entretoisement θ . Pour chaque effort on trace les lignes d'influence pour les différentes excentricités de charge et on retient la poutre la plus sollicitée.

VI.2. DETERMINATION DES PARAMETRES DE CALCUL :

La largeur active

b = demi-largeur de l'ouvrage

l : largeur de rive = 0.605m

b_0 : entraxe des poutres = 1.72m

n : nombres des poutres = 8

$$2b = (n - 1) \times b_0 + 2 \times l = 7 \times 1.72 + 2 \times 0.605 = 13.25 \text{ m}$$

$$b = 6.625 \text{ m}$$

VI.2.1. La position des poutres

$$P_i = \frac{0.86 + (i - 1)b_0}{b} \times b$$

$$P_1 = \frac{0.86 + (1 - 1) \times 1.72}{6.625} \times b = 0.129 b$$

$$P_2 = \frac{0.86 + (2 - 1) \times 1.72}{6.625} \times b = 0.389 b$$

$$P_3 = \frac{0.86 + (3 - 1) \times 1.72}{6.625} \times b = 0.649 b$$

$$P_4 = \frac{0.86 + (4 - 1) \times 1.72}{6.625} \times b = 0.908 b$$

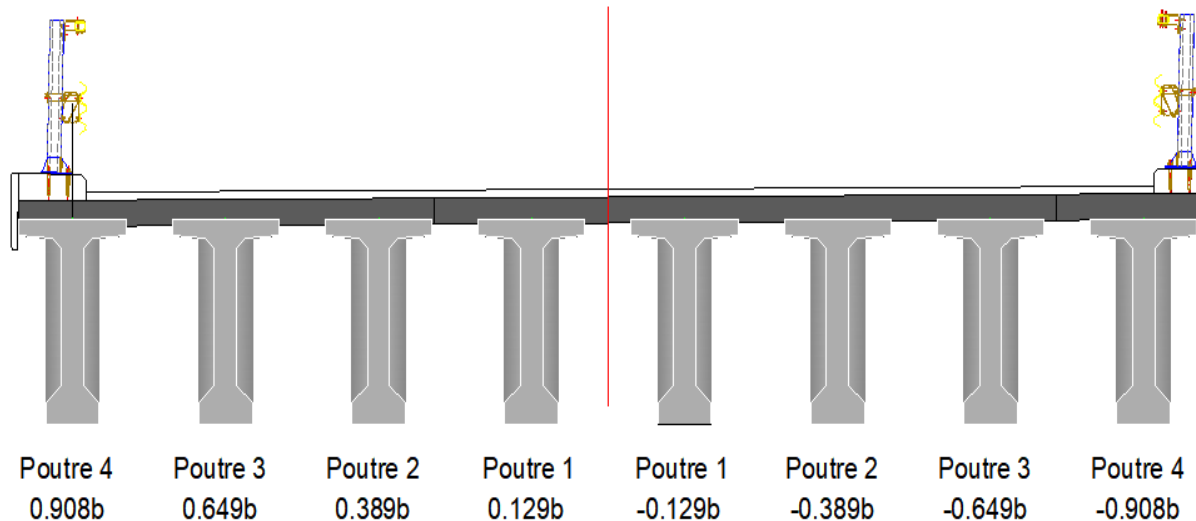


Figure VI-1:disposition des poutres

VI.2.2. Calcul des paramètres α et θ :

➤ Paramètre d’entretoisement θ :

$$\theta = \frac{b}{l} \times \sqrt{\frac{\rho_P}{\rho_E}}$$

Avec :

- ρ_P : la rigidité flexionnelle des poutres.
- ρ_E : la rigidité flexionnelle de la dalle.
- l : la portée de la poutre.

• La rigidité flexionnelle des poutres :

$$\rho_P = \frac{I_p \times E}{b_0}$$

Avec :

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

- I_0 : le moment d’inertie de la section d’about ➔ $I_0 = 47652423 \text{ cm}^4$
- I_m : le moment d’inertie de la section à médiane ➔ $I_m = 38033671 \text{ cm}^4$

$$I_p = I_0 + \frac{8(I_m - I_0)}{3\pi} \quad \rightarrow \quad I_p = 39487773 \text{ cm}^4$$

$$\rho_P = \frac{I_p \times E}{b_0} \quad \rightarrow \quad \rho_P = 229580 \text{ E}$$

• La rigidité flexionnelle de la dalle :

$$\rho_E = \frac{I_E \times E}{b}$$

Avec:

$$I_E = I_D = \frac{b \times h_0^3}{12}$$

- I_D : Moment d'inertie de La dalle.
- $b = 1m$
- h_0 : Épaisseur de la dalle

$$I_D = \frac{100 \times 25^3}{12} \quad \rightarrow \quad I_D = 130208.33 \text{ cm}^4$$

$$\rho_E = \frac{I_E \times E}{b} \quad \rightarrow \quad \rho_E = 1302.08E$$

Alors :

$$\theta = \frac{b}{l} \times \sqrt[4]{\frac{\rho_P}{\rho_E}} \quad \rightarrow \quad \theta = 0.69$$

➤ Paramètre de torsion α :

$$\alpha = \frac{\gamma_P + \gamma_E}{2 \times \sqrt{\rho_P \times \rho_E}}$$

Avec :

- γ_P : Rigidité torsionnelle de la poutre
- γ_E : Rigidité torsionnelle de la dalle

• **Calcul de la rigidité torsionnelle de la poutre**

$$\gamma_p = \frac{c_p}{b_0}$$

$$c_p = \frac{G}{3} \left(\sum b_i \times h_i^3 + \frac{b_0 \times h_0^3}{2} \right)$$

Avec :

- b_0 : entraxe des poutres
- h_0 : hauteur de la dalle

➤ La section équivalente :

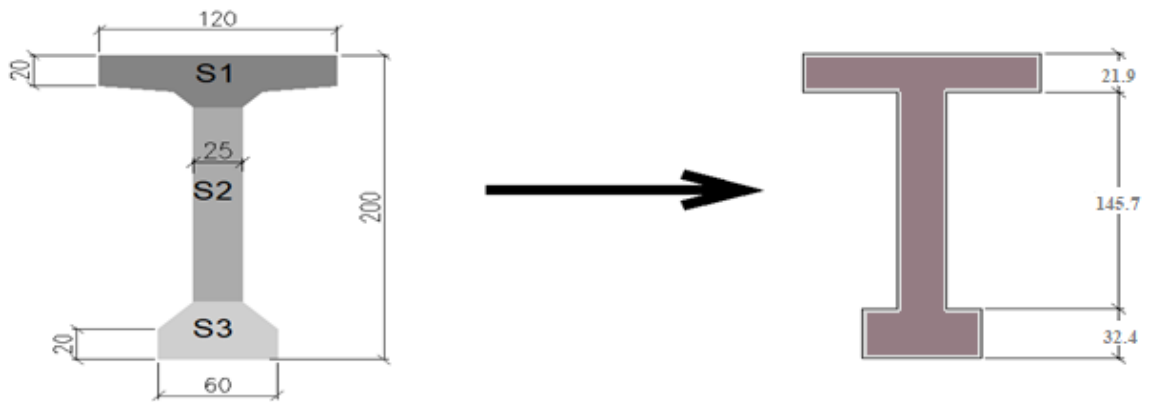


Figure VI-2: la poutre équivalente.

$$\begin{aligned}
 S1 &= 2630 \text{ cm}^2 & h1 &= S1/120 & \rightarrow & h1 = 21.9 \text{ cm} \\
 S3 &= 1944 \text{ cm}^2 & h3 &= S2/60 & \rightarrow & h3 = 32.4 \\
 & & h2 &= 200 - h1 - h3 & \rightarrow & h2 = 145.7
 \end{aligned}$$

$$\text{On a: } G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad \text{avec : } \nu = 0.2 \quad \rightarrow \quad G = 0.416E$$

$$c_p = \frac{0.416E}{3} \left[(120 \times 21.9^3) + (60 \times 32.4^3) + (145.7 \times 25^3) + \left(\frac{172 \times 25^3}{2} \right) \right]$$

$$c_p = 959775.93 E$$

$$\gamma_p = \frac{c_p}{b_0} \quad \rightarrow \quad \gamma_p = 5580.09 E$$

• Calcule Rigidité torsionnelle de la dalle

$$\gamma_p = \frac{c_E}{b}$$

$$\text{Avec : } b = 1m$$

$$c_E = 2GI_D \quad \rightarrow \quad c_E = 2 \times 0.416E \times 130208.33 = 108333 E$$

$$\gamma_E = \frac{c_E}{b} \quad \rightarrow \quad \gamma_E = 1083.33 E$$

Alors :

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2 \times \sqrt{\rho_P \times \rho_E}} \quad \rightarrow \quad \alpha = \frac{5580.09 E + 1083.33 E}{2 \times \sqrt{229580 E \times 1302.08 E}}$$

$$\alpha = 0.193$$

VI.3. LA REPARTITION DU MOMENT FLECHISSANT :

VI.3.1. Evaluation des coefficients de répartition :

Le coefficient de répartition du moment fléchissant $K\alpha$ dépend des paramètres α et θ et des excentricités des poutres et des charges.

Les valeurs de K pour dans le cas de θ entre (0 et 2), sont consignée dans les tableaux de **MASSONET**.

Pour un calcul rigoureux de K dans le cas α ($0 < \alpha < 1$) on utilisera les formules d'interpolation de SATTLE.

Si $0 \leq \theta \leq 0,1$: $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \times \alpha^{0.05}$

Si $0,1 \leq \theta \leq 1$: $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \times \alpha^\beta$ avec $\beta = 1 - e^{\frac{0.065 - \theta}{0.665}}$

Si $1 \leq \theta \leq 2$: $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \times \alpha^{0.5}$

Tableau VI-1:coefficients de répartition $K\alpha$ des poutres

$\theta = 0.69$		$K_{\alpha=0.193}$							
$e \backslash Y$	$-b$	$-3b/4$	$-b/2$	$-b/4$	0	$b/4$	$b/2$	$3b/4$	b
Poutre1 0.86m	0,1246	0,4734	0,8341	1,1855	1,4413	1,4631	1,2473	0,7826	0,6084
Poutre2 2.58m	-0,1266	0,1587	0,4665	0,8118	1,1802	1,4959	1,6287	1,4367	1,4427
Poutre3 4.3m	-0,2442	-0,0556	0,1596	0,4377	0,8126	1,2933	1,8304	2,3105	2,7009
Poutre4 6.02m	-0,3047	-0,2205	-0,1074	0,0859	0,4311	1,0070	1,8730	3,0211	4,3381

VI.3.2. Construction des lignes d'influence.

On trace pour chaque poutre la ligne d'influence représentée par ces coefficients de répartition. L'ordonnée de chaque point du diagramme représente la valeur de $K\alpha$ pour cette poutre quand une charge unitaire serait placée sur son abscisse.

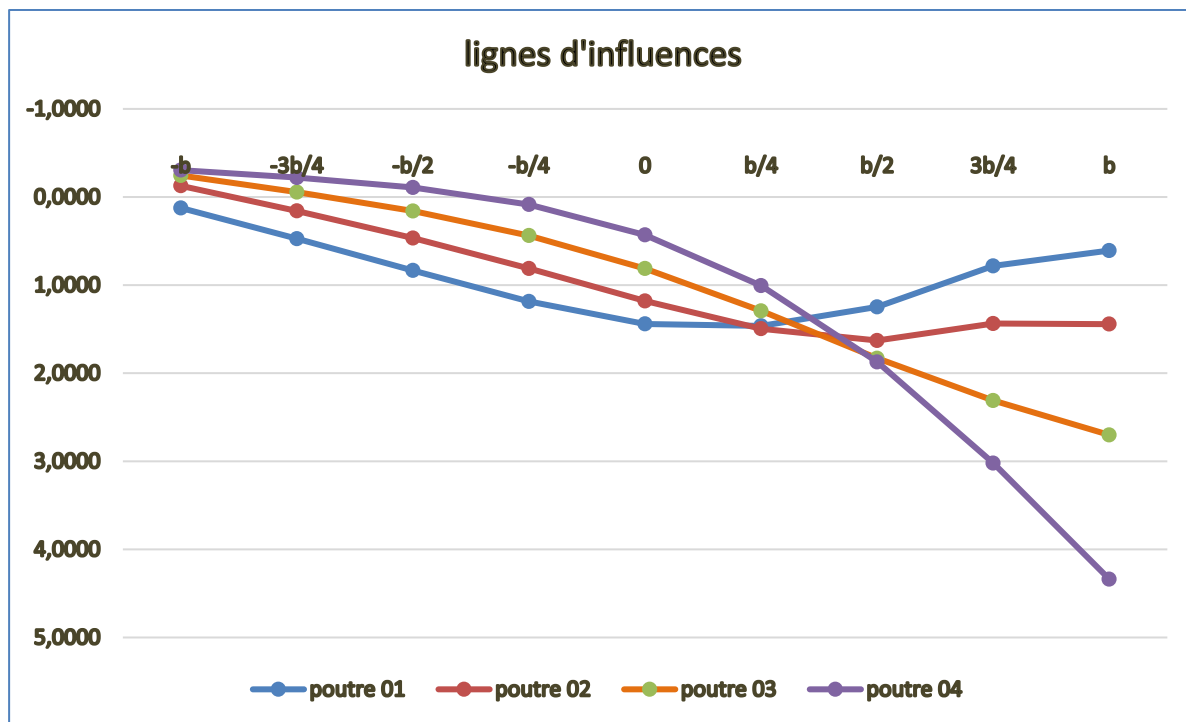


Figure VI-3:Lignes d'influences des poutres.

VI.3.3. Calcul de coefficient $K_{\alpha moy}$:

- Pour les surcharges concentrées :

$$K_{\alpha moy} = \frac{\sum K_{\alpha}}{n}$$

Avec :

n : Le nombre des charges

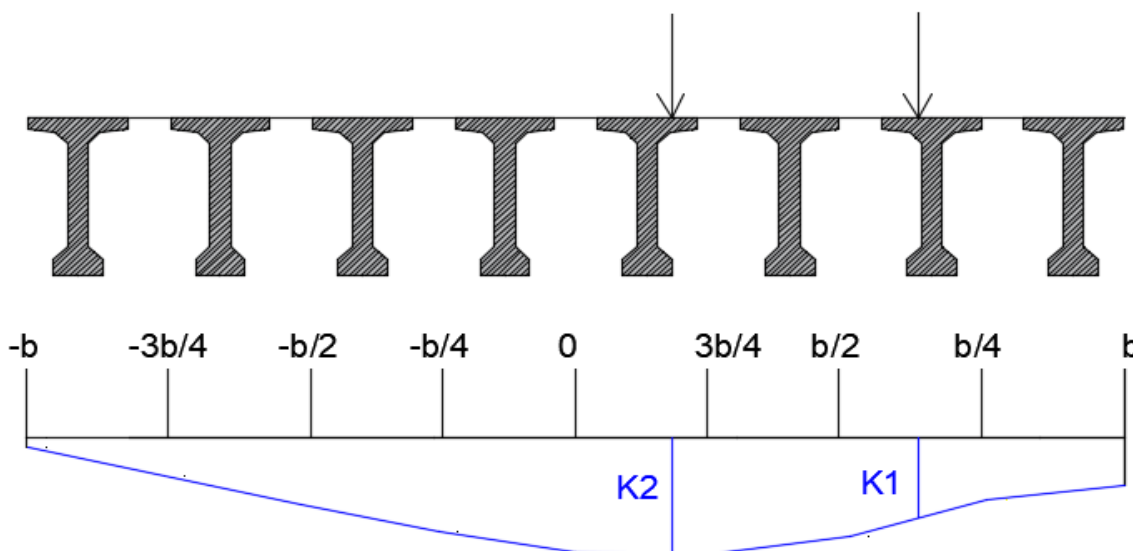


Figure VI-4 : calcul de $K_{\alpha moy}$ cas d'une charge concentrée

• Pour les surcharges uniformément réparties :

$$K_{\alpha \text{ moy}} = \frac{S}{l}$$

Avec :

- *S*: Surface de la ligne d'influence surchargée
- *l*: Largeur chargée

La surface de la ligne d'influence surchargée est calculée à l'aide du logiciel AUTOCAD. Après la détermination de $K_{\alpha \text{ moy}}$ on passe à calculer les moments fléchissent réels dans chaque poutre par la formule suivante :

$$M_p = K_{\alpha \text{ moy}} \times M_0$$

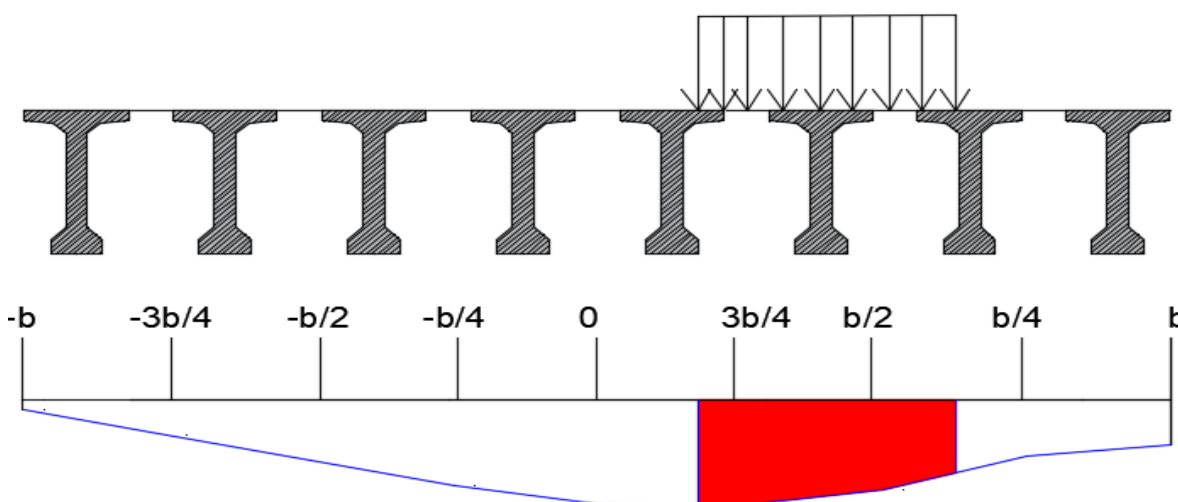


Figure VI-5 : calcul de $K_{\alpha \text{ moy}}$ cas d'une charge répartie

Tableau VI-2: Valeurs des moments dans les poutres pour les différentes charges

Surcharge		M_{max} (KNm)	M_0	Poutre 1		Poutre 2	
				$K_{\alpha \text{ moy}}$	M_p	$K_{\alpha \text{ moy}}$	M_p
Charge permanentes		44474,05	5559,25	1	5559,25	1	5559,25
A(L)	1 voie	5252,19	656,52	1,1316	742,92	1,5360	1008,42
	2 voies	10443,13	1305,39	1,2486	1629,91	1,3397	1748,83
	3 voies	14180,91	1772,61	1,0758	1906,98	1,0217	1811,08
BC	1 voie	4391,86	548,98	0,9366	514,18	1,5158	832,15
	2 voies	8112,57	1014,07	1,1502	1166,38	1,5100	1531,25
	3 voies	10558,71	1319,84	1,2132	1601,23	1,3705	1808,84
BT	1 voie	3406,26	425,78	0,9849	419,33	1,5284	650,77
	2 voies	6851,30	856,41	1,1964	1024,57	1,4655	1255,07
MC120		9350,05	1168,76	1,1357	1327,36	1,4641	1711,18
D240		15420,10	1927,51	1,3912	2681,56	1,4797	2852,14

Surcharge		Mmax (KNm)	M ₀	Poutre 3		Poutre 4	
				K _{amoy}	M _P	K _{amoy}	M _P
Charge permanentes		44474.05	5559,25	1	5559,25	1	5559,25
A(L)	1 voie	5252,19	656,52	1,8835	1236,56	2,0939	1374,69
	2 voies	10443,13	1305,39	1,3470	1758,36	1,2778	1668,03
	3 voies	14180,91	1772,61	0,9472	1679,02	0,8075	1431,39
BC	1 voie	4391,86	548,98	2,1931	1203,97	2,8163	1546,10
	2 voies	8112,57	1014,07	1,8237	1849,36	2,0575	2086,45
	3 voies	10558,71	1319,84	1,4651	1933,70	1,5038	1984,77
BT	1 voie	3406,26	425,78	2,1274	905,81	2,5833	1099,92
	2 voies	6851,30	856,41	1,6757	1435,09	1,7777	1522,44
MC120		9350,05	1168,76	1,7758	2075,48	1,9793	2313,32
D240		15420,10	1927,51	1,3743	2648,98	1,1743	2263,48

• Valeurs des moments fléchissent sous combinaison d'action :

➤ Combinaison ELS :

Tableau VI-3: Valeurs du moment sous les combinaisons de l'ELS

Combinaisons	Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3	Poutre 4
G+1,2A(l)	7829,77	7714,70	7651,44	7543,04
G+1,2Bc	7462,87	7712,01	7861,84	8045,14
G+1,2Bt	6770,88	7047,49	7263,51	7368,34
G+Mc120	6868,76	7252,58	7616,88	7854,72
G+D240	8222,96	8411,40	8190,38	7804,88

➤ Combinaison ELU :

Tableau VI-4: Valeurs des moments sous les combinaisons de l'ELU

Combinaisons	Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3	Poutre 4
1,35G+1,6A(l)	10532,06	10378,62	10294,27	10149,74
1,35G+1,6Bc	10042,86	10375,04	10574,81	10819,22
1,35G+1,6Bt	9120,20	9489,01	9777,04	9916,80
1,35G+1,35Mc120	9272,82	9790,98	10282,79	10603,87
1,35G+1,35D240	11100,99	11355,38	11057,02	10536,59

VI.3.4. CONCLUSION :

La poutre la plus sollicitée c'est la poutre 02 sous la combinaison :

A ELS G+D240 = 8411.40 KN.m

A ELU 1.35G+1.35D240= 11355.38 KN.m

VI.4. MODELISATION DU TABLIER

Dans le but de comparer et s’assurer des résultats obtenus par la méthode de Guyon-Massonnet on a opté a modélisé notre ouvrage à l’aide d’un logiciel de calcul automatique « Autodesk Robot Structural Analysais Professional 2019 ». Cette modélisation vise à développer un modèle qui puisse décrire Il se rapproche plus ou moins du fonctionnement de la structure dans différentes conditions

VI.4.1. LES ETAPES DE LA MODELISATION

Etant donné que l’ouvrage isostatique avec 08 travées indépendantes, on étudiera une seule travée (une dalle de 25 cm d’épaisseur avec 8 poutres).

- La modélisation de l’ouvrage passe par les étapes suivantes :
 - La déclaration des lignes de constructions.
 - La déclaration des nœuds.
 - Relier les nœuds soit par des éléments rectilignes (Barre), soit par des éléments plaques.
 - Définition de différentes caractéristiques des matériaux (Acier, Béton).
 - Définition et affectation des différentes sections.
 - Définition et affectation des différentes charges et surcharges.
 - Définition des différentes combinaisons de charges.
 - Définir l’appui correspondant au fonctionnement de la structure.
 - Analyse sous les différentes combinaisons de charges.
 - L’exploitation des résultats obtenus.

VI.4.2. LES COMBINAISONS DE CHARGES :

ELS	ELU
$G + 1.2A(L)1 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$	$1.35 G + 1.6 (AL)1 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$
$G + 1.2A(L)2 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$	$1.35 G + 1.6 (AL)2 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$
$G + 1.2A(L)3 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$	$1.35 G + 1.6 (AL)3 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$
$G + 1.2BC1 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$	$1.35 G + 1.6 BC1 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$
$G + 1.2BC2 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$	$1.35 G + 1.6 BC2 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$
$G + 1.2BC3 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$	$1.35 G + 1.6 BC3 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$
$G + 1.2BT1 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$	$1.35 G + 1.6 BT1 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$
$G + 1.2BT2 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$	$1.35 G + 1.6 BT2 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$
$G + Mc120 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$	$1.35 G + 1.35D240 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$
$G + D240 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$	$1.35 G + 1.35Mc120 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$

Tableau VI-5:Combinaisons des charges.

VI.4.3. RESULTAT DE CALCULE :

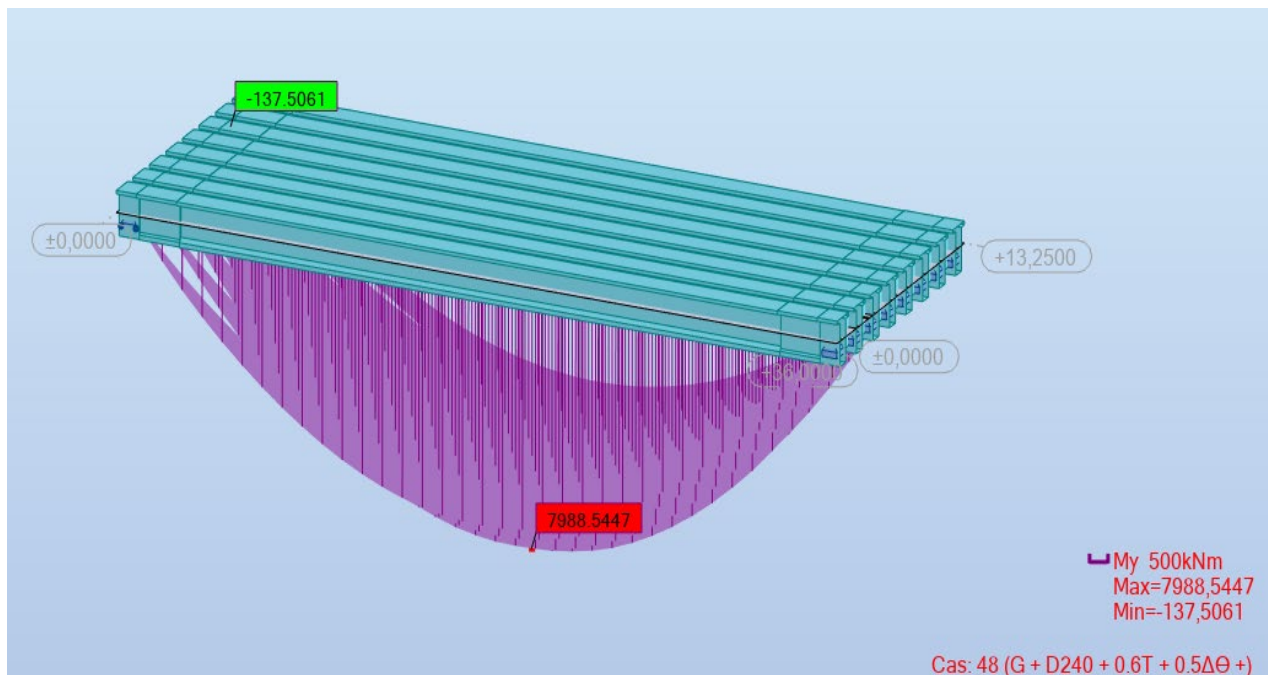


Figure VI-6:: Moment fléchissant max à l'ELS sous la combinaison (G+D240+0.6T+0.5Δθ)

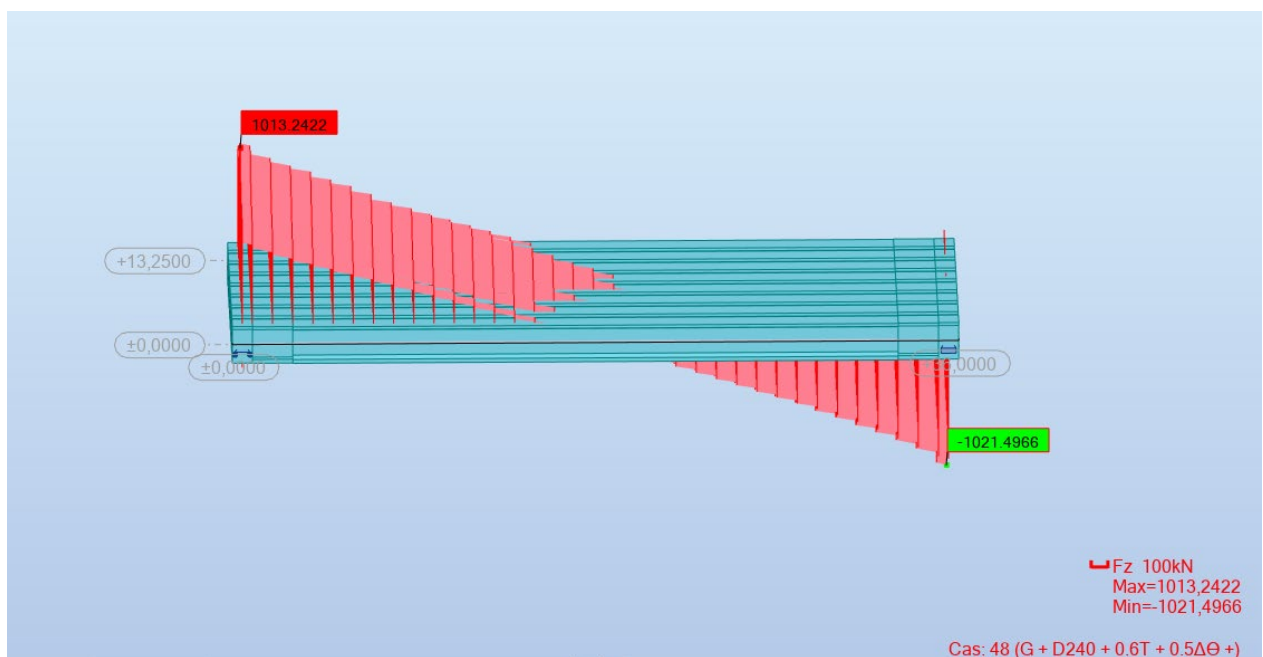


Figure VI-7:effort tranchant max a l'ELS sous la combinaison (G+ D240 +0.6T+0.5Δθ):

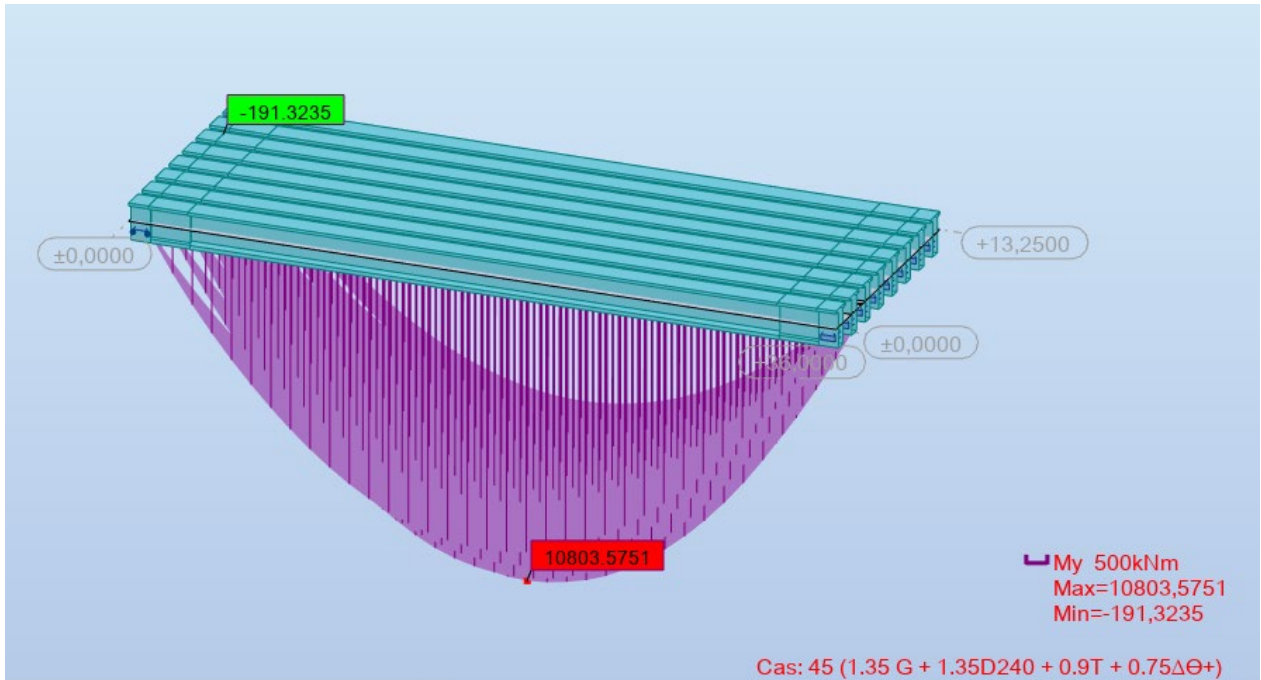


Figure VI-8: Moment fléchissant max à l'ELU sous la combinaison $(1.35G+1.35D240+0.9T+0.75\Delta\theta)$.

