

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

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جانشون

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson



Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat / Master

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

**Conception et étude d'un pont à la Wilaya
d'AIN DEFLA de PK28+682 au PK29+021**

Présenté par :

KAHLOUL Abdelfetah
HASNAOUI Oussama

Encadré par :

Mme. KALI ALI Amina
Dr. AMIEUR Mohamed

Promotion 2019 /2020



بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

REMERCIEMENTS

Je commence tout d'abord par remercier Dieu le tout puissant, clément et miséricordieux, qui m'a donné la force, le courage et la volonté pour entamer et accomplir ce modeste travail.

Nos plus vifs remerciements pour nos trop chers parents pour leurs soutiens et encouragements ainsi que leurs sacrifices.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre cher encadreur Mme. KALI ALI AMINA, ingénieur en génie civil au CTPP, pour ses orientations, ses conseils, ses grands efforts, sa responsabilité et sa patience durant la réalisation de ce travail.

Nos infinis remerciements à notre co-encadreur Dr. AMIEUR Mohamed pour son aide, ses conseils avisés et ses remarques qui nous ont permis de présenter notre travail dans sa meilleure forme.

ON adresse un grand remerciement à l'organisme MAPA pour l'opportunité de travailler au MAPA pendant la durée de préparation de notre mémoire de PFE.

Je remercie également tous les enseignants de l'ENSTP, qui ont assuré ma formation avec une pédagogie et patience, ainsi que l'administration de l'école, les responsables de la bibliothèque pour l'aide qu'il m'ont rapporté.

Sans oublier de remercier les membres de l'honorable jury pour l'intérêt qu'ils ont porté pour présider et examiner ce modeste travail.

A tous ceux et aux autres qui ont aidé dans l'élaboration de ce travail de près ou de loin je dis du fond de mon cœur.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à ma très chère mère, qui m'a accompagné durant les moments les plus pénibles de ce long parcours de mon éducation, celle qui a fait preuve de ces plus copieux desseins pour me permettre de goûter le fardeau de ce monde et de chercher la voie de ma vie avec ces précieux conseils, donc je devais incessamment être de grande compétence et motivation. Cependant. Je prie Dieu le Miséricordieux qu'il te portera récompense.

A mon père 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.

À mes sœurs et mes frères, À mon cher binôme Kahloul Abdelfetah et toute sa famille, Et à toute ma famille et amis sans exception.

*A toute la famille **ENSTP** : Etudiants - Enseignants.*

À tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de ce mémoire.

Hasnaoui Oussama

Dédicace

A mes très chers parents

KAHLOUL Turki

KADDOUR Djaouhar

À celle qui m'a fait venir au monde, celle qui s'est sacrifiée pour me voir grandir et réussir, à celle qu'aucune ne dédicace ne saurait exprimer l'affection et l'amour que je lui éprouve, à celle que Je prie souvent ALLAH pour qu'il la protège à toi ma mère.

Au guide de ma vie, celui qui a répandu de la lumière sur mon chemin, celui qui s'est donné tant le mal pour me voir en arriver là où je suis, à celui qui je ne pourrai jamais révéler mon amour avec de simples mots, toi mon père.

À mes sœurs Rifka, et Raouda et mes frères Afif, Abdelrahim, et baraa.

À ma grand-mère et mes oncles et tantes et à mes cousins et mes cousines.

À mon cher binôme Hasnaoui Oussama et toute sa famille, Et à toute ma famille et amis sans exception.

*A toute la famille **ENSTP** : Etudiants - Enseignants.*

J'espère avoir le seuil de vos espérances. Que ce travail soit l'expression de ma profonde affection Je vous remercie pour le soutien moral et l'encouragement que vous m'avez accordés. Je vous souhaite tout le bonheur que vous méritez Et un brillant avenir.

A tous ceux qui ont su m'apporter aide et soutien aux moments propices, Je dédie ce travail, reconnaissant et remerciant chaleureusement.

Kahloul Abdelfetah

ملخص:

هذا المشروع يتمثل في تصميم ودراسة جسر Viaduct 28.6 الذي سيتم بناؤه كجزء من مشروع الطريق السريع الرابع Rocade d'Alger ، هو جسر يقع بين الكيلو مترات 28+682 الى 29+074.

بدأنا عملنا بتقديم بحث بيبلوغرافي حول ظاهرة الأضرار التي لحقت بهياكل الخرسانة المسلحة بسبب التشققات الناتجة عن الانكماش. و توجهنا الحقا الى التصميم العام، حيث قمنا باقتراح ثلاثة خيارات، و اخترنا الأحسن بينهم استنادا لتحليل متعدد المعايير، حيث اخترنا جسر ميني باستعمال روافد من الخرسانة مسبقة الاجهاد هذا الجسر يتكون من سبعة أجزاء مستقلة طول كل منها 35,7م وعرضها 13,25م، بعد ذلك قمنا بدراسة للبنية الفوقية والبنية التحتية، مع المرور بحساب سابقة الإجهاد، الدراسة الزلزالية ووضع قياس مختلف للعناصر المكونة للجسر وهذا بالاستناد على المنظومات المعمول بها في الجزائر وبالاتماد على برامج للحساب.

كلمات مفتاحية: الخرسانة مسبقة الإجهاد، الخرسانة المسلحة، البنية التحتية.

Résumé :

Ce projet concerne la conception et l'étude de L'ouvrage d'art Viaduc 28.6 qui sera construit dans le cadre du projet d'autoroute 4ème Rocade d'Alger, est un pont se trouve entre les kilomètres 28+682 à 29+074 de l'itinéraire, où traverse un oued.

Nous avons entamé notre travail par une recherche bibliographique sur le phénomène de **l'endommagement des structures en béton armé due aux fissures engendrées par le retrait**, 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, d'où on a opté pour la solution d'un pont à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension , après Nous avons fait l'étude de la superstructure et de l'infrastructure en passant par le calcul de la précontrainte, l'étude sismique et le dimensionnement des différents éléments structuraux en se référant à des les règlements utilisés en Algérie et en basant sur de des logiciels de calcul.

Mots clés : Béton précontraint, infrastructure, post tension.

Abstract :

This project concerns the design and study of bridge (viaduct 28.6), which will be built as part of the 4th Rocade of Alger highway project, is a bridge located between kilometers 28 + 682 to 29 + 074 of the route, where crosses a valley.

We have started our work with a bibliographic research on the phenomenon of damage to reinforced concrete structures due to cracks caused by shrinkage, we went to the general design of which we proposed two (03) variants, and then the choice of the variant is based on multicriteria analysis, where we have chosen an independent spends bridge with prestressed beams. After, we studied the superstructure and infrastructure by going through prestress calculations, earthquake study, and the sizing of the various structural elements by referring to the regulations used in Algeria and using calculation programs.

Keywords : Prestressed concrete, infrastructure, post tensioning.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE :	1
--------------------------------	----------

CHAPITRE I :	RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE
---------------------	----------------------------------

I.1. Introduction :	2
I.2. Le retrait :	2
I.3. Les différents types de retrait :	3
I.3.1. Retrait de séchage :	3
I.3.2. Retrait endogène :	3
I.3.3. Retrait thermique :	3
I.4. Illustration des facteurs d'influence du retrait :	3
I.4.1. Humidité de l'air et vitesse du vent :	3
I.4.2. Le rapport E/C :	4
I.4.3. La classe de résistance du ciment :	5
I.4.4. L'épaisseur moyen h_0 :	6
I.4.5. Volume des granulats :	6
I.5. Calcul du retrait :	7
I.5.1. Modèle des Eurocodes :	7
I.5.1.1. Retrait total :	7
I.5.1.2. Calcul du retrait de séchage :	7
I.5.1.3. Calcul du retrait endogène :	8
I.5.2. Essai au laboratoire :	8
I.6. Retrait et fissuration :	9
I.6.1. Retrait libre :	9
I.6.1.1. Les mesures linéiques :	9
I.6.1.2. Les mesures volumiques :	9
I.6.2. Retrait empêché :	10
I.6.3. Fissurabilité :	10
I.6.4. Déformabilité avant fissuration :	11
I.7. Maîtrise de la fissuration :	11
I.7.1. Limitation du retrait :	11
I.7.2. Limitation de la fissurabilité ou des conséquences de celle-ci :	12
I.7.3. Exemples pratiques (Réparation d'un tablier du Pont de Cosmos par un resurfaçage adhérent) :	12
I.7.4. Conclusion :	14
I.8. Conclusion générale :	14
I.9. Références bibliographique :	15

CHAPITRE II	PRESENTATION ET DESCRIPTION DE L'OUVRAGE
--------------------	---

II.1. Introduction :	16
II.2. Présentation du projet :	16
II.3. Présentation de l'ouvrage :	16
II.4. Description de l'ouvrage :	17
II.5. Données fonctionnelles :	17
II.5.1. Tracé en plan :	17

II.5.2. Profile en long :	17
II.5.3. Profile en travers :	18
II.6. Données naturelles :	18
II.6.1. Géologie générale :	18
II.6.2. Travaux de recherche du sol :	18
II.6.4. Résultats des essais sur le terrain :	19
II .6.4.1. Tests de Pressiomètre :	19
II.6.4.2. Essai de pénétration standard (SPT) :	20
II.6.5. Sismicité :	20
II.7. CONCLUSION :	20

CHAPITRE III **CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT**

III.1. Introduction :	21
III.2. Critères de choix du type d'ouvrage :	21
III.3. Les paramètres intervenant dans le choix du type d'ouvrage :	21
III.4. Présentation des variantes :	21
III.4.1. Pont mixte :	22
III.4.1.1. Implantation des appuis :	22
III.4.1.2. Le pré-dimensionnement du tablier :	23
III.4.1.3. Pré dimensionnement de la poutre :	23
III.4.1.4. Pièces de pont :	24
III.4.1.5. Les avantages et inconvénients de la variante 1 :	25
III.4.2. Pont construit par encorbellement (Pont à voussoir en béton précontraint) :	25
III.4.2.1. Introduction :	25
III.4.2.2. Schéma statique longitudinal :	25
III.4.2.3. Choix d'une section transversale :	26
III.4.2.4. Déviateurs et entretoises :	28
III.4.2.5. Les avantages et les inconvénients de la méthode :	28
III.4.3. Pont à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension :	29
III.4.3.1. Introduction :	29
III.4.3.2. Implantation des appuis :	29
III.4.3.3. Pré-dimensionnement des éléments constitutifs du tablier :	30
III.4.3.4. Les avantages et les inconvénients de la méthode :	32
III.5. Analyse multicritère des variantes :	33
III.6. Caractéristiques géométriques de la poutre :	35
III.7. Conclusion :	36

CHAPITRE IV **HYPOTHESES DE CALCUL ET EVALUATION DES ACTIONS.**

IV.1. Introduction :	36
IV.2. Règlementations utilisées :	36
IV.3. Caractéristiques des matériaux :	36
IV.3.1. BETON :	36
IV.3.1.1. Résistance du béton :	36
IV.3.1.2. Contraintes admissibles de compression du béton :	37
IV.3.1.3. Déformation :	38
IV.3.2. Acier :	39
IV.3.2.1. Aciers passifs :	39