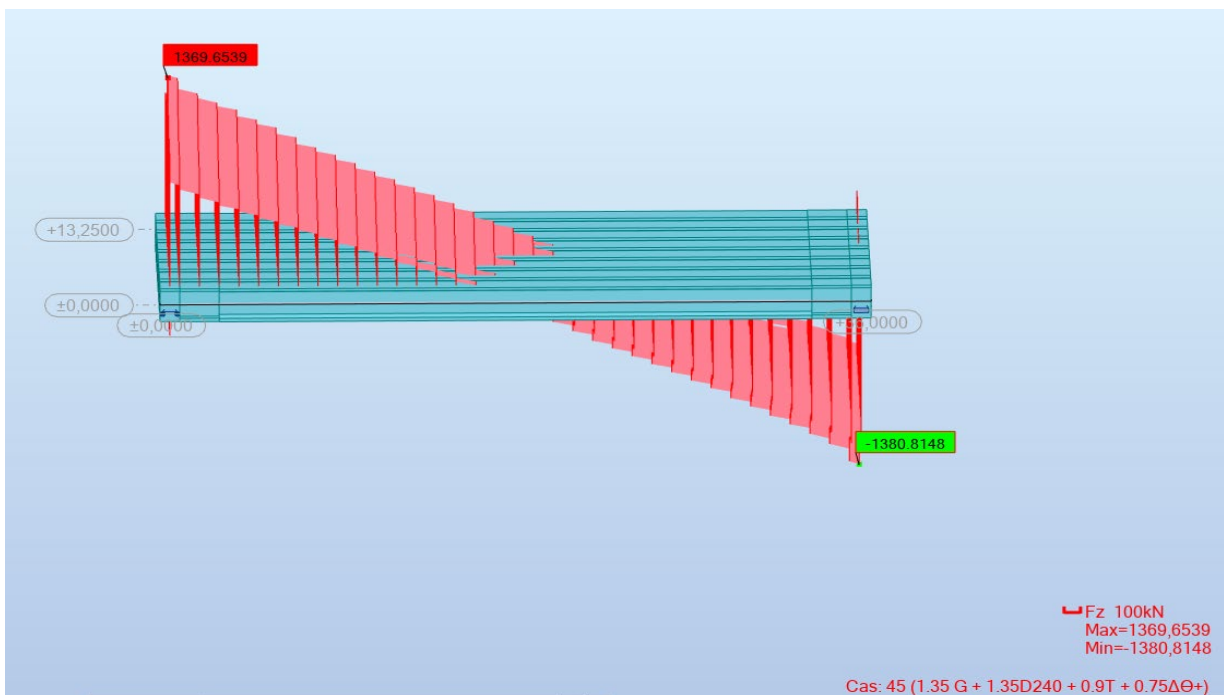


Figure VI-9: efforts tranchants max à l'ELU sous la combinaison $(1.35G+1.35D240+0.9T+0.75\Delta\theta)$

VI.4.4. COMPARISON DES RESULTAS :

- à l'ELS sous la combinaison (G+D240) :

$$\frac{M_{GM} - M_{robot}}{M_{robot}} = \frac{8411.40 - 7988.54}{7988.54} = 0.0529 = 5.29\%$$

- à l'ELU sous la combinaison (G+D240) :

$$\frac{M_{GM} - M_{robot}}{M_{robot}} = \frac{11355.38 - 10803.57}{10803.57} = 0.051 = 5.1\%$$

VI.5. CONCLUSION

En comparant Les résultats obtenues par la méthode de Guyon Massonnet le calcul numérique (logiciel robot) en remarque que la différence entre les deux méthodes ne dépasse pas 10%. Donc le calcul analytique est fiable



**CHAPITRE VIII :
ETUDE DE LA
PRECONTRAINTE**

VIII.1. Introduction :

Comme le béton armé, le béton précontraint associe béton et armatures, mais il s'en différencie de façon fondamentale dans son principe. En 1928, Eugène Freyssinet eut l'idée géniale qui révolutionna le monde de la construction en permettant au béton de ne travailler qu'en compression. Il venait d'inventer le béton précontraint. Dans ce chapitre nous allons faire une étude approfondie de la précontrainte.

VIII.2. LE PRINCIPE DU BETON PRECONTRAINTE :

La précontrainte a pour objectif, en imposant aux éléments un effort de compression axial judicieusement appliqué, de supprimer (ou fortement limiter) les sollicitations de traction dans le béton. Cette précontrainte peut être :

- Une précontrainte partielle : autorisation des contraintes de traction limitées.
- Une précontrainte totale : élimination totale des contraintes de traction.

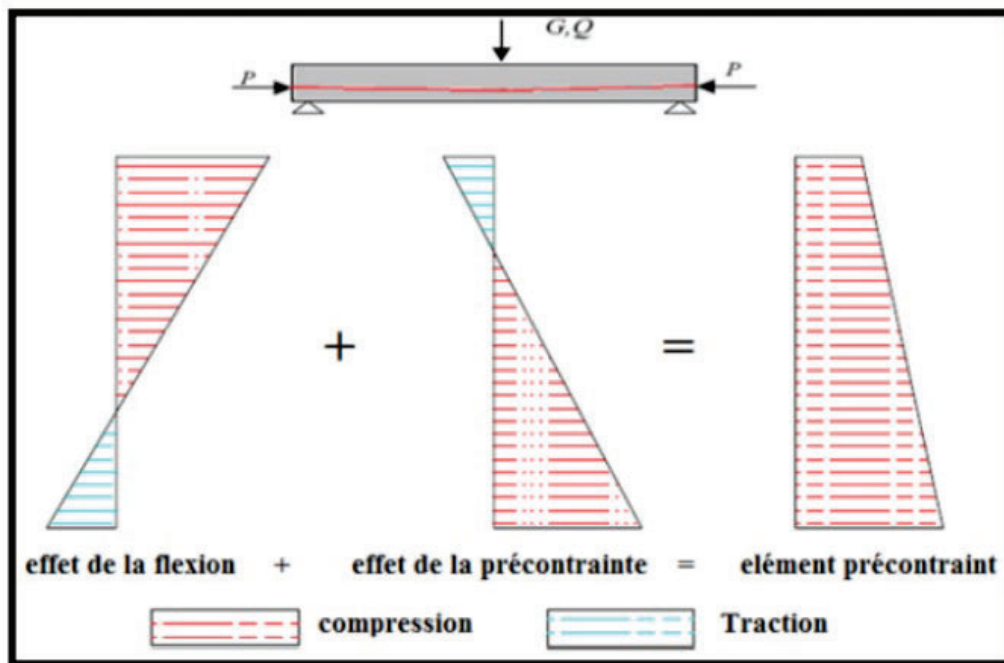


Figure VII-1 : Principe du précontraint

Pour réaliser l'opération de précontrainte, il existe deux possibilités

- Précontrainte par post-tension.
- Précontrainte par pré-tension.

VII.2.1 Précontrainte par post-tension :

Ce procédé consiste à tendre les câbles de précontrainte, après coulage et durcissement du béton, en prenant appui sur la pièce à comprimer. Cette technique est utilisée pour les ouvrages importants est, généralement, mise en œuvre sur chantier.

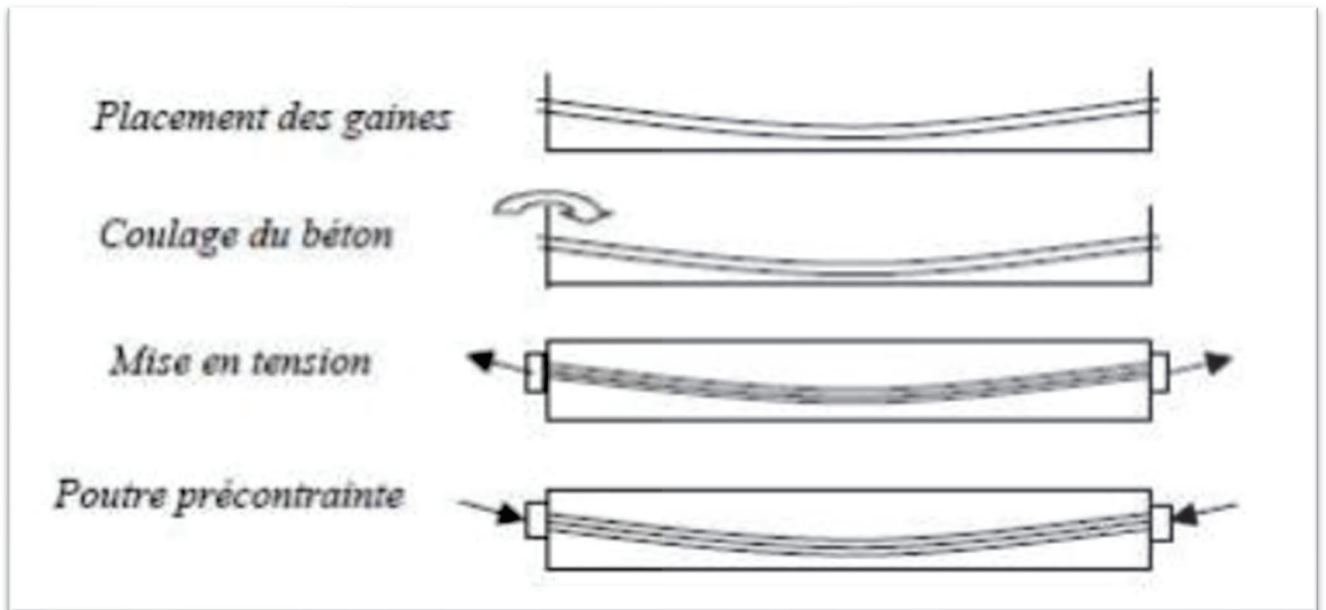


Figure VII-2 : La Précontrainte par post-tension

VII .2.2Précontrainte par pré-tension :

Une poutre est précontrainte par pré-tension lorsque la mise en tension des aciers durs de précontrainte est effectuée avant le bétonnage de la poutre

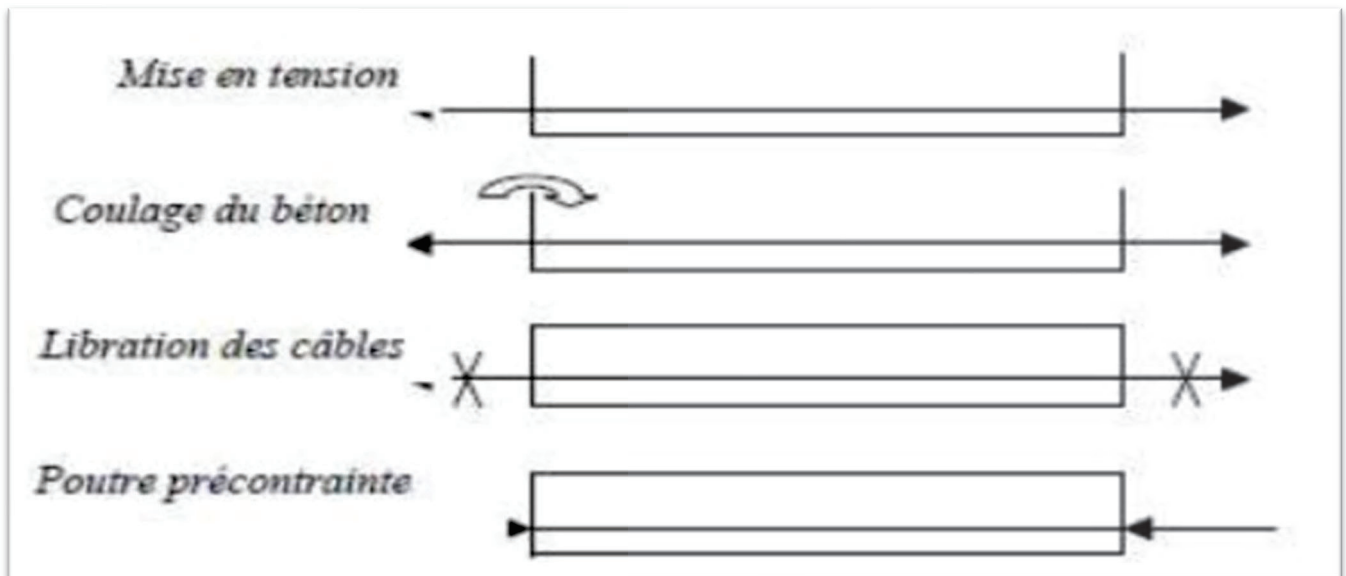


Figure VII-3:La Précontrainte par pré-tension

VII 2.3 Etapes générales de réalisation :

- Placement des gaines dans le coffrage.
- Coulage du béton.
- Après le durcissement du béton, la mise en tension des câbles.
- Le blocage se fait par différents systèmes de cales sur une zone de béton fretté
- L'injection d'un coulis de ciment. L'injection est une opération extrêmement importante, car elle assure un double rôle:

1) La protection des armatures de précontrainte contre la corrosion.

2) L'amélioration de l'adhérence entre les armatures et les gaines.

L'opération de l'injection doit être réalisée dès que possible après la mise en tension des armatures.

Le produit d'injection doit répondre aux impératifs suivants:

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

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

a)- Dispositif d'ancrage: on distingue, principalement, deux types d'ancrage:

Ancrage actif : situé à l'extrémité de la mise en tension.

Ancrage passif (ancrage mort) : situé à l'extrémité opposée à la mise en tension.

b)- Les coupleurs: dispositif permettant les prolongements des armatures.

c)- Matériels de mise en tension: vérins, pompes d'injection, pompe d'alimentation des vérins etc.

d)- Les accessoires: gaines, tubes d'injection etc

VIII.3. Dimensionnement de la précontrainte :

Tableau VII:1: Les caractéristique de la section d'about

		About	
	Poutre seule		Poutre+dalle
$B (m^2)$	1,30		1,73
$v' (m)$	1,07		1,30
$v (m)$	0,93		0,95
$I_G (m^4)$	0,48		0,84
$i^2 (m^2)$	0,37		0,49
ρ	0,37		0,39

Tableau VII:2 : Les caractéristique de la section médiane

		Médiane	
	Poutre seule		Poutre+dalle
$B (m^2)$	0,78		1,21
$v' (m)$	1,10		1,50
$v (m)$	0,90		0,75
$I_G (m^4)$	0,38		0,67
$i^2 (m^2)$	0,49		0,55
ρ	0,49		0,49

Avec :

- B : l'aire de la section.
- Ω : périmètre de la section.
- v' et v : les distance entre les fibres extrêmes et le centre de gravité. ($v' + v = h$).
- I_G : le moment d'inertie.
- ρ : le rendement géométrique ; $\rho = I/(B \times v' \times v)$

Tableau VII:3 : Données de calcul

Données de l'ouvrage		Caractéristiques du béton	
H (p)	2 m	f_{csup}	35 MPa
H(P+D)	2,25 m	f_{cinf}	27 MPa
L poutre	36 m	f_{t28}	2,7 MPa
L porté	35 m	σ_{bc}	21 MPa
N poutres	8	σ_{bt}	-4,05 MPa
E_{dalle}	0,25 m	Résultats logiciel	
E_c	0,03 m	M_{gp}	2,95 MN.m
λ	1,72 m	M_{max}	7,989 MN.m
LT.cm	1,2 m	M_{min}	5,384 MN.m
b_{about}	0,6 m	V_M	1,013 MN.m
		V_m	0,625 MN.m

Tableau VII:4 : Caractéristiques des câbles 12T15

Cable	15	A_p (mm ²)	0,00168m ²	D gaine	0,08m	μ_0	0,43
Nombre Toron	12	f_{prg}	1770MPa	f	0,18(rd-1)	ρ_{1000h}	2,5
Ap 1 toron	140mm ²	F_{p0}	210,6KN	ϕ	0,002	E_p	190000MPa
Ap 1 toron (m ²)	0,00014m ²	f_{peg}	1593MPa	g	6mm	f_e	500MPa

VIII.4. Étude de la précontrainte :

VIII.4.1. Valeur minimale de la précontrainte :

$$P_{min} = \max \{PI ; PII\}$$

Tel que :

- $PI = \frac{B \times V \times V'}{I \times (V + V')} \times (M_{max} - M_{min}) = 2.35MN$
- $PII = \frac{M_{max}}{\frac{I}{B \times V' + V' - d'}} = 4.86MN.$

$$d' = 0.1 \times \text{Hauteur} (p + d)$$

Alors $P_{min} = 4.86MN.$

Tableau VII:5 : Evaluation de P_{min}

Détermination de PMIN			
σ_{bt2}	-4,05 MPa	PI	2,35 MN
σ_{bt1}	-2,70 MPa	PII	4,86 MN
d'	0,23 m	PMIN	4,86 MN

VIII.4.2. Détermination du nombre des câbles :

P_0 : effort de précontrainte limite qu'un câble 1T15 peut créer

$$P_0 = 2.38MN.$$

$$D'où, n \geq \frac{P_{min}}{75\% \times P_0} = \frac{4.86}{2.38 \times 0.75} = 2.72$$

Tableau VII:6: Détermination du nombre de câble

ΔP_0	25%	Donc on opte pour 3 câbles de 12 T15 Classe 1770
P_0	2.38 MN	
$n \geq$	2,72	

VIII.4.3. Vérification des contraintes :

La vérification des contraintes se fait en classe II, selon quatre phases.

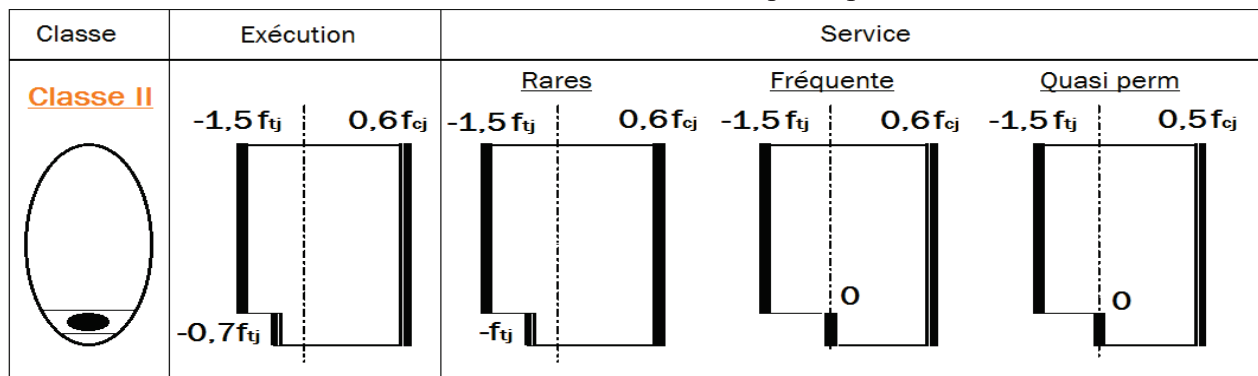


Figure VII-4 : Vérification des contraintes.

En service (combinaisons rares) :

$$\sigma_{bt1} = -1.5f_{tj} \leq \sigma_{sup} \leq 0.6f_{cj} = \sigma_{bc} \quad \text{Fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{bt2} = -f_{tj} \leq \sigma_{inf} \leq 0.6f_{cj} = \sigma_{bc} \quad \text{Fibre inférieure.}$$

En réalisation :

$$\sigma_{bt1} = -1.5f_{tj} \leq \sigma_{sup} \leq 0.6f_{cj} = \sigma_{bc} \quad \text{Fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{bt2} = -0.7f_{tj} \leq \sigma_{inf} \leq 0.6f_{cj} = \sigma_{bc} \quad \text{Fibre inférieure.}$$

Avec :

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

Le calcul numérique est fait à l'aide de L'Excel d'où,

Tableau VII:7: caractéristiques et résultats de chaque vérification des contraintes

Première phase : Après 7 jours		Deuxième phase : Après 28 jours	
Mise en tension des câbles à 50% Les pertes sont estimées à 5%		Mise en tension des câbles à 100% Les pertes sont estimées à 10%	
f_{c7}	23,18	f_{c7}	35,00
f_{t7}	1,99	f_{t7}	2,70
σ_{bt2}	-1,39	σ_{bt2}	-1,89
σ_{bt1}	-2,99	σ_{bt1}	-4,05
σ_{bc}	13,91	σ_{bc}	21,00
$\Delta P =$	5	$\Delta P =$	10
n câble	3	n câble	3

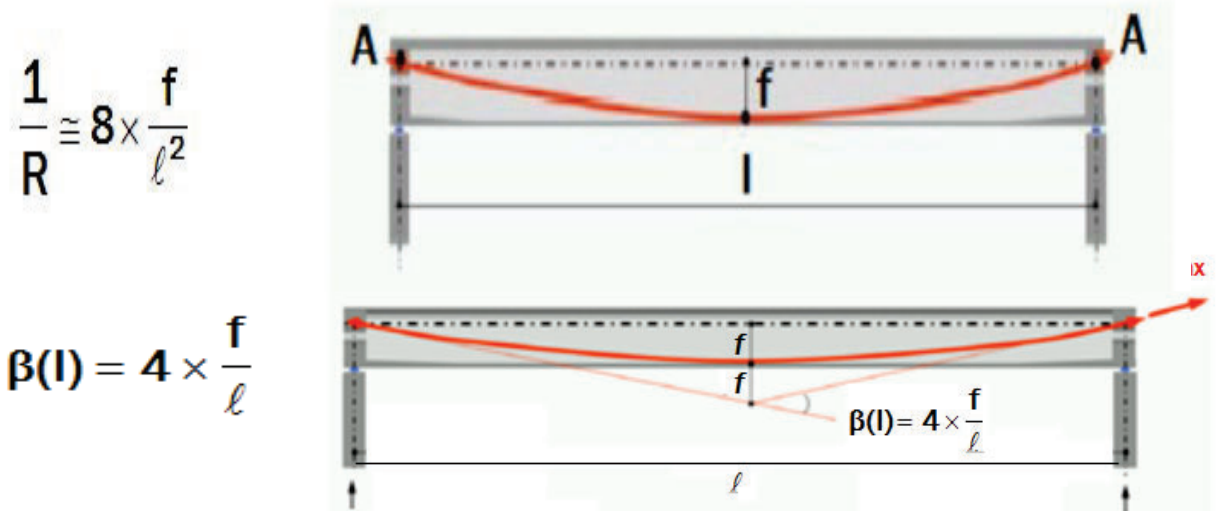
3ème phase : Apres coulage de la dalle		Quatrième phase : En service	
Mise en tension des câbles à 100% Les pertes sont estimées à 15%		Mise en tension des câbles à 100% Les pertes sont estimées à 25%	
f_{c7}	35,00	f_{c7}	35,00
f_{t7}	2,70	f_{t7}	2,70
σ_{bt2}	-1,89	σ_{bt2}	-2,70
σ_{bt1}	-4,05	σ_{bt1}	-4,05
σ_{bc}	21,00	σ_{bc}	21,00
$\Delta P =$	15	$\Delta P =$	25
n câble	3	n câble	3

Tableau VII:8:Estimation des contraintes et interprétation des résultats

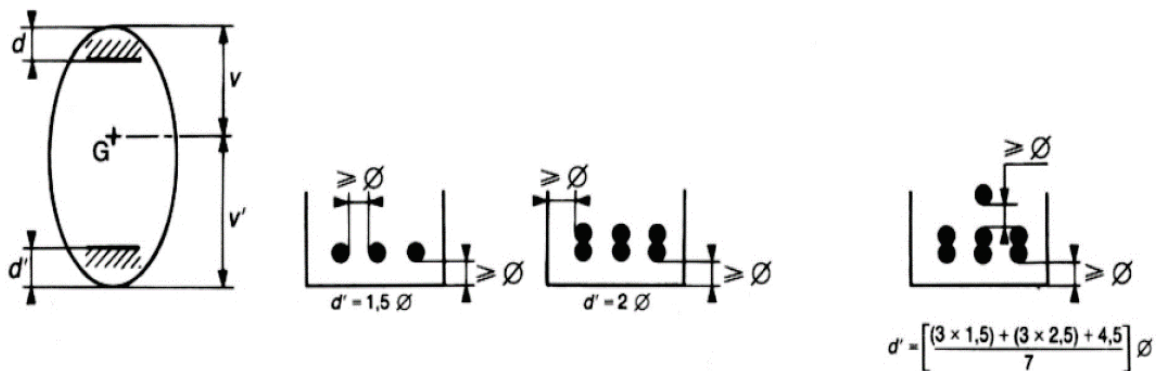
	e_0 (m)	M (MN.m)	P (MN)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	Observation
Phase 1	0,88	2,95	3,39	4,32	4,38	C.V
Phase 2	0,88	2,95	6,42	1,92	15,95	C.V
Phase 3	1,28	5,18	6,07	2,15	10,73	C.V
Phase 4	1,28	7,99	5,35	5,29	1,82	C.V

VIII.4.4. Tracé et dispositions constructives :

La géométrie des câbles est essentiellement parabolique avec une partie rectiligne de 1m



La disposition des gaines doit respecter les normes suivantes :



$\phi = 8$ mm (diamètre de la gaine).

VIII.4.5. Détermination de l'angle de relevage :

L'angle de relevage ($x=0$) est appliqué sur le câble sur une distance de 1 à 1.20 m à partir de son ancrage et peut être déterminé par la formule suivante :

$$\sin^{-1} \left(\frac{V_M - \bar{V}}{P} \right) \leq \alpha \leq \sin^{-1} \left(\frac{V_M + \bar{V}}{P} \right)$$

Avec :

- V_M : Effort tranchant en charge sous combinaison (G+D240) ;
- V_m : Effort tranchant à vide sous combinaison (G) ;
- \bar{V} : Effort tranchant limite que peut supporter la section d'about : $\bar{V} = \bar{\tau} \times bn \times 0.8 \times h$
- $\bar{\tau}$: Contrainte tangentielle limite en ELS : $\bar{\tau} = \sqrt{0.4ft * (ftj + \frac{2\sigma_x}{3})}$
- σ_x : Contrainte normale au niveau de la fibre normale : $\sigma_x = \frac{P}{Bn}$
- $B_{n(P+D)}$: Surface nette de la section about + dalle : $B_{n(P+D)} = B_{(P+D)} - n \times (\frac{\pi\phi^2}{4})$
- b_n : Largeur net de la section d'about : $b_n = b_{about} - (n \times \phi)$
- n : Nombre de gaine par lit.
- ϕ : Diamètre de la gaine.

Tableau VII:9:Tableau récapitulatif de calcul de l'angle de relevage.

b_n	$B_{n(P+D)}$	P	σ_x	$\bar{\tau}$	\bar{V}
0,52 m	1,71 m ²	5,35 MN	3,12 MPa	2,51 MPa	2,35 MPA

Alors l'angle de relevage est :

$$-14.43^\circ \leq \alpha \leq 33.727^\circ$$

L'angle de relevage est applique sur le câble sur une distance de 1 à 1.20 m

$$\alpha_{c1} = 4,523 \quad \alpha_{c2} = 6,182 \quad \alpha_{c3} = 7,354$$

$$-14.43^\circ \leq \alpha_{C1} = 4,523 ; \alpha_{C2} = 6,182 ; \alpha_{C3} = 7,354 \leq 33.727^\circ \rightarrow$$

Vérifier

VIII.4.6. Calcul des caractéristiques nettes de la poutre :

Tableau VII:10:Caractéristiques nettes de la poutre.

N° câble	l (m)	α_{rel} (°)	Yi (m)			f (m)	R (m)	$\beta(l)$ rad
			X = 0.15	X = 1	X = 20			
C1	34	4,523	0,85	0,77	0,12	0,65	222,00	0,077
C2	34	6,182	1,2	1,09	0,2	0,89	162,05	0,105
C3	34	7,354	1,55	1,42	0,36	1,06	136,20	0,125

VIII.5. Pertes de précontrainte :

VIII.5.1. Introduction :

En béton précontraint, les pertes ne sont nullement négligeables et l'on constate même une perte de l'ordre de 20% à 30% de la précontrainte initiale.

Les pertes de précontrainte peuvent être rangées sous deux catégories :

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

VIII.5.2. Pertes instantanées :

VIII.5.2.1 Pertes par frottement :

C'est la perte de tension causée par le frottement du câble dans la gaine lors de la mise en tension. Cette perte est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{\varphi}(x) = \sigma_{P0} \times (1 - e^{-(f \times \beta + \varphi \times x)})$$

Avec:

- σ_{P0} : Contrainte de tension à l'origine = 1416 MPa.
- x : la distance de la section considérée à celle des sorties des organes de mise en tension.
- β : la déviation angulaire totale du câble en radians sur la distance x .

$$\text{avec : } \beta = 4 \times \frac{f'}{l^2}$$

- f' : la flèche maximale (mesurée à mi-longueur).
- l : la distance mesurée horizontalement entre les extrémités de la parabole.
- f : le coefficient de frottement en courbe (rad^{-1}). Tel que : $f = 0.18 \text{ rad}^{-1}$.
- φ : le coefficient de perte de tension par unité de longueur m^{-1} . Tel que : $\varphi = 0.002 \text{ m}^{-1}$

Tableau VII:11:Résultats de perte par frottement.

N° câble	X = l/2 (m)	β (rad)	$f\beta + \varphi x$	$\Delta\sigma_{\varphi}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\varphi}$ Moy (MPa)	$\Delta\sigma_{\varphi}$ Moy (%)
C1	18	0,077	0,050	68,77	74,93	5,29%
C2	18	0,105	0,055	75,62		
C3	18	0,125	0,058	80,42		

VIII.5.2.2 Pertes dues au recul à l’ancrage :

C’est la perte provoquée par un recul nécessaire pour le blocage définitif de l’ancrage après la mise en tension des câbles de précontrainte. Cette perte est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

$$k = f \times \frac{\beta}{l} + \varphi$$

- d : Longueur sur laquelle s’effectue le recul d’ancrage. Tel que : $d = \sqrt{\frac{Ep \times g}{\sigma_{p0} \times k}}$
- Ep : Module de déformation longitudinale de l’acier.
- g : Intensité du recul d’ancrage.

Tableau VII:12:Résultats de perte par recul d’ancrage

N° câble	l (m)	k (m ⁻¹)	d (m)	$\Delta\sigma_{p(l/2)}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{p(0)}$ (MPa)
C1	18	0,0028	17,06	0	133,64
C2	18	0,0030	16,25	0	140,31
C3	18	0,0032	15,74	0	144,82

VIII.5.2.3 Pertes par déformation instantanée du béton :

A chaque mise en tension d’un câble dans une poutre, il en résulte un raccourcissement du béton, ce qui fait une chute de tension dans les câbles tendus précédemment. Cette perte est donnée par les formules suivantes :

$$\sigma_e = \frac{1}{2} \frac{E_p}{E_{ij}} \sigma_{bi} \quad \text{Et} \quad \sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_G} - \frac{M_g \times e}{I_G}$$

Tel que :

- E_{ij} : module de déformation longitudinale instantané du béton.
- σ_{bi} : désignant la variation de contrainte agissant dans la section considérée sous les diverses actions permanentes appliquées au jour j.
- M_g : moment max de la poutre seule.
- B : surface de la poutre seule

Tableau VII:13:Résultats de perte par déformation instantanée du béton.

M_g	E_{ij}	e	B	I_G	n_{cable}	σ_{bi}	σ_e	$\sigma_e \%$
2,95 MN	35981,73 MPa	0,87 m	0,78 m ²	0,38 m ⁴	3 câbles	15,40 MPa	40,66 MPa	2,87%

VIII.5.3. Pertes différées :

VIII.5.3.1 Pertes par retrait du béton :

Cette perte vient essentiellement par l'évaporation de l'eau en excès. Elle est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_r = \varepsilon_r \times E_p$$

- ε_r : retrait final pris égal à 2×10^{-4} pour la zone A de la carte de zonage climatique de l'Algérie.
- E_p : module d'élasticité longitudinale d'acier de précontrainte ($E_p = 190\,000$ MPa).

D'où :

$$\Delta\sigma_r = 2 \times 10^{-4} \times 190\,000 = 38 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_r = 2.68 \%$$

VIII.5.3.2 Pertes par fluage :

Le fluage désigne la déformation lente du béton soumis à une contrainte soutenue dans le temps. Il implique une perte de tension dans l'armature active. Cette perte est donnée par les formules suivantes :

$$\Delta\sigma_r = 2.5\sigma_0(x) \times \frac{E_p}{E_{ij}} \qquad \sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_G} - \frac{M_g \times e}{I_G}$$

Tableau VII:14:Résultats de perte par fluage.

M_p (MN.m)	I_G (m ⁴)	B (m ²)	V	e (m)	P (MN)	σ_b (MPa)	$\Delta\sigma_f$ (MPa)	$\Delta\sigma_f$ (%)
5,38	0,6748	1,2124	1,4630	1,24	6,55	10,38	137,00	9,68%

VIII.5.3.3 Pertes par relaxation :

La relaxation est le relâchement de tension dans les armatures de précontrainte à longueur constante. Cette perte est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

- ρ_{1000} : Relaxation garantie à 1000 heures. Avec : $\rho_{1000} = 2.5\%$
- μ_0 : Coefficient valant 0,43 pour les armatures à très basse relaxation.

Tableau VII:15:Résultats des pertes par relaxation

$\Delta\sigma_p$ (MPa)	59,34
$\Delta\sigma_p$ (%) (MPa)	4,19%

Au final, on trouve les pertes totales et leurs pourcentages données par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \Delta\sigma_p$$

Avec :

Tableau VII:16:Résultats des pertes totales.

	MPa	%
$\Delta\sigma_{Inst}(MPa)$	115,62	8,17
$\Delta\sigma_{Diff}(MPa)$	224,65	15,87
$\Delta\sigma_{\infty}(MPa)$	340,27	24,03

On remarque que le pourcentage des pertes à long terme (24.55%) ne dépasse pas celui des pertes estimées (25%).

VIII.6. Vérification des contraintes :

Nous allons vérifier si toutes les contraintes respectent les limites réglementaires fixées par les lois

VIII.6.1. Les caractéristiques des sections :

Tableau VII:17:Caractéristiques nettes des sections.

	X = 0.5		X = L/4		X = 3L/8		X= L/2	
	Poutre seule	Poutre +Dalle	Poutre seule	Poutre +Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle
H (m)	2,00	2,25	2,00	2,25	2,00	2,25	2,00	2,25
B_{nette}(m²)	1,283	1,713	0,767	1,197	0,767	1,197	0,767	1,197
v_n (m)	0,932	0,916	0,888	0,775	0,885	0,772	0,884	0,771
v'_n (m)	1,068	1,334	1,112	1,476	1,115	1,478	1,116	1,479
I_{nG} (m⁴)	0,475	0,837	0,374	0,659	0,370	0,653	0,369	0,651
ρ (%)	37,225	39,991	49,344	48,179	48,868	47,815	48,684	47,678

• **Les contraintes admissibles**

Tableau VII:18: Limitation des contraintes

J ≥ 28 jours	$\bar{\sigma}_{bc}$	21 MPa	Exécution/ Q. Rares/ Q. Fréquentes
	$\bar{\sigma}_{bt1}$	-4.05 MPa	
	$\bar{\sigma}_{bt2}$	-1.89 MPa	Exécution
	$\bar{\sigma}_{bt2}$	-2.7 MPa	Q. Rares
J = 7 jours	$\bar{\sigma}_{bc}$	13.91 MPa	Exécution/ Q. Rares/ Q. Fréquentes
	$\bar{\sigma}_{bt1}$	-2.99 MPa	
	$\bar{\sigma}_{bt2}$	-1.39 MPa	Exécution
	$\bar{\sigma}_{bt2}$	-1.99 MPa	Q. Rares

VIII.6.2. Justifications de la poutre à l'ELS :

L'effort de précontrainte P est représenté par 2 valeurs caractéristiques P1 et P2 qui sont données par les formules suivantes :

$$P1 = 1,02 P0 - 0,8 \Delta P \quad ; \quad P2 = 0,98 P0 - 1,2 \Delta P$$

Avec :

$$P0 = 2.90 MN.$$

Tableau VII:19:Les caractéristiques de chaque phase de vérification.

	N cables	% Mt	ΔP	P1	P2	dx=0.5	d x=L/4	d x=3L/8	d x=L/2
Phase 1	3	50	4,08	3,52	3,32	1,15	0,47	0,29	0,23
Phase 2	3	100	8,17	6,81	6,29	1,15	0,47	0,29	0,23
Phase 3	3	100	12,13	6,59	5,95	1,15	0,47	0,29	0,23
Phase 4	3	100	24,03	5,91	4,94	1,15	0,47	0,29	0,23

	Y1	Y2	Y3	Y _{moy}
X = 0.5	0,810	1,145	1,485	1,147
X = L/4	0,302	0,449	0,657	0,469
X = 3L/8	0,166	0,262	0,434	0,287
X = L/2	0,120	0,200	0,360	0,227

VIII.6.3. Justification des contraintes normales :

On va utiliser les formules suivantes

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

Tel que :

- P : Effort de précontrainte ;
- Bn : Surface nette de la section considérée ;
- In : Inertie nette de la section considérée ;
- e₀: Excentricité du câble de précontraint moyen ;
- M : Moment extérieur ;
- V et V' : Les distances de son centre de gravité aux fibres extrêmes.

Tableau VII:20:Vérification des contraintes normales en phase 1 et 2.

		Phase 1				Phase 2			
		X=0.5	X=L/4	X=3L/8	X=L/2	X=0,5	X=L/4	X=3L/8	X=L/2
e (m)		-0,08	0,64	0,83	0,89	-0,08	0,64	0,83	0,89
M_{Els}		0,00	2,18	2,76	2,95	0,00	2,18	2,76	2,95
P₁ (MN)		3,52	3,52	3,52	3,52	6,81	6,81	6,81	6,81
P₂ (MN)		3,32	3,32	3,32	3,32	6,29	6,29	6,29	6,29
σ_p (MPa)	σ_{sup}	0,00	5,17	6,60	7,08	0,00	5,17	6,60	7,08
	σ_{inf}	0,00	-6,47	-6,18	-8,95	0,00	-6,47	-8,32	-8,95
σ_{P1} (MPa)	σ_{sup}	3,29	-0,78	-2,38	-2,92	6,36	-1,52	-4,61	-5,66
	σ_{inf}	2,13	11,32	13,38	14,09	4,11	21,89	25,88	27,24
σ_{P2} (MPa)	σ_{sup}	3,10	-0,74	-2,25	-2,76	5,87	-1,40	-4,26	-5,23
	σ_{inf}	2,00	10,67	12,62	13,28	3,80	20,22	23,91	25,17
σ_{Max} (MPa)	σ_{sup}	3,29	4,39	4,22	4,16	6,36	3,65	1,99	1,43
	σ_{inf}	2,13	4,85	7,20	5,14	4,11	15,42	17,56	18,29
σ_{Min} (MPa)	σ_{sup}	3,10	4,43	4,35	4,33	5,87	3,77	2,34	1,86
	σ_{inf}	2,00	4,20	6,44	4,33	3,80	13,75	15,59	16,22

Tableau VII:21:Vérification des contraintes normales en phase 3 et 4.

		Phase 3				Phase 4			
		X=0,5	X=L/4	X=3L/8	X=L/2	X=0,5	X=L/4	X=3L/8	X=L/2
e (m)		0,19	1,01	1,19	1,25	0,19	1,01	1,19	1,25
M_{Els}		0,00	3,31	4,19	4,49	0,00	5,66	6,37	7,99
P₁ (MN)		6,59	6,59	6,59	6,59	5,91	5,91	5,91	5,91
P₂ (MN)		5,95	5,95	5,95	5,95	4,94	4,94	4,94	4,94
σ_p (MPa)	σ_{sup}	0,00	3,88	4,95	5,32	0,00	6,65	7,53	9,46
	σ_{inf}	0,00	-7,40	-9,47	-10,19	0,00	-12,67	-14,40	-18,14
σ_{P1} (MPa)	σ_{sup}	2,50	-2,29	-3,77	-4,27	2,24	-2,05	-3,38	-3,83
	σ_{inf}	5,81	20,34	23,24	24,23	5,21	18,24	20,84	21,73
σ_{P2} (MPa)	σ_{sup}	2,26	0,27	-0,48	-3,86	4,22	0,51	-0,90	-3,20
	σ_{inf}	5,25	18,38	21,01	21,90	4,35	15,24	17,41	18,16
σ_{Max} (MPa)	σ_{sup}	2,50	1,60	1,18	1,05	2,24	4,60	4,15	5,64
	σ_{inf}	5,81	12,94	13,77	14,04	5,21	5,57	6,44	3,59
σ_{Min} (MPa)	σ_{sup}	2,26	4,15	4,47	1,46	4,22	7,16	6,63	6,27
	σ_{inf}	5,25	10,99	11,54	11,71	4,35	2,57	3,01	0,01

On constate que les remarques normales sont justifiées.

VIII.6.4. Justification des contraintes tangentielles :

Le but de cette justification est de vérifier que les effets de l'effort tranchant et du moment fléchissant et de l'effort normal ne mettent pas la sécurité de l'ouvrage en danger, pour cela on doit vérifier les inégalités suivantes :

$$\tau^2 \leq 0.4f_{tj} \times [f_{tj} + \sigma_x] = \bar{\tau}^2$$

$$\tau^2 \leq 2 \frac{f_{tj}}{f_{cj}} \times [0.6f_{cj} - \sigma_x] \times [f_{tj} + \sigma_x] = \bar{\tau}^2$$

Si $\sigma_x < 0,4 \times f_{cj}$ on a $\bar{\tau}_2 < \bar{\tau}_1$

Donc on vérifie seulement : $\tau < \bar{\tau}_1$

Avec :

τ : Contrainte tangentielle, tel que :

$$\tau = \frac{V_{red} - S_n(y)}{I_n \cdot b_n} \quad \text{avec :} \quad V_{red} = V_{ser} - \sum P_i \sin \alpha$$

		Pcos α	Psin α
P1	1,81	1,80	0,14
P2	1,81	1,80	0,19
P3	1,81	1,79	0,23
	Somme	5,39	0,57

σ_x : Contrainte normale longitudinale au centre de gravité, tel que :

$$\sigma_x = \frac{P}{B_n} \quad \text{avec :} \quad P = \sum_{i=1}^4 P_i \cos \alpha_i$$

Tableau VII:22: contrainte tangentielle

B_n	σ_x	$\bar{\tau}_1$	V_{ser}	V_{red}	S_n	I_n	b_n	τ
1.71 m ²	3.15 MPa	2.28 MPa	1.01 MPa	0.44 MPa	0,63 m ³	0,84 m ⁴	0.52 m	0.64 MPa

On a $a = 0.64 \text{ MPa} < \bar{\tau}_1 = 2.47 \text{ MPa}$, donc les conditions tangentielles et normales sont vérifiées.

VIII.6.5. Justification du béton :

Cette justification doit vérifier que la contrainte de compression des bielles de béton demeure inférieure la contrainte ultime du béton. Elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u \leq \frac{f_{c28}}{6}$$

Tel que :

τ_u	2,10 MPa
f_{c28}	35 MPa

D'où,

$$2,10 \text{ MPa} \leq \frac{35}{6} = 5.83 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\tan 2\beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_x - \sigma_y} \quad \text{Avec :} \quad \beta_u \geq 30^\circ$$

Tel que :

σ_x, σ_y : Représentent les contraintes normales au niveau de G ; $\sigma_x = P/B_n$

τ_u : Contrainte tangentielle ultime $\tau_u = \frac{V_{ured} - S_n(y)}{I_n \cdot b_n}$

Tableau VII:23:Calcul de l'angle β_u .

V_{ult}	V_{red}	S_n	I_n	b_n	B_n	σ_x	τ_u	β_u
1,54 MPa	0,90 MPa	0,60 m ³	0,49 m ⁴	0,52 m	1,67 m ²	4,07 MPa	2,10 MPa	22,95°

On a $22.95 \leq 30^\circ$, d'où : condition vérifiée.

On prend : $\beta_u = 30^\circ$

VIII.7. FERRAILLAGE PASSIF :

VIII.7.1. Les armatures de la zone tendue :

Armatures longitudinales dans les zones tendues, Leurs buts est d'équilibrer les sollicitations de traction qui peuvent apparaître dans certaines sections. Dans Toutes les phases de calcul, de mise en tension des câbles ; la fibre inférieure et la fibre supérieure sont toutes les deux comprimées. Le ferrailage passif longitudinal n'est pas nécessaire mécaniquement, on disposera un ferrailage minimal pour la limitation des fissures du béton, répartition des efforts de variation de température, et la résistance surtout dans le cas où le béton présente des insuffisances. On disposera donc 2HA12 en nappe inférieure dans le talon.

VIII.7.2. Armature de peau :

Les armatures de peau sont réparties et disposées suivant deux directions sensiblement Orthogonales sur toute la périphérie de la section considéré

- **Longitudinalement :**

Les armatures de peau sont réparties et disposées suivant deux directions sensiblement orthogonales sur toute la périphérie de la section considéré.

$$A_s = \max \begin{cases} 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times \text{perimetre de la poutre} \\ 0.1 \% \text{ section nette de la poutre} \end{cases}$$

$A_s \geq 19.05 \text{ cm}^2$ on prend alors 20HA12 (22.62cm²)

On opte :

- 2HA12 pour le talon
- 8HA12 pour l'âme
- 10HA12 pour la table de compression

● **Transversalement :**

on déterminer la section des armatures transversale A_t , qui est donnée par la formule suivante :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_n \times S_t \times \gamma} \geq \left[\tau_u - \frac{f_{tj}}{3} \right] \times \tan \beta_u$$

Tel que :

- A_t : Section totale des sections d'un cours d'armatures passives transversales ;
- S_t : Espacement de deux cours de ces armatures, mesuré suivant la fibre moyenne de la poutre.
- f_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- b_n : Largeur nette de la section d'appui.

τ_u	1,17
f_e	500
f_{t28}	2,70
b_n	0,52
γ_s	1,15

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,187 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

On pondre **3** cadre **HA8** avec un espacement **St = 15 cm**



**CHAPITRE IX :
ETUDE DE
TABLIER**

IX.1. CALCUL DES DEFORMATIONS :

IX.1.1. Introduction :

L'hourdis est une dalle en béton armé, qui sert de couverture pour le pont. la fonction principale de la dalle d'un pont est d'offrir une surface supportant les charges d'utilisation (trafic) de l'ouvrage, elle doit également supporter certains équipements du pont , dont la fonction principale est de transmettre les charges qui s'appliquent sur le pont vers les poutres , en créant des sollicitations de flexion et de cisaillement à son niveau . pour cela, nous allons traiter dans ce chapitre l'étude de l'hourdi, leur modelés, dimension et vérification si nécessaire.

Flèches et contre flèches :

La flèche due au poids propre est déterminée à partir du logiciel **ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2019**. Les flèches sont positives vers le bas et négatives vers le haut (contre flèche).

IX.1.2. Flèches due au poids propre :

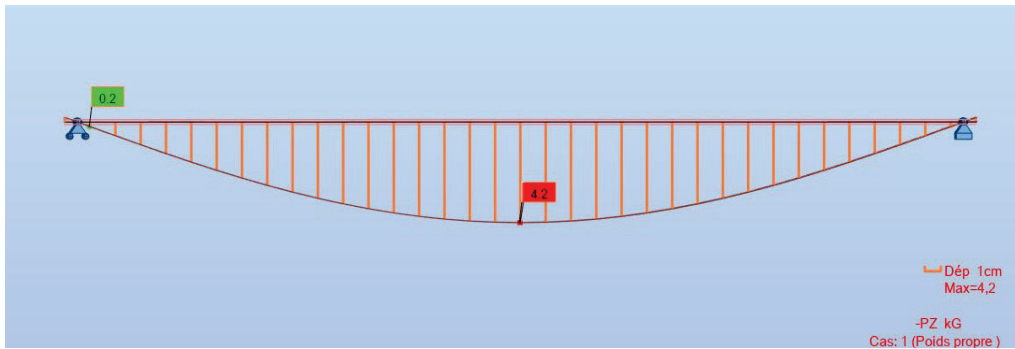


Figure VIII-1 : Flèche max de la poutre due au poids propre.

On remarque que la flèche maximale de la poutre due au poids propre vaut 4,2 cm

$$f_G = 4,2 \text{ cm}$$

IX.1.3. Contre flèche de précontrainte :

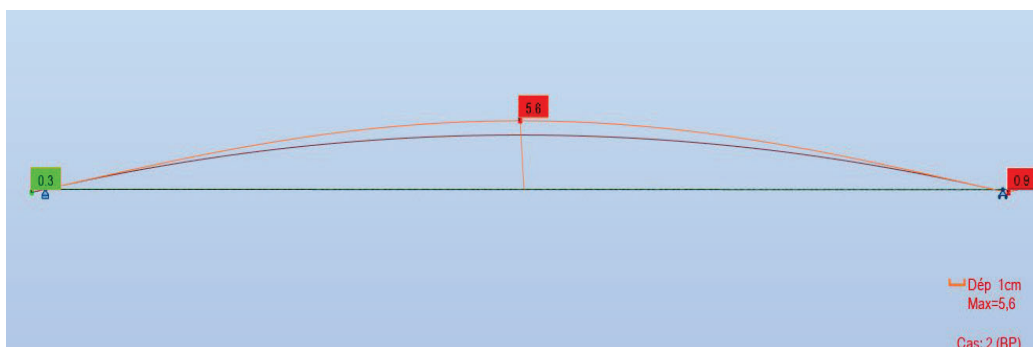


Figure VIII-2 : Contre flèche max de la poutre due à la mise en tension de la précontrainte.

avec :

$$P_{\text{câble moyen}} = 6,81 \text{ MPa}$$

$$e_0 = - 8 \text{ cm}$$

$$e_1 = 89 \text{ cm}$$

On remarque que la contre flèche maximale de précontrainte vaut 5,6 cm

$$f_p = 5,6 \text{ cm}$$

IX.1.4. Flèche de construction :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$f_c = \frac{3}{4} \times (f_p - f_G)$$

Tel que : $f_c = \frac{3}{4} \times (8,4 - 6,5) = 1,05 \text{ cm}$

D'où, $f_c = 1,05 \text{ cm}$

IX.1.5. Flèche maximale à l'ELS :

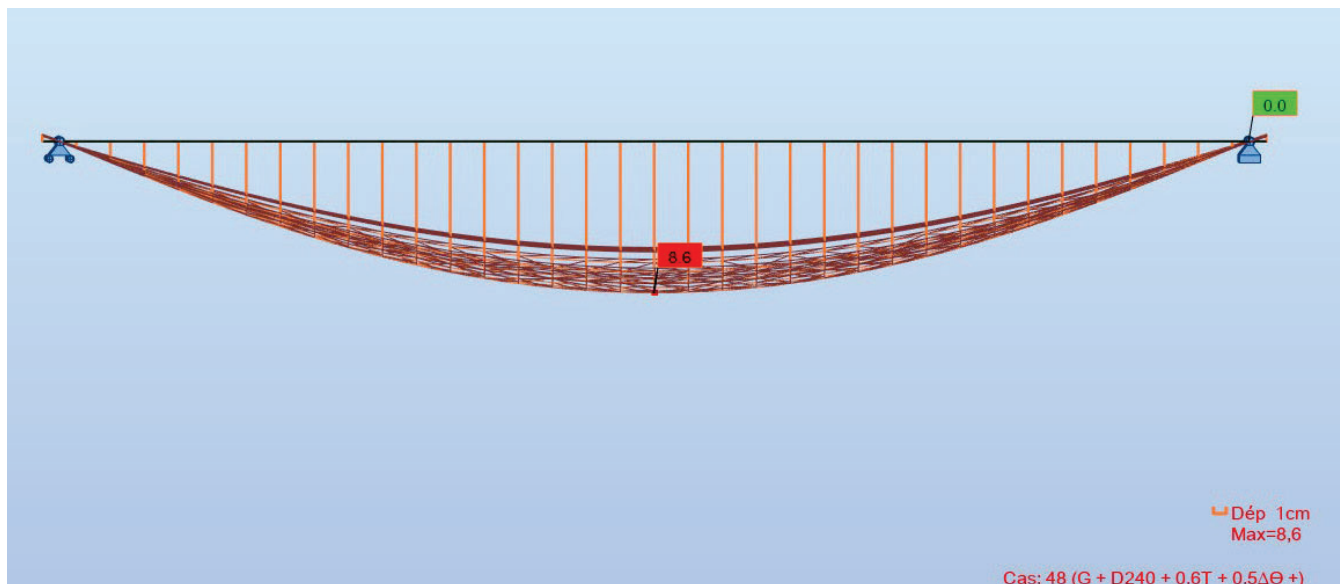


Figure IX-2. Flèche max de la poutre à l'ELS.

On remarque que la flèche maximale à l'ELS vaut 8,6 cm

$$f_{ELS} = 8,6 \text{ cm}$$

IX.1.6. Flèche totale :

$$f = f_{ELS} + f_p + f_c$$

$$f = 8,6 - 5,6 + 1,05 = 4,05 \text{ cm}$$

IX.1.7. Flèche admissible :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$f_{adm} = L/500$$

D'où, $f_{adm} = 7,2 \text{ cm}$

On a : $4,05 \text{ cm} < f_{adm} = 7,2 \text{ cm}$,

Alors la condition est vérifiée.

IX.2. Étude de l'hourdis :

IX.2.1. Introduction :

L'hourdis est une dalle en béton armé, qui sert à couvrir le pont. Cette couche est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité) et les surcharges et à transmettre ces dernières aux poutres. L'hourdis est soumis à deux types de flexion :

Une flexion longitudinale : la précontrainte au niveau des poutres reprend ces efforts.

Une flexion transversale : le ferrailage passif de la dalle reprend ces efforts.

• Géométrie de l'hourdis :

L'hourdis présente les dimensions suivantes :

L'épaisseur : 25 cm.

Largeur : 13.25 m.

Longueur : 36 m.

IX.2.2. Étude de la flexion transversale :

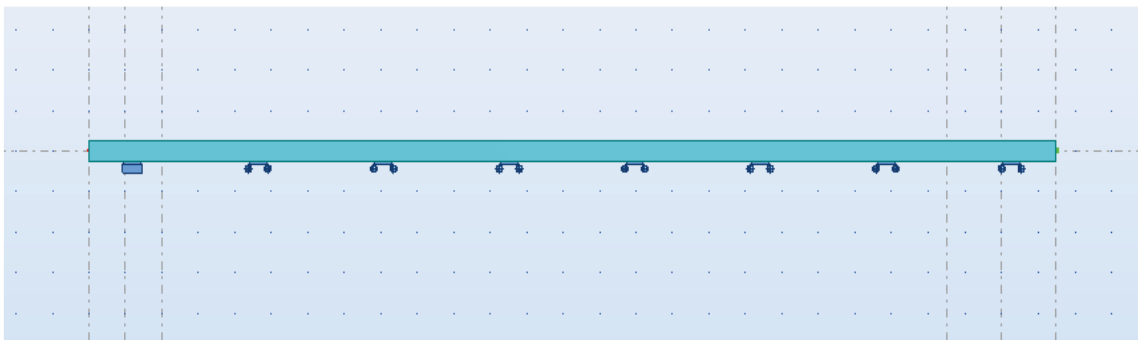


Figure IX-3 : Modélisation de l'hourdis sur robot.

A l'aide du logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2019, on a obtenu des résultats sous forme des diagrammes représentant les moments de flexion ainsi que les efforts tranchants sous des combinaisons les plus défavorables à l'ELS et à l'ELU.

• Les moments maximums de la dalle à l'ELS et à l'ELU :

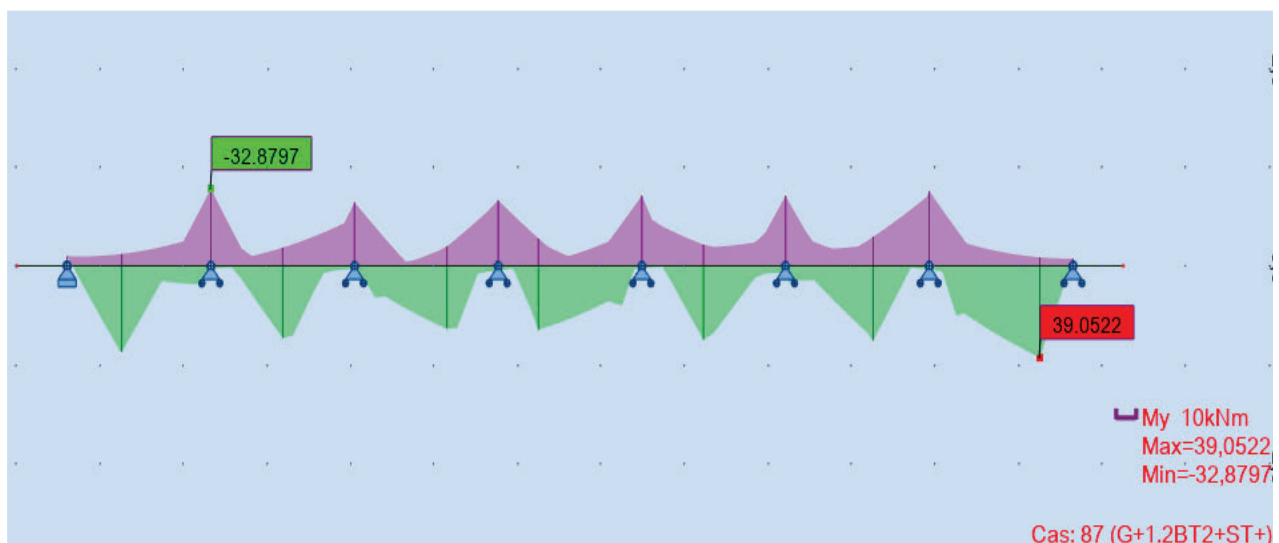


Figure IX-4: Moment Max- Dalle à l'ELS

On a obtenu les résultats suivants :

Fibre supérieure : $M_{ELS} = 32.8797$ KN.m

Fibre inférieure : $M_{ELS} = 39.0522$ KN.m

➤ **A l'ELU :**

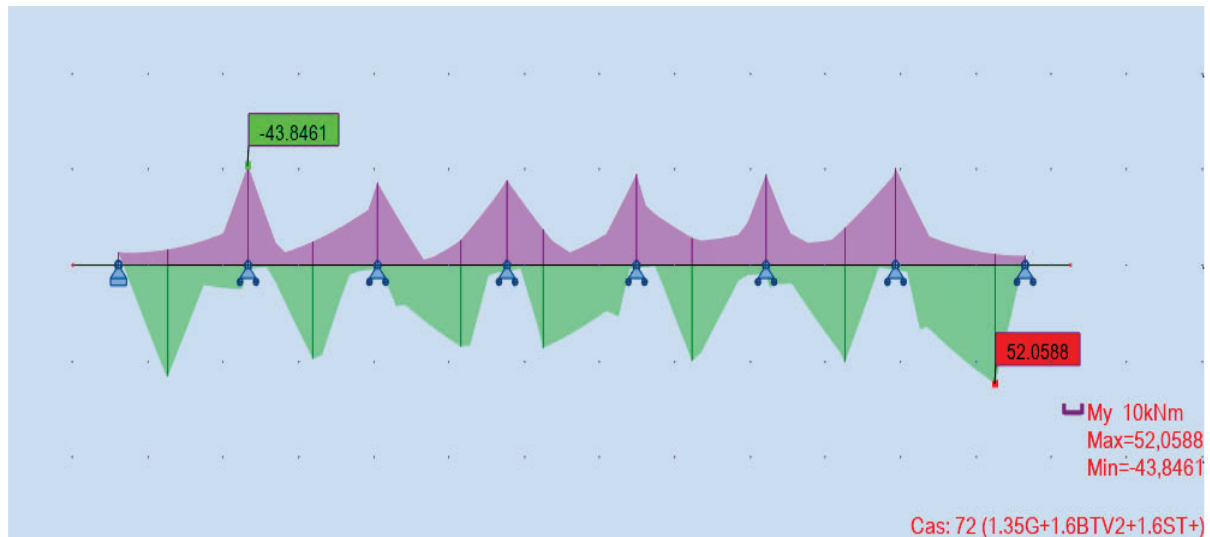


Figure IX-5: Moment Max- Dalle à l'ELU.

On a obtenu les résultats suivants :

Section supérieur : $M_{ELU} = 43.8461$ KN.m

Section inférieure : $M_{ELU} = 52.0588$ KN.m

IX.2.3. Ferrailage :

Le ferrailage transversal de la dalle est calculé à l'aide du logiciel ROBOT EXPERT 2010, la dalle est soumise à un moment fléchissant, elle est ferrillée en flexion simple. Les résultats sont présentés comme suite :

• **La nappe supérieure :**

➤ **Les armatures transversales :**

Le moment maximal est négatif : $M_{sup} = -43.8461$ KN.m

Par robot expert : on a trouvé que : $A_s \geq 5.4 \text{ cm}^2 \rightarrow 6\text{HA}12 \rightarrow A_s = 6.79 \text{ cm}^2$;

Avec un espacement de 15 cm et enrobage = 5cm.

➤ **Les armatures longitudinales de construction :**

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

Donc on aura 1.8 cm^2 , alors : 3HA10 ; avec un espacement de 15 cm et enrobage = 5cm.

• **La nappe inférieure :**

➤ **Les armatures transversales :**

Le moment maximal est positif : $M_{inf} = 52.0588 \text{ KN.m}$

Par robot expert : on a trouvé que : $A_s \geq 6.2 \text{ cm}^2 \rightarrow 6\text{HA}12 \rightarrow A_s = 6.79 \text{ cm}^2$;

Avec un espacement de 15 cm et enrobage =5cm.

➤ **Les armatures longitudinales de construction :**

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

Donc on aura 2.06 cm^2 , alors : 3HA10 ; avec un espacement de 15 cm et enrobage =5 cm

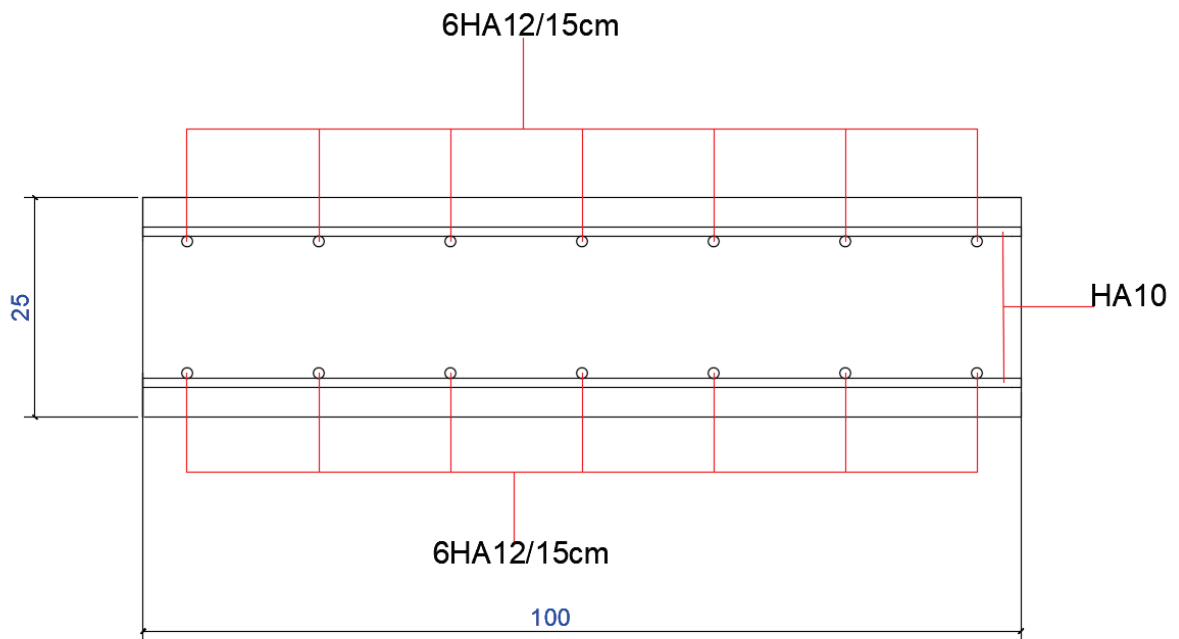


Figure IX-6 : ferrailage de l'hourdis



**CHAPITRE X :
ETUDE SISMIQUE ET
EQUIPEMENTS DU
PONT**

X.1. LES APPAREILS D'APPUI :

Le tablier repose sur ses appuis (pile et culée) par l'intermédiaire d'appareils d'appuis, ces derniers ont le rôle de la transmission des efforts verticaux vers l'infrastructure et de permettre les déplacements et les rotations.

Dans notre cas, nous avons choisi des appareils d'appuis en élastomère fretté, ils sont constitués de bloc d'élastomère vulcanisé renforcé intérieurement par une ou plusieurs frettes en acier, collées chimiquement (adhésion) pendant la vulcanisation. L'élastomère est un matériau macromoléculaire qui reprend approximativement sa forme et ses dimensions initiales après avoir subi une importante déformation sous l'effet d'une faible variation de contrainte.

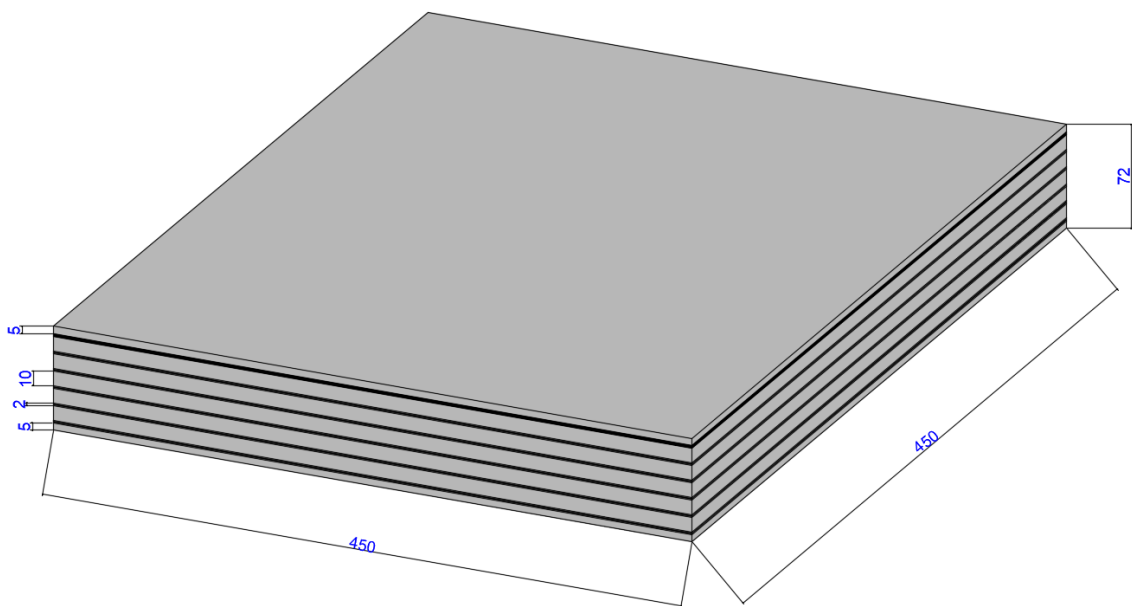


Figure XI-1:Appareil d'appuis en élastomère fretté.

X.2. Dimensionnement des appareils d'appui :

X.2.1. Aire de l'appareil d'appui:

La contrainte de compression de l'appareil d'appui doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{a \times b} \leq 20 \text{ MPa} \quad \text{Avec :}$$

N_{max} : La réaction max a L'ELU

$$N_{max} = 1.380 \text{ MN}$$

a, b : les 2coté de la appareil d'appuis

$$a \times b \geq \frac{N_{max}}{20} \quad \rightarrow \quad a \times b \geq 690 \text{ cm}^2$$

D'après le document SETRA on prend :

$$a = 45 \text{ cm}$$

$$b = 45 \text{ cm}$$

X.2.2. Épaisseur de l'appareil d'appui:

• **Epaisseur de l'élastomère**

Condition de non flambement :

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} \quad \rightarrow \quad 45mm \leq T \leq 90 mm$$

• **Epaisseur frettes métallique :**

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

$$ts \geq \frac{a}{\beta} * \frac{\sigma_m}{\sigma_e} \quad \dots\dots (1)$$

$$ts \geq 2mm \quad \dots\dots (2)$$

Avec :

$$\sigma_e = 235 \text{ Kg/mm}^2 \quad \beta = \frac{ab}{2G(a+b)} \quad G = 0.9MPa$$

$$\sigma_m = \frac{1.380}{0.45 \times 0.45} = 6.81 \text{ MPa}$$

$$\beta = 12.5$$

$$ts \geq \frac{450}{12.5} \times \frac{6.81}{235} \quad \rightarrow \quad ts \geq 1.04 \text{ mm}$$

On prend : $ts = 2mm$

Le tableau suivant résume les caractéristiques de l'appareil d'appuis :

Tableau XI:1:Dimensions de l'appareil d'appui.

Elément	formule	Résultat	
Epaisseur d'une feuille d'élastomère t_i	d'après le document SETRA	10 mm	Nbr d'élément à prendre=5
Epaisseur de frettes métalliques ts	$ts \geq 1.04mm$	2 mm	Nbr d'élément à prendre= 6
Enrobage extérieure Ee	$\frac{t_i}{2}$	5 mm	
Enrobage de chant Ec		4 mm	
Epaisseur élastomère Tq	$Tq = 2 \times Ee + 5 \times t_i$	60 mm	
Epaisseur totale de l'appareil d'appuis Tb	$Tb = 2 \times Ee + 5 \times t_i + 6 \times ts$	72 mm	

X.3. ANALYSES SISMIQUES DU PONT

X.3.1. Donnés sismiques de l'ouvrage

D'après le RPOA 2008 les caractéristiques relatives à notre ouvrage sont comme suit :

Notre pont est de 2eme groupe (ponts important),

- Zone sismique zone IIa.
- Le sol est de catégorie S2 (site ferme).

L'accélération de zone A = 0.25.