IV.3.2.2. Les aciers actifs :	40
IV.3. Évaluation des actions :	40
IV.3.1. Evaluation des actions hors trafic :	40
IV.3.1.1. Actions permanentes :	40
IV.3.2. Evaluation des actions dues au trafic :	43
IV.3.2.1. Caractéristiques du pont :	43
IV.3.2.2. Système de charge A(l) :	43
IV.3.2.3. Système de charge Bc :	44
IV.3.2.4. Système de charge Bt :	45
IV.3.2.5. Système de charge Br :	45
IV.3.2.6. Système de charges militaires de type MC120 :	46
IV.3.2.7. Convoi exceptionnelle de type D240 :	46
IV.3.2.8. Coefficient de majoration dynamique :	47
IV.3.2.9. Effort de freinage :	47
IV.3.2.10. Charge thermique :	48
IV.3.3. Réactions de tablier :	48
IV.4. Modélisation de l'ouvrage :	48
CHAPITRE V : REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS INTERNES.	
IV.4.1. Introduction :	48
IV.4.2. Les cas de charge considérés :	49
IV.4.2. Les combinaisons de charges :	49
IV.4.3. Résultats obtenus :	49
IV.4. Conclusion :	49
V.1. Introduction :	49
V.2. Choix de la méthode de calcul à utiliser :	49
V.2.1. Calcul du coefficient d'entretoisement θ :	49
V.2.2. Calcul du paramètre de torsion α :	51
V.2.3. Détermination de K_α pour chaque type de chargement :	54
V.2.4. Combinaisons des charges :	55
V.2.5. Conclusion :	55
V.2.6. Répartition transversale des efforts tranchants :	55
VII.2.6.1. Détermination de $\varepsilon\alpha$ et les efforts tranchants Max pour chaque type de chargement (sur appuis):	57
VII.2.6.2. Combinaisons des charges :	57
VII.2.6.3. Détermination de $\varepsilon\alpha$ et les efforts tranchants Max pour chaque type de chargement (section courante):	58
VII.2.6.4. Combinaisons des charges :	58
VII.2.7. Conclusion :	58
CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINT	
VI.1. Introduction :	59
VI.2. Précontrainte par post-tension :	59
VI.2.1. Le principe de la précontrainte par post-tension :	59
VI.2.2. Armatures de précontrainte :	60
VI.3. Dimensionnement de la précontrainte :	60
VI.3.1. Caractéristiques des matériaux :	60

VI.3.2. Détermination du nombre de câbles N :	62
VI.3.3. Vérification des contraintes :	64
VI.3.4. Tracé des câbles de précontrainte :	65
VI.3.5. Détermination de l'angle de relevage :	65
VI.4. Calcul des pertes de tension des câbles de précontrainte :	66
VI.4.1. Pertes instantanées :	66
VI.4.1.1. Pertes dues au frottement de l'acier dans la gaine :	67
VI.4.1.2. Pertes dues au recul à l'ancrage :	67
VI.4.1.3. Pertes dues au raccourcissement élastique du béton :	68
VI.4.2. Pertes différées :	68
VI.4.2.1. Pertes dues au retrait du béton :	68
VI.4.2.2. Pertes par fluage du béton :	69
VI.4.2.3. Perte par relaxation de l'acier :	69
VI.4.2. Perte totale :	69
VI.5. Calcul justificatif des poutres :	70
VI.5.1. Définitions des sections :	70
VI.5.2. Justification des contraintes aux états limites de service (ELS) :	70
VI.5.2.1. Contraintes admissibles en service :	70
VI.5.2.2. Effort de précontrainte P :	71
VI.5.2.3. Justification des contraintes normales :	71
VI.5.2.4. Justification des contraintes tangentielles :	72
VI.5.3. Justifications de la poutre à l'ELU :	73
VI.5.4. Justifications du béton :	73
VI.5.5. Etude de la zone d'about :	74
VI.5.5.1. Zone de surface :	74
VI.5.5.2. Effet d'éclatement :	74
VI.5.5.3. Justification de l'équilibre général de diffusion pure :	75
VI.5.6. Armatures des zones tendues :	78
VI.5.7. Section minimale (armatures de peau) :	80
VI.5. Conclusion :	80
CHAPITRE VII :	ETUDE DU TABLIER
VII.1. Etude de la dalle :	77
VII.1.1. Modélisation et évaluation des efforts :	77
VII.1.2. Ferrailages de la dalle :	77
VII.2. Étude de l'entretoise :	78
VII.2.1. Évaluation des efforts :	78
VII.2.2. Ferrailages de l'entretoise :	78
VII.3. Calcul des déformations :	79
VII.3.1. Calcul des flèches :	79
VII.3.1.1. Flèche due au poids propre :	79
VII.3.1.2. Flèche due aux surcharges :	79
VII.3.1.3. Flèche due à la précontrainte (Contre-flèche) :	80
VII.3.1.4. Flèche de construction :	81
VII.3.1.5. Flèche en service :	81
VII.3.2. Calcul des rotations :	81

VII.3.2.1. Rotation sous le poids propre :.....	81
VII.3.2.2. Rotation sous les surcharges :.....	81
VII.3.2.3. Rotation d'appui sous l'effet de la précontrainte :.....	81
VII.3.2.4. Rotation totale :.....	82
VII.3. Conclusion :.....	82

CHAPITRE □ : EQUIPEMENTS DU TABLIER

□.1. Introduction :.....	83
□.2. Etude de l'appareil d'appui :.....	83
VIII.2.1. Dimensionnements de l'appareil d'appuis (Selon Guide Technique SETRA) :.....	83
VIII.2.1.1. Aire l'appareil d'appui :.....	83
VIII.2.1.2. Dimensionnement des frettes :.....	84
VIII.2.1.3. Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui T :.....	84
VIII.2.2. Evaluation des efforts et déplacements horizontaux :.....	85
VIII.2.2.1. L'effort dû à la variation de la température :.....	85
VIII.2.2.2. Les efforts dus aux variation de retrait et fluage :.....	85
VIII.2.2.3. Déplacement dû au freinage :.....	85
VIII.2.3. Vérification des Appareils d'Appui :.....	87
VIII.2.3.1. Résistance à la compression :.....	87
VIII.2.3.2. Sécurité au flambement :.....	87
VIII.2.3.3. Limitation de la distorsion :.....	88
VIII.2.3.4. Condition de non glissement :.....	88
VIII.3. Dés d'appuis :.....	89
VIII.3.1. Dimensionnement des dés d'appuis :.....	89
VIII.3.2. Ferrailage des dés d'appuis :.....	89
VIII.3.2.1. Armatures de chainage :.....	89
VIII.3.2.2. Armatures horizontale :.....	89
VIII.3.2.3. Frette supérieure :.....	89
VIII.3.2.4. Frette inférieure :.....	89
VIII.4. Joint de chaussée :.....	91
VIII.4.1. Introduction :.....	91
VIII.4.2. Utilisation des joints :.....	91
VIII.4.3. Le souffle :.....	91
VIII.4.4. Type de joint :.....	91
VIII.5. Conclusion :.....	92

CHAPITRE IX : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

IX.1. Introduction :.....	91
IX.2. Étude de la pile :.....	91
IX.2.1. Calcul Sismique / Selon RPOA :.....	92
IX.2.1.1. Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique :.....	92
IX.2.1.2. Composante Longitudinale du séisme :.....	92
IX.2.1.3. Composante transversale du séisme :.....	96
IX.2.1.4. Composante Verticale :.....	99

IX.2.1.5. Combinaison des composantes de l'action sismique :	99
IX.2.2. Evaluation des efforts :	100
IX.2.2.1. Les charges verticales :	100
IX.2.2.2. Les charges horizontales :	102
IX.2.2.3. Combinaison des charges :	102
IX.2.3. Evaluation des charges Sismique :	102
IX.2.3.1. Evaluation de la période transversale et longitudinale :	102
IX.2.3.2. Composantes horizontales :	102
IX.2.3.3. Composante Verticale :	103
IX.2.3.4. Efforts provenant du Tablier :	103
IX.2.3.5. Efforts provenant de la pile :	103
IX.2.3.6. Efforts provenant de la semelle :	103
IX.2.3.7. Les efforts sismiques :	104
IX.2.3.8. Combinaisons des directions :	104
IX.2.3.9. Combinaisons d'action :	106
IX.2.4. Etude du chevêtre :	106
IX.2.4.1. Calcul des moments fléchissant et effort tranchant :	106
IX.2.4.2. Etude et ferrailage du chevêtre à la torsion :	107
IX.2.5. Ferrailage du voile :	109
IX.2.5.1. Évaluation des charges :	109
IX.2.5.2. Combinaison des charges :	109
IX.2.5.3. Ferrailage du voile :	109
IX.3. Étude de la culée :	110
IX.3.1. Pré-dimensionnement de la culée :	110
IX.3.1.1. Mur frontal :	110
IX.3.1.2. Mur de garde grève :	110
IX.3.1.3. Murs en retour :	110
IX.3.1.4. Corbeau :	111
IX.3.1.5. Dalle de transition :	111
IX.3.1.6. Semelle :	111
IX.3.2. Stabilité et évaluation des efforts :	112
IX.3.2.1. Calcul du coefficient de poussée :	112
IX.3.2.2. Evaluations des efforts sollicitant la culée :	113
IX.3.2.3. Efforts dus au tablier :	113
IX.3.2.4. Evaluation des charges Sismique :	114
IX.3.2.5. Combinaison d'actions :	117
IX.3.3. Etude des éléments de la culée :	117
IX.3.3.1. Etude de mur frontal :	117
IX.3.3.2. Étude du mur garde grève :	117
IX.3.3.3. Etude de Mur en retour :	119
IX.3.3.4. Etude de Dalle de transition :	120
IX.3.3.5. Etude de la Corbeau d'appui de la dalle de transition :	120
IX.4. Etude des fondations :	121
IX.4.1. Détermination du nombre des pieux :	121
IX.4.2. Effort revenant à chaque pieu :	121
IX.4.3. Ferrailage de la semelle :	123
IX.4.4. Calcul des Pieux :	124

IX.4.4.1. Calcul des pieux par la formule de WARNER :	124
IX.5. Conclusion :	126

CONCLUSION GENERALE :	117
------------------------------------	------------

BIBLIOGRAPHIE	118
----------------------------	------------

ANNEXES

ANNEXES A

ANNEXES B

ANNEXES C

ANNEXES D

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

Figure I. 1 Ouvertures importantes des fissures de retrait.....	2
Figure I. 2 Abaque permettant d'estimer la perte en eau du béton à partir des données climatiques.	4
Figure I. 3 Influence de la résistance en compression du béton sur le retrait total.	5
Figure I. 4 Retrait total en fonction du type de ciment.	5
Figure I. 5 Influence du rayon moyen h_0 sur le retrait total.	6
Figure I. 6 Valeur de k_h en fonction du rayon moyen h_0	8
Figure I. 7 Mesure du retrait sur une éprouvette de béton à l'aide d'un rétractomètre.	8
Figure I. 8 Dispositif de mesure linéique du retrait endogène au jeune âge.	9
Figure I. 9 Dispositif de mesure volumique du retrait endogène au jeune âge.	10
Figure I. 10 Exemples d'éléments soumis à du retrait empêché.	10
Figure I. 11 Le Pont du Cosmos.	12
Figure I. 12 Section typique du Pont de Cosmos.	13
Figure I. 13 Évolution de la fissuration des resurfaçages du pont du Cosmos.	13