X.3.2. Méthode de calcul :

X.3.2.1 La méthode monomodale spectrale

Cette méthode nécessite la vérification de quelques conditions pour qu'on puisse l'appliquer :

- **Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental :**

La masse modale (Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental) doit être supérieure à 70 % de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation

autrement dit, la masse des piles doit être inférieure à 43 % de la masse du tablier :

On commence par calculer la masse des piles :

- **La masse totale des piles :**

Tableau XI:2:masse des piles

Piles	H(m)	S (m ²)	M voile (MN)	M chevêtres (MN)	M piles (MN)
P1	6.55	20	3.275	2.581	5.856
P2	18.37	20	9.185	2.581	11.766
P3	29.7	20	14.850	2.581	17.431
P4	21.04	20	10.520	2.581	13.101
P5	11.73	20	5.865	2.581	8.446

Avec :

$$M_{Voile} = [H_{plein} \times S_{pleine}] \times 25$$

$$M_{chevêtre} = S \times l \times \rho = 25.8224 \times 4 \times 25$$

$$M_{chevêtre} = 2.581 \text{ MN}$$

$$M_{piles} = M_{Voiles} + M_{chevêtres} = 43.695 + 12.905$$

$$M_{piles} = 56.600 \text{ MN}$$

➤ **Masse du tablier**

La masse du tablier est calculé du chapitre 4 :

$$M_{tablier} = 290.44 \text{ KN/m}$$



$$M_{tablier} = 61.573 \text{ MN}$$

$$0.43M_{tablier} = 26.476 \text{ MN}$$

On remarque que :

$$M_{piles} \geq 0.43M_{tablier}$$



Condition non vérifié

➔ Alors on utilise méthode du spectre de réponse

X.3.2.2 Méthode du spectre de réponse :

L'analyse par le spectre de réponse est une analyse élastique des réponses dynamiques maximales de tous les modes significatifs de la structure. La méthode se base sur un calcul dynamique multimodal spectral et tient compte de façon statique des déplacements différentiels

Sur la base RPOA et en utilisons le logiciel **ROBOT 2019**, nous avons modélisé notre pont pour afin de pouvoir évaluer les efforts sismiques.

• **Spectre de réponse horizontale**

Pour les deux directions longitudinale et transversale, on utilise le spectre montré dans la figure :

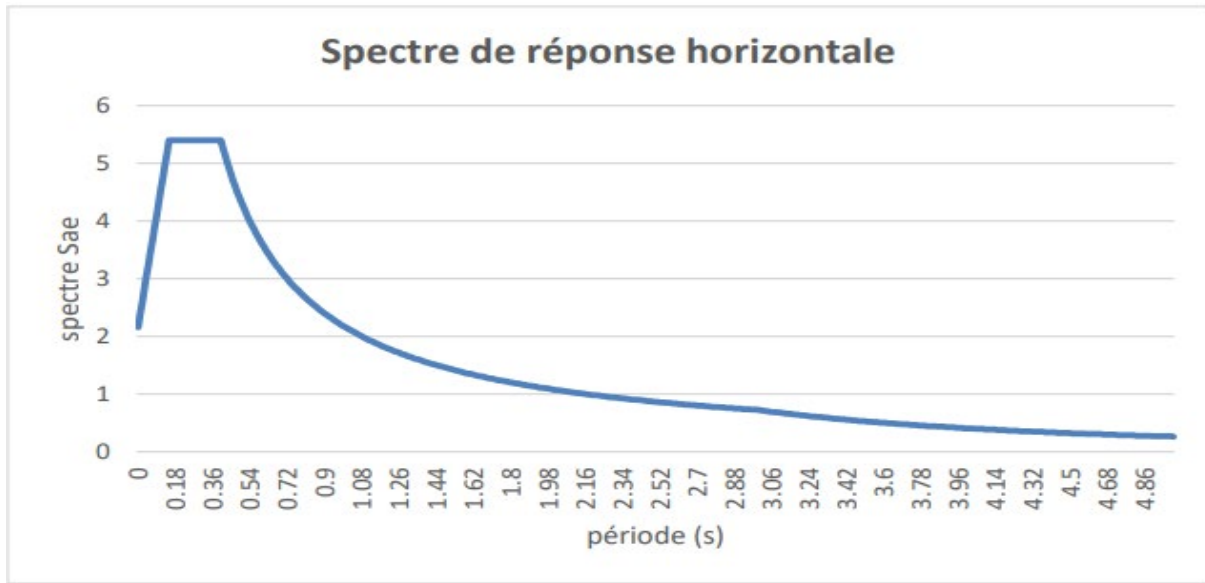


Figure XI-2: Spectre de réponse horizontale

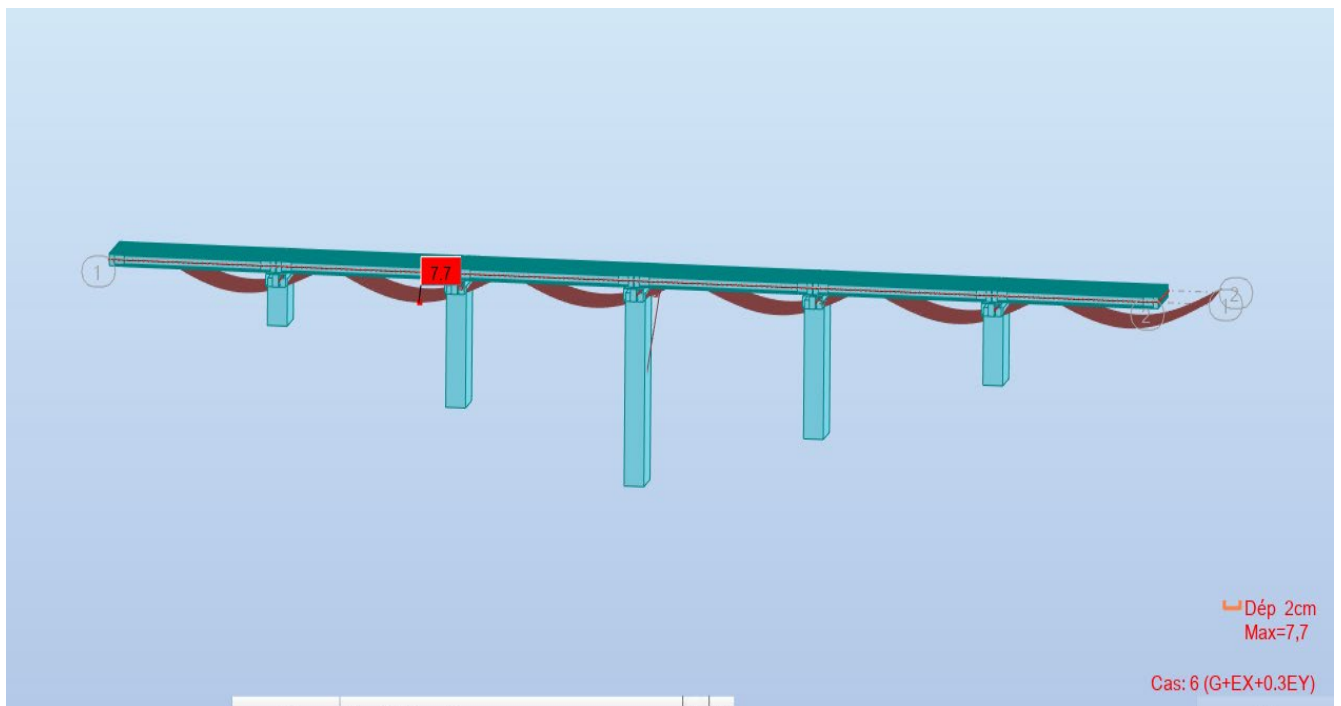


Figure XI-3 : déplacement maximal de combinaison G+EX+ 0.3 EY +0.4T +D

X.4. ÉVALUATION DES EFFORTS HORIZONTAUX

$$H = \frac{\Delta L_x G a b}{Tq} \times n$$

Avec :

- ΔL_x : déformation due à la force considérée.
- G : module de déformation transversale d'appareil d'appui, $G = 0.9 MPa$
- $a b$: dimensions de l'appareil d'appuis.
- Tq : épaisseur totale d'élastomère.
- n : nombre des appareilles d'appuis.

• Action due au retrait :

$$H_r = \frac{\Delta L_r G a b}{Tq} \quad \Delta L_r = \varepsilon_r \times l_0 \quad \text{avec : } \begin{cases} \varepsilon_r = 2 \times 10^{-4} \\ l_0 = 36/2 = 18 \end{cases}$$

$$\Delta L_r = 0.0036 \text{ m} \quad H_r = \frac{0.0036 \times 0.9 \times 0.45 \times 0.45}{0.06} \times 8$$

$$H_r = 87.48 \text{ KN}$$

• Action due au fluage :

$$H_f = \frac{\Delta L_f G a b}{Tq} \quad \Delta L_f = \varepsilon_f \times l_0 \quad \text{avec : } \varepsilon_f = 3.5 \times 10^{-4}$$

$$\Delta L_f = 0.0126 \text{ m} \quad H_f = \frac{0.0126 \times 0.9 \times 0.45 \times 0.45}{0.06} \times 8$$

$$H_f = 306.18 \text{ KN}$$

On a: $H_{r+f} = H_r + H_f$

$$H_{r+f} = 393.66 \text{ KN}$$

• Action due à la variation de la température :

$$H_T = \frac{\Delta L_T G a b}{Tq} \quad \Delta L_T = \Delta_T \times l_0 \times \alpha \quad \text{avec : } \begin{cases} \alpha = 9.9 \times 10^{-6} \\ \Delta_T = 35^\circ\text{C} \end{cases}$$

$$\Delta L_T = 0.012474 \text{ m} \quad H_T = \frac{0.012474 \times 0.9 \times 0.45 \times 0.45}{0.06} \times 8$$

$$H_T = 303.11 \text{ KN}$$

X.5. VERIFICATION DES APPAREILS D'APPUIS :

X.5.1. Résistance à la compression :

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

$$\sigma_m = \frac{1.380}{0.45 \times 0.45} = 6.81 \text{ MPa}$$

$$6.81 \text{ MPa} \leq 20 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifié}$$

X.5.2. Sécurité au flambement :

$$\text{La condition à vérifier : } \gamma_s \cdot P_U \leq P_C$$

avec :

$$\gamma_s : \text{Coefficient partiel de sécurité } \gamma_s = 3$$

$$P_U = N_{max} = 1.380 \text{ MPa}$$

$$- P_C = \frac{4GBS^2d}{h} \text{ Avec :}$$

- B : L'aire nominale de l'appui

- h : La hauteur totale de l'appareil d'appui

- d : La somme d'une épaisseur de fret et d'une épaisseur de caoutchouc.

$$- S = \frac{ab}{2t(a+b)} \quad (t : \text{épaisseur d'une feuille d'élastomère})$$

Alors :

$$S = \frac{0.45 \times 0.45}{2 \times 0.010 \times (0.45 + 0.45)} \quad \rightarrow \quad S = 11.25$$

$$P_C = \frac{4 \times 0.9 \times (0.45 \times 0.45) \times 11.25^2 \times 0.012}{0.072} \quad \rightarrow \quad P_C = 15.38 \text{ MN}$$

$$\gamma_s \cdot P_U = 1.380 \times 3 = 4.14 \text{ MN}$$

$$4.14 \text{ MN} \leq 15.38 \text{ MN} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifié}$$

X.5.2.1 Limitation de la distorsion :

$$\text{La condition à vérifier : } \delta = \tan(\gamma) \leq \delta_C$$

Avec :

$$\begin{cases} \delta_C = 0.7 + 4(\delta_0 - 0.7)(0.25 - P) & \text{si } P \leq 0.25 \\ \delta_C = 1.4(1 - 2P) & \text{si } P \geq 0.25 \end{cases}$$

$$P = \frac{P_U}{P_C} = \frac{1.38}{15.38} = 0.09 \leq 0.25 \quad \rightarrow \quad \delta_C = 0.7 + 4(\delta_0 - 0.7)(0.25 - P)$$

$$\text{Avec : } \delta_0 = \frac{c}{T}$$

- c : petit côté de l'appui = 0.45m

- T_q : épaisseur totale d'élastomère = 60 mm

$$\delta_0 = \frac{0.45}{0.06} = 7.5 > 2 \quad \text{on prend } \delta_0 = 2$$

$$\delta_c = 0.7 + 4(2 - 0.7)(0.25 - 0.09)$$

$$\delta_c = 1.53$$

A partir du robot (sous combinaison G+E) : $d = 0.082 \text{ m}$

$$\delta = \frac{d}{T} = \frac{0.082}{0.06} = 1.366 \leq 1.53 \rightarrow \text{Condition vérifié}$$

X.5.3. Condition de Non glissement

La condition à vérifier :

$$H \leq f.N$$

Avec :

- N : L'effort de compression verticale.

- f : Coefficient de frottement.

$$f = 0.10 + \frac{0.6}{\sigma_m}$$

- H : L'effort horizontal.

Tableau XI:3 vérification de non glissement

	Appareil d'appui pille	Appareil d'appui culée
H (MN)	0.210	0.212
N (MN)	1.066	0.661
σ_m (MPa)	6.81	3.26
f.N(MN)	0.200	0.187
Vérification	$H > f.N$	$H > f.N$
La condition de non glissement n'est pas vérifiée dans ce cas-là le néoprène doit être équipé d'un système anti-cheminement		

X.6. DES D'APPUIS:

Le dé d'appui 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 au niveau de la pile et la culée

$$A = a + 150 = 600 \text{ mm}$$

$$B = b + 150 = 600 \text{ mm}$$

$$H_{d\acute{e}} \geq \frac{2 \times A \times B}{2 \times (A+B)} \quad H_{d\acute{e}} \geq \frac{2 \times 600 \times 600}{2 \times (600+600)} = 300 \text{ mm}$$

$$\text{On prend } H_{d\acute{e}} = 350 \text{ mm}$$

X.6.2. Ferrailage du dé 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.

$$A_c = \frac{0.25 \times N}{\sigma_s}$$

Avec :

$$- N: \text{Réaction maximale} = 1.38 \text{ MN}$$

$$- \sigma_s: \text{Contrainte limite des armatures d'acier. } \sigma_s = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ MPa}$$

$$A_c = \frac{0.25 \times 1.38}{434.78} \quad A_c = 7.93 \text{ cm}^2$$

➔ On prend 4 HA 16

• Armatures horizontales :

Les armatures horizontales placée sous le chaînage devra reprendre un effort égal à 12.5 % de la même descend de charge, dans le but d'empêcher la propagation des fissures.

$$A_h = \frac{0.125 \times N}{\sigma_s} \quad A_h = 3.97 \text{ cm}^2$$

➔ On prend 4 HA 12

• Frette supérieure :

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

$$A_s = \frac{0.04 \times N}{\sigma_s} \quad A_s = 1.27 \text{ cm}^2$$

➔ On prend 2 HA 10

• Frette inférieure :

Une frette inférieure d'éclatement, disposé à une profondeur entre h/3 et h à partir de la face supérieure de l'appui.

$$A_i = \frac{0.1 \times N}{\sigma_s} \quad A_i = 3.17 \text{ cm}^2$$

➔ On prend 4 HA 10

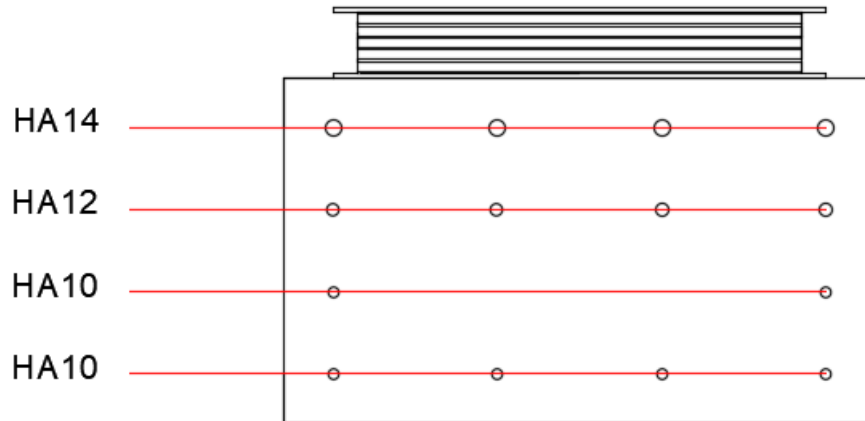


Figure XI-4:ferrailage de dé d'appui

X.7. JOINTS DE CHAUSSE :

Les joints de chaussée sont conçus et réalisés pour assurer la continuité de surface de circulation entre deux éléments de l'ouvrage d'une part, et d'autre part pour rendre le tablier librement dilatable face aux déformations dues à des variations de température, du retrait, du fluage et des déformation d'exploitation.

• Les types de joint de chaussée :

Pour choisir le type de joint de chaussée on utilise une classification basé sur la notion de dureté. On trouve trois types qui sont :

- Les joints lourds : plus de 3 000 véhicules lourds par jour.
- Les joints semi lourd : pour un trafic compris entre 1000 et 3000 véhicules lourds par jour.
- Les joints légers : pour un trafic inférieur à 1000 véhicules lourds par jour.

X.7.1. Dimensionnement :

$$W = W_D + 0.3 W_T + \frac{W_S}{3}$$

Avec:

- W: Souffle total du joint.
- W_D : Souffle des déformations différées (fluage retrait).
- W_T : Souffle thermique.
- W_S : Souffle sismique.
- Les souffles W_T , W_D sont déjà calculés lors du calcul des efforts horizontaux

$$W_T = \Delta L_T = 0.012474 \text{ m}$$

$$W_D = \Delta L_{r+f} = 0.0162 \text{ m}$$

W_S a été calculé lors du calcul des efforts séismiques ($W_S = 0.082\text{m}$).

$$W = 0.0162 + 0.3 \times 0.012474 + \frac{0.082}{3}$$

$$W = 0.0472\text{m}$$

X.7.2. Type de joint

Selon le souffle calculé, on choisit le type de joint de chaussée qui permette ce dernier.

En utilisons le catalogue de joints de chaussée Freyssinet : pour un souffle de 47.2 mm nous avons choisi un **joint de chaussé type W0Sd50**.

Les souffles admissibles pour ce genre de joint, permettent des déplacements longitudinaux de 15 mm à 65 mm .



CHAPITRE XI :
ETUDE
INFRASTRUCTURE

XI.1. INTRODUCTION

L'étude de l'infrastructure d'un ouvrage est l'une des options fondamentales du projet, cette étude est indissociable de l'ouvrage dans son ensemble, la détermination des appuis et des fondations d'un ouvrage relève d'une longue réflexion basée sur un processus progressif et itératif.

XI.2. ETUDE DE LA PILE :

Les piles de ponts sont les appuis intermédiaires sur lesquelles repose le tablier leurs rôle est d'assurer la liaison entre le tablier et les fondations du pont, elles transmettent les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations, elle intervient aussi dans un rôle très important est de reprendre les efforts sismiques qui sollicitent la structure.

XI.2.1. Conception des piles :

Pour notre cas nous avons décidé de faire des piles caisson (section rectangulaires creuses) sur toute la hauteur et qui sont pleines sur la tête et au niveau de la base.

Tableau XII:1: hauteurs des piles.

Pile	P1	P2	P3	P4	P5
Hauteur(m)	8.55	20.37	31.7	23.04	13.37

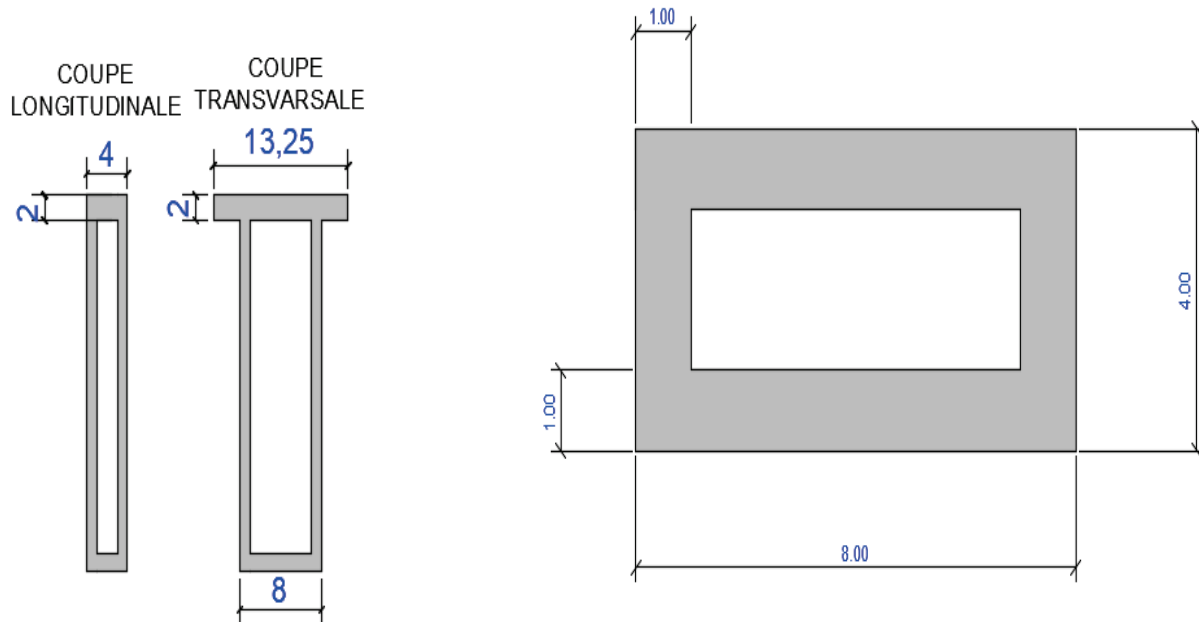


Figure XII-1:Dimensions de la pile la plus haute.

XI.2.2. Ferrailage de la pile

La pile étant soumise à une flexion composée, elle est sollicitée que par un effort vertical appliqué au centre de gravité de la section et un effort horizontal.

Pour le calculé les ferrailages des piles nous avons pris les efforts appliqué à la pile 3 de hauteur H = 31.7 m qui est la plus élancée.

XI.2.2.1 Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis de flambement :

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

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

Avec :

- l_f : la longueur du flambement de la pile la plus haute : $l_f = 2 \times l_0$
- i : rayon de giration de la section de la pile la plus haute.

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{S}} \quad i_y = \sqrt{\frac{I_y}{S}}$$

S : la section transversale de la pile

$$I_x = 134.66 \text{ m}^4 \quad I_y = 38.66 \text{ m}^4 \quad S = 20 \text{ m}^2$$

$$\text{Alors : } i_x = \sqrt{\frac{134.66}{20}} = 2.59 \text{ m} \quad i_y = \sqrt{\frac{38.66}{20}} = 1.39 \text{ m}$$

$$l_f = 2 \times 29.7 = 59.4 \text{ m}$$

$$\lambda_x = \frac{l_f}{i_x} = \frac{59.4}{2.59} = 22.89 \leq 70 \quad \rightarrow \text{Pas de risque de flambement autour de x-x}$$

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{59.4}{1.39} = 42.73 \leq 70 \quad \rightarrow \text{Pas de risque de flambement autour d' y-y}$$

XI.2.2.2 Calcul du ferrailage :

Le tableau suivant résume les efforts appliqué à la **pile 3** à

E .L.S : G+1.2AL+ST+ 0.6T

E.L.U : 1.35G +1.6 BC +1.5ST +0.9 T

E.L.A : G + E +0.4 T +D

Tableau XII:2:récapitulatif des efforts appliquer à la pile 3

Combinaisons	Efforts	FZ (KN)	MY (KN.m)	MX (KN.m)
	ELS		30102,32	/
ELU		40654,07	/	31359,83
ELA		27572.9566	129295.4293	61566.4114

XI.2.2.3 Ferrailage longitudinales :

L'orientation de la section est faite de manière à satisfaire la condition suivante :

$$\frac{t_y}{h} \leq \frac{t_x}{b}$$

Avec :

- t_y, t_x : sont les épaisseurs de la section dans la direction transversale, et longitudinale respectivement.
- h, b : sont les grandes dimensions de la section.

$$\frac{1}{8} \leq \frac{1}{4} \quad 0.125 \leq 0.25$$

➔ Condition d'orientation vérifiée.

XI.2.2.3.1 Calcul des efforts intérieurs relatifs :

$$m_x = \frac{M_x}{b \times h^2 \times f_{C28}} = \frac{61566.41}{4 \times 8^2 \times 27 \times 10^3} = 0.0089$$

$$m_y = \frac{M_y}{b^2 \times h \times f_{C28}} = \frac{129295.42}{4^2 \times 8 \times 27 \times 10^3} = 0.0374$$

$$n = \frac{N}{b \times h \times f_{C28}} = \frac{27572.95}{4 \times 8 \times 27 \times 10^3} = 0.032$$

On tir les valeurs de ω d'après les abaques de WALTHER :

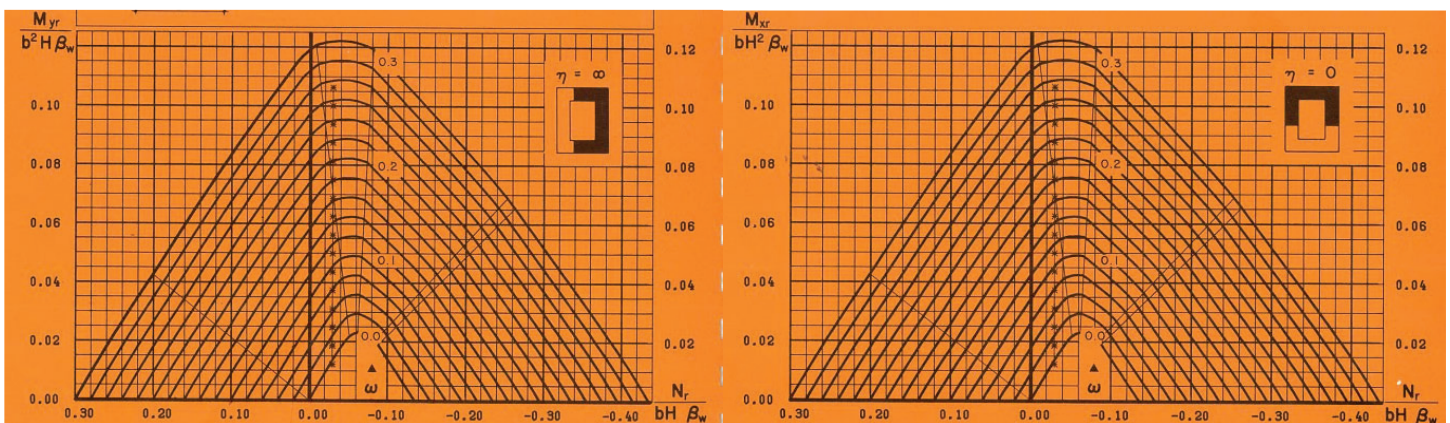


Figure XII-2:abaques de WALTHER

XI.2.2.3.2 Direction longitudinale ($\eta = \infty$ et $\omega = 0.14$)

$$F_a = \frac{\omega \times b \times h \times f_{C28}}{\sigma_s} = \frac{0.14 \times 4 \times 8 \times 27 \times 10^4}{500} = 2419 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.15 F_a = 362.88 \text{ cm}^2 \text{ (coté de b)}$$

$$A_s = 0.35 F_a = 846.72 \text{ cm}^2 \text{ (coté de h)}$$

XI.2.2.3.3 Direction transversale ($\eta = 0$ et $\omega = 0.05$)

$$F_a = \frac{\omega \times b \times h \times f_{c28}}{\sigma_s} = \frac{0.05 \times 4 \times 8 \times 27 \times 10^4}{500} = 864 \text{ cm}^2$$

$$A_S = 0.15 F_a = 129.6 \text{ cm}^2 \text{ (coté de b)}$$

$$A_S = 0.35 F_a = 302.4 \text{ cm}^2 \text{ (coté de h)}$$

• Condition de non fragilité :

$$A_{Smin} \geq 0.23 \times d \times b \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

Avec :

$$f_{tj} = 2.22 \text{ MPa} ; f_e = 500 \text{ MPa} ; d = 0.9 \times 8 = 7.2 \text{ m}$$

$$A_{Smin} \geq 0.23 \times 7.2 \times 4 \times \frac{2.22}{500} \times 10^4 = 294.1 \text{ cm}^2$$

➔ Condition vérifiée.**• Choix des armatures :****Coté b :**

$$A_S = 362.88 \text{ cm}^2 \text{ on prend 46 HA 32 (deux nappes de 23HA32/coté)}$$

Coté h :

$$A_S = 846.72 \text{ cm}^2 \text{ on prend 108 HA 32 (deux nappes de 54HA32/coté)}$$

XI.2.2.4 Ferrailage transversal

La section A_t d'une armature transversale assurant le maintien d'une barre longitudinale ou d'un groupe de barres de section A_l , doit satisfaire la relation suivante :

$$A_t = \frac{A_l \times f_{el}}{16 \times f_{et}} \times \frac{S_t(\text{mm})}{100}$$

Avec :

S_t : l'espacement des armatures transversales en mm

$$S_t = \min \{ 24 \Phi_t ; 8 \Phi_l ; 0.25 d \}$$

$$S_t = \min \{ 24 \times 16 ; 8 \times 32 ; 0.25 \times 8100 \}$$

$$S_t = 250 \text{ mm} \qquad S_t = 25 \text{ cm}$$

d : hauteur utile ;

Φ_t : diamètre des armatures transversales on prend (HA 16) ;

Φ_l : diamètre des armatures longitudinales ; la section totale des armatures longitudinales ;

f_{el} ; f_{et} : caractéristiques de l'acier des armatures respectivement longitudinales et transversales.

Coté b :

$$A_t = \frac{362.88 \times 500}{16 \times 500} \times \frac{250}{100} \quad A_t = 56.7 \text{ cm}^2$$

Coté h :

$$A_t = \frac{846.72 \times 500}{16 \times 500} \times \frac{250}{100} \quad A_t = 132.3 \text{ cm}^2$$

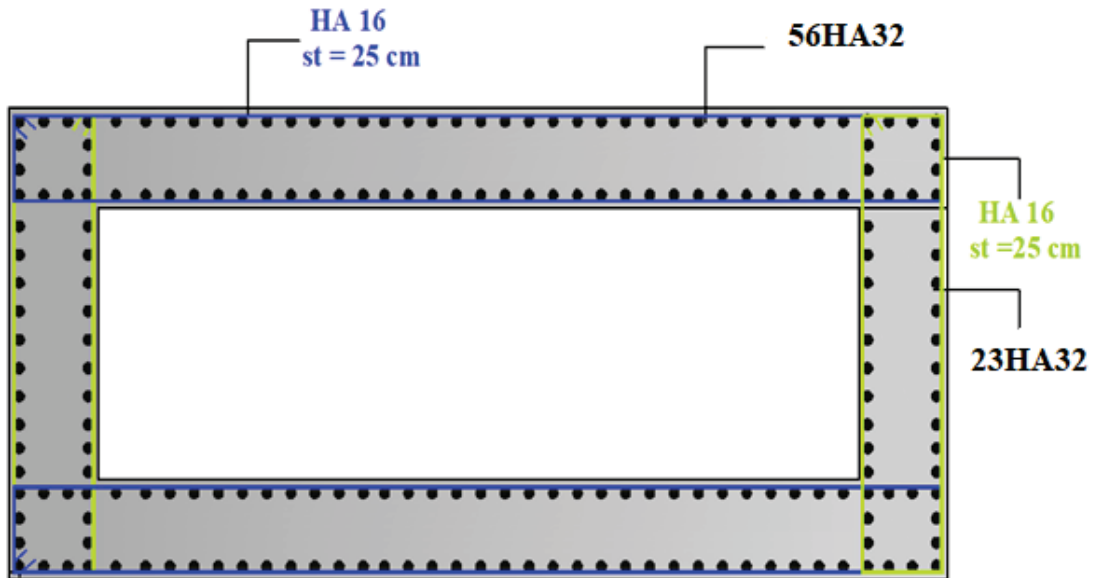


Figure XII-3: ferrailage de la pile

XI.3. Etude de la culée :

La culée est un élément fondamental de l’infrastructure d’un pont ; construire aux deux bords de l’ouvrage, donc c’est l’élément qui assure le raccordement de l’ouvrage au terrain de façon à avoir une continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont.

La culée a deux rôles principaux, donc à la fois un appui de tablier et un mur de soutènement qui subit la poussée des terres et des surcharges de remblais

Dimensionnement de la culée

Les dimensions de la culée sont définies dans le chapitre

Elément	Hauteur	Largeur (m)	Epaisseur ou largeur (m)
Semelle	2.8	13.25	9.6
Mur frontal	5	13.25	1.55
Dalle de transition	0.3	11.25	4
Mur en retour	/	/	0.7
Corbeau	/	11.85	/
Mur de garde de grève	2.30	13.25	0.3
Schéma représentatif de la culée			

XI.3.1. Evaluation des efforts sollicitant la culée

XI.3.1.1 Détermination du coefficient de poussée K_{ad} :

Pour calculer la poussée dynamique des terres on doit utiliser la méthode de Mononbé-Okabé comme elle se présente par les formules suivantes :

$$F_{ad} = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm k_v) H^2 k_{ad}$$

Tel que : $K_v = 0,3 * K_H$

Sachant que dans les conditions sismiques, le coefficient de poussée K_{ad} est donné par la formule suivante :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta \left(1 + \sqrt{\frac{\sin\varphi * \sin(\varphi - \theta - \beta)}{\cos\theta * \cos\beta}} \right)}$$

Tel que :

- H : la hauteur du mur ;
- γ : le poids des terres ;
- $\varphi = 30^\circ$ angle de frottement interne du remblai sans cohésion ;
- $\beta =$ angle de talus avec l'horizontal, avec $\theta = \arctg \left(\frac{KH}{1 \pm KV} \right)$

$KH = a = 0.25$: le coefficient d'accélération de zone (voir Tableau 3.1. RPOA)

$KV = 0.3 \times KH = 0.075$

Tableau XII:3:Coefficient de poussé.

Designation		K_H	K_V	θ	K_{ad}
Condition normale	1 ^{er} Cas	0	0	0	0.33
Conditions sismiques	2 ^e cas	0.25	0.075	13.09	0.50
	3 ^e Cas	0.25	-0.075	15.12	0.54

XI.3.1.2 Calcul des poussées

a) Poussé des surcharges sur remblai L'intensité $q=10 \text{ KN/m}^2$.

$$P = q \times S$$

avec S : surface de contact.

b) Poussée des terres :

Agissant sur une hauteur H et sur une largeur L est donnée par la formule suivante :

$$P = 1/2 K_a \gamma H^2 L.$$

Avec $\gamma=19 \text{ KN/m}^3$. (Poids volumique).

Le calcul des efforts sur la culée se fait par rapport au point O.

M_s : désigne le moment stabilisant

M_r : désigne le moment renversant.

L'ensemble des moments et efforts agissants sur la culée pour les trois cas existants.

XI.3.1.3 Détermination des sollicitations

Effort vertical totale	CN	0	19756.5	/	/	0	27153.2
	CS+	4931.37	21247.9	/	/	20845.5	29189.6
	CS-	4931.37	18243	/	/	20845.5	25116.6

Poussée total	CN	0	4007.68	/	/	14201.4	0
	CS+	6527.65	/	/	/	23095.03	0
	CS-	6066.17	/	/	/	21462.32	0

Vérification de la stabilité de la culée :

Comme nous avons une culée sur pieux, donc pas de vérification de la stabilité.

XI.3.2. Ferrailage de la culée :**XI.3.2.1 Mur frontal:**

Le ferrailage se fait en flexion déviée composée utilisant les sollicitations les plus défavorables, il est effectué avec ROBOT Expert 2010, en considérant une section rectangulaire 100*155 cm².

	N (KN/ml)	M (KN.m/ml)
ELS	816.86	616.63
ELU	1100.92	767.18

• Armatures verticales :

$A_s = 14.2 \text{ cm}^2$ donc on utilise : **5HA20** avec un espacement **St = 20 cm**.

• Armatures de construction :

$A_{s1} = A_s/3 = 4.73 \text{ cm}^2$ donc on utilise : **5HA12** avec un espacement **St = 20 cm**.

• Armatures transversales :

$A_{s2} = A_s/4 = 3.55 \text{ cm}^2$ donc on utilise : **5HA10** avec un espacement **St = 20 cm**.

XI.3.2.2 Mur garde grève :

Le mur garde grève est soumis essentiellement à l'action des forces horizontales sur la face arrière en contact avec les terres :

- Poussée de terres
- Poussée de la surcharge de remblais
- Effort de freinage

❖ Évaluation des efforts agissant sur le MGG :

1-Poussée des terres :

Le moment à l'encastrement est :

$M_p = P \times h/3$ avec $P = 1/2 K_a \cdot \gamma H^2$. Avec :

$K_a = 0,333$

$\gamma = 18 \text{ KN/ m}^3$.

H = 2.31 m.

Donc : $P = 0.5 \times 0.33 \times 18 \times 2.31^2 = 15.48 \text{ KN}$

$M_p = 15.48 \times 2.31 / 3 = 11.91 \text{ KN.m}$

P	15.48	KN/ml
MP	11.91	KN.m/ml
MP_ultime	16.07	KN.m
MP service	11.91	KN.m

•2- Moment dû à la force de freinage :

On considère l'effet de freinage d'une seule roue d'une charge exceptionnelle du convoi, dont le moment d'encastrement est donné par l'expression suivante :

$$M_f = 2\mu \times P \times h / 0.25 + 2h$$

Où :

$\mu = (\mu = 1.2 \text{ à l'ELS et } \mu = 1.6 \text{ à l'ELU})$

P : charge d'une roue du convoi roulant,

P = 60 kN

h : Hauteur du mur, h = 2.31 m

MF_ultime	91.07	KN.m
MF_service	68,30	KN.m

Le moment est donné par la formule suivante :

$$M_p = \frac{12 \times K}{0.75 + 2h} \int_0^h \frac{h - x}{(0,25 + x)} dx$$

Avec $K = K_a \times B_c \times \delta \times \gamma$

Γ : coefficient de pondération (L'ELS : 1.2 L'ELU : 1.6)

B_c : coefficient de pondération de B_c

Δ : coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai

H : hauteur de mur garde grève

Tel que : $d = 1,072$; $k_a = 0,33$; $b_c = 1.2$

Alors :

K_{ELU}	0.68
K_{ELS}	0,51

Le tableau ci-dessous est extrait du document technique SETRA Piles et Palées PP73 (page 394) qui montre plusieurs valeurs de M_p/k en fonction des valeurs de la hauteur.

Tableau XII:4: Valeurs de M_p/k .

h(m)	0,5	0,75	1	1,5	2	2,5	3
MP/k (t.m/ml)	2,23	3,4	4,41	6,11	7,45	8,56	9,49

Par interpolation, on trouve :

$h_1 =$	2	$M_{p/k} =$	7,45
$h =$	2,31	$M_{p/k} =$	7.73
$h_2 =$	2,5	$M_{p/k} =$	8,56

Alors : $M_{p/k} = 7.729 \text{KN.m}$

M_{Pc_ultime}	$K_{ELU} * M_{p/k} = 52.56$	KN.m
$M_{Pc_service}$	$K_{ELS} * M_{p/k} = 39.42$	KN.m

• **Combinations d'action :**

Le moment total à l'encastrement est donné par les formules suivantes :

M_{ELU}	$1.35 * M_G + 1.6 * M_Q = 159.7$	KN.m
M_{ELS}	$M_G + 1.2 * M_Q = 119.63$	KN.m

• **Ferraillage :**

Le ferraillage principal se fait en flexion simple sur ROBOT Expert 2010, en considérant une section rectangulaire $100 * 35 \text{ cm}^2$:

• **Armatures verticales :**

$A_s = 19,20 \text{ cm}^2$ donc on utilise : **5HA25** avec un espacement $St = 20 \text{ cm}$.

• **Armatures de construction :**

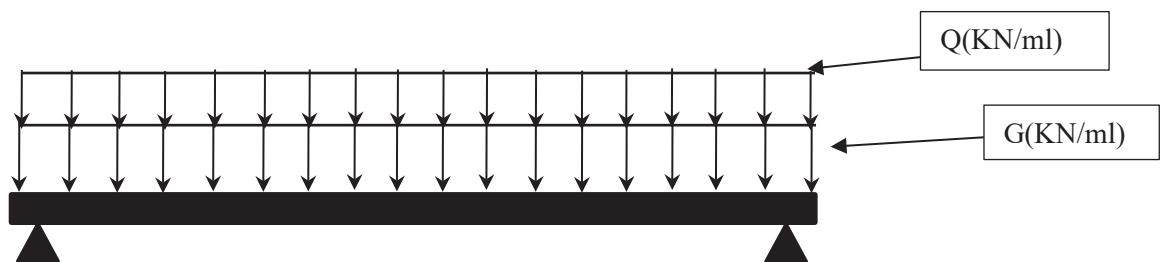
$A_{s1} = A_s / 3 = 6,40 \text{ cm}^2$ donc on utilise : **5HA14** avec un espacement $St = 20 \text{ cm}$.

• **Armatures transversales :**

$A_{s2} = A_s / 4 = 4,80 \text{ cm}^2$ donc on utilise : **5HA12** avec un espacement $St = 20 \text{ cm}$.

XI.3.2.3 Dalle de transition :

Elle se calcule comme une dalle rectangulaire supposée simplement appuyée, sachant que réellement elle est reposée sur des appuis élastique sur toute sa surface (contact direct avec le sol). Elle est soumise à son poids propre, aux surcharges et le poids du remblai au-dessus de la dalle.



➤ Evaluation des efforts :

Remblai	$\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$
	$h = 0,72 \text{ m}$
Poids propre	$\rho_{\text{béton}} = 25 \text{ KN/m}^3$
	$e = 0,30 \text{ m}$
Revêtement	$\rho_{\text{bb}} = 24 \text{ KN/m}^3$
	$e = 0,08 \text{ m}$
Surcharges	$Q = 10 \text{ KN/m}^2$

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	12.96	25.92	25.92
Surcharges	10	20	20

• Combinations d’actions :

M_{ELU}	$1.35 \cdot M_G + 1.6 \cdot M_Q = 92.43$	kN.m/ml
M_{ELS}	$M_G + 1.2 \cdot M_Q = 68.76$	kN.m/ml
T_{ELU}	$1.35 \cdot T_G + 1.6 \cdot T_Q = 92.43$	KN/ml
T_{ELS}	$T_G + 1.2 \cdot T_Q = 68.76$	KN/ml

➤ Ferrailage :

Le ferrailage principal se fait en flexion simple sur ROBOT Expert 2010, en considérant une section rectangulaire 100*30 cm².

• Armatures verticales :

$A_s = 12,03 \text{ cm}^2$ donc on utilise : **5HA20** avec un espacement **St = 20 cm**.

• Armatures de construction :

$A_{s1} = A_s/3 = 4,01 \text{ cm}^2$ donc on utilise : **5HA14** avec un espacement **St = 20 cm**.

• Armatures transversales :

$A_{s2} = A_s/4 = 3,00 \text{ cm}^2$ donc on utilise : **5HA12** avec un espacement **St = 20 cm**.

XI.3.2.4 Corbeau d’appui de la dalle de transition

Evaluation des efforts :

Le corbeau c’est un appui pour la dalle de transition, il est soumis à la réaction de cette dernière.
Réaction due au poids des charges –permanentes :

$$R_{Rem} = \frac{ql}{2}$$

Avec :

l : longueur de la dalle de transition

q : charges permanentes ; $q = r_{\text{remblais}} + r_{\text{revêtement}} + q_p \text{ dalle}$

$$R_{Rem} = \frac{22.38 \times 4}{2} = 44.76 \text{ KN.m/ml}$$

Réaction des surcharges sur remblais :

La réaction du aux surcharges sur remblais est donnée par la formule ci-après :

$$R = \frac{ql}{2}$$

q : surcharges

$$R = \frac{10 \times 4}{2} = 20 \text{ KN.m/ml}$$

Combinaison d'actions sur le corbeau :

A l'ELU :

$$R_{ELU} = 1.35 \times R_G + 1.6 \times R_Q$$

$$R_{ELU} = 90,43 \text{ KN.m/ml}$$

A l'ELS :

$$R_{ELS} = R_G + 1.2 \times R_Q$$

$$R_{ELS} = 68.76 \text{ KN.m/ml}$$

➤ Ferrailage du corbeau :

Le corbeau est sollicité par une compression simple, la fissuration est considéré préjudiciable. Section d'acier : $A_s = 11.2 \text{ cm}^2$; on prend : 5HA20/ml ($A_s = 15.71 \text{ cm}^2$) avec l'épaisseur ($e = 40 \text{ cm}$)

XI.3.2.5 Mur en retour

Pour calculer les sollicitations on utilise un modèle par logicielle Robot. Le mur en retour est supposé encastrier sur ses deux côtés.

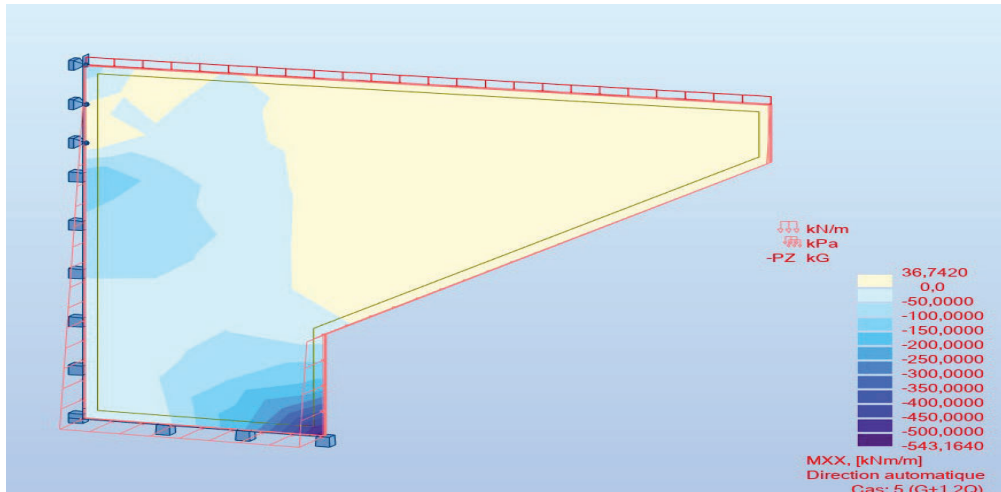


Figure XII-4 : les moments MXX sur le mur en retour avec logiciel

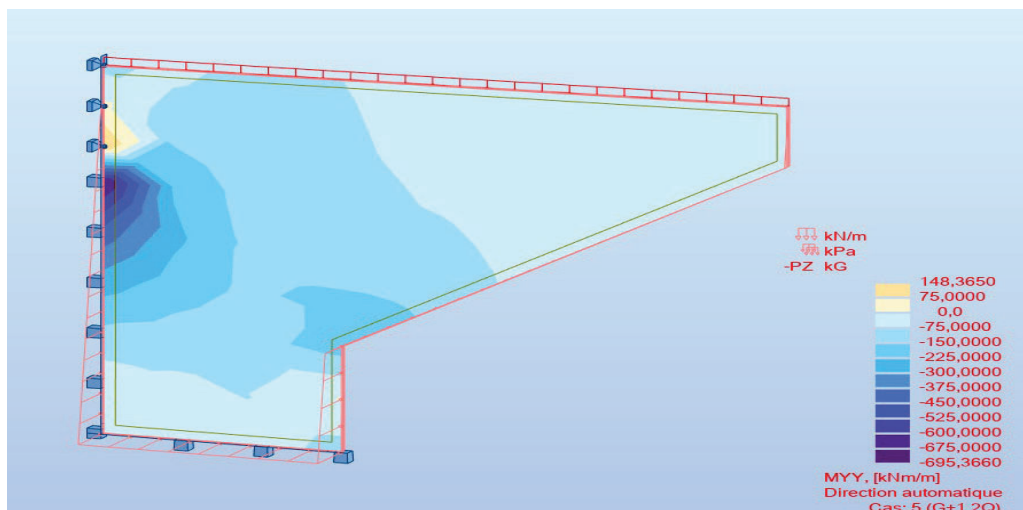


Figure XII-5 : les moments MYX sur le mur en retour avec logiciel

➤ **Les sollicitations agissantes sur le mur en retour**

- $M_{xx} = 400.00 \text{ KN.m/ml}$
- $M_{yy} = 525.00 \text{ KN.m/ml}$

➤ **Ferraillage :**

Le ferraillage principal se fait en flexion simple sur ROBOT Expert 2010, en considérant une section rectangulaire $100 \times 70 \text{ cm}^2$

• **Armatures verticales :**

$A_s = 18,4 \text{ cm}^2$ donc on utilise : **4HA25** avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

• **Armatures de construction :**

$A_{s1} = A_s/3 = 6,14 \text{ cm}^2$ donc on utilise : **4HA14** avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

- **Armatures transversales :**

$A_s = 24.4 \text{ cm}^2$ donc on utilise : **5HA25** avec un espacement **St = 20 cm.**

- **Armatures de construction :**

$A_{s1} = A_s/3 = 8,14 \text{ cm}^2$ donc on utilise : **5HA16** avec un espacement **St = 20 cm.**

XI.4. Etude de fondation :

XI.4.1. Choix de type de fondation :

D'après les rapports géologique et géotechnique, le mode de fondation à préconiser pour les appuis de l'ouvrage est une fondation de type semelle + pieux de 12 m de profondeur et un diamètre $\varphi = 1.2$

XI.4.2. Etude des pieux :

- **Nombre des pieux:**

Il est donné par la formule suivante :

$$n_p = \frac{N_{max}}{Q_{adm}}$$

- Avec :

N_{max} : l'effort normal maximal à l'ELS.

Q_p : capacité portante d'un pieu a l'ELS.

- $Q_{adm} = \frac{Q_f}{2} + \frac{Q_p}{3}$

	Cas de la pile	Cas de la culée
N_{max} (KN)	39046.82	21667.27
Q_f (KN)	3250	2315
Q_p (KN)	5200	4230
Q_{adm} (KN)	3358.33	2567,5
N_p	11,62	8.44

Dans le cas de la pile et la culée on prend $n_p = 12$

XI.4.2.1 Action sur les pieux :

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

$$EI \frac{d^4y}{d^4y} + C_U by = 0$$

Avec :

- 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 :

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

Avec :

α : Longueur élastique du pieu

XI.4.2.2 Calcul du Coefficient d’amortissement du module de WARNER λ :

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

$E = 33\,000\text{ MPa}$

- I : moment d’inertie de la section du pieu = 0.101 m^4

- $C_U = 30\text{ MN/m}^3$

- $b = 1,20\text{ m}$

- $L = 12\text{ m}$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{30 \times 1.2}{4 \times 33000 \times 1.01}}$$

$\lambda = 0.228 \quad \lambda L = 2.735$

D’où, on tire les valeurs de $(X_\theta^P ; X_\theta^M)$ à partir du tableau WERNER.

Après interpolation on obtient :

$$\lambda L = 2.735 \begin{cases} X_\theta^P = 1.21 \\ X_\theta^M = 1.52 \end{cases}$$

XI.4.2.3 Moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu :

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

$$\bar{M} = -\frac{X_\theta^P}{X_\theta^M} \times \frac{\bar{p}}{\lambda}$$

état	Cas de la pile			Cas de la culée		
	\bar{p}	\bar{M}	N	\bar{p}	\bar{M}	N
ELU	76,32	259,54	4389.54	450.86	1533,19	2222.6
ELS	63,55	216,10	3253.9	333.97	1135,69	1646.37
ELA	462.66	1573,31	3039.74	543.97	1849,81	1770.65

XI.4.2.4 Ferrailage des pieux

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

• Section d’acier

Avec Robot expert on obtient $A_s = 113,10 \text{ cm}^2$

Donc : on prend 24 HA25 ($A_s = 117,81 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $St = 14 \text{ cm}$.

• Cerces transversales

On prend des cerces de HA16 avec un espacement de 15 cm en zone critique et 30 cm en zone courante.

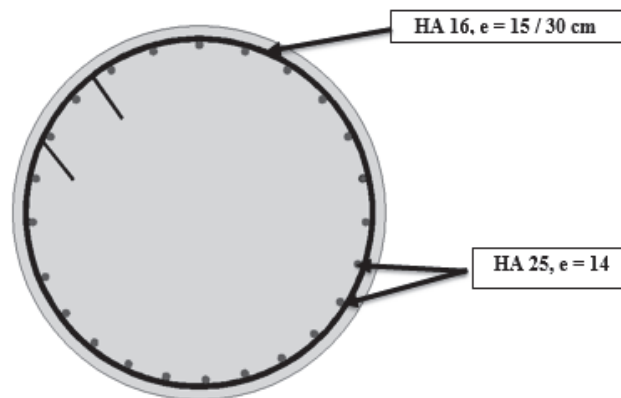


Figure XII-6:ferrailage du pieu

XI.5. Etude de la semelle

La semelle transmet à la fondation des efforts qui induisent dans les pieux des forces axiales et le plus souvent des moments. Pour que ces moments soient transmis. Il faut que les pieux soient mécaniquement encastres dans la semelle. Ceci s’obtient facilement avec des pieux fores. La semelle a pour rôle de transmettre au sol les différentes charges par l’intermédiaire des pieux.

La semelle est sollicitée par un moment M et un effort normal N .

XI.5.1. Dimensions de la semelle :

La largeur :

$$B = (N - 1) \times L + 2\Phi$$

$$B = (3 - 1) \times 3.6 + 2 \times 1.2 \quad \mathbf{B = 9.6 \text{ m}}$$

Avec :

N : nombre des files des pieux.

L : la distance entre deux files

La longueur :

$$L_s = (N - 1) \times L + 2\Phi$$

$$L_s = (4 - 1) \times 3.7 + 2 \times 1.2 \quad \mathbf{B = 13.5 \text{ m}}$$

La hauteur :

On prend $\mathbf{H = 2.9 \text{ m}}$

XI.5.2. Ferrailage de la semelle

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

$$\begin{cases} \alpha \geq 45^\circ \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases} ; h = H - d'$$

L : entraxe entre deux pieux

b : épaisseur de la pile ou le mur frontal

Tableau XII:5 méthode des bielles

	Cas de la pile	Cas de la culée
L (m)	7,2	7,2
b (m)	4	1,55
H (m)	2,8	2,8
h (m)	2,7	2,7
d'(m)	0,1	0,1
$\frac{L}{2} - \frac{b}{4}$ (m)	2,6	3,21
$\alpha = \text{Arctg}\left(\frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}\right)$ (°)	46,08	40,06
Vérification de condition	Vérifiée	Non vérifiée

NB : la méthode des bielles n'est pas applicable dans la culée, donc en utilisant la méthode des moments.

XI.5.2.1 Pour la semelle sous pile :

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

$$A_s = \frac{N_{max}}{\sigma_a} \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h}$$

Donc : $A_s = 97.39 \text{ cm}^2$

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux ayant une largeur (L) telle que :

$$\begin{aligned} L &= h + \Phi_{pieux} \\ L &= 2.7 + 1.2 = 3.9 \end{aligned}$$

• Armatures transversales inférieure :

$$A_{s1} = \frac{A_s}{3.9} = \frac{97.39}{3.9} = 24.97 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend 4 HA 32 /ml avec un espacement de 25 cm

• **Armatures transversales supérieure :**

$$A_{S2} = \frac{A_{S1}}{3} = \frac{24.97}{3} = 8.33 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend 4 HA 20/ml avec un espacement de 25 cm

• **Armatures longitudinales inférieures :**

$$A_{S2} = \frac{A_{S1}}{2} = \frac{24.97}{2} = 12.49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend 4 HA 25/ml avec un espacement de 25 cm

• **Armatures longitudinales supérieure :**

$$A_{S2} = \frac{A_{S1}}{4} = \frac{24.97}{4} = 6.24 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend 4 HA 16 /ml avec un espacement de 25 cm

• **Armatures latérales :**

$$A_{S2} = \frac{24.97}{10} = \frac{24.97}{10} = 2.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend 4 HA 10 /ml avec un espacement de 25 cm

XI.5.2.2 Pour la semelle sous culée :

$$M_u = \frac{R_{max}}{2} \times (a' - 0,7 \times a)$$

a' : entraxe des pieux extrêmes

a : epaisseur de mur frontal

$$M_u = \frac{2.22}{2} \times (7.6 - 0,7 \times 1.55) = 7.23 \text{ MN.M}$$

$$A_u = \frac{M_u}{z \times \sigma_a} = \frac{7.23}{0.9 \times 2.8 \times 434} = 66.1 \text{ cm}^2$$

Fissuration préjudiciable : $A_s = 1.1 A_u = 72.71 \text{ cm}^2$

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux ayant une largeur (L) telle que :

$$L = h + \Phi_{pieux}$$

$$L = 2.7 + 1.2 = 3.9$$

• **Armatures transversales inférieure :**

$$A_{S1} = \frac{A_s}{3.9} = \frac{72.71}{3.9} = 18.64 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend 4 HA 25 /ml avec un espacement de 25 cm

• **Armatures transversales supérieure :**

$$A_{S2} = \frac{A_{S1}}{3} = \frac{18.64}{3} = 6.21 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend 4 HA 16/ml avec un espacement de 25 cm

• **Armatures longitudinales inférieures :**

$$A_{S2} = \frac{A_{S1}}{2} = \frac{18.64}{2} = 9.32 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend 4 HA 20/ml avec un espacement de 25 cm

• Armatures longitudinales supérieure :

$$A_{S2} = \frac{A_{S1}}{4} = \frac{18.64}{4} = 4.66 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend 4 HA 14 /ml avec un espacement de 25 cm

• Armatures latérales :

$$A_{S2} = \frac{A_{S1}}{10} = \frac{18.64}{10} = 1.86 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend 4 HA 8 /ml avec un espacement de 25 cm

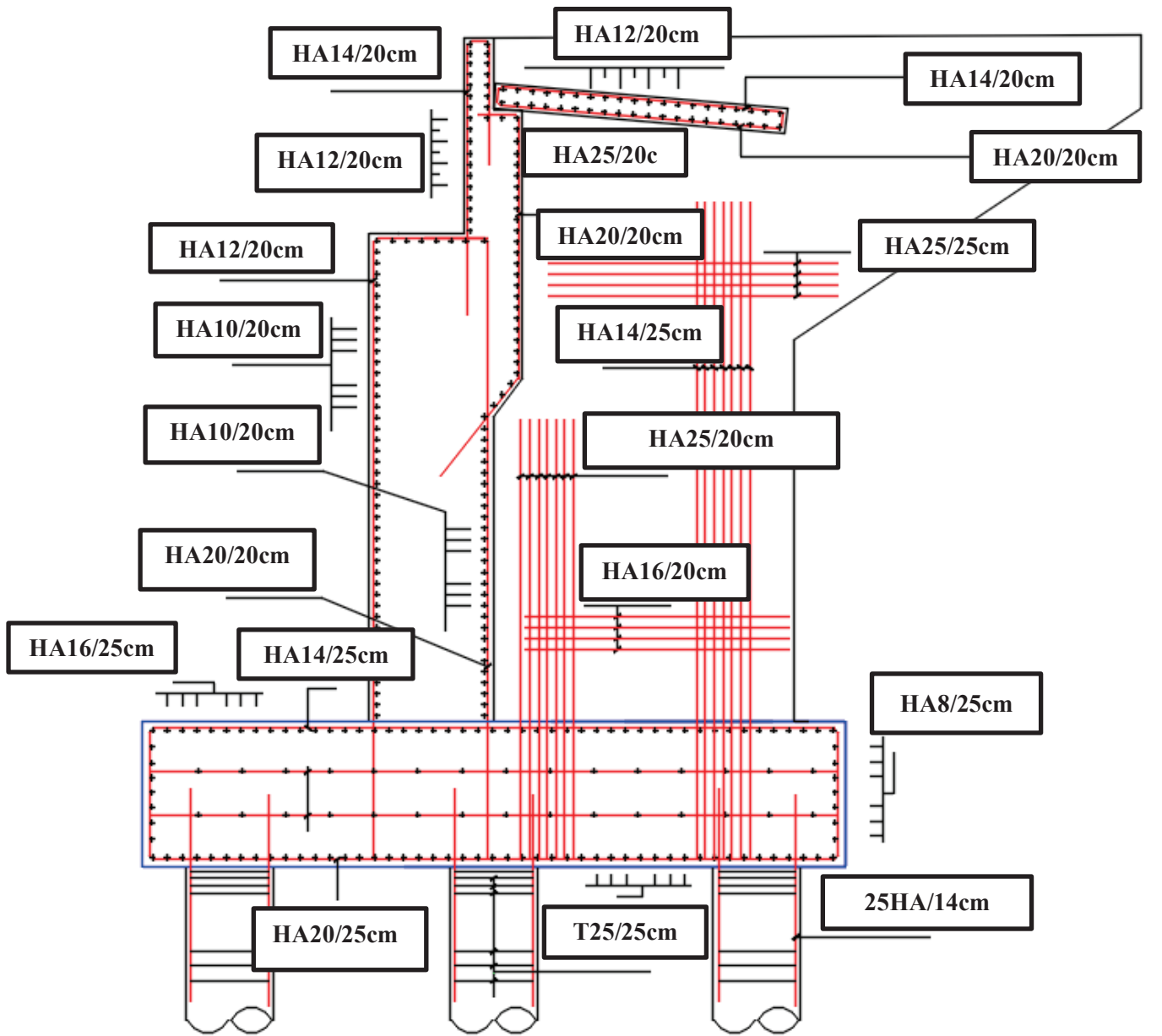


Figure XII-7 : ferrailage de la culée

XI.6. CONCLUSION

L'étude de l'infrastructure présentée dans ce chapitre traite le dimensionnement ainsi que la stabilité de la pile et de la culée tout en vérifiant le ferrailage de ses éléments. On peut conclure que la conception et le dimensionnement de l'infrastructure ainsi que les accessoires qu'on a faits, permettra à l'ouvrage d'être exploité en toute sécurité.



**CONCLUSION
GENERALE**

CONCLUSION GENERALE

Cette étude a nous permis de mettre en pratique sur un cas réel les notions fondamentales concernant la conception et le dimensionnement de cette structure que nous avons acquis pendant notre trois années à l'Ecole Nationale Supérieur des Travaux Publics.

L'approche a été effectuée en énonçant probablement les contraintes liées à l'ouvrage et au site proprement dit dans le but de mettre en avant des principes conceptuels. La suite a consisté à utiliser ces pour concevoir un pont respectant au mieux les contraintes énoncées précédemment.

S'appuyant durant ce processus sur une bibliographie assez riche en ouvrage, normes, référence et cours ainsi qu'en utilisent plusieurs logiciels de calcul et de dessin notamment : AUTOCAD, ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS, ROBOT EXPERT et MICROSOFT OFFICE EXCEL.

En générale, l'étude d'un pont met en évidence la maîtrise de toutes les connaissances théorique acquises durant le cursus de l'élève-ingénieur, telles que la résistance des matériaux, dynamique des structure, béton arme et bien d'autre.

En conclusion, nous espérons que ce travail répond aux ambitions que vous accordez en nous et bien sûr il représente une étape primaire aussi bien pour une carrière professionnelle que pour des études plus approfondis.

BIBLIOGRAPHIE

- *Document SETRA*, Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs. Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), (juin 2003)
- *Document SETRA*, Ponts mixtes acier-béton. Ministère de l'écologie, de l'énergie, de développement durable et de la mer (France), (septembre 2009)
- *Document SETRA*, (Février 1996) « Ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension » centre des techniques d'ouvrage d'arts.
- Cours Pont, *AMIEUR Mohammed* Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger.
- Cours de béton précontrainte. *AMIEUR Mohammed*. Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger.
- Cours de Béton Armé, *BENREDHOUANE Mustapha* Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger.
- Cours Calcul d'ouvrage, *BENREDHOUANE Mustapha*. Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger.
- Règlement Parasismique des Ouvrages d'Art 2008, Ministère des travaux publics Algérie.
- RCPR. Document technique réglementaire. Ministère des travaux publics. Avril 2009 .
- Règles BAEL91 révisé 99 : (Fascicule n° 62 (titre I, section I)).
- BPEL91 Révisé 99 (Le Fascicule 62 Titre II, section II).
- *Document SETRA*, Ponts courants en zone sismique. Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), (janvier 2000)

ANNEXE A

A.1 Données géologiques :

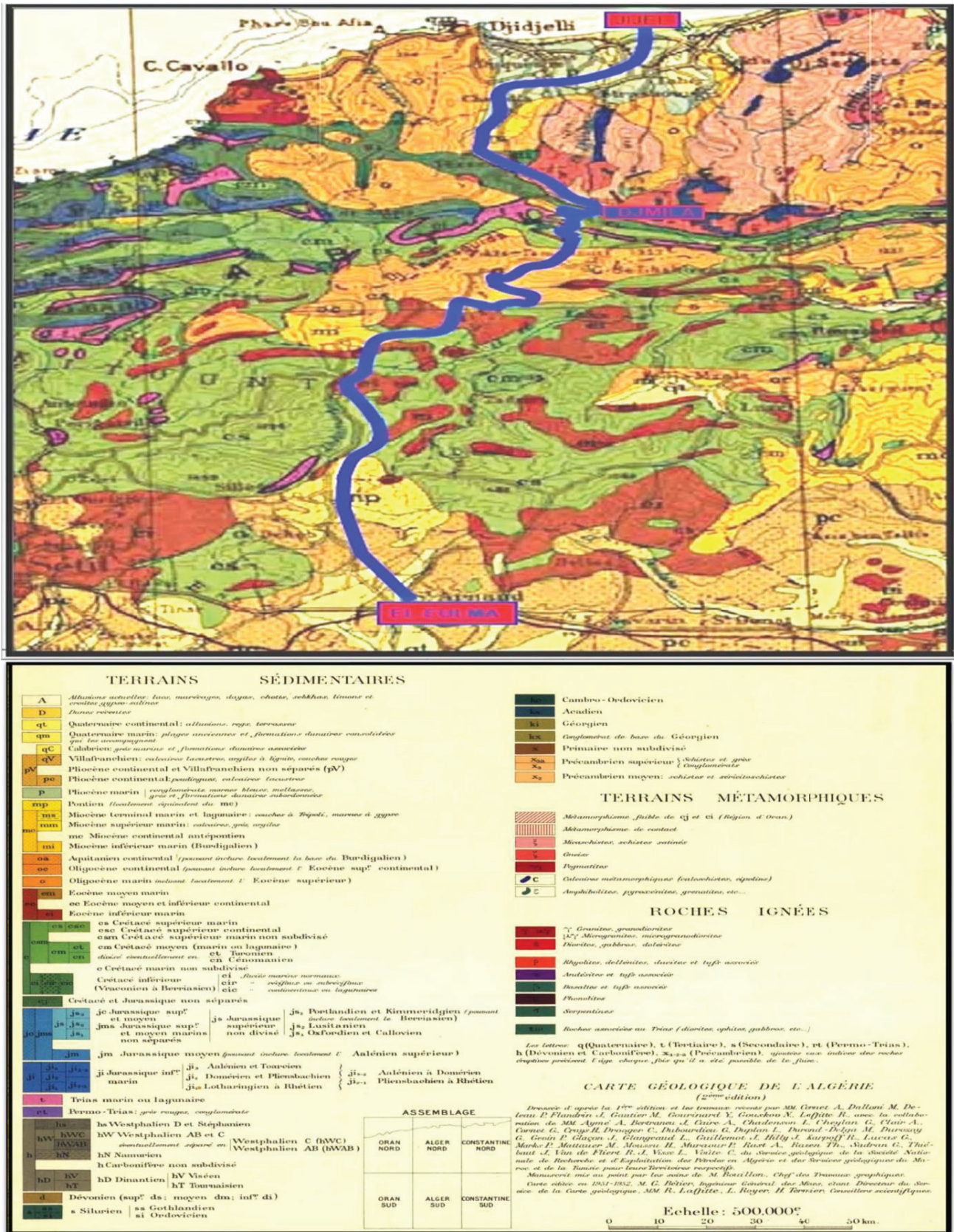


Figure A-1: Carte géologique de la région Jijel-El Eulma

A.2 Données géotechniques :



Figure A-2: Investigations géotechniques au PK 51+320 – Caisse 01 : 0 à 5.5m



Figure A-3: Investigations géotechniques au PK 51+320 – Caisse 02: 5.5 à 11.5m



Figure A-4: Investigations géotechniques au PK 51+320 – Caisse 03 : 11.5 à 17m



Figure A-5: Investigations géotechniques au PK 51+320 – Caisse 04: 17 à 21m



Figure A-6: Investigations géotechniques au PK 51+320 – Caisse 05: 21 à 25m



Figure A-7: Investigations géotechniques au PK 51+320 – Caisse 06: 25 à 29 m



Figure A-8; Investigations géotechniques au PK 51+320 – Caisse 07: 29 à 30m

Tableau A-1 : résultats des essais périmétriques

positon du Forage	Profondeur (m)	P_L (kg/cm ²)	E (kg/c m ²)
Pk 51+320	4,00	14.75	72
	6,00	83.95	5916
	8,00	83.47	5916
	10,00	83.37	900
	12,00	83.24	820
	14,00	83	850
	16,00	82.9	850
	18,00	82.8	820
	20,00	82.7	820

A.3 Données sismiques :