CHAPITRE II PRESENTATION ET DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

Figure II. 1 Location du Viaduc 28.6.	16
Figure II. 2 Le tracé en plan.	Erreur ! Signet non défini.
Figure II. 3 profil en long.	17
Figure II. 4 coupe transversale.	18
Figure II. 5 Location d'Exploration.	19
Figure II. 6 Les forages.	19
Figure II. 7 Résultats de Tests de Pressiomètre.	20
Figure II. 8 Variation de la Valeur de SPT N60 en Profondeur.	20

CHAPITRE III CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT

Figure III. 1 Différentes parties d'une pont mixte.	22
Figure III. 2 Implantation de la variante 1.	22
Figure III. 3 représentation des poutres de la variante 1.	24
Figure III. 4 Coupe transversale du tablier de la variante 1.	24
Figure III. 5 coup longitudinale de la variante 2.	26
Figure III. 6 Notations des dimensions.	27
Figure III. 7 coup transversal de la variante 2.	28
Figure III. 8 coupe longitudinale de la variante 3.	30
Figure III. 9 Coupe poutre préfabriquée.	31
Figure III. 10 coupe transversale de la variante 3.	32
Figure III. 11 Caractéristiques géométriques de la poutre seule.	36
Figure III. 12 Caractéristiques géométriques de la poutre + dalle.	36

CHAPITRE IV ***HYPOTHESES DE CALCUL ET EVALUATION DES ACTIONS.***

Figure IV. 1 Répartition du système de charge Bc.	44
Figure IV. 2 Répartition du système de charge Bt.	45
Figure IV. 3 Répartition du système de charge Mc120.	46
Figure IV. 4 Répartition de la charge exceptionnelle type D 240.	46
Figure IV. 5 Modélisation de l'ouvrage.	48

CHAPITRE V : ***REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS INTERNES.***

Figure V. 1 Section équivalente de la poutre.	51
Figure V. 2 Lignes d'influence du coefficient K_α pour les poutres P0. P1. P2 et P3.	53
Figure V. 3 Lignes d'influence du coefficient ε_α^- pour les poutres P0. P1. P2 et P3.	56
Figure V. 4 Lignes d'influence du coefficient ε_α pour les poutres P0. P1. P2 et P3.	56

CHAPITRE VI : ***ETUDE DE LA PRECONTRAINT***

Figure VI. 1 Etapes générales de réalisation de la précontrainte.	60
Figure VI. 2 Disposition des câbles à l'about et à mi travée.	65
Figure VI. 3 Valeur limites des contraintes dans le béton.	70
Figure VI. 4 concentration des contraintes.	75
Figure VI. 5 Répartition des armatures d'about.	78
Figure VI. 6 Ferrailage de la poutre médiane.	80

CHAPITRE VII : ***ETUDE DU TABLIER***

Figure VII. 1 modélisation de la dalle.	77
Figure VII. 2 Ferrailage de la dalle.	77
Figure VII. 3 Schéma statique de l'entretoise.	78
Figure VII. 4 Ferrailage de l'entretoise.	79
Figure VII. 5 diagramme de M et $\bar{M}$	80
Figure VII. 6 diagramme de M et $\bar{M}$	81

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

Figure IX. 1 Dimensions de la pile.	91
Figure IX. 2 Diagramme de moment fléchissant à l'ELU du chevet.	106
Figure IX. 3 Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU du chevet.	106
Figure IX. 4 Eléments constituant la culée.	110
Figure IX. 5 Les dimensions des éléments de la culée.	111
Figure IX. 6 Poussée de la charge locale située en arrière du mur.	118
Figure IX. 7 Ferrailage des éléments de la pile.	125
Figure IX. 8 Ferrailage des éléments de la culée.	126

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE III **CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT**

Tableau III. 1 Dimensions de la poutre mixte.....	23
Tableau III. 2 l'analyse comparative des trois variantes.	34
Tableau III. 3 Caractéristiques géométriques de la poutre.	35

CHAPITRE IV *HYPOTHESES DE CALCUL ET EVALUATION DES ACTIONS.*

Tableau IV. 1 Les différentes valeurs de la contrainte admissible de compression à l'ELU. ...	37
Tableau IV. 2 Les différentes valeurs de la contrainte admissible de compression à l'ELS. ...	38
Tableau IV. 3 Les différentes valeurs du module de déformation longitudinale.	39
Tableau IV. 4 Récapitulatif des poids propres.	41
Tableau IV. 5 Classe des ponts.	43
Tableau IV. 6 Les coefficients a_1 et V_0 pour le calcul du système A.	43
Tableau IV. 7 Les valeurs de A en fonction du nombre de voies chargées.	44
Tableau IV. 8 Les valeurs de bc.	44
Tableau IV. 9 Les valeurs de Bc en fonction du nombre de voies chargées.	44
Tableau IV. 10 Valeur du coefficient b_t selon la classe du pont.	45
Tableau IV. 11 Les valeurs de B_t en fonction du nombre de voies chargées.	45
Tableau IV. 12 les Coefficients de majoration dynamique pour chaque système de charge. ..	47
Tableau IV. 13 L'effort de freinage correspondant à la charge A.	47
Tableau IV. 14 Tableau récapitulatif des Réaction de tablier.	48
Tableau IV. 15 tableau des charges que nous prenons en considération.	49
Tableau IV. 16 Combinaisons des charges à l'ELU et à l'ELS.	49

CHAPITRE V : REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS INTERNES.

Tableau V. 1 Les valeurs du paramètre de torsion pour les différentes sections de la poutre.	51
Tableau V. 2 Table de K0 relative à $\theta=0.7134$.	52
Tableau V. 3 Table de K1 relative à $\theta=0.7134$.	52
Tableau V. 4 Valeurs du coefficient de répartition $K\alpha$.	52
Tableau V. 5 Valeurs du coefficient de répartition $K\alpha$ relatives aux positions réelles P_i .	53
Tableau V. 6 récapitulatif des moments Max.	54
Tableau V. 7 Combinaisons de charges à l'ELS et à l'ELU en (KN.m).	55
Tableau V. 8 récapitulatif des efforts tranchants Max (sur appuis).	57
Tableau V. 9 Combinaisons de charges à l'ELS et à l'ELU en (KN).	57
Tableau V. 10 récapitulatif des efforts tranchants Max (section courante).	58
Tableau V. 11 Combinaisons de charges à l'ELS et à l'ELU en (KN).	58

CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Tableau VI. 1 Caractéristique du béton.	60
Tableau VI. 2 Les moments dus à différents cas de charges.	62
Tableau VI. 3 Vérification des contraintes normales.	64
Tableau VI. 4 Paramètres de calcul de l'angle de relevage.	66
Tableau VI. 5 Différentes paramètres des câbles.	66
Tableau VI. 6 Valeurs des pertes dues aux frottements.	67
Tableau VI. 7 Les pertes dues au recul d'ancrage.	67
Tableau VI. 8 Les pertes dues au retrait à 28 jours	69
Tableau VI. 9 Caractéristiques des sections.	70
Tableau VI. 10 effort de précontrainte P.	71
Tableau VI. 11 Vérification des contraintes normales à l'ELS pour la phase 1 et 2.	71
Tableau VI. 12 Vérification des contraintes normales à l'ELS pour la phase 3 et 4.	71
Tableau VI. 13 Les valeurs des efforts $P_{cos \alpha}$ et $P_{sin \alpha}$	72
Tableau VI. 14 Vérification des contraintes tangentielles.	72
Tableau VI. 15 détermination l'angle β_u	73
Tableau VI. 16 déterminer la section des armatures transversale.	73
Tableau VI. 17 Paramètres de vérification des contraintes de traction.	74
Tableau VI. 18 Vérification des contraintes de traction.	74
Tableau VI. 19 Vérification des contraintes de compression.	75

CHAPITRE VII : ETUDE DU TABLIER

Tableau VII. 1 Combinaisons des moments et efforts tranchants pour la dalle.	77
Tableau VII. 2 Tableau récapitulatif des efforts de l'entretoise.	78
Tableau VII. 3 La flèche dus au Précontrainte à l'about et à mi-travée.	80

CHAPITRE IX : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Tableau IX. 1 Raideur longitudinale de la pile.	92
Tableau IX. 2 Raideur longitudinale des appuis.	94
Tableau IX. 3 Raideur longitudinale de la culée.	94
Tableau IX. 4 valeurs de T1, T2 et S pour la composante horizontale.	95
Tableau IX. 5 Répartition des efforts horizontales sur chaque appui.	96
Tableau IX. 6 Les réactions d'appui sous séisme vertical.	99
Tableau IX. 7 Combinaison des composantes de l'action sismique.	100
Tableau IX. 8 Réactions des surcharges sur pile.	100
Tableau IX. 9 Les charges horizontales sollicitant la pile.	102
Tableau IX. 10 Les combinaisons les plus défavorable des actions sollicitant la pile.	102
Tableau IX. 11 Efforts sismiques sollicitant la pile.	104
Tableau IX. 12 Combinaisons des directions de la pile.	104
Tableau IX. 13 Les combinaisons les plus défavorable des actions sismiques.	106
Tableau IX. 14 Evaluation efforts agissant sur le voile.	109
Tableau IX. 15 Valeur des efforts agissant sur le voile.	109
Tableau IX. 16 Calcul du coefficient de poussée Kad.	112

Tableau IX. 17 Evaluations des efforts sollicitant la culée.....	113
Tableau IX. 18 Efforts dus au tablier.	113
Tableau IX. 19 Les charges sismiques.	114
Tableau IX. 20 Les charges Sismique due à la poussée dynamique.	114
Tableau IX. 21 Les charges sismiques due à la culée.	115
Tableau IX. 22 Les charges sismiques due au tablier.	115
Tableau IX. 23 Charges sismiques totale.	115
Tableau IX. 24 Les combinaisons les plus défavorable des actions.	117
Tableau IX. 25 Sollicitations les plus défavorables sur le mur frontal.	117
Tableau IX. 26 Rapport (M'_p / K) pour différentes valeurs de h (: Guide SETRA).	119
Tableau IX. 27 Résultats et ferrailage du mur en retour.	119
Tableau IX. 28 Les efforts agissant sur la dalle de transition.....	120
Tableau IX. 29 Combinaisons des moments et efforts tranchants pour la dalle de transition.	120
Tableau IX. 30 Combinaison d'actions sur le corbeau.....	121
Tableau IX. 31 Détermination du nombre des pieux pour la pile et la culée.	121
Tableau IX. 32 N_{max} et de N_{min} pour les combinaisons les plus défavorables.....	123
Tableau IX. 33 La vérification des conditions de la méthode des bielles.	123
Tableau IX. 34 Résultats et section d'acier de la semelle.	124
Tableau IX. 35 Ferrailage de la semelle.	124

LISTE DES ABREVIATIONS

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

CCP : Complément des charges permanentes.

BAEL : Béton armé aux Etats limites.

BPEL : Béton précontrainte aux Etats limites.

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

12T15 : douze (12) torons de quinze (15) fils.

f_{clim} : Contrainte de compression limite.

f_{cmax} : Contrainte maximale de compression, à ne pas dépasser.

f_{prg} : Contrainte de rupture garantie.

f_{peg} : Contrainte de précontrainte élastique garantie.