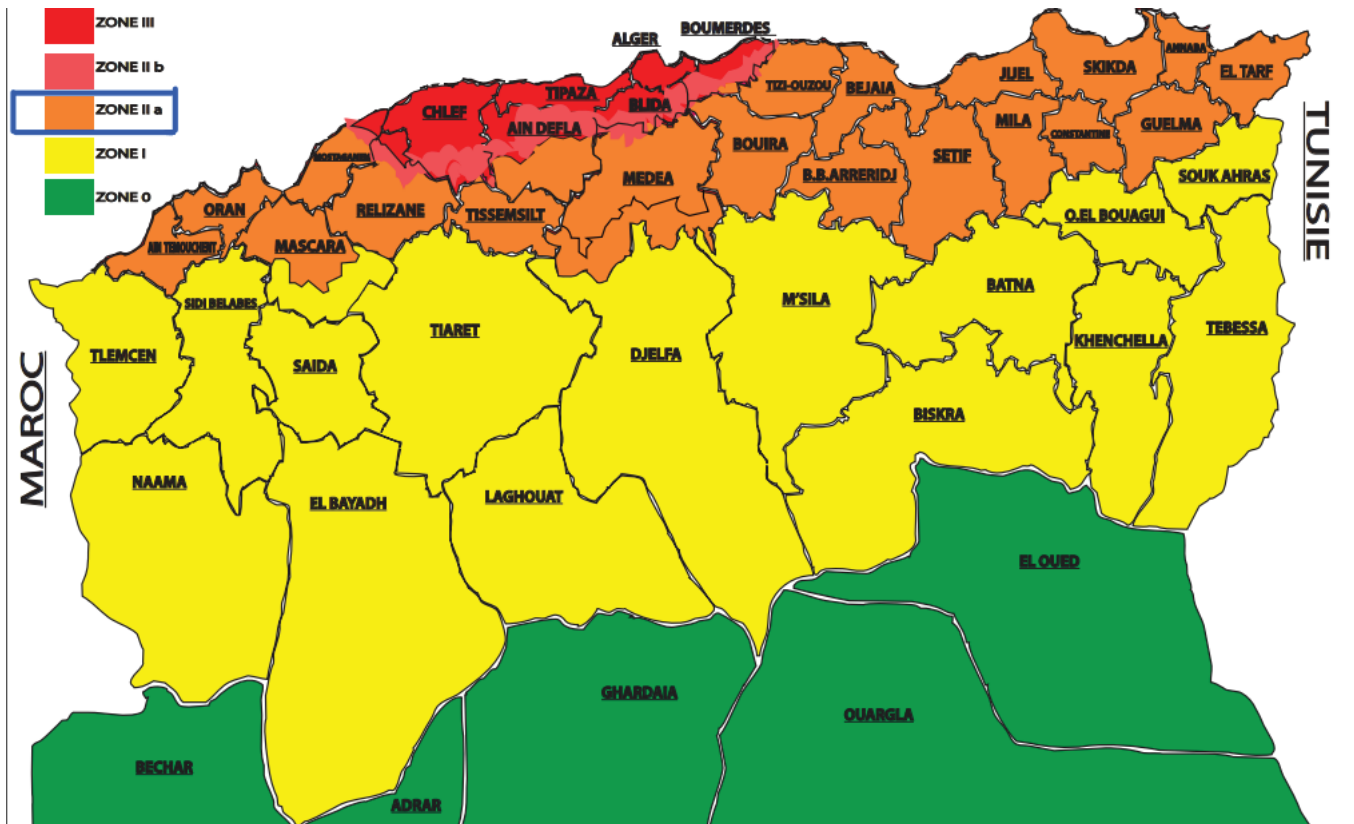


Figure A-9: zones sismiques de l'Algérie

GROUPE DE PONT	ZONE SISMIQUE			
	I	Ila	Ilb	III
1	0.15	0.25	0.3	0.4
2	0.12	0.2	0.25	0.3
3	0.10	0.15	0.20	0.25

ANNEXE B

Interpolation GUYON-MASSONET

$\theta = 0.65$	K0								
	-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

$\theta = 0.7$	K0								
	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,0216	0,5464	1,058	1,4938	1,6955	1,4938	1,058	0,5464	0,0216
b/4	-0,3589	0,1095	0,5862	1,067	1,4938	1,7118	1,5548	1,1934	0,7809
b/2	-0,5114	-0,1756	0,1798	0,5862	1,058	1,5548	1,9393	2,0554	2,0618
3b/4	-0,5575	-0,3794	-0,1756	0,1095	0,5464	1,1934	2,0554	3,0254	3,9282
b	-0,5733	-0,5575	-0,5114	-0,3589	0,0216	0,7809	2,0618	3,9282	6,2464

$\theta = 0.69$	K0								
	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,0528	0,5616	1,0569	1,4775	1,6714	1,4775	1,0569	0,5616	0,0528
b/4	-0,3417	0,1201	0,5892	1,0605	1,4775	1,6923	1,5474	1,2060	0,8151
b/2	-0,5133	-0,1743	0,1833	0,5892	1,0569	1,5474	1,9304	2,0576	2,0804
3b/4	-0,5798	-0,3896	-0,1743	0,1201	0,5616	1,2060	2,0576	3,0137	3,9067
b	-0,6163	-0,5798	-0,5133	-0,3417	0,0528	0,8151	2,0804	3,9067	6,1639

$\theta = 0.65$	K1								
	-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

$\theta = 0.7$	K1								
	$-b$	$-3b/4$	$-b/2$	$-b/4$	0	$b/4$	$b/2$	$3b/4$	b
0	0,708	0,8319	0,9923	1,1737	1,2783	1,1737	0,9923	0,8319	0,708
$b/4$	0,4808	0,5905	0,7407	0,9437	1,1737	1,3307	1,2824	0,1589	1,0461
$b/2$	0,3342	0,4253	0,5535	0,7407	0,9923	1,2824	1,5134	1,5539	1,5262
$3b/4$	0,2417	0,3171	0,4253	0,5905	0,8319	1,1589	1,5539	1,9305	2,1668
b	0,1782	0,2417	0,3342	0,4808	0,708	1,0461	1,5262	2,1668	2,9395

$\theta = 0.69$	K1								
	$-b$	$-3b/4$	$-b/2$	$-b/4$	0	$b/4$	$b/2$	$3b/4$	b
0	0,7161	0,8373	0,9931	1,1683	1,2688	1,1683	0,9931	0,8373	0,7161
$b/4$	0,4904	0,5990	0,7466	0,9448	1,1683	1,3209	1,2762	0,3583	1,0498
$b/2$	0,3438	0,4349	0,5621	0,7466	0,9931	1,2762	1,5019	1,5446	1,5211
$3b/4$	0,2506	0,3266	0,4349	0,5990	0,8373	1,1583	1,5446	1,9128	2,1466
b	0,1860	0,2506	0,3438	0,4904	0,7161	1,0498	1,5211	2,1466	2,8984

$\theta = 0.69$	$K_{\alpha=0.193}$								
	$-b$	$-3b/4$	$-b/2$	$-b/4$	0	$b/4$	$b/2$	$3b/4$	b
0	0,2962	0,6628	1,0335	1,3640	1,5237	1,3640	1,0335	0,6628	0,2962
$b/4$	-0,0363	0,2958	0,6470	1,0181	1,3640	1,5560	1,4479	0,8949	0,9013
$b/2$	-0,1987	0,0493	0,3223	0,6470	1,0335	1,4479	1,7731	1,8693	1,8751
$3b/4$	-0,2751	-0,1267	0,0493	0,2958	0,6628	1,1885	1,8693	2,6096	3,2607
b	-0,3219	-0,2751	-0,1987	-0,0363	0,2962	0,9013	1,8751	3,2607	4,9654

Determination de $k_{a \text{ moy}}$ pour chaque type de chargement

AL1			
POUTRES	S Surface(m ²)	L Largeur chargée	$K_{\alpha \text{ moy}}$
P1	4,1491	3,6667	1,1316
P2	5,6319	3,6667	1,5360
P3	6,9062	3,6667	1,8835
P4	7,6776	3,6667	2,0939

AL2			
POUTRES	S Surface(m ²)	L Largeur chargée	$K_{\alpha \text{ moy}}$
P1	9,1562	7,3333	1,2486
P2	9,8242	7,3333	1,3397
P3	9,878	7,3333	1,3470
P4	9,3705	7,3333	1,2778

AL3			
POUTRES	S Surface(m ²)	L Largeur chargée	K_{α} moy
P1	11,8337	11	1,0758
P2	11,2383	11	1,0217
P3	10,419	11	0,9472
P4	8,8829	11	0,8075

BC1			
POUTRES	K1	K2	K_{α} moy
P1	0,7136	1,1596	0,9366
P2	1,4391	1,5925	1,5158
P3	2,4652	1,921	2,1931
P4	3,5429	2,0896	2,8163

BC2					
POUTRES	K1	K2	K3	K4	K_{α} moy
P1	0,7136	1,1596	1,2717	1,4561	1,1502
P2	1,4391	1,5925	1,6137	1,3946	1,5100
P3	2,4652	1,921	1,7696	1,1391	1,8237
P4	3,5429	2,0896	1,775	0,8223	2,0575

BC3							
POUTRES	K1	K2	K3	K4	K5	K6	K_{α} moy
P1	0,7136	1,1596	1,2717	1,4561	1,4495	1,2289	1,2132
P2	1,4391	1,5925	1,6137	1,3946	1,2993	0,8839	1,3705
P3	2,4652	1,921	1,7696	1,1391	0,994	0,5014	1,4651
P4	3,5429	2,0896	1,775	0,8223	0,6484	0,1445	1,5038

BT1			
POUTRES	K1	K2	K_{α} moy
P1	0,7399	1,2298	0,98485
P2	1,4352	1,6215	1,5284
P3	2,4063	1,8485	2,1274
P4	3,3441	1,8224	2,5833

BT2					
POUTRES	K1	K2	K3	K4	K_{α} moy
P1	0,7399	1,2298	1,3695	1,4462	1,19635
P2	1,4352	1,6215	1,5535	1,2517	1,4655
P3	2,4063	1,8485	1,5264	0,9214	1,6757
P4	3,3441	1,8224	1,3828	0,5615	1,7777

MC120			
POUTRES	S	L	K_{α} moy
P1	2,2714	2	1,1357
P2	2,9282	2	1,4641
P3	3,5516	2	1,7758
P4	3,9586	2	1,9793

D240			
POUTRES	S	L	K_{α} moy
P1	4,4519	3,2	1,3912
P2	4,7351	3,2	1,4797
P3	4,3976	3,2	1,3743
P4	3,7577	3,2	1,1743

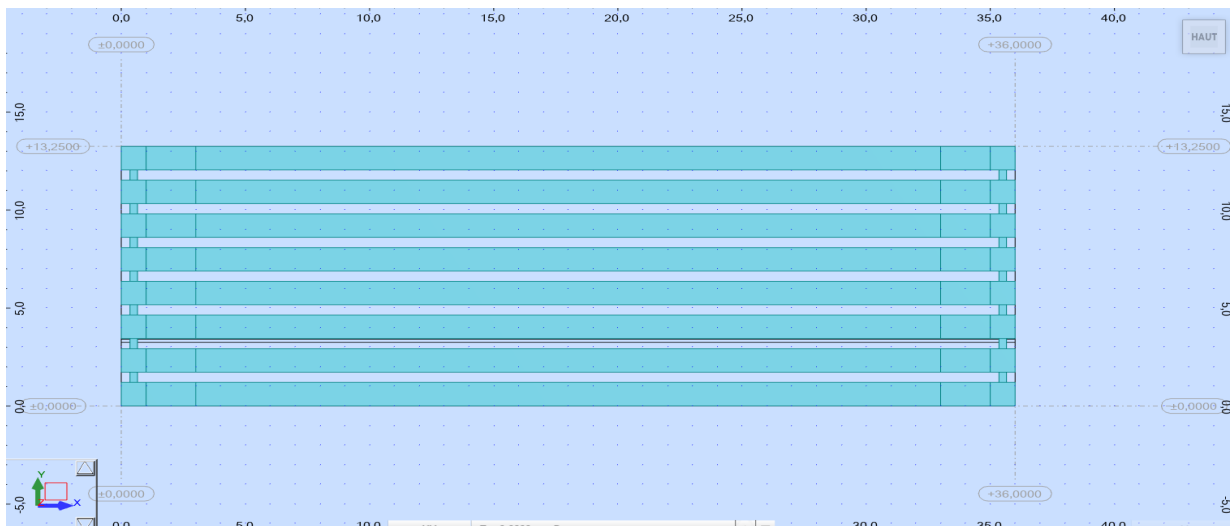


Figure 1: Vue en plan du tablier

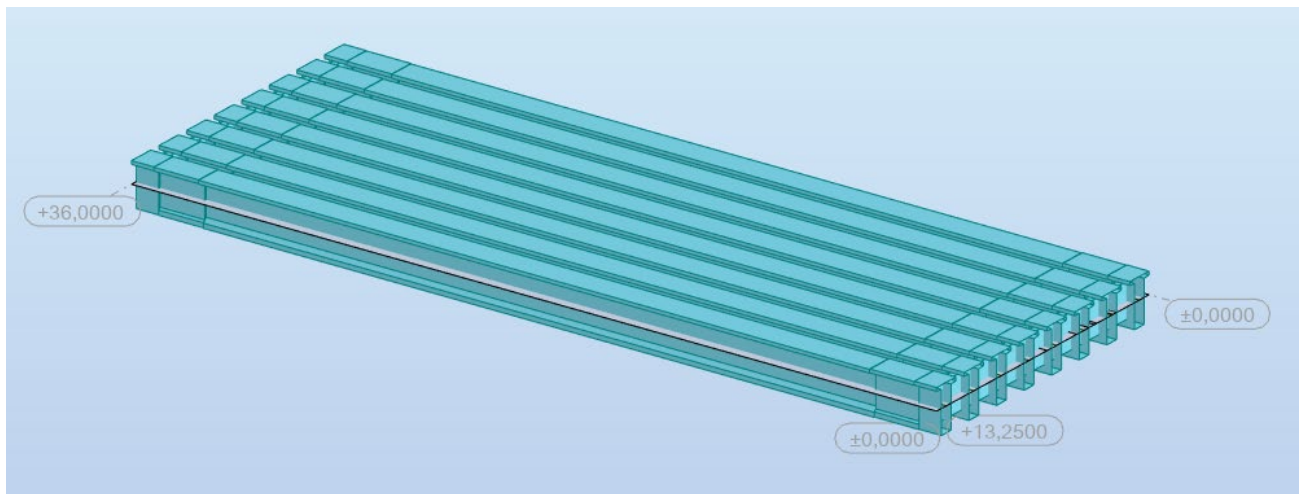


Figure 2: Vue en 3d du tablier

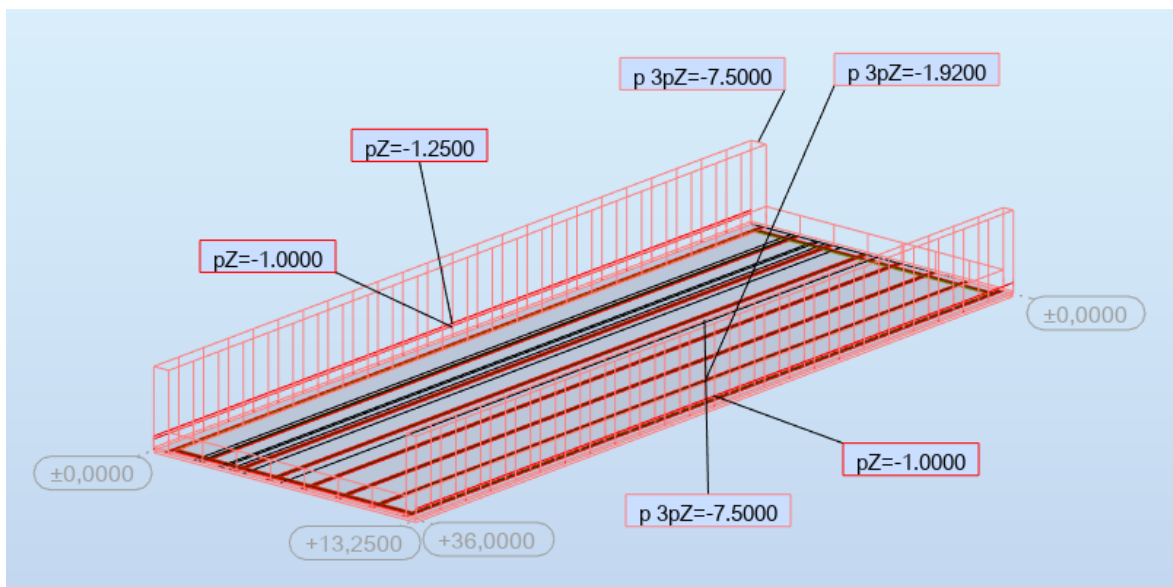


Figure 3 :Charges permanentes du tablier

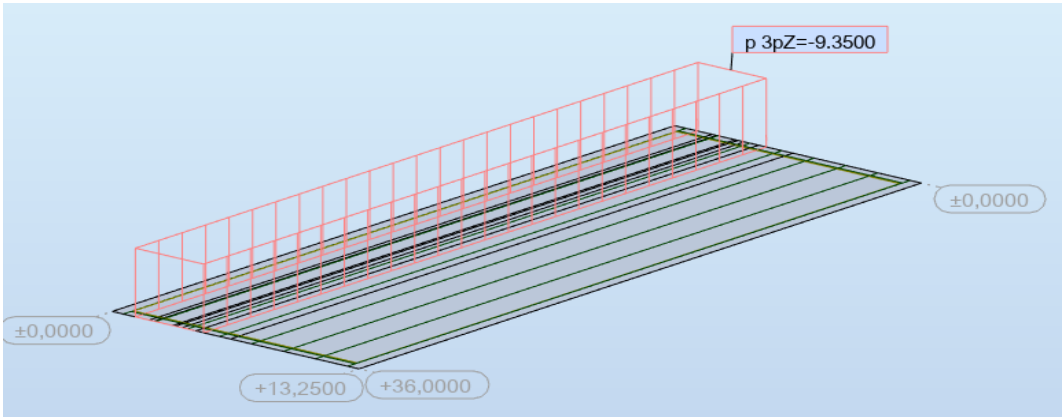


Figure 4: Surcharges A(l) 1 voies chargé

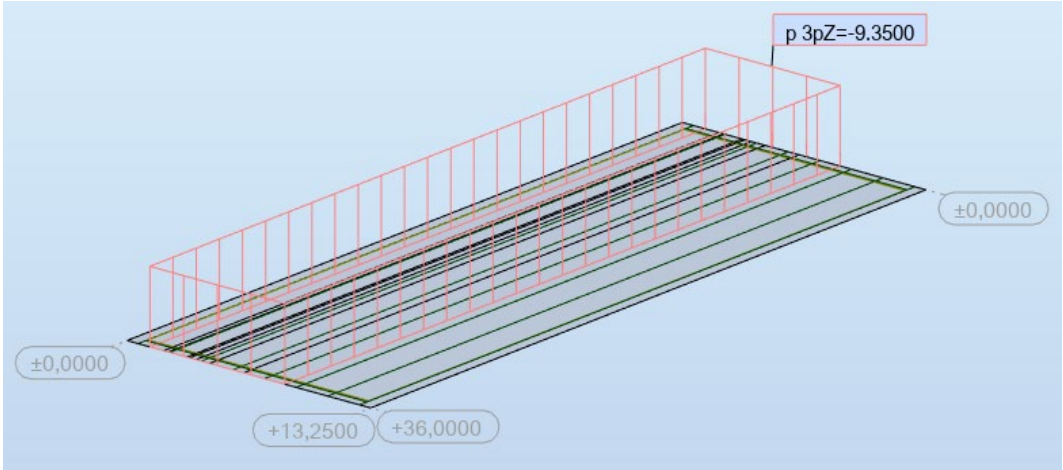


Figure 5: Surcharges A(l) 2 voies chargé

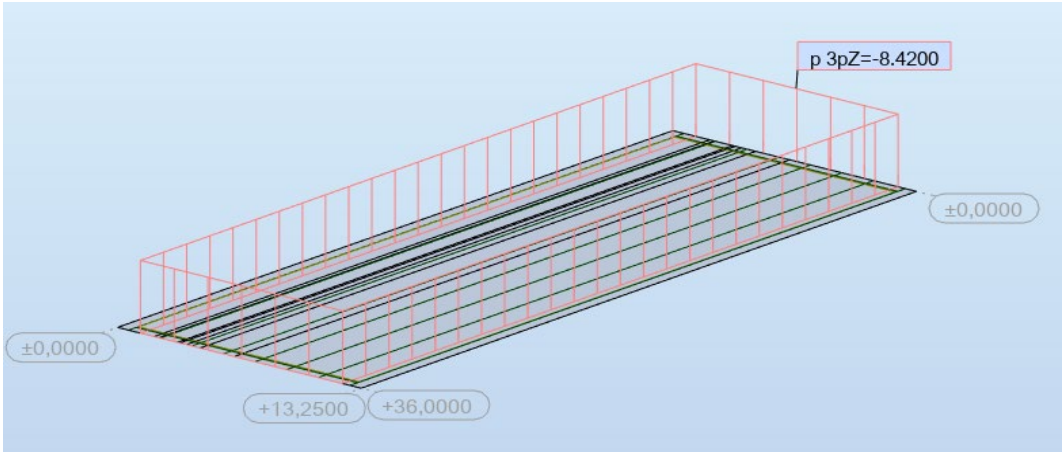


Figure 6 : Surcharges A(l) 3 voies chargé

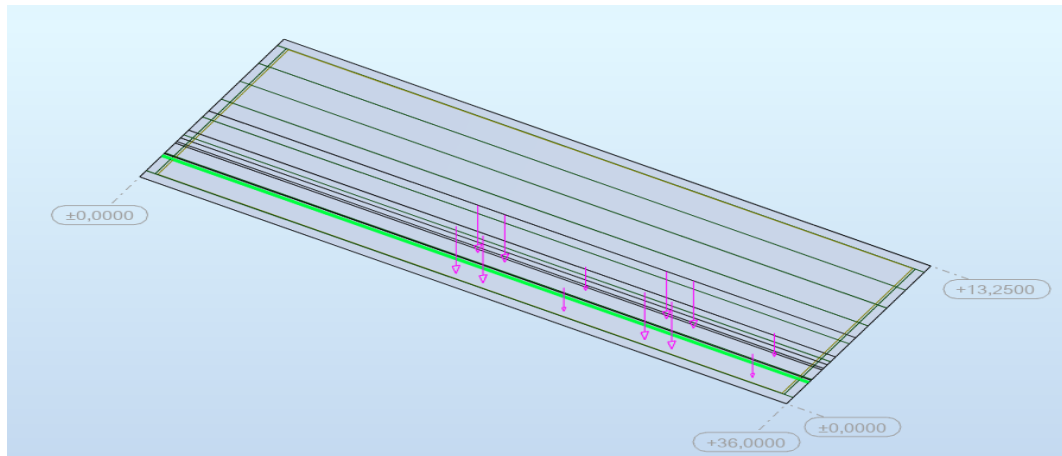


Figure 7: Surcharge BC 1 voie chargé

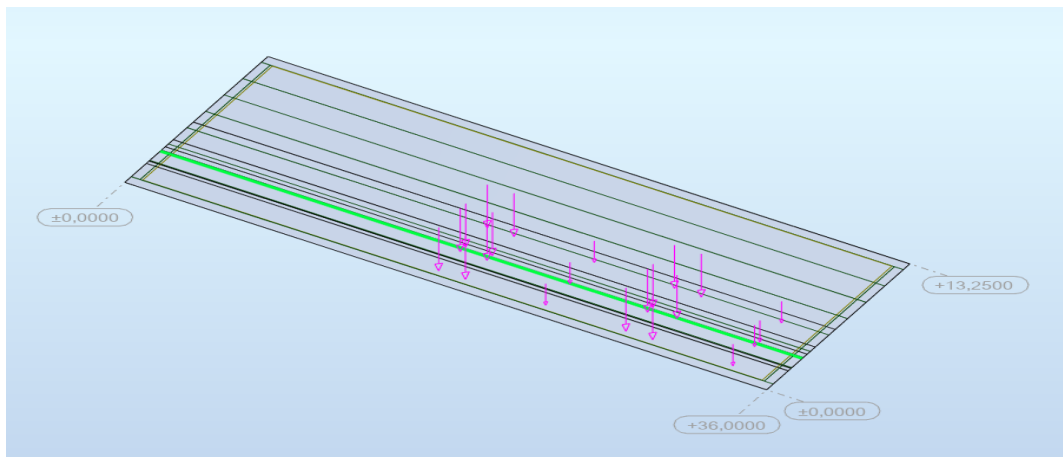


Figure 8: Surcharge BC 2 voies chargé

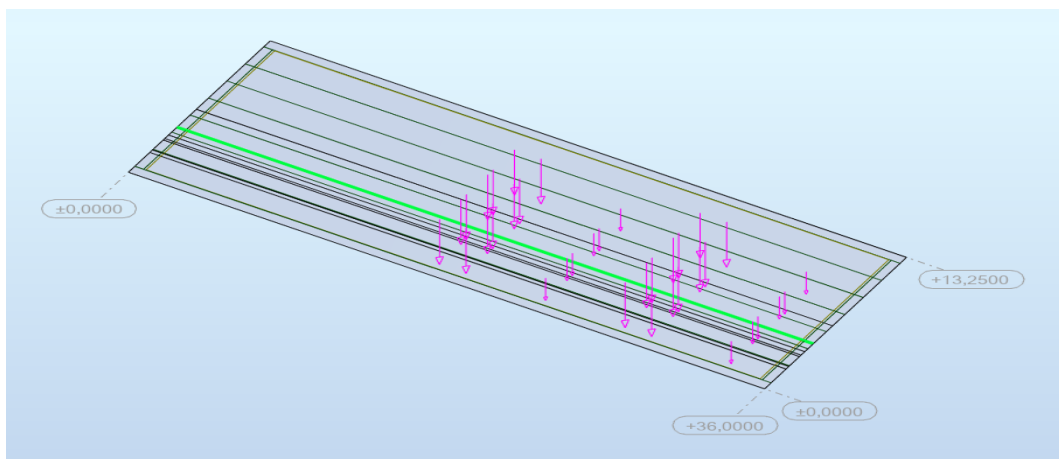


Figure 9 : Surcharge BC 3 voies chargé

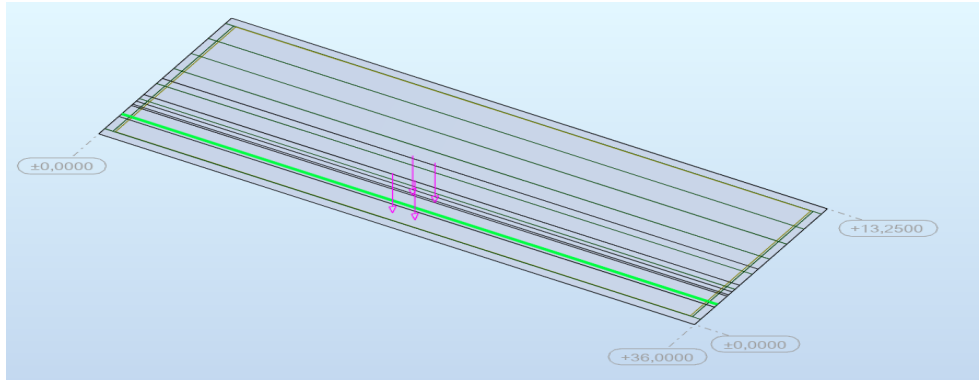


Figure 10 :Surcharge Bt 1 voie chargé

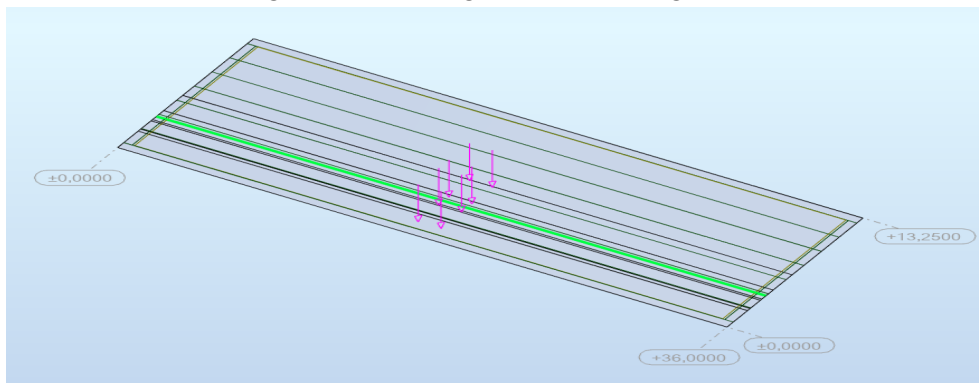


Figure 11 :Surcharge Bt 2 voies chargé

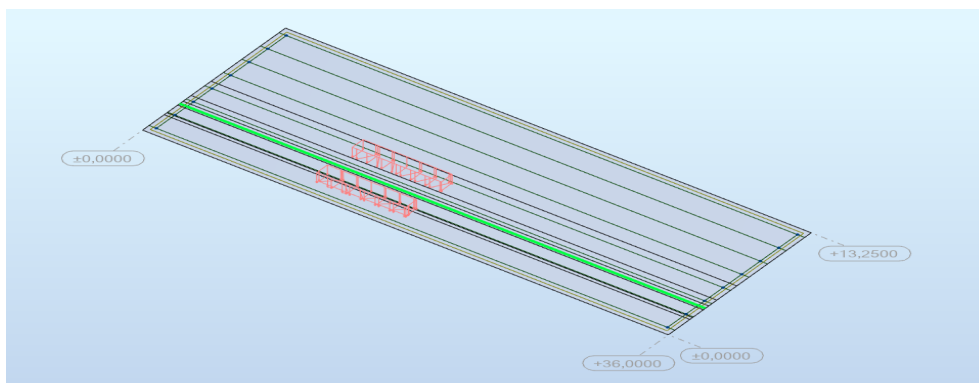


Figure 12 :Surcharge MC 120

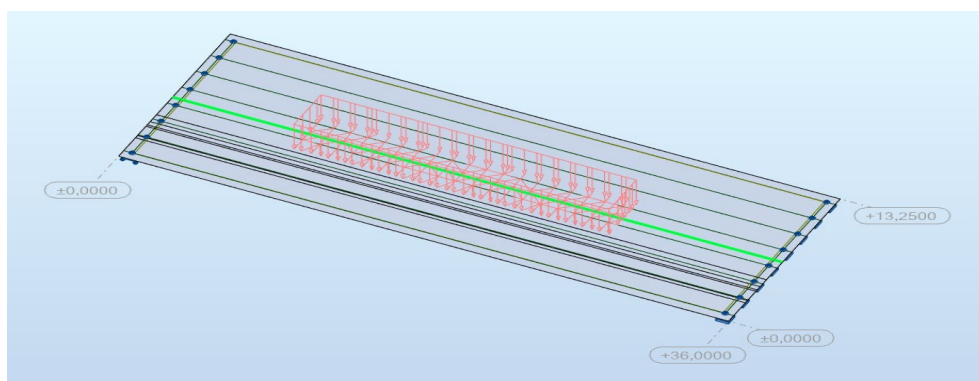
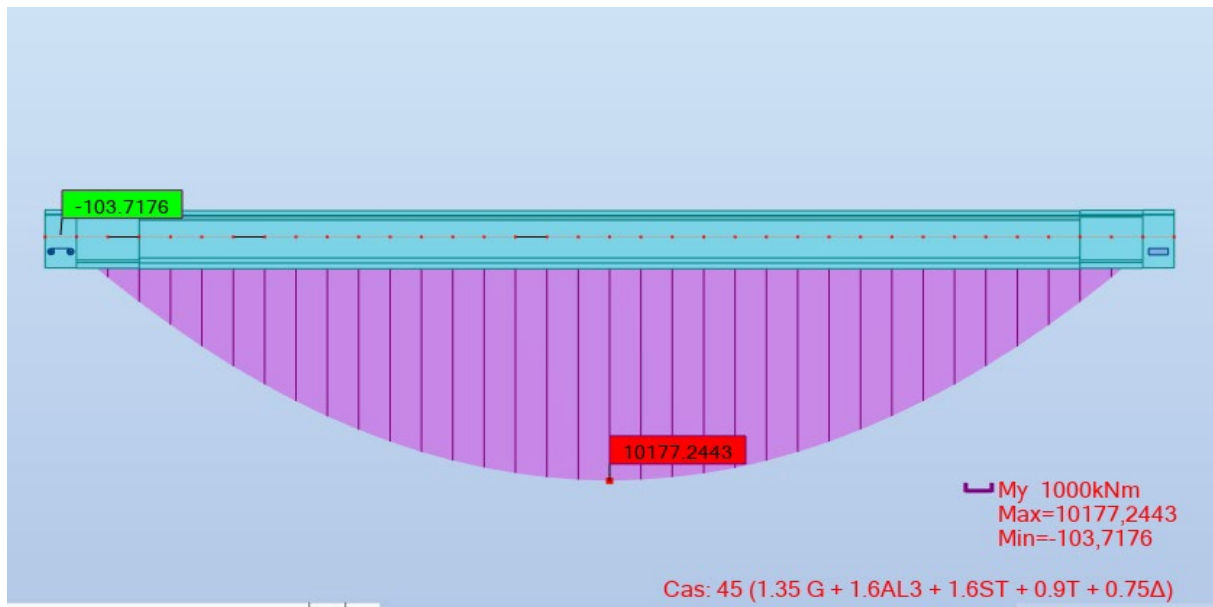
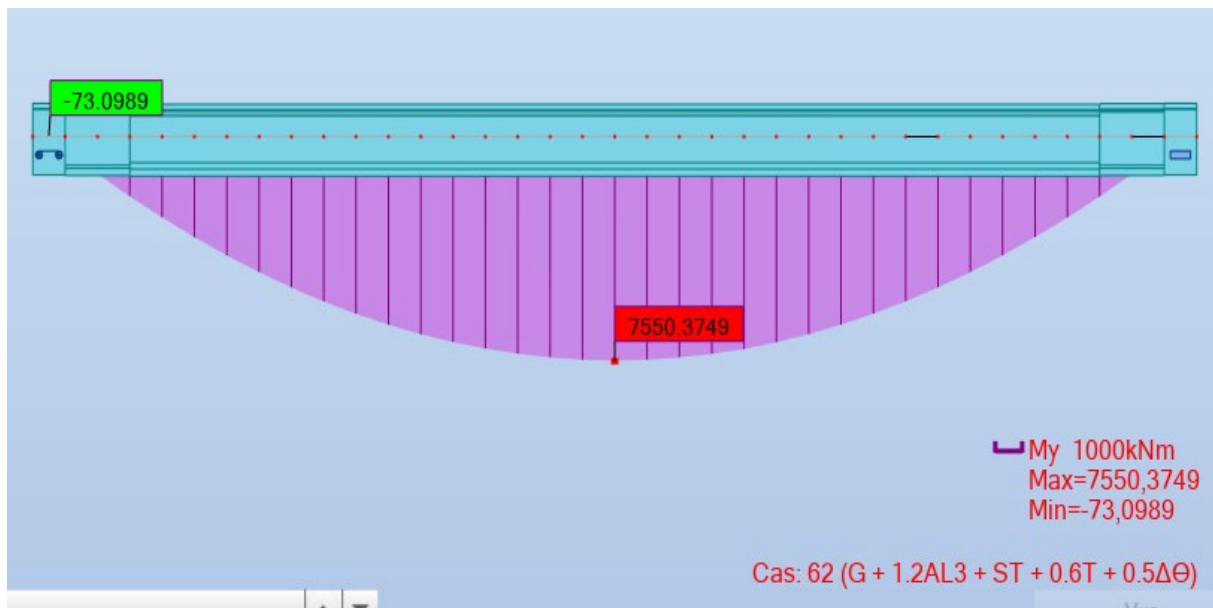
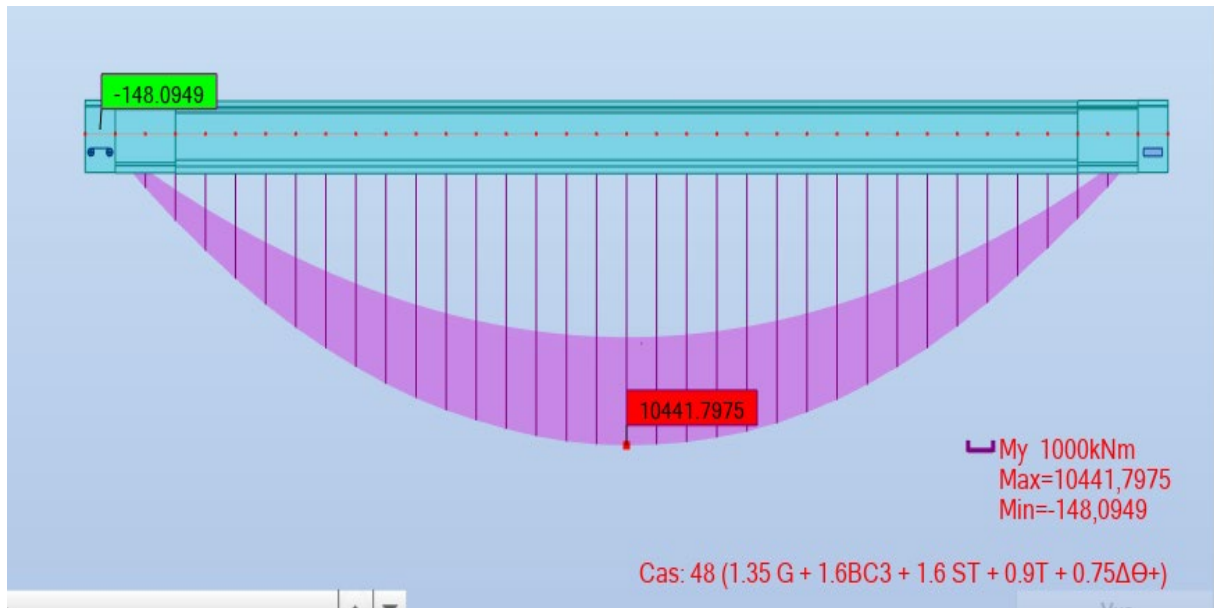
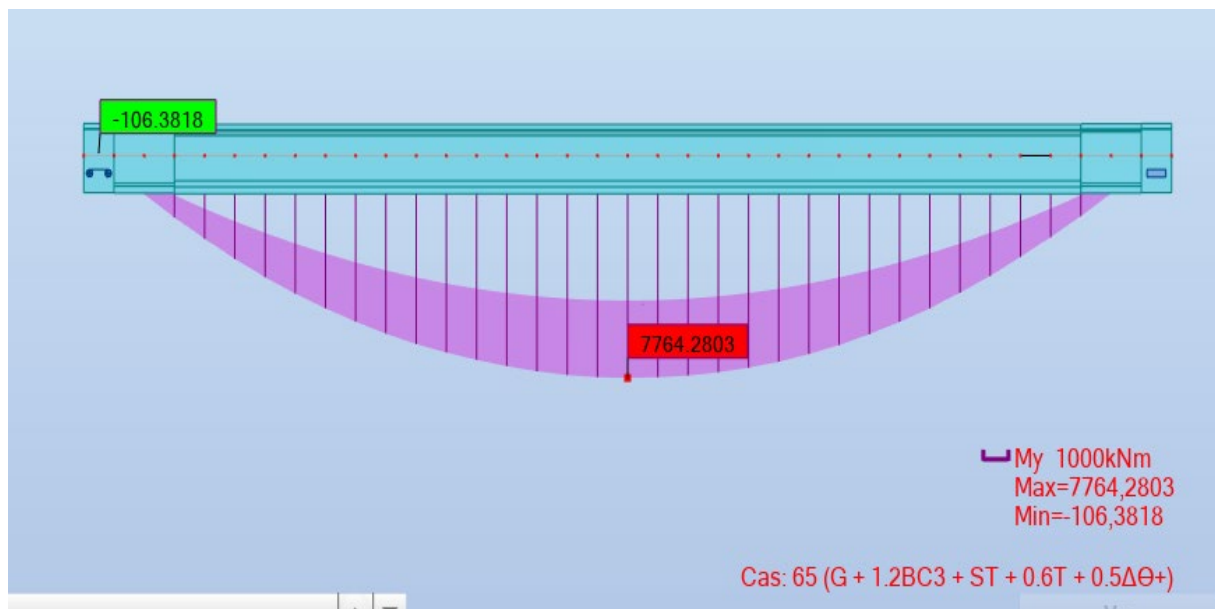


Figure 13 :Surcharge D 240

Résultat de calcul moment fléchissant a ELU et ELS :

Figure 14 : moment fléchissant pour $1.35G+1.6AL+1.5ST+0.9T+0.75 \Delta\theta$ Figure 15 : moment fléchissant pour $G+1.2AL+ST+0.6T+0.5\Delta\theta$

Figure 16: moment fléchissant pour $1.35G+1.6BC+1.5ST+0.9T+0.75 \Delta\Theta$ Figure 17: moment fléchissant pour $G+1.2BC+ST+0.6T+0.5\Delta\Theta$

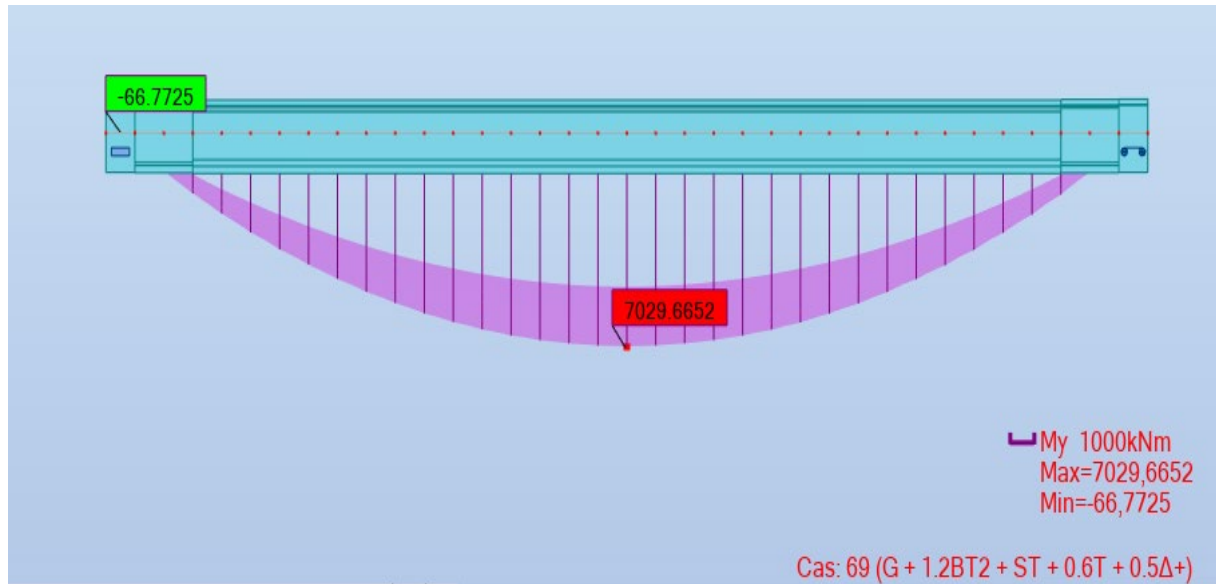


Figure 18 : moment fléchissant pour $1.35G+1.6BT+1.5ST+0.9T+0.75 \Delta\theta$

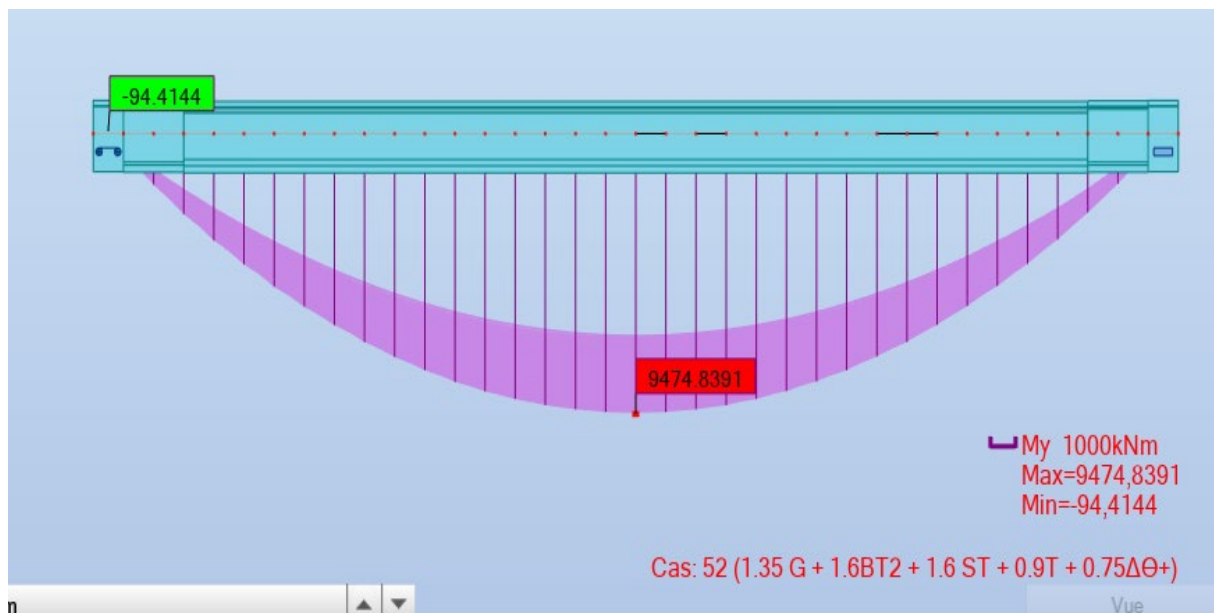
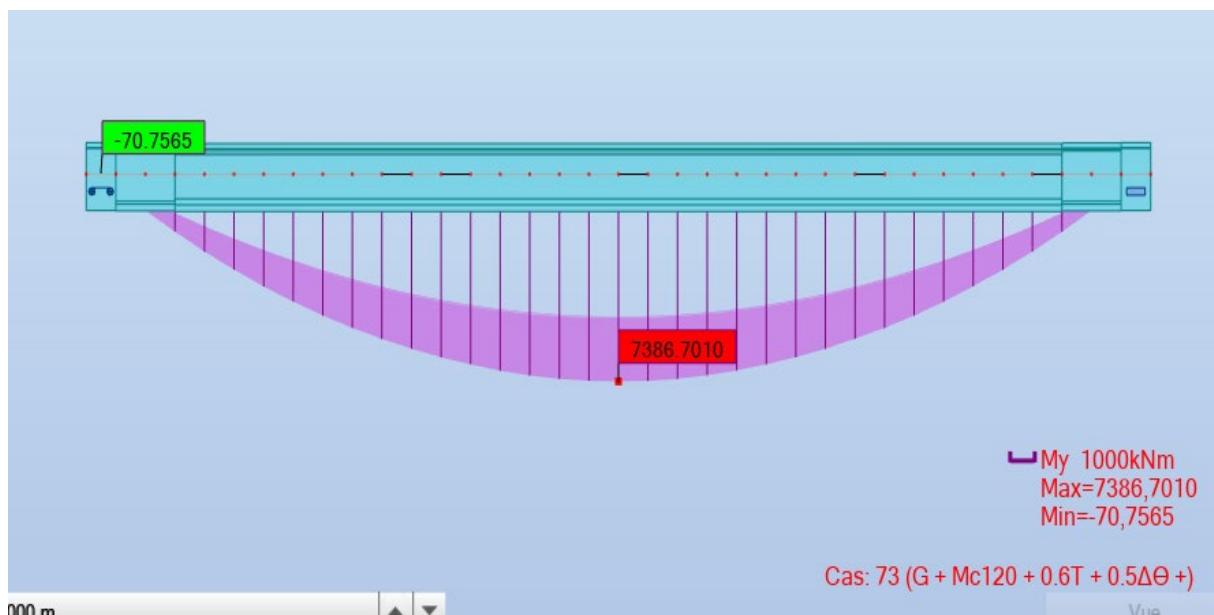


Figure 19: moment fléchissant pour $G+1.2BT+ST+0.6T+0.5\Delta\theta$

Figure 20: moment fléchissant pour $1.35G+1.35Mc_{120}+0.9T+0.75 \Delta\Theta$ Figure 21: moment fléchissant pour $G+Mc_{120}+0.6T+0.5\Delta\Theta$

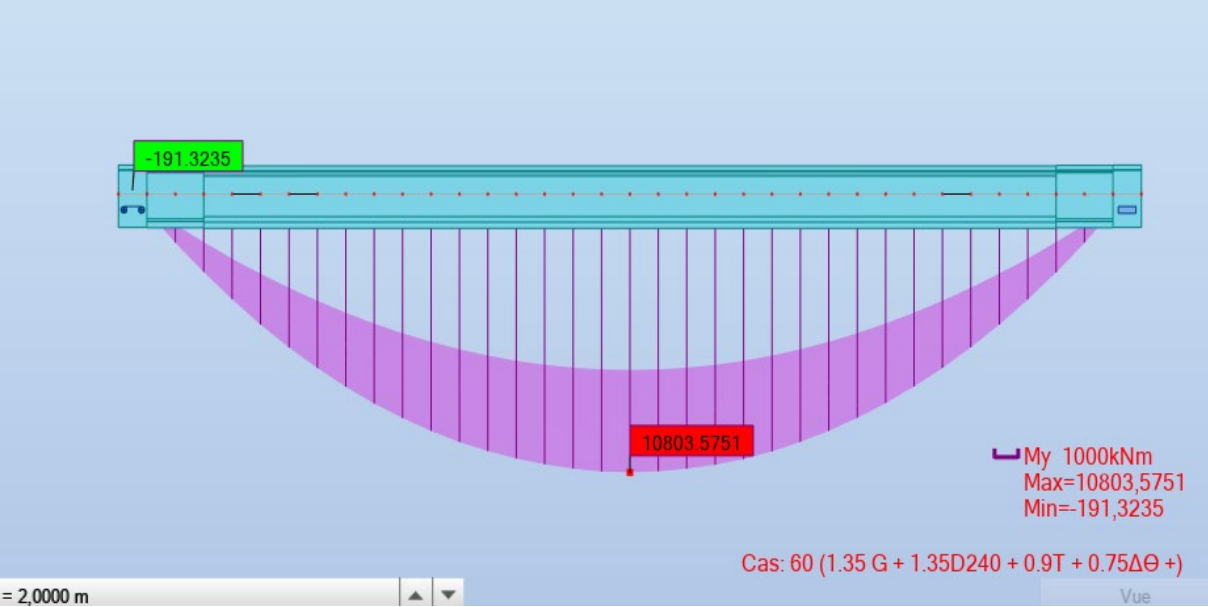


Figure 22: moment fléchissant pour $1.35G+1.35D240+0.9T+0.75 \Delta\Theta$

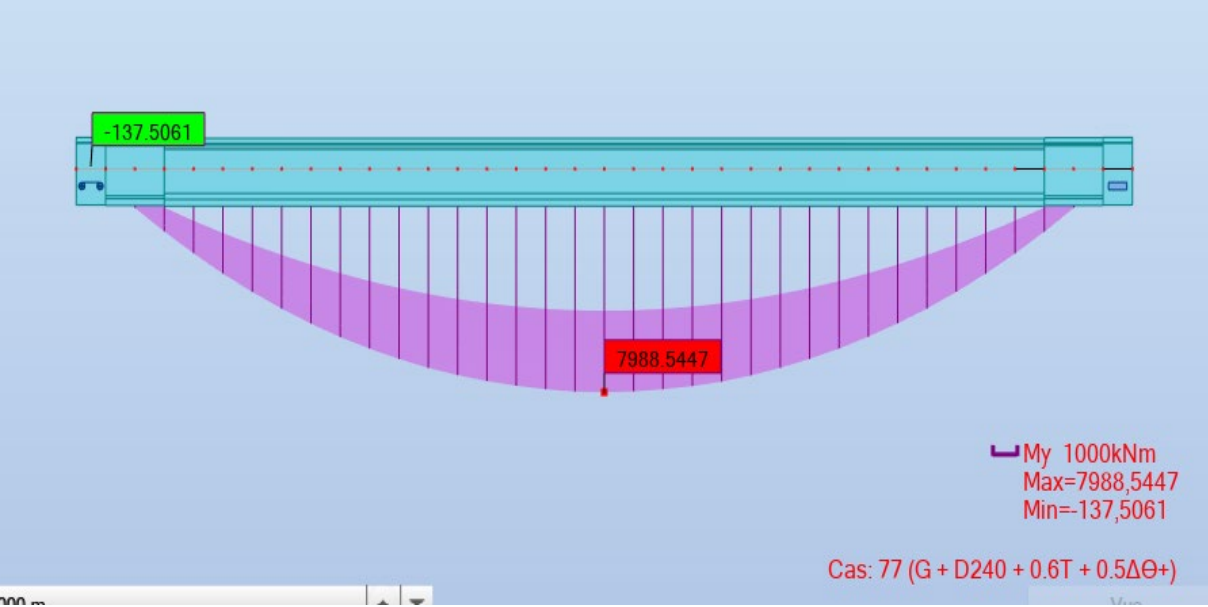
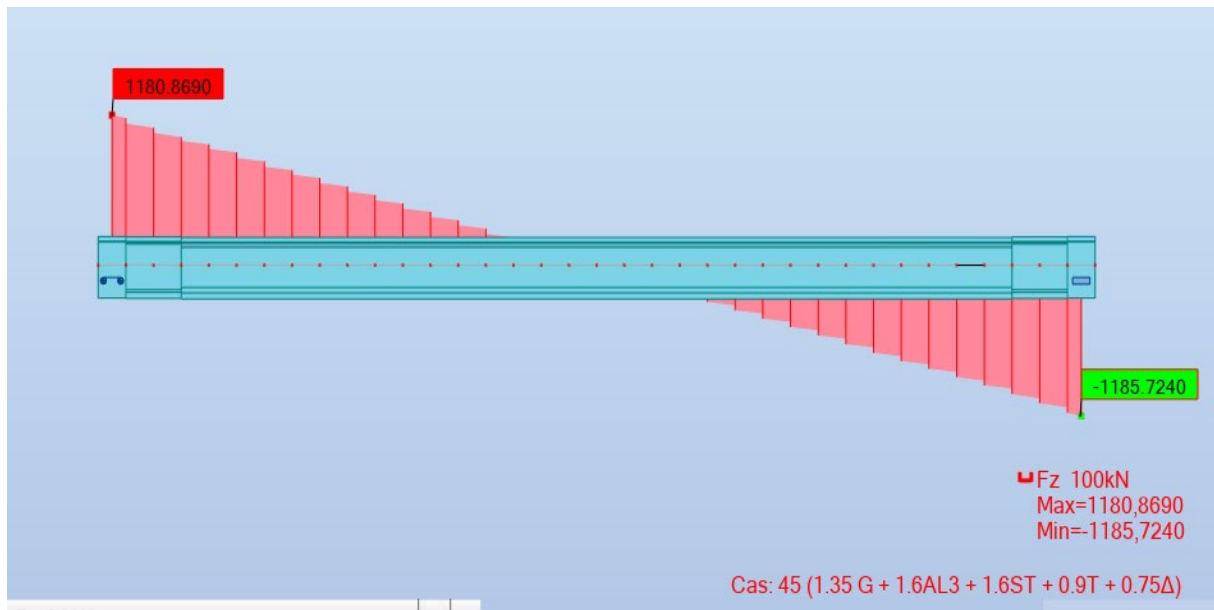
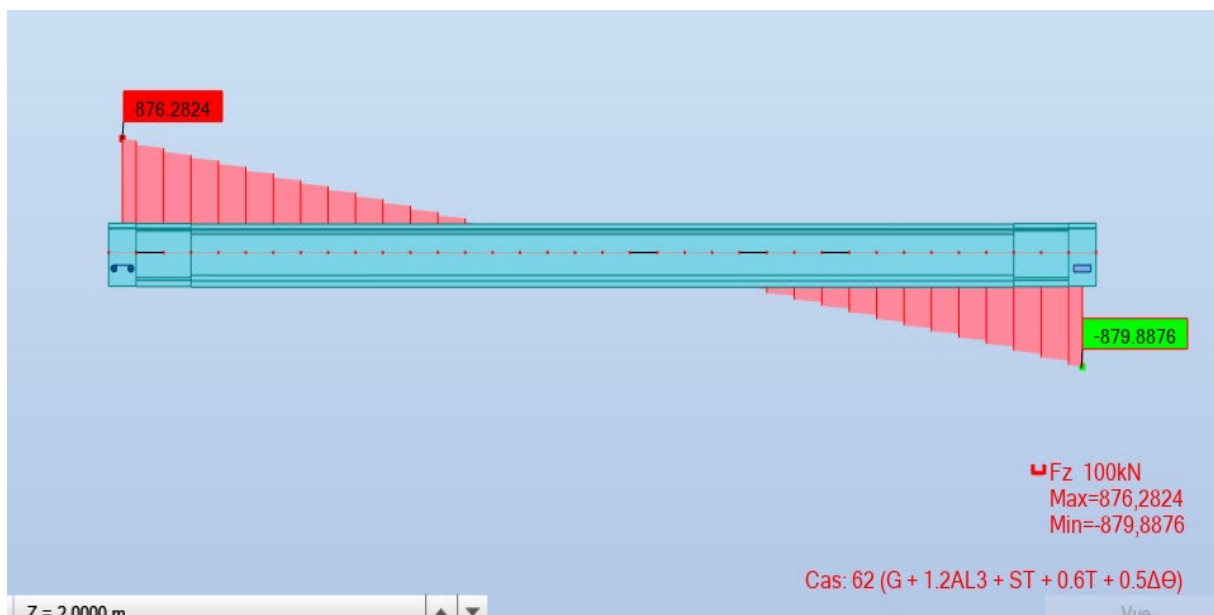
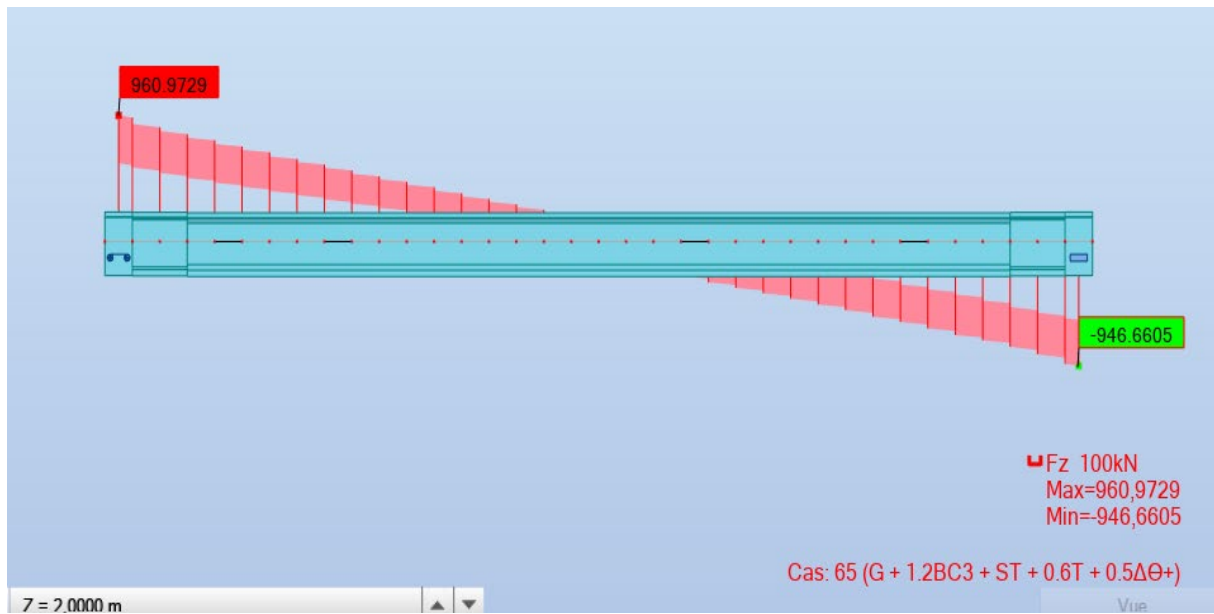
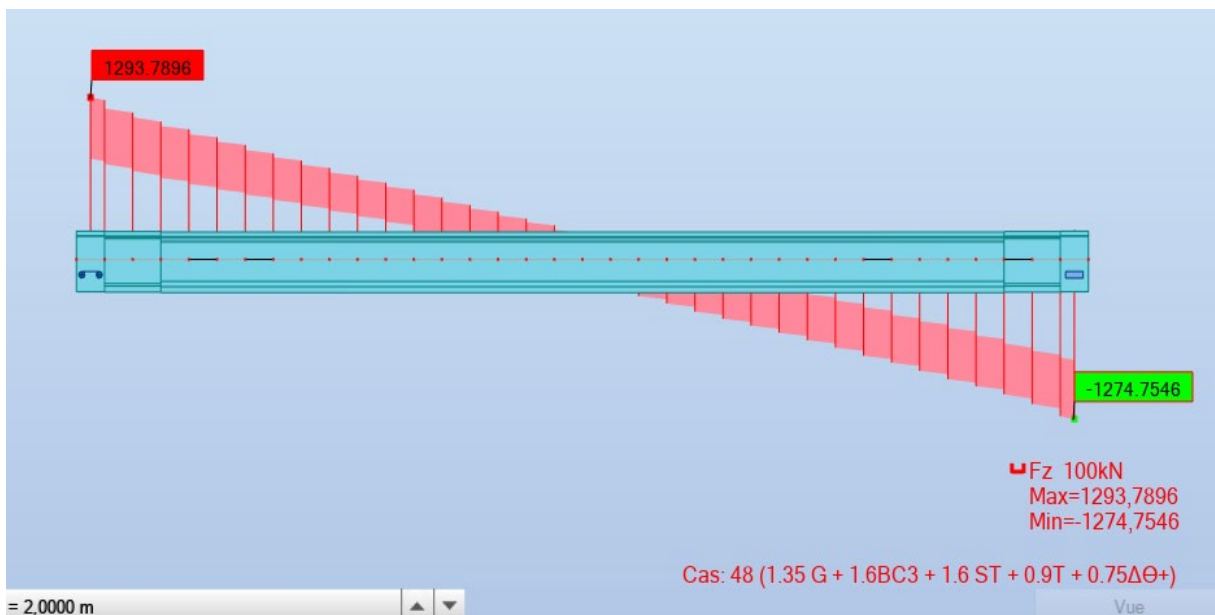
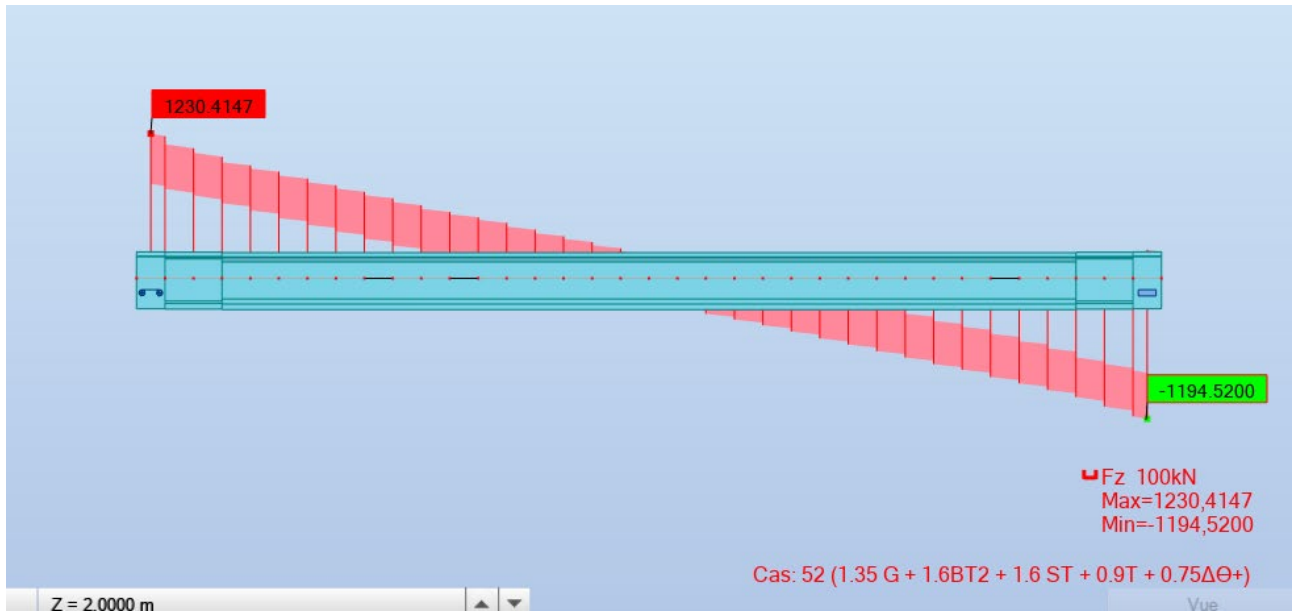
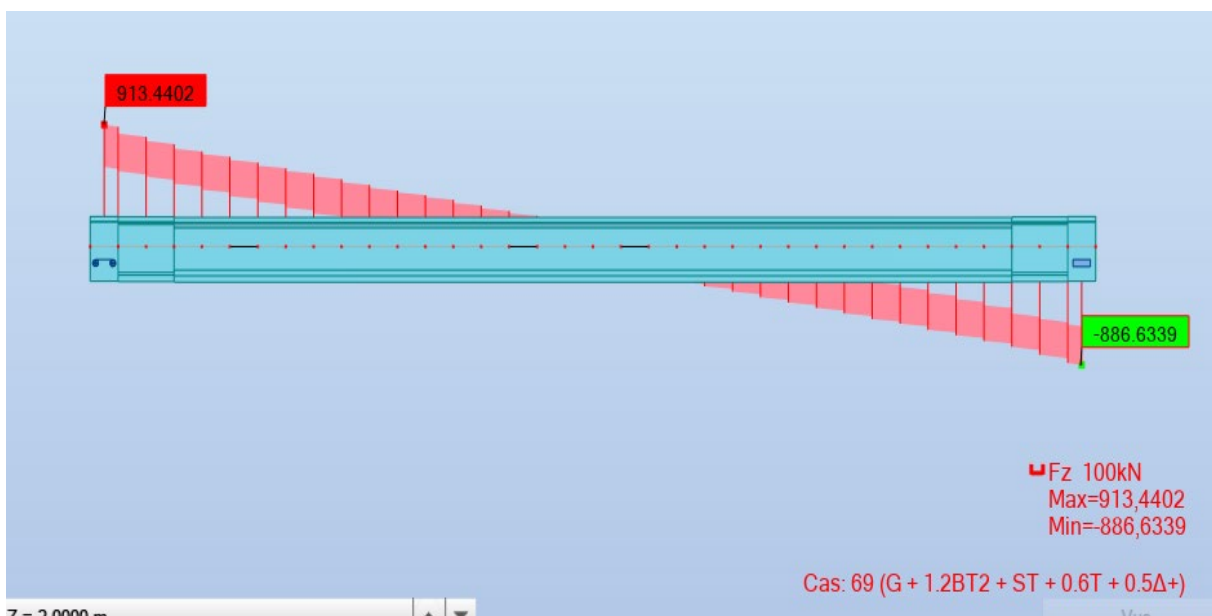