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

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

σ_{bc} : Contrainte de compression admissible.

σ_{bt} : Contrainte de traction admissible.

HA : Haute adhérence.

St : Espacement des armatures.

NF : Norme française.

MP : Masse des piles.

MT : Masse du tablier.

FL : Force sismique longitudinale.

FT : Force sismique transversale.

HT : Force due au déplacement horizontal induit par la variation de la température.

DTR : Document technique réglementaire.

INTRODUCTION GENERALE :

INTRODUCTION GENERALE :

Grâce aux innovations technologiques et aux moyens puissants de réalisation, en plus des demandes croissantes de communication la construction d'ouvrages d'art, particulièrement, les ponts sont en pleine expansion.

L'élaboration d'un projet de pont nécessite une connaissance approfondie du domaine d'emploi des différents types de structures porteuses et de fondations, des bases de leur dimensionnement et des sujétions d'emploi des différentes méthodes d'exécution. On doit tenir compte de toutes les données, naturelles et fonctionnelles, liées au site et à la destination d'un ouvrage qui s'inscrit toujours dans le cadre plus général d'une opération d'équipement collectif. Le respect de l'environnement impose des exigences, allant d'une intégration harmonieuse de l'ouvrage dans son site au choix des matériaux de construction, qu'il convient de prendre en compte avec rigueur et précision dès les premières étapes de l'étude. Enfin, on doit avoir le souci du détail et le sens des dispositions constructives pour assurer à son œuvre un bon fonctionnement et une durabilité correspondant à une optimisation socio-économique raisonnée.

Les ponts à poutres sous chaussée ont constitué une des premières applications de la précontrainte dans le domaine des ponts. Leur conception, initialement inspirée de celle des ponts à poutres en béton armé, fait largement appel à la préfabrication. On distingue deux types de tabliers, selon la technique de précontrainte utilisée pour les poutres : • les ponts à poutres précontraintes par pré-tension (PRAD) qui occupent une gamme de portées allant de 10 à 35 mètres • les ponts à poutres précontraintes par post-tension (VIPP), objet du présent document, qui sont employés pour des portées comprises entre 30 et 50 mètres.

Le présent travail a pour objectif de faire la conception et l'étude d'un pont et plus précisément le viaduc V28.6 localiser autour de PK28+682 au P.K 29+021.

Ce projet est inscrit dans la réalisation du lot n°1.1 de la 4^{ème} rocade entre l'échangeur RN18 Khemis Miliana et Hanacha sur 34 km.

Dans ce travail, nous allons traiter les principales étapes de l'étude d'un pont en commençant par la conception générale. Une fois que les variantes ont été définies et analysées, nous allons retenir la variante la plus avantageuse pour calculer les caractéristiques du tablier et les matériaux utilisés puis on passe à l'étude des équipements et l'étude d'infrastructure. Le mémoire se termine par une conclusion générale mettant en avant les principaux points retenus durant ce travail.

1.1. Introduction :

La conception des structures en béton consiste essentiellement à assurer un degré de sécurité acceptable permettant de réduire les risques relatifs aux défaillances, aux catastrophes et aux pertes de vie. Afin de mener à bien le calcul de ces structures, il est nécessaires de connaître la réponse du béton aux diverses sollicitations. En effet, les ouvrages en béton sont pleins de défauts dus à des pores, des vides et des fissures de retrait, qui peuvent engendrer des propagations de macro-fissures lorsque la structure est en service.

Cette revue bibliographique enregistré dans le cadre de l'étude d'endommagement des structures en béton armé due aux fissures engendré par le retrait. L'objectif est de mettre en évidence l'importance de la prise en compte de ce phénomène et d'étudier le comportement du béton sous l'effet du retrait.

1.2. Le retrait :

Le retrait du béton est une déformation volumique de celui-ci sous l'action de phénomènes physico-chimiques liés à l'hydratation de la pâte de ciment et au séchage. Etant donné que le taux d'humidité relative du béton coulé s'élève initialement à 100 % et que le milieu ambiant est généralement caractérisé par une humidité relative plus faible, le retrait du béton est souvent assimilé à une réduction de volume.

Ce phénomène est d'autant plus important qu'il est responsable de nombreuses pathologies sur les ouvrages en béton lorsque cette déformation est entravée. On parle alors de retrait empêché et le concepteur aura pour tâche de maîtriser celui-ci pour éviter toute fissuration ou déformation excessive préjudiciable à la durabilité et aux performances de l'ouvrage (stabilité, étanchéité, etc.).



Figure I. 1 Ouvertures importante des fissures de retrait.

1.3. Les différents types de retrait :

1.3.1. Retrait de séchage :

Le retrait de séchage du béton (aussi appelé retrait hydraulique ou retrait de dessiccation) résulte du séchage de la masse du béton [1]. Cette évaporation, qui peut s'étaler sur plusieurs années, crée des tensions de surface à l'interface des grains de ciment hydratés qui génèrent à leur tour des déformations macroscopiques de l'élément, à savoir un raccourcissement.

Les valeurs du retrait de séchage du béton sont d'environ 0,1 à 0,8 mm/m.

1.3.2. Retrait endogène :

Le retrait endogène du béton (aussi appelé retrait d'auto-dessiccation ou retrait chimique) est une déformation qui résulte du fait que le volume des produits de l'hydratation est plus petit que le volume des réactifs en présence [1]. Cette déformation est présente même sans échange hydrique avec l'environnement. Il s'agit donc d'une dessiccation interne du béton. Par opposition au retrait de séchage, celle-ci sera d'autant plus grande que le béton présentera un rapport E/C faible, souvent synonyme d'une quantité de ciment élevée et par conséquent d'une grande résistance mécanique. Les valeurs du retrait endogène sont d'environ 0,025 à 0,200 mm/m (25 à 200 $\mu\text{m}/\text{m}$) en fonction du type de béton.

1.3.3. Retrait thermique :

L'hydratation du ciment s'accompagne d'un dégagement de chaleur qui, surtout dans le cas de constructions massives, ne peut être évacué rapidement.

Cela donne lieu à des gradients de température qui peuvent éventuellement encore être accentués en raison de la réaction d'hydratation accélérée température plus élevée. Des contraintes - compression au centre et traction aux extrémités - s'accumulent dans l'ouvrage en béton qui finit par se fissurer [1].

1.4. Illustration des facteurs d'influence du retrait :

1.4.1. Humidité de l'air et vitesse du vent :

L'humidité est un paramètre fondamental. Elle influence les mouvements d'eau entre le matériau et le milieu ambiant lors d'un déséquilibre. Ces deux facteurs influent sur la vitesse d'évaporation de l'eau. L'abaque suivant permet d'évaluer le taux d'évaporation d'une surface en béton recouverte d'eau [2]. On constate qu'un air humide limite l'évaporation, et que la vitesse du vent l'augmente. Le béton devra idéalement être coulé à l'abri du vent et dans un environnement humide, pour limiter le retrait de séchage.

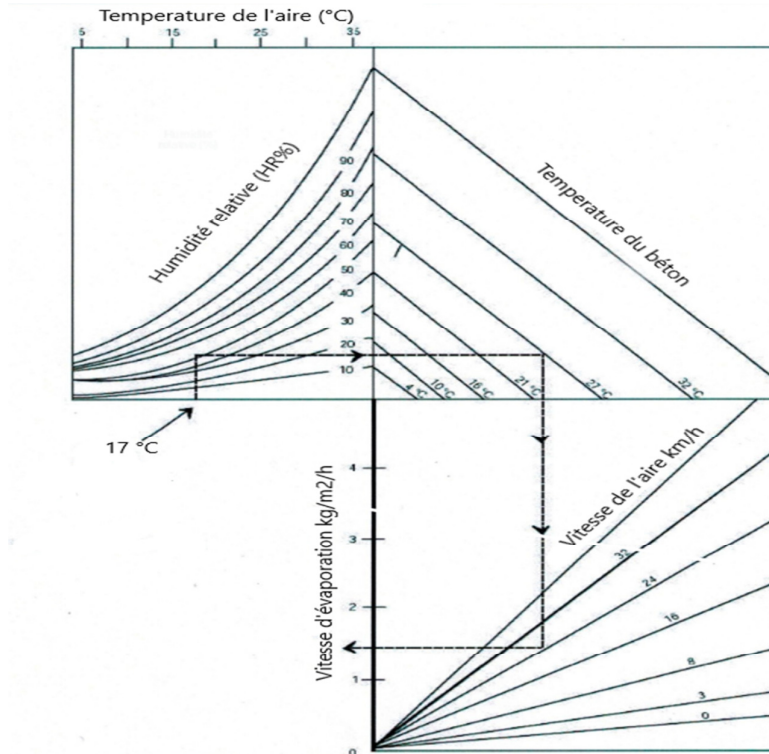


Figure I. 2 Abaque permettant d'estimer la perte en eau du béton à partir des données climatiques.

➤ **Exemple :**

Température de l'air = 17°C.

Humidité relative HR = 40%.

Température du béton = 27°C.

Vitesse de l'air = 24 km/h.

Donc :

Vitesse d'évaporation > 1 kg/m²/h.

1.4.2. Le rapport E/C :

Le rapport E/C et la quantité de ciment sont deux facteurs déterminants pour situer l'ampleur du retrait total du béton.

Dans la pratique, c'est la résistance en compression du béton, paramètre connu du concepteur et directement proportionnelle au facteur E/C, qui sera utilisée pour quantifier le retrait total [3]. L'influence de la résistance en compression sur la valeur du retrait total est illustrée à la figure suivante :

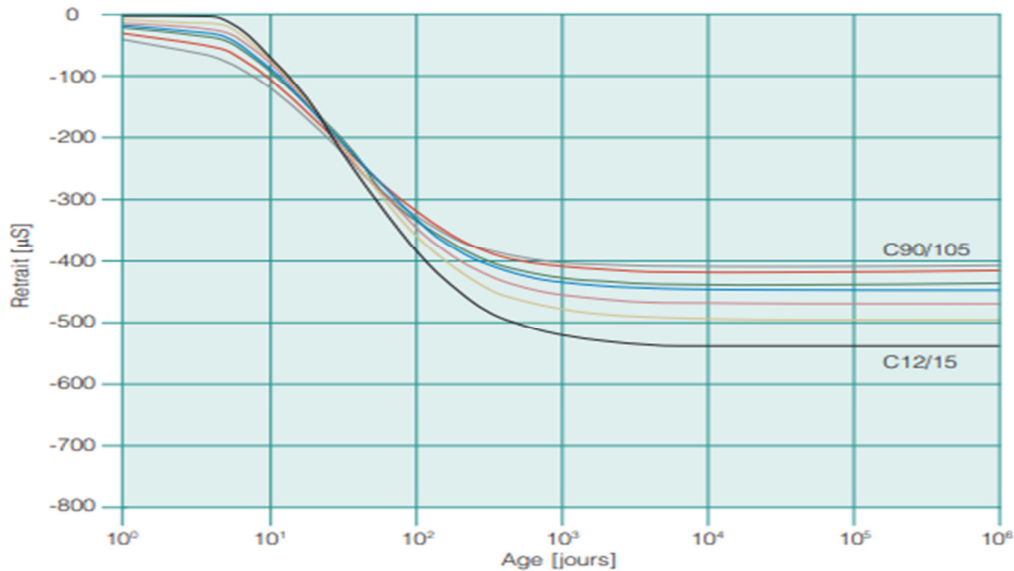


Figure I. 3 Influence de la résistance en compression du béton sur le retrait total.

On y distingue clairement la différence significative entre un béton de faible résistance (C12/15) et un béton à haute résistance (C90/105). Notons toutefois que cette différenciation dépend du temps de séchage. En effet, au jeune âge, un béton à haute résistance peut présenter un retrait total plus important qu'un béton de résistance plus faible étant donné un retrait endogène plus important. Après 30 à 40 jours, cette tendance s'inverse avec, au final, un retrait total du HSC (High Strength Concrete) plus faible.

1.4.3. La classe de résistance du ciment :

La classe de résistance du ciment (durcissement lent, normal ou rapide) est également plus importante qu'on ne l'imagine parfois. Sur la figure ci-après, on peut observer que la différence entre les ciments s'accroît avec le temps pour finalement atteindre une valeur du retrait final jusqu'à 60 % plus élevée pour un ciment rapide que pour un ciment lent.

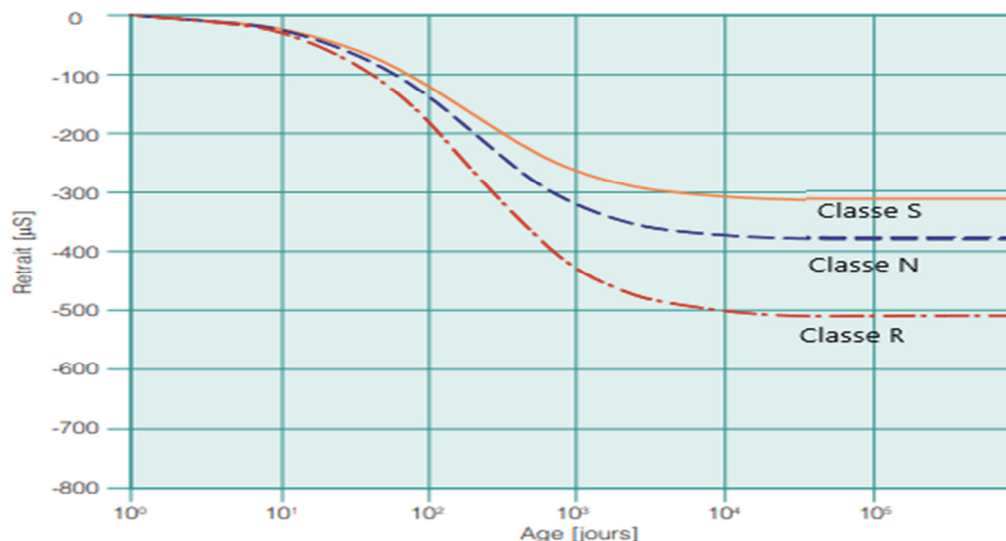


Figure I. 4 Retrait total en fonction du type de ciment.

I.4.4. L'épaisseur moyen h_0 :

L'épaisseur moyen de la section représente le rapport volume/surface en contact et vaut $2A_c/u$ où A_c représente l'aire de la section du béton et u le périmètre de la partie de la section exposée à la dessiccation. Dans le cas des dalles sur sol, $h_0 = 2.h$ (2 fois l'épaisseur de la dalle). Sur la figure ci-après, on constate que la valeur finale du retrait total est d'autant plus faible que le rayon moyen h_0 est élevé.

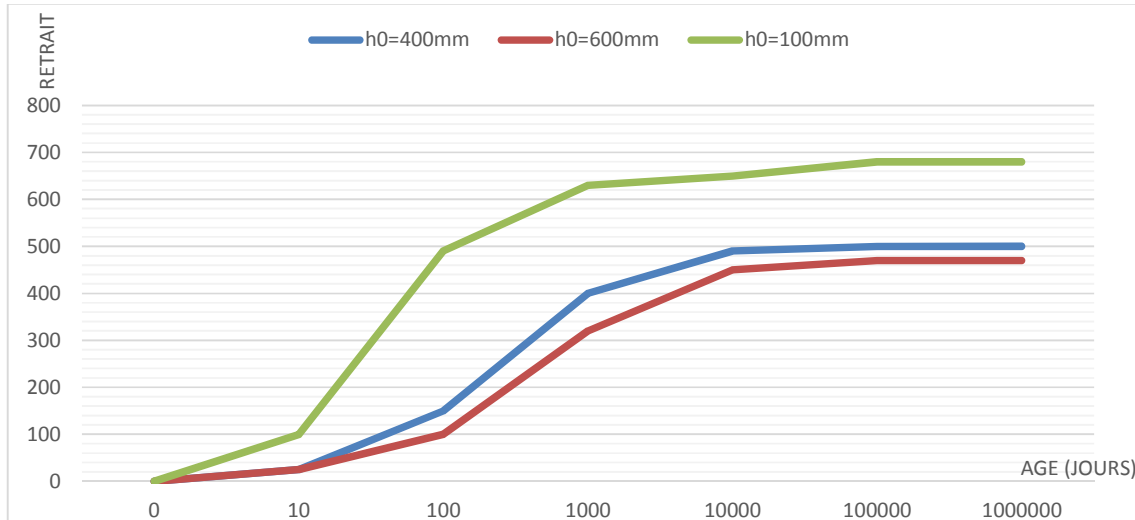


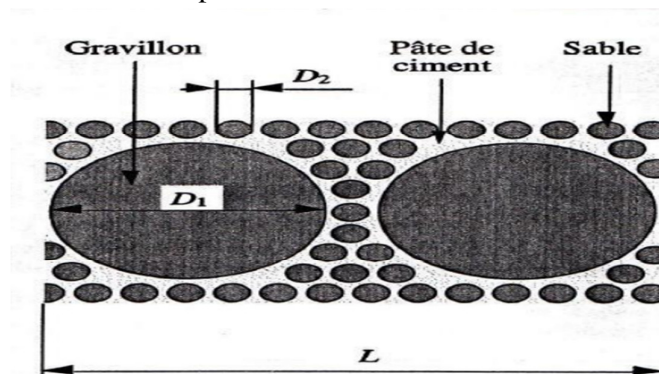
Figure I. 5 Influence du rayon moyen h_0 sur le retrait total.

I.4.5. Volume des granulats :

Une augmentation du volume des granulats produit immédiatement une baisse du retrait. Le retrait d'une pâte de ciment est supérieur au retrait d'un mortier qui est lui-même supérieur au retrait d'un béton.

➤ Exemple :

Soient D_1 et D_2 les dimensions respectives des gravillons et du sable composant le squelette granulaire du béton schématisé ci-après.



Le retrait éventuel est le fait de la seule pâte liante qui enserre ces grains. Le retrait produit donc dans l'épaisseur de la pâte qui lie les granulats. Si le sable était le seul granulat, le retrait sur la distance L serait la somme des retraits affectant les liaisons entre tous les grains sable rencontrés sur la distance L . La présence de 2 gravillons sur la distance L (telle qu'elle est représentée sur la figure) fait que le retrait n'affectera en réalité que distance $L - 2 D_1$.

Pour limiter le retrait, il conviendra donc de limiter le volume de pâte et d'utiliser les granulats les plus gros possible, compatibles avec le ferrailage et le coffrage auquel le béton est destiné [4].

1.5. Calcul du retrait :

1.5.1. Modèle des Eurocodes :

Le retrait (total) d'un élément en béton présente, principalement, deux composantes : le retrait endogène et le retrait de séchage. Ces deux types de déformations concomitantes peuvent être calculées suivant la nouvelle norme NBN EN 1992-1-1 'Eurocode 2[5], et son annexe nationale ANB [6].

1.5.1.1. Retrait total :

La déformation de retrait totale (ε_{cs}) se compose de deux parties. La première est liée au retrait de séchage (ε_{cd}) et la deuxième au retrait endogène (ε_{ca}). Le retrait de séchage évolue lentement car il est fonction de la migration de l'eau au travers du béton durci. La déformation du retrait endogène se développe au cours du durcissement du béton : elle se produit dès lors en majeure partie durant les premiers jours qui suivent le coulage. La déformation totale de retrait peut être calculée par la relation suivante :

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$$

Notons par ailleurs que le retrait s'exprime en μS ou en $\mu m/m$ ($10^{-6} m/m$).

1.5.1.2. Calcul du retrait de séchage :

L'évolution du retrait de séchage est donnée par l'expression suivante :

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd0}$$

Où :

ε_{cd0} : la valeur nominale du retrait de séchage.

$$\varepsilon_{cd0} = 0,85 \cdot \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp\left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{10}\right) \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{HR}$$

f_{cm} = la résistance moyenne en compression du béton (MPa).

α_{ds1} = un coefficient qui tient compte du type de ciment : ce coefficient vaut 3 pour les ciments lents (classe S : 32,5 N), 4 pour les ciments normaux (classe N : 32,5 R – 42,5 N) et 6 pour les ciments rapides (classe R : 42,5 R – 52,5 N – 52,5 R).

α_{ds2} : un coefficient qui tient compte du type de ciment : ce coefficient vaut 0,13 pour les ciments de classe S, 0,12 pour les ciments de classe N et 0,11 pour les ciments de classe R.

$$\beta_{HR} = 1,55 \cdot \left[1 - \left(\frac{HR}{HR_0} \right) \right]$$

HR = l'humidité relative ambiante (%)

HR_0 = l'humidité relative ambiante de référence (100 %)

$\beta_{ds}(t, t_s)$: une fonction qui traduit l'évolution dans le temps du retrait de séchage.

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04 \sqrt{h_0^3}}$$

t = l'âge du béton à l'instant considéré (jours).

t_s = l'âge du béton (jours) au début du retrait de séchage (ou gonflement). Normalement, ceci correspond à la fin de la cure.

K_h : un coefficient dépendant du rayon moyen h_0 .

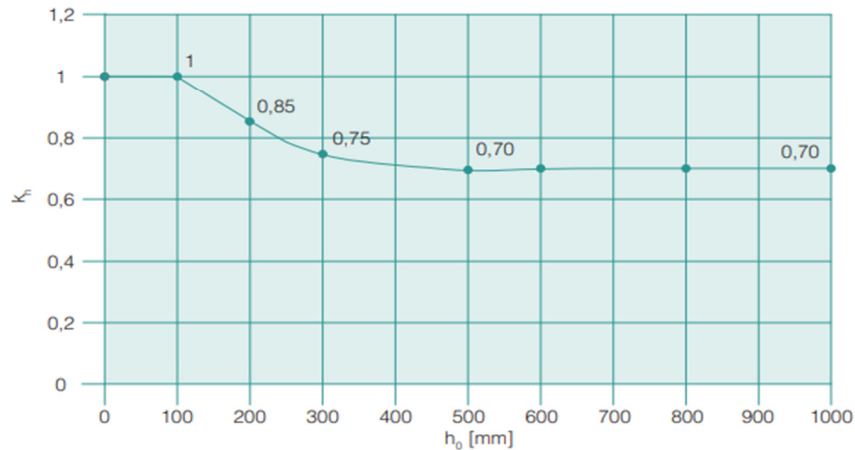


Figure I. 6 Valeur de k_h en fonction du rayon moyen h_0 .