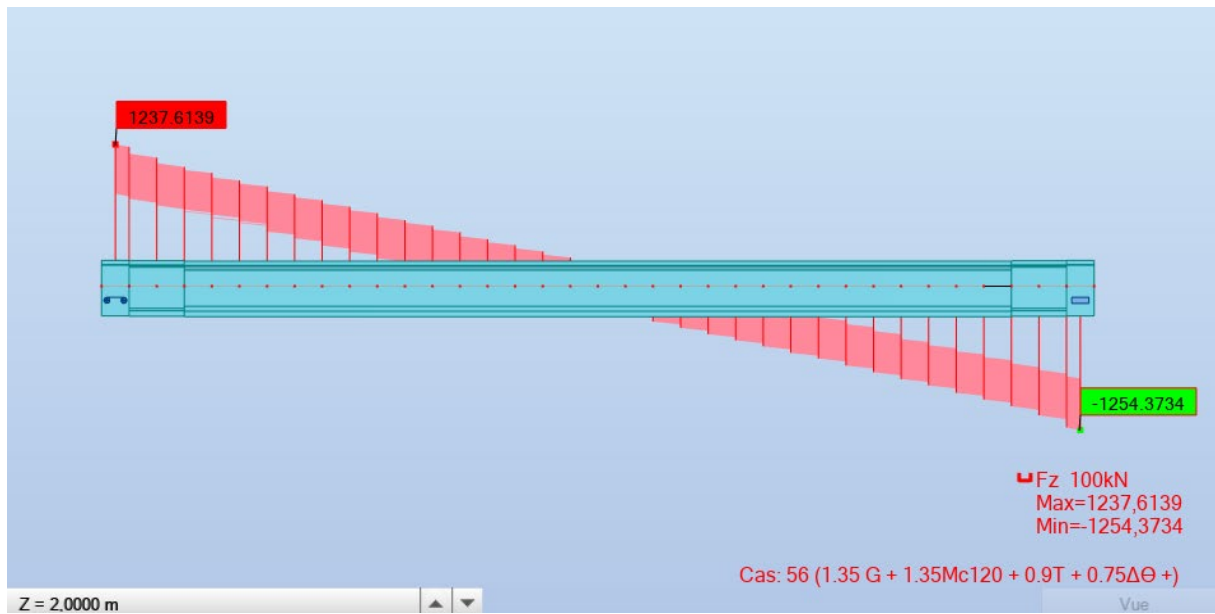
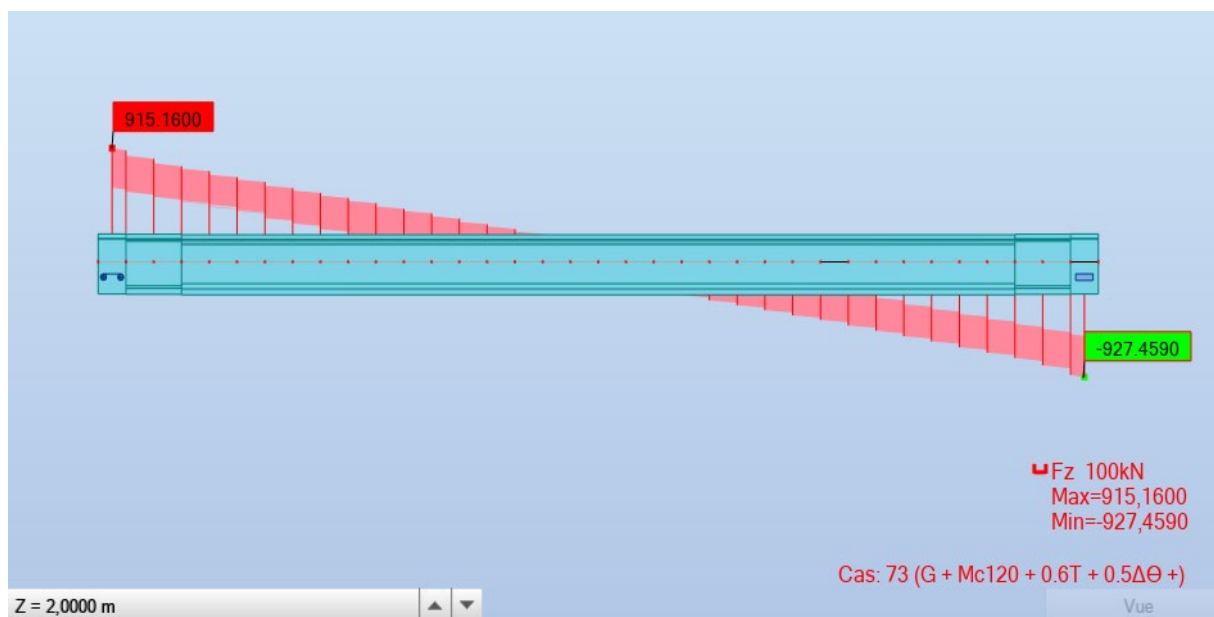
Figure 23: moment fléchissant pour $G+D240+0.6T+0.5\Delta\Theta$

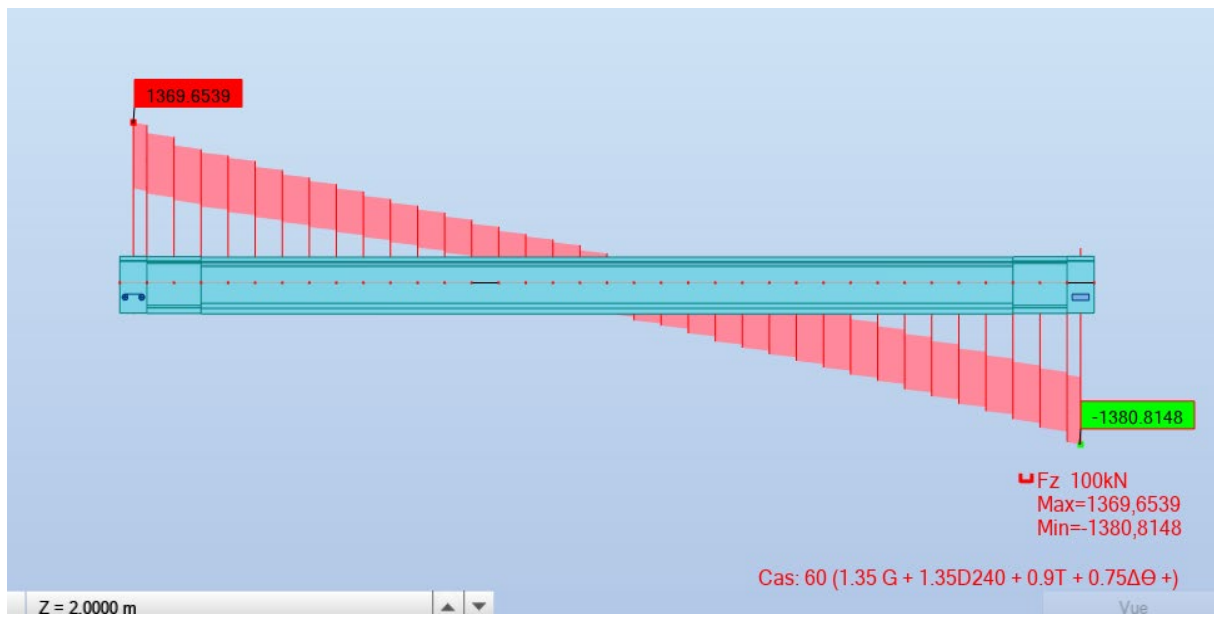
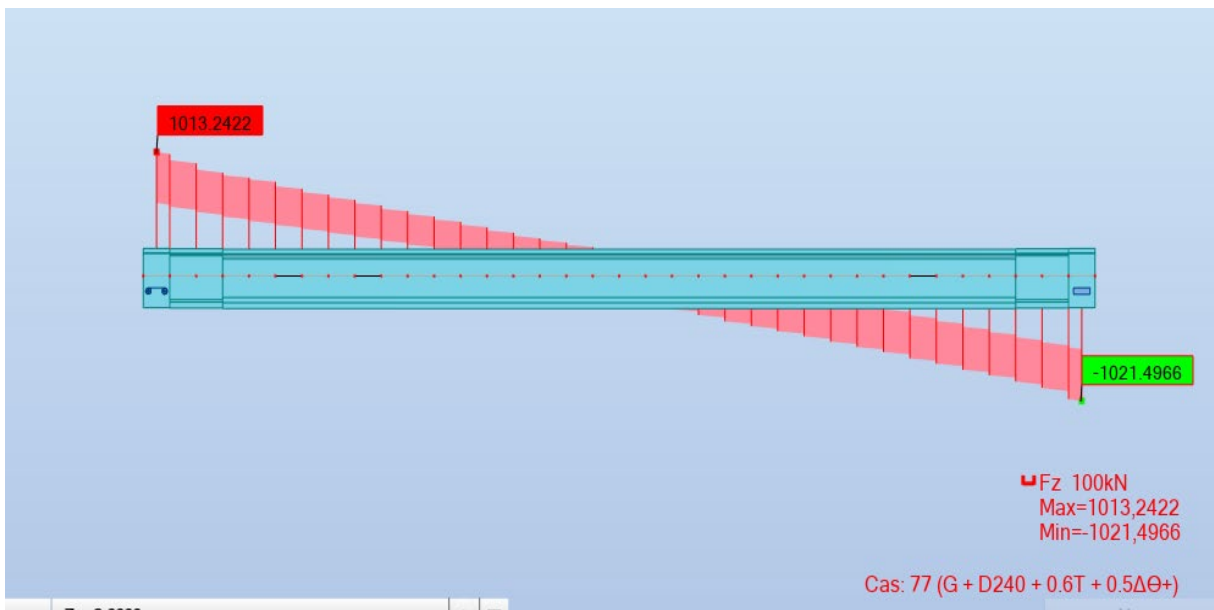
Résultat de calcul effort tranchant a ELU et ELS :

Figure 25 : effort tranchant pour $1.35G+1.6AL+1.5ST+0.9T+0.75 \Delta\Theta$ Figure 26: effort tranchant pour $G+1.2AL+ST+0.6T+0.5\Delta\Theta$

Figure 27: effort tranchant pour $G+1.2BC+ST+0.6T+0.5\Delta\Theta$ Figure 28 : effort tranchant pour $1.35G+1.6BC+1.5ST+0.9T+0.75\Delta\Theta$

Figure 29: effort tranchant pour $1.35G+1.6BT+1.5ST+0.9T+0.75 \Delta\Theta$ Figure 30: effort tranchant pour $G+1.2BT+ST+0.6T+0.5\Delta\Theta$

Figure 31: effort tranchant pour $1.35G+1.35Mc_{120}+0.9T+0.75\Delta\Theta$ Figure 32: effort tranchant pour $G+Mc_{120}+0.6T+0.5\Delta\Theta$

Figure 33: effort tranchant pour $1.35G+1.35D240+0.9T+0.75\Delta\Theta$ Figure 34: effort tranchant pour $G+D240+0.6T+0.5\Delta\Theta$

Résultat de calcul a ELA :

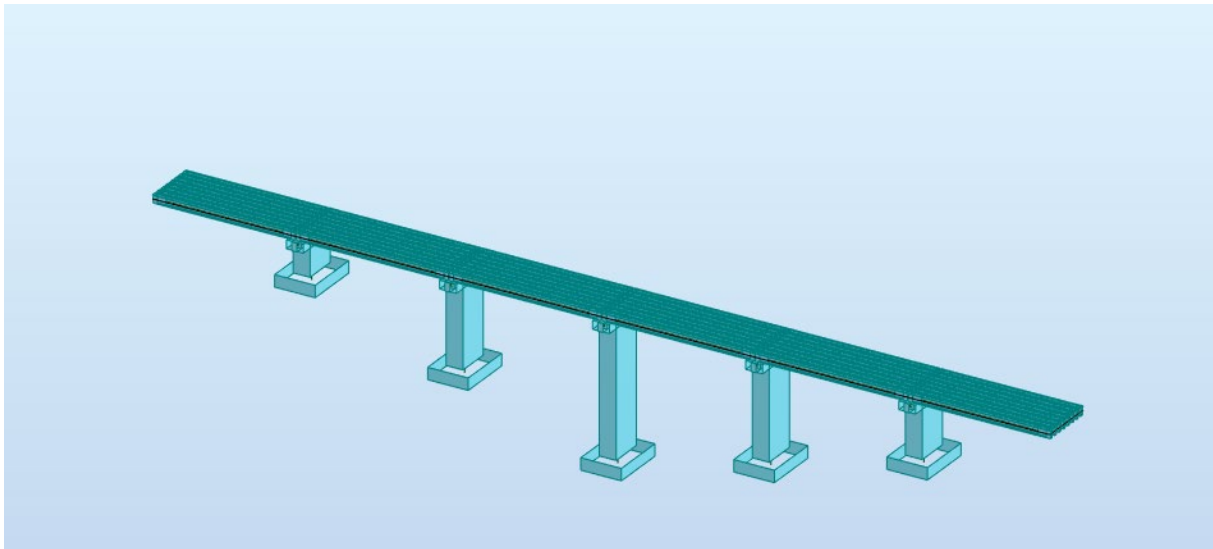


Figure 33 : vue en élévation

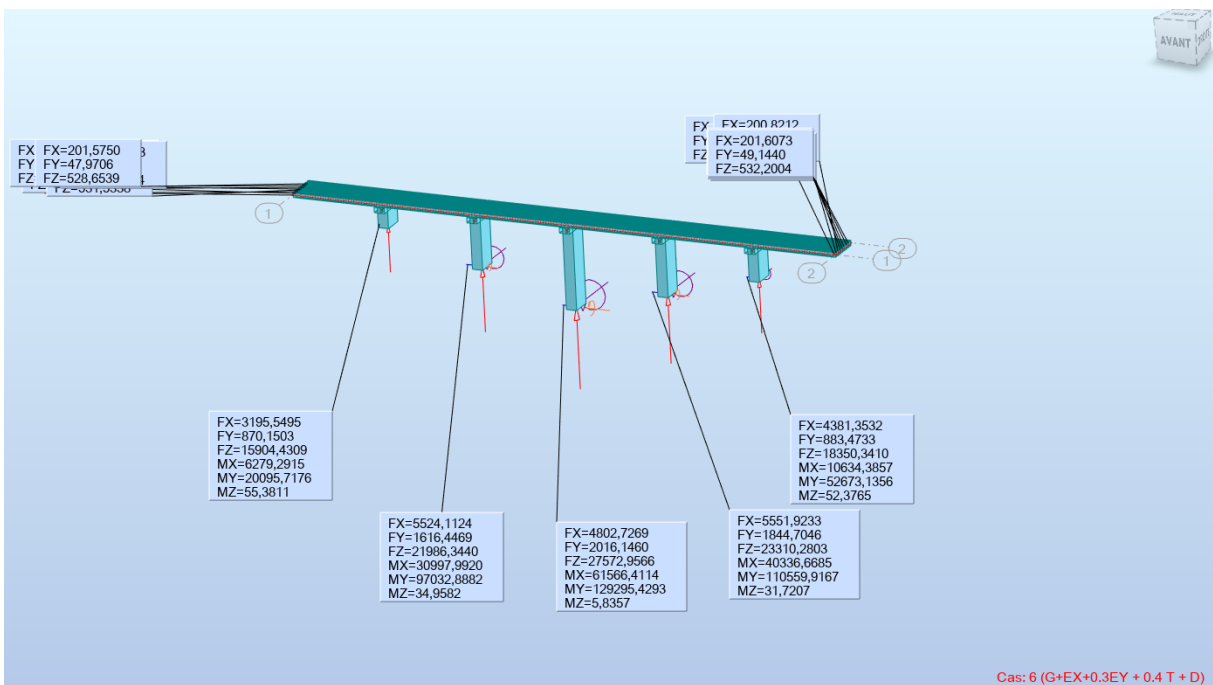


Figure 34 : étude sismique (G+E+0.4T+D)

Participation modales

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
2/ 1	1,1	0,91	69,05	0	0	69,05	0
2/ 2	1,12	0,89	69,05	63,44	0	0	63,44
2/ 3	1,18	0,85	69,05	63,46	0	0	0,03
2/ 4	1,62	0,62	69,05	63,66	0	0	0,19
2/ 5	2,33	0,43	74,36	63,66	0	5,31	0
2/ 6	3,09	0,32	74,36	63,66	0	0	0
2/ 7	3,65	0,27	74,36	72,77	0	0	9,12
2/ 8	3,9	0,26	81,6	72,77	0	7,24	0
2/ 9	4,82	0,21	88,93	72,77	0	7,32	0
2/ 10	5,35	0,19	88,93	72,81	0	0	0,03
2/ 11	6,55	0,15	88,93	81,08	0	0	8,27
2/ 12	8,02	0,12	88,93	81,34	0	0	0,26
2/ 13	8,25	0,12	88,93	88,87	0	0	7,53
2/ 14	8,58	0,12	88,93	88,87	0	0	0
2/ 15	10,24	0,1	95,06	88,87	0	6,13	0
2/ 16	10,81	0,09	95,06	88,87	0	0	0
2/ 17	14,39	0,07	95,06	88,88	0	0	0
2/ 18	17,05	0,06	95,06	88,88	0	0	0
2/ 19	17,1	0,06	95,06	88,88	0	0	0
2/ 20	17,52	0,06	95,06	88,88	0	0	0

Evaluation des efforts agissant sur la pile

sollicitation	Charge	Pile 01	Pile 02	Pile 03	Pile 04	Pile 05
Vertical (KN)	G (total)	15760.17	21731.06	27413.77	23066.52	18169.37
	A(l)	2184.2	2240.46	2240.46	2240.46	2184.2
	Bc	1606.68	1616.26	1616.26	1616.26	1606.68
	Bt	798,39	798,39	798,39	798,39	798,39
	Mc120	1085.78	1086.64	1086.64	1086.64	1085.78
	D240	2140.765	2156.57	2156.57	2156.57	2140.765
	ST	38.25	40.5	40.5	40.5	38.25
Horizontale longitudinal (KN)	Freinage A(l)	152.59	155.89	155.89	155.89	152.59
	Freinage Bc	150	150	150	150	150
	Température	303.11	303.11	303.11	303.11	303.11
	Fluage + Retrait	393.66	393.66	393.66	393.66	393.66
Moment longitudinal (KN.m)	Freinage Bc	1686,12	3565,20	5331,44	3981,43	2421,60
	Freinage A(l)	1657,50	3430,50	5130,00	3831,00	2380,50
	Température	3349,37	6932,13	10366,36	7741,43	4810,36
	Fluage + Retrait	4349,94	9003,00	13463,17	10054,08	6247,38

Efforts sismiques : ELA

Reaction	Pile 01	Pile 02	Pile 03	Pile 04	Pile 05
F _x	3195,54	5524,11	4802,73	5551,92	4381,35
F _y	870,15	1616,45	2016,15	1844,70	883,47
F _z	15904,43	21086,34	27572,95	23310,28	18350,34
M _x	6279,29	30997,99	61566,41	40336,67	10634,39
M _y	20095,71	97032,89	129295,42	110559,92	52673,14
M _z	55,38	34,96	5,84	31,72	52,38

Combinaison des efforts : ELS

	N(KN)	H(KN)	M _H (KN.m)
G+1.2A(l)+ST+0.6T	30142,82	762,59	26111,21
G+1.2Bc+ST +0.6 ΔT	29393,78	755,52	25869,21
G+1.2Bt+ST +0.6 ΔT	28412,33	575,52	19706,01
G+Mc120+0.6 ΔT	28500,41	575,52	19706,01
G+D240+0.6 ΔT	29570,34	575,52	19706,01

Combinaison des efforts : ELU

	N(KN)	H(KN)	M _H (KN.m)
1.35G+1.6A(l)+1.5ST+0.9T	40654,07	915,88	31359,83
1.35G+1.6Bc+1.5ST +0.9 ΔT	39655,35	906,45	31037,15
1.35G+1.6Bt+1.5ST +0.9 ΔT	38346,76	666,45	22819,55
1.35G+1.35Mc120+0.9 ΔT	38475,55	666,45	22819,55
1.35G+1.35D240+0.9 ΔT	39919,95	666,45	22819,55

Evaluation des efforts agissant sur la cule

Désignation		Kh*P	P*(1 ±Kv)	Bl(x/o)	Bl(y/o)	MR	Ms
Poids propre	C N	0	4227.67	8.3	0	0	0
Semelle	CN	0	8904	0	1,4	0	0
	CS+	2226	9571.8	0	1.4	3116.4	0
	CS-	2226	8236.2	0	1.4	3116.4	0
Mur frontal	CN	0	2567.19	0,30	5,3	0	770.16
	CS+	641.8	2759.73	0,30	5,3	3401.52	827.92
	CS-	641.8	2334.65	0,30	5,3	3401.52	712.39
Dalle de transition	CN	0	168.75	3,08	9.30	0	519,75
	CS+	42.19	181.41	3,08	9.30	392.367	558.7428
	CS-	42.19	156.09	3,08	9.30	392.367	480.75
Mur en retour	CN	0	1610.52	4.69	7.35	0	7553.35
	CS+	402.63	1731.31	4.69	7.35	2959.33	8119.84
	CS-	402.63	1489.73	4.69	7.35	2959.33	6986.83
Corbeau	CN	0	71.1	1,25	9,00	0	88,88
	CS+	17.78	76.43	1,25	9,00	160.02	95.53
	CS-	17.78	65.77	1,25	9,00	160.02	82.21
MGG	CN	0	228.56	0,90	8.96	0	205.71
	CS+	57.14	245.7	0,90	8.96	511.97	221.13
	CS-	57.14	211.42	0,90	8.96	511.97	190.28
poids remblai	CN	0	5750.10	2.9	6.35	0	16701.39
	CS+	1439.78	6191.03	2.9	6.35	9148.57	17953.99
	CS-	1439.78	5327.17	2.9	6.35	9148.57	15448.78
Poussée des terres	CN	0	3611.55	/	3.37	12195	0
	CS+	5882.44	/	/	3.37	19823.82	0
	CS-	5466.57	/	/	3.37	18422.35	0
Poids Sur 10kN/m²	CN	0	456.23	2.88	10.13	0	1313.94
	CS+	114.05	490.44	2.88	10.13	1155.32	1412.46
	CS-	114.05	422.012	2.88	10.13	1155.32	1215.39
Poussée Sur 10 KN /m²	CN	0	396.13	/	5.07	2006.42	0
	CS+	645.21	/	/	5.07	3271.21	0
	CS-	599.60	/	/	5.07	3039.97	0

Evaluation des efforts agissant sur MUR FRONTAL

sollicitation	Charge	CULE
Vertical (KN)	G (total)	8873,69
	A(l)	1584,85
	Bc	1427,13
	Mc120	1009,52
	D240	1718,71
	ST	48
Horizontal longitudinal (KN)	Freinage A(l)	149,29
	Freinage Bc	150
	Température	303,11
	Fluage + Retrait	393,66
	Poussée des terres	3611,55
	Poussée sur 10 KN /m ²	396,13
Moment longitudinal (KN.m)	Freinage Bc	1137,59
	Freinage A(l)	1143,00
	Température	2309,70
	Fluage + Retrait	2999,69
	Poussée des terres	2419,74
	Poussée sur 10 KN /m ²	966,56

Combinaison des efforts : ELS

	N(KN)	H(KN)	M _H (KN.m)
G+1.2A(l)+ST+0.6T	10823,51	5750,62	8170,36
G+1.2Bc+ST +0.6 ΔT	10634,24	5757,11	8176,85
G+Mc120+0.6 ΔT	9883,21	4385,51	6805,25
G+D240+0.6 ΔT	10592,4	4385,51	6805,25

Combinaison des efforts :ELU

	N(KN)	H(KN)	M _H (KN.m)
1.35G+1.6A(l)+1.5ST+0.9T	14587,24	905,32	10165,21
1.35G+1.6Bc+1.5ST +0.9 ΔT	14334,89	906,46	10173,87
1.35G+1.35Mc120+0.9 ΔT	13342,33	666,46	8345,07
1.35G+1.35D240+0.9 ΔT	14299,74	666,46	8345,07

	N (KN/ml)	M (KN.m/ml)
ELS	816.86	616.63
ELU	1100.92	767.18

ANNEXE C

Ferrailage pour la nappe supérieure de la dalle

Calcul de Section en Flexion Simple

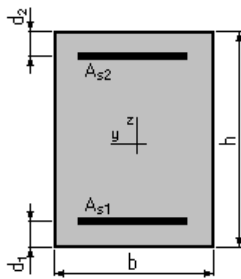
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 25,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 120,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	43,85	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 3,1$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 3,1$ (cm ²)		
théorique	$r = 0,11$ (%)		
minimum	$r_{\min} = 0,11$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{\max} = 43,85$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,94

Position de l'axe neutre: $y = 19,0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 108,7$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $s_b = 0,7$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $s_s = 9,5$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$s_{s \lim} = 250,0$ (MPa)

Ferrailage pour la nappe inferieure de la dalle

Calcul de Section en Flexion Simple

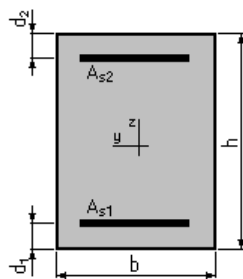
1. Hypotheses:

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 25,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 120,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	52,05	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 3,1$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s_{\min}} = 3,1$ (cm ²)		
théorique	$r = 0,11$ (%)		
minimum	$r_{\min} = 0,11$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{\max} = 52,05$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,63

Position de l'axe neutre: $y = 19,0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 108,7$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $s_b = 0,8$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $s_s = 11,3$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier: $s_{s \text{ lim}} = 250,0$ (MPa)

Ferrailage du corbeau

Calcul d'une Section Comprimée

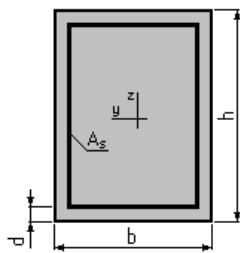
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte de l'élançement
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Charges appliquées après 90 jours
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)
 $h = 40,0$ (cm)
 $d = 5,0$ (cm)

3. Forces:

	N (kN)
Etat Limite Ultime (fondamental)	90,43
Etat Limite de Service	68,76
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00

4. Résultats:

Résistance des Matériaux:

Section brute	$B = 4000,0$	(cm ²)	Section réduite	$B_r = 3724,0$	(cm ²)
Long flambement	$l_{fy} = 3,0$	(m)	Long flambement	$l_{fz} = 3,0$	(m)
Inertie	$I_y = 533333,3$	(cm ⁴)	Inertie	$I_z = 3333333,3$	(cm ⁴)
Rayon de giration	$i_y = 11,5$	(cm)	Rayon de giration	$i_z = 28,9$	(cm)
Elancement	$\lambda_y = 26,0$		Elancement	$\lambda_z = 10,4$	
	$\alpha = 0,77$		N_u (béton seul)	$= 5702,38$	(kN)

Béton:

σ (ELS) = 0,2 (MPa)
 $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Acier:

Section théorique	$A_s = 11,2$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 11,2$ (cm ²)
Section maximum	$A_{s\ max} = 200,0$ (cm ²)
théorique	$\rho = 0,42$ (%)
minimum	$\rho_{min} = 0,28$ (%)
maximum	$\rho_{max} = 5,00$ (%)

Ferrailage mur frontal

Calcul de Section en Flexion Composée

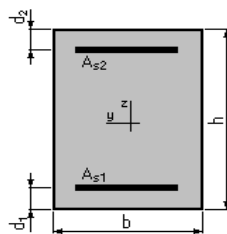
1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 27,0 (MPa)

Acier: fe = 500,0 (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 150,0$	(cm)
$h = 100,0$	(cm)
$d_1 = 5,0$	(cm)
$d_2 = 5,0$	(cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N ^o	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	816,86	616,63
2.	ELU	1100,92	767,18

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 14,2$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 14,2$ (cm ²)		
théorique	$r = 0,10$ (%)		
minimum	$r_{min} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas N^o 1: Type ELU N = 816,86 (kN) M = 616,63 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2,21 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 13,2$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 89,7$ (cm)
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 1,62$ (‰)
 Contrainte de l'acier:

tendue: $s_s = 434,8$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELU $N = 1100,92$ (kN) $M = 767,18$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,95 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 15,1$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 89,0$ (cm)
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 1,88$ (‰)
 Contrainte de l'acier:

tendue: $s_s = 434,8$ (MPa)

Ferrailage Dalle de transition

Calcul de Section en Flexion Simple

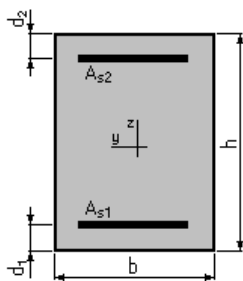
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (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)	92,43	0,00
Etat Limite de Service	68,76	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 12,3 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 3,0 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0,49 \text{ (\%)}\text{)}$		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,12 \text{ (\%)}\text{)}$		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\text{max}} = 92,43 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité:	1,35	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 4,4 \text{ (cm)}$	
Bras de levier:	$Z = 23,3 \text{ (cm)}$	
Déformation du béton:	$\varepsilon_b = 2,12 \text{ (\%)}\text{)}$	
Déformation de l'acier:	$\varepsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}\text{)}$	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$	

Cas ELS $M_{\text{max}} = 68,76 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

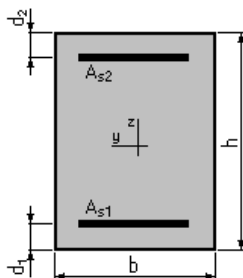
Coefficient de sécurité:	1,00
Position de l'axe neutre:	$y = 7,9 \text{ (cm)}$
Bras de levier:	$Z = 22,4 \text{ (cm)}$
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 7,8 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 16,2 \text{ (MPa)}$
Contrainte de l'acier:	
tendue:	$\sigma_s = 250,0 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite de l'acier:	
	$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$

Ferrailage Mur en retour XX**Calcul de Section en Flexion Simple****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:

$b = 70,0$ (cm)
 $h = 100,0$ (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	400,00	400,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 18,4$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\min} = 6,6$ (cm ²)		
théorique	$r = 0,28$ (%)		
minimum	$r_{\min} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS	$M_{\max} = 400,00$	(kN*m)	$M_{\min} = 400,00$	(kN*m)
Coefficient de sécurité:	1,00			
Position de l'axe neutre:	$y = 23,7$	(cm)		
Bras de levier:	$Z = 87,1$	(cm)		
Contrainte maxi du béton: s_b	$= 5,5$	(MPa)		
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 16,2$	(MPa)		
Contrainte de l'acier:				
tendue:	$s_s = 250,0$	(MPa)		
Contrainte limite de l'acier:				
	$s_{s\lim} = 250,0$	(MPa)		

Ferrailage Mur en retour YY

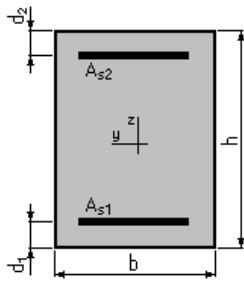
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa) **Acier:** $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 70,0$ (cm)
 $h = 100,0$ (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	525,00	400,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

	A_{s1}	A_{s2}
Section théorique	$A_{s1} = 24,4$ (cm ²)	Section théorique $A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum théorique	$A_{s_{\min}} = 6,6$ (cm ²)	
minimum	$r = 0,37$ (%)	
	$r_{\min} = 0,10$ (%)	

Analyse par Cas:

Cas ELS	$M_{\max} = 525,00$ (kN*m)	$M_{\min} = 400,00$ (kN*m)
Coefficient de sécurité:	1,00	
Position de l'axe neutre:	$y = 26,7$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 86,1$ (cm)	
Contrainte maxi du béton: s_b	$= 5,0$ (MPa)	
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$s_s = 190,5$ (MPa)	
Contrainte limite de l'acier:	$s_{s \lim} = 250,0$ (MPa)	

Ferraillage des pieux a la pile

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

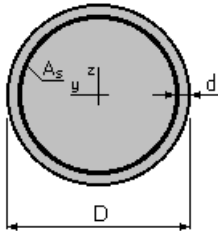
1. Hypothèses:

Béton: $fc28 = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$D = 120,0 \quad (\text{cm})$$

$$d = 5,0 \quad (\text{cm})$$

3. Efforts appliqués:

Cas N ^o	Type	N (kN)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
1.	ELU	4389,54	259,54	0,00
2.	ELS	3253,90	216,10	0,00
3.	ELA	3039,74	1573,31	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

$$\text{Section théorique} \quad A_s = 113,1 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\text{Section minimum} \quad A_{s \text{ min}} = 113,1 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\text{théorique} \quad r = 1,00 \text{ (\%)}$$

$$\text{minimum} \quad r_{\text{min}} = 0,50 \text{ (\%)}$$

$$\text{Section maximum} \quad A_{s \text{ max}} = 565,5 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\text{maximum} \quad r_{\text{max}} = 5,00 \text{ (\%)}$$

Analyse par Cas:

$$\text{Cas N}^{\text{o}} \text{ 1: Type ELU} \quad N = 4389,54 \text{ (kN)} \quad M_y = 259,54 \text{ (kN*m)} \quad M_z = 0,00 \text{ (kN*m)}$$

Coefficient de sécurité: 4,24 Pivot: C
 Position de l'axe neutre: $y = 132,7$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 58,2$ (cm)
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 3,27$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0,00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 comprimée: $s_s' = 434,8$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELS **$N = 3253,90$ (kN)** **$M_y = 216,10$ (kN*m)** **$M_z = 0,00$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 4,57
 Position de l'axe neutre: $y = 206,9$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 60,8$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $s_b = 3,5$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 comprimée: $s_s' = 51,4$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:
 $s_{s \text{ lim}} = 250,0$ (MPa)

Cas N° 3: Type ELA **$N = 3039,74$ (kN)** **$M_y = 1573,31$ (kN*m)** **$M_z = 0,00$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 2,73 Pivot: B
 Position de l'axe neutre: $y = 61,6$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 86,0$ (cm)
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 3,50$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 3,02$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $s_s = 500,0$ (MPa)
 comprimée: $s_s' = 500,0$ (MPa)

Ferrailage des pieux a la cule

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

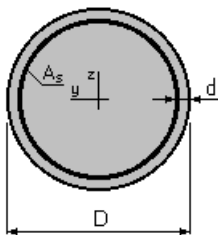
1. Hypothèses:

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:



$$D = 120,0 \quad (\text{cm})$$

$$d = 5,0 \quad (\text{cm})$$

3. Efforts appliqués:

Cas N^0	Type	N (kN)	M_y (kN*m)	M_z (kN*m)
1.	ELU	2222,60	1533,19	0,00
2.	ELS	1646,37	1135,69	0,00
3.	ELA	1770,65	1849,81	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_s = 113,1$ (cm²)

Section minimum $A_{s_{\min}} = 113,1$ (cm²)

Section maximum $A_{s_{\max}} = 565,5$ (cm²)

théorique $r = 1,00$ (%)

minimum $r_{\min} = 0,50$ (%)

maximum $r_{\max} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU **$N = 2222,60$ (kN)** **$M_y = 1533,19$ (kN*m)** **$M_z = 0,00$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 2,23 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 54,5$ (cm)

Bras de levier: $Z = 89,2$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 3,50$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 3,87$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $s_s = 434,8$ (MPa)

comprimée: $s_s' = 434,8$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELS **$N = 1646,37$ (kN)** **$M_y = 1135,69$ (kN*m)** **$M_z = 0,00$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,59

Position de l'axe neutre: $y = 53,3$ (cm)

Bras de levier: $Z = 92,6$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $s_b = 9,1$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $s_s = 157,6$ (MPa)

comprimée: $s_s' = 123,2$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$s_{s \text{ lim}} = 250,0$ (MPa)

Cas N° 3: Type ELA **$N = 1770,65$ (kN)** **$M_y = 1849,81$ (kN*m)** **$M_z = 0,00$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,99 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 41,9$ (cm)

Bras de levier: $Z = 94,9$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 3,50$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 6,08$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $s_s = 500,0$ (MPa)

comprimée: $s_s' = 500,0$ (MPa)