1.5.1.3. Calcul du retrait endogène :

La déformation due au retrait endogène peut quant à elle se calculer par l'expression suivante :

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty)$$

Où :

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5 \cdot (f_{c28} - 10) \cdot 10^{-6}$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2 \cdot t^{0,5}) \text{ Avec } t \text{ exprimé en jours.}$$

On notera également que le retrait endogène est indépendant de l'humidité relative ambiante (HR) et des dimensions de l'élément (h_0). Par conséquent, ce type de déformation est homogène dans la masse et ne génère pas de contraintes résiduelles par retrait différentiel si les conditions de support sont les mêmes pour toutes les faces de l'élément.

1.5.2. Essai au laboratoire :

Le retrait du béton est mesuré conformément à la norme NF P 18-427. L'essai consiste à mesurer la variation de la longueur entre deux faces opposées d'éprouvettes prismatiques de béton durci équipées de plots. Les éprouvettes prismatiques sont de dimensions 7x7x28cm ou 10x10x40cm.

La mesure se fait à l'aide d'un appareil spécifique muni d'un comparateur (rétractomètre). Pendant toute la durée de l'essai, les éprouvettes sont conservées en laboratoire en conditions régularisées (généralement à une température de 20 +/-2°C et une humidité relative de 50 +/-5%).

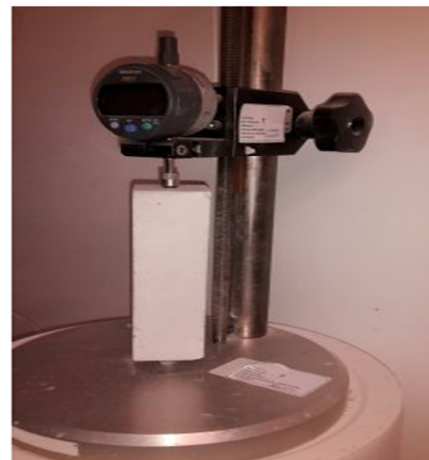


Figure I. 7 Mesure du retrait sur une éprouvette de béton à l'aide d'un rétractomètre.

I.6. Retrait et fissuration :

I.6.1. Retrait libre :

Le retrait libre du béton est communément mesuré suivant la norme NBN B 15-216. Il s'agit de mesures sur prismes conservés dans des conditions contrôlées de température (20 ± 1 °C) et d'humidité relative (60 ± 1 %).

Ces mesures concernent le retrait total du béton une fois celui-ci décoffré. Pour rappel, le retrait endogène est initié dès le contact entre l'eau et le ciment. Par conséquent, si on souhaite évaluer son ampleur durant les premières heures on distingue deux grands types de mesure pour caractériser le retrait endogène : les mesures linéiques (verticales ou horizontales) et les mesures volumiques [7].

I.6.1.1. Les mesures linéiques :

Les mesures linéiques des déformations endogènes consistent à enregistrer les variations dimensionnelles d'une éprouvette dans une direction. Les résultats sont exprimés selon la formule suivante :

$$\varepsilon = \frac{L-L_0}{L_0}$$

Où L correspond à la longueur de l'éprouvette au moment de mesure et L_0 à la longueur initiale.



Figure I. 8 Dispositif de mesure linéique du retrait endogène au jeune âge.

I.6.1.2. Les mesures volumiques :

Les mesures volumiques des déformations endogènes consistent à enregistrer les variations dimensionnelles d'un échantillon de pâte de ciment isolé du milieu extérieur dès le coulage par une membrane souple étanche. Le système 'pâte + membrane' est entièrement plongé dans un liquide thermostatisé.

La mesure des déformations du matériau s'effectue alors soit par suivi de niveau du liquide d'immersion, soit par pesée hydrostatique, la mesure des variations de la poussée d'Archimède permettant d'accéder aux variations de volume [8].

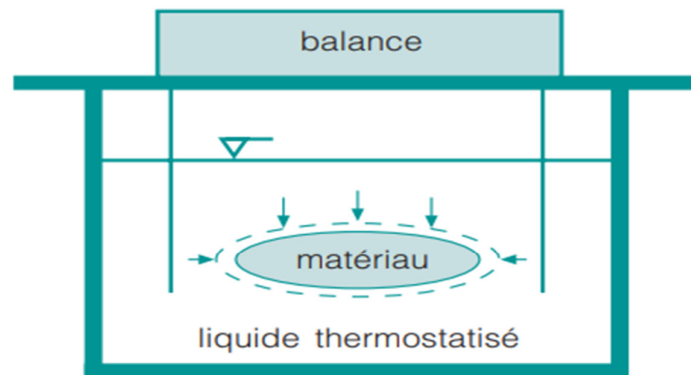


Figure I. 9 Dispositif de mesure volumique du retrait endogène au jeune âge.

I.6.2. Retrait empêché :

Les déformations dues au retrait ne sont pas forcément négatives. Elles ne le deviennent qu'à partir du moment où elles sont entravées car elles génèrent alors des contraintes de traction. Ces dernières, si elles dépassent un certain seuil proche de la résistance en traction, peuvent entraîner la fissuration du béton et tout ce qui s'en suit, à savoir des problèmes de durabilité (corrosion, etc.), d'étanchéité ou encore d'esthétisme. Différents types d'éléments soumis à un retrait empêché sont illustrés à la figure.

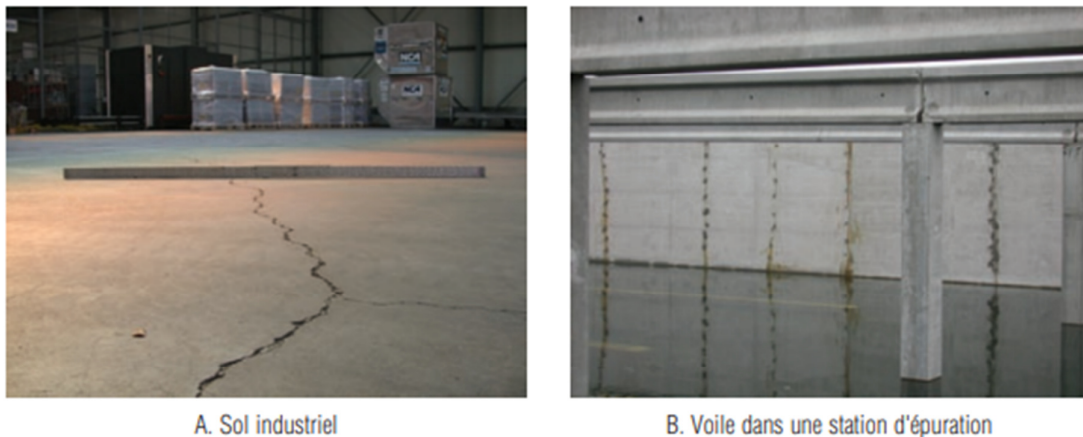


Figure I. 10 Exemples d'éléments soumis à du retrait empêché.

La fissuration dépendra du potentiel de retrait libre, de la fissurabilité du béton, des autres sollicitations concomitantes ainsi que du degré de restrainte de la structure [9].

I.6.3. Fissurabilité :

A côté de ce potentiel de déformation, d'autres paramètres exerceront une influence sur le potentiel de fissuration du béton. C'est ce qu'on appelle sa fissurabilité. Celle-ci est caractérisée par :

- Sa déformabilité (module d'élasticité)
- Sa résistance à la traction
- Son développement thermique lors des réactions exothermiques d'hydratation
- Son aptitude à relaxer les contraintes (par fluage en traction).

1.6.4. Déformabilité avant fissuration :

La déformabilité du béton (son module d'élasticité) évolue avec sa maturité et donc son âge. Durant les premières heures, le béton est encore très plastique (module d'élasticité faible) et peut reprendre des déformations importantes. Au fur et à mesure que le béton durcit, son module d'élasticité augmente et la déformation qu'il peut reprendre avant fissuration diminue.

Ce principe découle de la loi de Hooke pour les matériaux élastiques. Pour un béton C30/37 dont le module d'élasticité à 28 jours E_{cm} équivaut à environ 33.000 MPa, la déformation susceptible d'être reprise avant fissuration vaut :

$$\varepsilon_{fiss} = \frac{f_{ctm}}{E_{cm}} = \frac{2,3}{33000} = 90 \mu m/m$$

Cette relation n'est valable que lorsque l'élément en béton est soumis à des efforts de traction de courte durée. Si la sollicitation est maintenue durant un temps relativement long (des semaines, voire des mois), des phénomènes de relaxation des contraintes vont voir le jour. Ceux-ci sont généralement pris en compte en diminuant virtuellement la valeur du module d'élasticité du béton sur la base du coefficient de fluage φ (Eurocode 2) par l'expression :

$$E_{cm}^* = \frac{E_{cm}}{1+\varphi}$$

Le retrait empêché du béton peut être considéré comme ce genre de sollicitation qui croît progressivement et génère des contraintes de traction dans la structure. Etant donné que cette évolution prend du temps, cette relaxation intervient progressivement.

En pratique, la valeur du coefficient de fluage vaut entre 1,5 et 3,5. Si nous prenons 2 comme valeur d'exemple, Dans l'exemple ci-dessus, on peut ainsi calculer la nouvelle valeur de ε_{fiss} par :

$$\varepsilon_{fiss}^* = \frac{f_{ctm}}{E_{cm}^*} = \frac{2,3}{11000} = 209 \mu m/m$$

Il appartiendra donc au concepteur de focaliser son attention sur le degré de restrainte des différentes parties d'un ouvrage en béton et de prévoir différentes options pour réduire l'impact de la fissuration potentielle.

1.7. Maîtrise de la fissuration :

Pour éviter les risques de fissuration, il y aura lieu de jouer sur les aspects suivants :

- Limiter le retrait du béton
- Limiter sa fissurabilité ou les conséquences de celle-ci.

1.7.1. Limitation du retrait :

Dans le cas des bétons ordinaires, le recouvrement des surfaces par des panneaux ou des bâches plastiques, lorsqu'il est possible, est une des techniques utilisées pour assurer une protection adéquate contre le retrait, dont les composantes principales sont le retrait de séchage.

Par contre, dans le cas des bétons spéciaux (dont le retrait endogène est prépondérant par rapport au retrait de séchage), ces matériaux ne peuvent être utilisés que temporairement. Une fois les risques de retrait de séchage éliminés, le recouvrement du béton par des matériaux non imbibés ne présente aucun intérêt pour limiter le retrait endogène.

Les meilleurs moyens d'assurer la maturation de ces bétons spéciaux consistent donc à :

- Immerger le béton ou brumiser de l'eau sur sa surface
- Recouvrir la surface du béton avec des toiles de jute ou des géotextiles imbibés d'eau

Outre ces techniques de cure traditionnelles, d'autres moyens peuvent être envisagés pour limiter le retrait endogène des bétons spéciaux ou en contrôler la fissuration :

- Utilisation de nouveaux adjuvants (adjuvants réducteurs de retrait et agents d'expansion)
- Incorporation de fibres synthétiques
- Techniques de curing interne, qui consistent à créer un réservoir d'eau interne pour le béton en ajoutant des granulats légers saturés d'eau ou des polymères superabsorbants.

Ces nouveaux moyens seront évalués dans le cadre d'une recherche menée actuellement au CSTC [10].

1.7.2. Limitation de la fissurabilité ou des conséquences de celle-ci :

Pour conférer au béton des propriétés limitant sa fissurabilité, il convient de favoriser :

- Sa déformabilité au jeune âge
- Le développement rapide de sa résistance à la traction (influence de la cure, cf. plus loin)
- L'utilisation de quantités raisonnables de ciment dans la composition du béton pour limiter le retrait thermique et un retrait de séchage important à long terme
- Le pontage et la distribution de micros fissures par l'utilisation d'armatures de faible diamètre ou par des fibres qui permettront de relaxer davantage les contraintes.

1.7.3. Exemples pratiques (Réparation d'un tablier du Pont de Cosmos par un resurfaçage adhérent) :

La planche d'essais du pont de Cosmos (automne 2002) a été réalisée dans le but de valider certaines conclusions et recommandations dégagées lors d'une étude en 44 laboratoire sur la performance des resurfaçages adhérents utilisés pour réparer les dalles structurales en béton armé.



Figure I. 11 Le Pont du Cosmos (Montréal-Canada).

La structure est constituée d'un tablier continu reposant sur deux culées et six piles. Le tablier a une longueur de 205 m et une largeur de 9,2 m. La structure est constituée d'une poutre caisson (Figure 2.39) en acier de 1,6 m de hauteur et de 4,7 m de largeur. Cette poutre continue supporte un tablier en béton armé de 220 mm d'épaisseur.

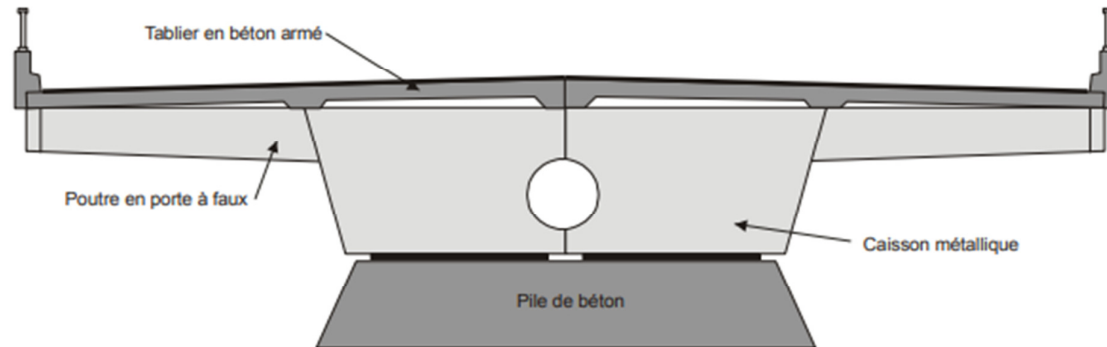


Figure I. 12 Section typique du Pont de Cosmos.

Une partie du tablier (la première travée de l'extrémité sud du pont) du pont de Cosmos a été réparée avec six types de bétons de resurfaçage renforcés de fibres : un BHP, deux bétons ordinaires, deux bétons ont été réalisées avec du béton à retrait compensé fabriqué avec un ciment expansif de type K et un agent d'expansion de type G (BRC1, BRC2), un béton avec un agent réducteur de retrait. Tous les resurfaçages (9,2 m x 2,5 m) ont une épaisseur de 80mm. Après 3 ans de mise en service du pont du Cosmos, une inspection visuelle a révélé qu'aucune fissure n'a été décelée dans les resurfaçages BRC-1, BRC-2. Ces résultats suggèrent que l'utilisation de bétons à retrait compensé contribue effectivement à diminuer les risques de fissuration dus au retrait empêché. En 2009 même après 7 ans de services du pont de Cosmos, aucune fissure n'a été observée dans les resurfaçages en béton à retrait compensé. Pour les autres types des bétons les résultats sont montrés dans la figure ci-dessous :

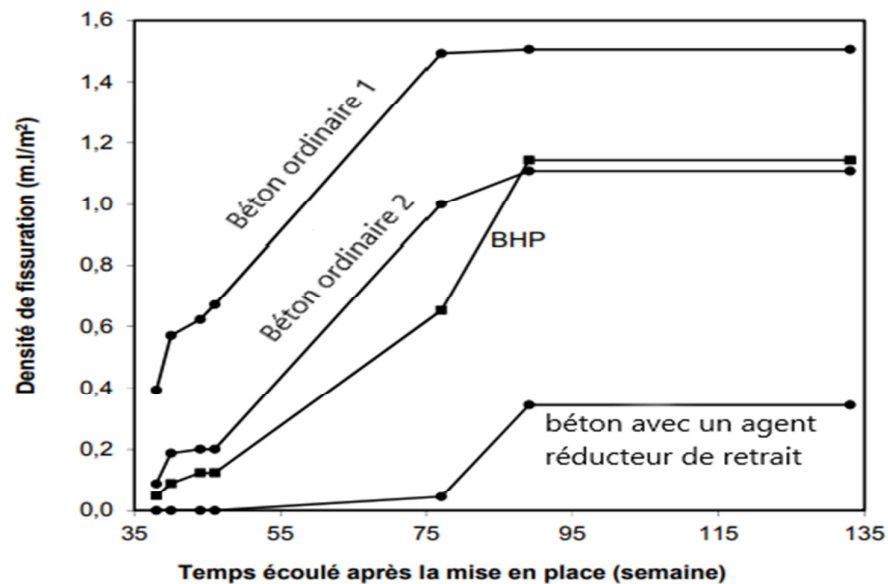


Figure I. 13 Évolution de la fissuration des resurfaçages du pont du Cosmos.

I.7.4. Conclusion :

L'efficacité des agents d'expansion interne, des ciments expansifs et des agents réducteurs de retrait a été testée dans des projets de recherche et sur des dalles d'essais réalisés dans des ouvrages réels afin de montrer l'importance de leur utilisation et l'impact positif sur la diminution du retrait et par conséquent sur l'élimination des fissures.

I.8. Conclusion générale :

Selon la recherche bibliographique effectuée, lorsque l'on comprend bien la nature des différents types de retrait qui peuvent se développer dans un béton et le mécanisme de leur développement dans diverses circonstances, on peut planifier la mise en application de mesures adéquates pour minimiser les conséquences néfastes du retrait.

Le Master permet à l'étudiant d'entrer dans le monde de la recherche, d'évaluer ses capacités à mener une réflexion scientifique, à animer une discussion (avec des enseignants chercheurs sur le sujet) et bien sûr apprendre à mieux rédiger encore et encore.

I.9. Références bibliographique :

[1] Aïtcin P.-C., Acker P. et Neville A. Les différents types de retrait du béton. Paris, LCPC, Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées, n° 215, 1998.

[2] The American concrete Institute (ACI, 1999).

[3] Tazawa E., Miyazawa S. Influence of cement composition on autogenous shrinkage of concrete. Proceedings of the 10th International Congress on the Chemistry of Cement, Gothenburg, Suède, 2-6 juin 1997, Vol. 2.

[4] M-Biga Et F-Safouni « influence des dimensions des granulats sur le retrait du béton » Mémoire de master II, Université Africain d'ADRAR ,2015.

[5] Bureau de normalisation NBN EN 1992-1-1 Eurocode 2. Calcul des structures en béton. Partie 1-1 : règles générales et règles pour les bâtiments. Bruxelles, NBN, 2004.

[6] Bureau de normalisation prNBN EN 1992-1-1 ANB Eurocode 2. Calcul des structures en béton. Partie 1-1 : règles générales et règles pour les bâtiments. Bruxelles, NBN, 2007.

[7] Boivin S. Retrait au jeune âge du béton, Développement d'une méthode expérimentale et contribution à l'analyse physique du retrait endogène. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, 2001.

[8] Charron J.P., Marchand J., Bissonnette B. Early-age deformations of hydrating cement systems : comparison of linear and volumetric shrinkage measurements. Concrete Science & Engineering, Vol. 3, N° 11, 2001.

[9] Parmentier B. et Vyncke J. Voiles et dalles en béton pour applications étanches aux liquides. Conception et calcul selon l'Eurocode 2. Bruxelles, Centre scientifique et technique de la construction, Les Dossiers du CSTC, n° 4, Cahier 8, 2005.

[10] Centre scientifique et technique de la construction, Les Dossiers du CSTC, n° 2, Cahier 2, 2004.

CHAPITRE I:
PRÉSENTATION ET
DESCRIPTION DE
L'OUVRAGE

II.1. Introduction :

Une bonne connaissance des principaux types des structures, de l'étendue de leur domaine d'emploi et de leurs méthodes de pré dimensionnement est indispensable pour entreprendre les études de définition d'un pont dans un site donné ; Mais un pont n'est pas seulement un ouvrage d'art : il est construit dans le but d'assurer un service pour lequel l'opinion publique exige un haut niveau de qualité, de sécurité et de fiabilité. En ce qui concerne la résistance structurale, ce niveau est normalement garanti par le respect des normes.

II.2. Présentation du projet :

Le ministre de Travaux publics, accompagné du wali de Aïn-Defla ont procédé à l'ouverture du chantier pour la réalisation de la 4^{ème} rocade qui reliera Aïn-Defla à Bordj-Bou-Arréridj, Cette nouvelle voie de communication routière qui reliera les wilayas de Aïn-Defla et Bordj-Bou-Arréridj compte un linéaire de 262 km dont 34 km sur le territoire de Aïn-Defla, (Khemis Miliana-Hannacha). Cette rocade contribuera grandement au développement des régions d'une part mais aussi au développement de l'économie du pays par la facilité des échanges en tous genres entre le nord et le sud, entre l'est et l'Ouest. Cette rocade possédant les mêmes caractéristiques que l'autoroute, permettra de soulager la RN 18 Khemis-Miliana-Médéa qui connaît une densité du trafic très élevée, de l'ordre de 13 000 véhicules par jour dont 18 % de poids lourds.

II.3. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage d'art Viaduc 28.6 qui sera construit dans le cadre du projet d'autoroute 4^{ème} Rocade d'Alger, est un pont se trouve entre les kilomètres 28+682 à 29+074 de l'itinéraire, où traverse un oued.

La typologie adoptée est une typologie de tablier de poutres de béton précontraint, donc il s'agit d'une structure isostatique dans chaque une des portées.

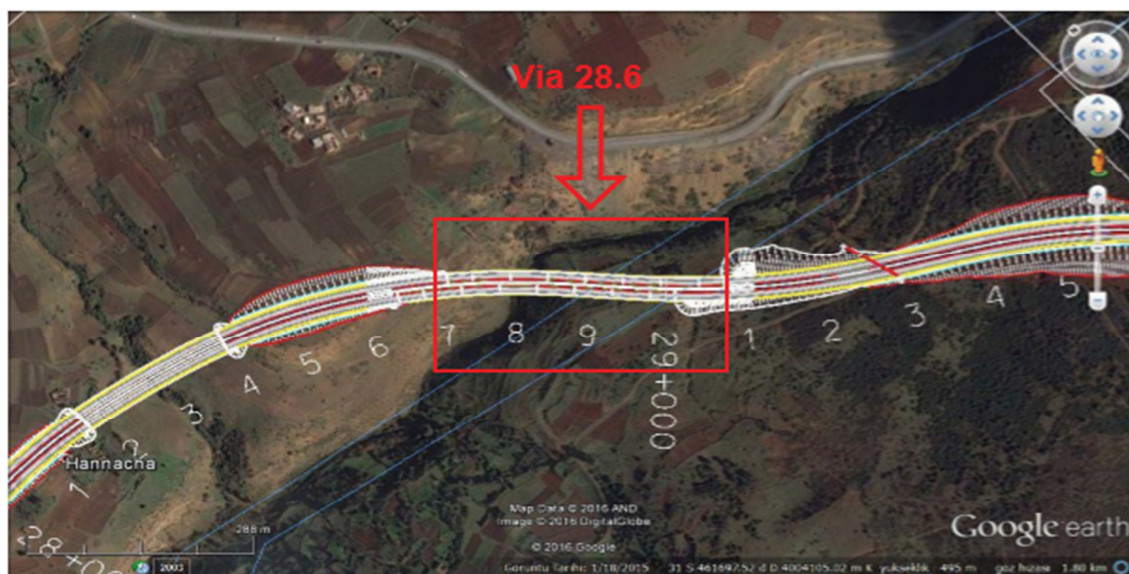


Figure II. 1 Location du Viaduc 28.6.

II.4. Description de l'ouvrage :

La structure est constituée par 11 tabliers égaux et parallèles avec une longueur totale de 396 mètres divisée en une travée de 35 mètres au début et à la fin et de 36 mètres entre les autres.

La section transversale de chaque tablier a une largeur de 13.25 mètres et elle est formée par 7 poutres de 1.80 mètres de hauteur appuyées sur des appareils d'élastomère fretté, et une dalle supérieure de 25 cm d'épaisseur qui sera coulée in situ sur les pré-dalles de béton armé disposées dessus les poutres.

La construction du tablier est réalisée au moyen de la mise en place par une grue des éléments préfabriqués : poutres et pré-dalles, et le bétonnage in situ de la dalle supérieure. Les fondations des piles et culées du viaduc ont été conçues comme des fondations sur pieux.

II.5. Données fonctionnelles :

II.5.1. Tracé en plan :

Le profil en long est la ligne située sur l'axe de l'ouvrage, définissant en élévation du tracé en plan, il doit être défini en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle franchit ou aux contraintes naturelles.

Le tracé en plant de l'ouvrage est une alignement droite.

II.5.2. Profile en long :

Le profil en long est la ligne située sur l'axe de l'ouvrage, définissant en élévation du tracé en plan, il doit être défini en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle franchit ou aux contraintes naturelles.

Sur l'ouvrage le profil en long de la voie routière présent une faible pente de 0.4%, et traverse un oued

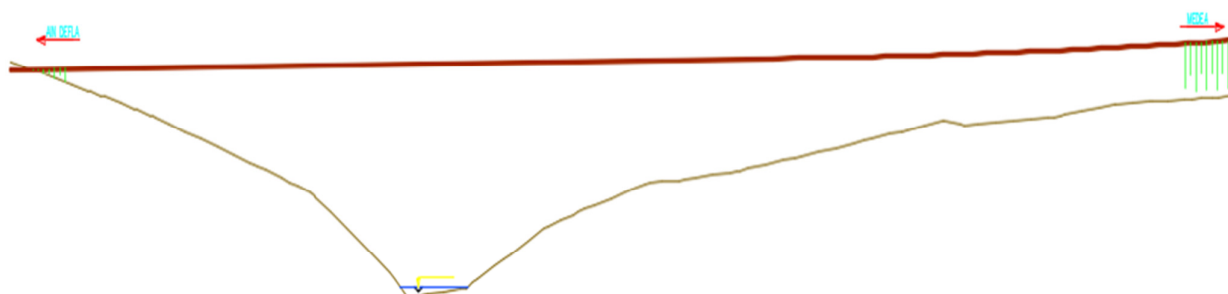


Figure II. 2 profile en long.

II.5.3. Profil en travers :

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

Les composantes du profil en travers de notre tablier sont :

- Largeur du tablier : 13.25 m.
- Largeur roulable : 12 m.
- Deux trottoirs l'un de 0.5m et l'autre de 0.75m.
- Nombre de voies de circulation : $n=3$ voies.
- La largeur d'une voie : 3.5m.

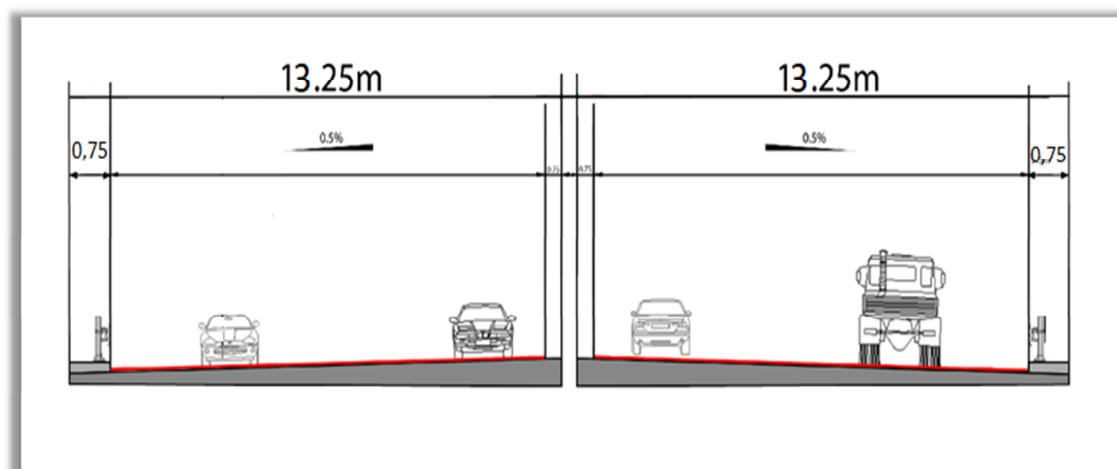


Figure II. 3 coupe transversale.

II.6. Données naturelles :

II.6.1. Géologie générale :

La géologie de l'Algérie peut être subdivisée en trois domaines contrastés Tecton stratigraphiques : Le Craton Ouest-africain est généralement constitué d'un sous-sol granitisé Précambrien et de ses ceintures mobiles du Protérozoïque environnants, formant la partie centrale, méridionale et occidentale plus grande du pays. La limite orientale des frontières du Craton Ouest-africain au bouclier Touareg, qui comprend la région du Hoggar et ses prolongements sud-ouest et sud-est, l'Adrar des Iforas et l'Aïr, respectivement. Cette région a été la plus touchée par l'événement tectono-thermique Panafricain. Dans le nord, à partir de Tanger au Maroc via le nord de l'Algérie à Tunis en Tunisie, une chaîne repliée s'étend sur toute la longueur du Maghreb. Cette ceinture fait partie de la chaîne des Alpes, avec ses caractéristiques ressemblant plutôt aux segments Bétique et Apennine de l'unité Alpine. La partie algérienne de la ceinture dernière est également connue comme la chaîne Tellienne.

II.6.2. Travaux de recherche du sol :

Dans la zone de Viaduc 28.6, trois forages d'exploration du sol (S-421, S-439, S-515) ont été réalisés, dans le cadre des études menées par Cobra Group, dans les années 2010-2011 dans la phase d'avant-projet ; et par la suite cinq forages d'exploration du sol (BH-116, BH117, BH-118, BH-119 et BH-120) ont été réalisés par l'entrepreneur MAPA.

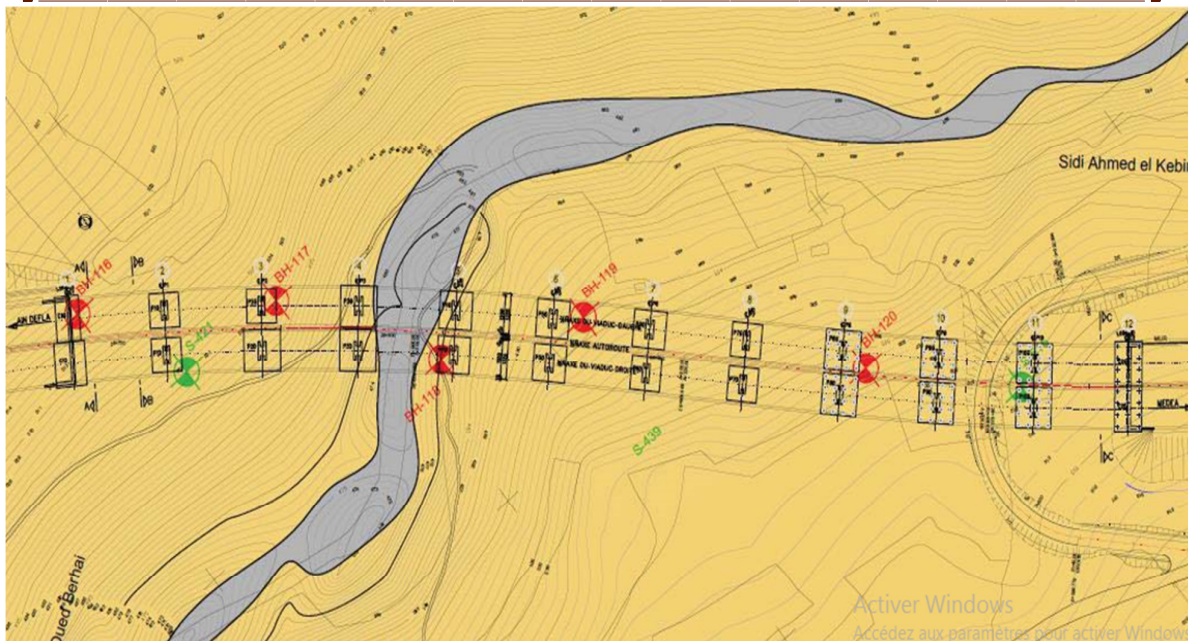


Figure II. 4 Location d'Exploration.

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

Forage No	Profondeur (m)	PK	X	Y	Z
S-421 (COBA)	25,00	28+725	461 585,94	4 004 206,65	501
S-439 (COBA)	25,31	28+901	461 705	4 004 084	505
S-515 (COBA)	15,00	29+035	461 823	4 004 004	511
BH-116 (MAPA)	25,00	28+685	461 566,07	4 004 248,23	510
BH-117 (MAPA)	30,00	28+228	461 137,22	4 004 404,23	497
BH-117A (MAPA)	27,00	27+789	461 643	4 004 178	481
BH-118 (MAPA)	30,00	28+819	461 660,13	4 004 150,69	477
BH-119 (MAPA)	30,00	28+871	461 709,12	4 004 047,62	492
BH-120 (MAPA)	30,00	28+977	461 778,83	4 004 047,62	505

Figure II. 5 Les forages.

II.6.4. Résultats des essais sur le terrain :

II .6.4.1. Tests de Pressiomètre :

Lors de la première phase de recherche de COBA Group en 2011, un essai de Pressiomètre a été réalisé dans le sondage S-515. D'autres essais de Pressiomètre ont été réalisés sur la zone d'examen par MAPA en phase de projet définitif dans les sondages BH-117, BH-118, BH-119 et BH-120.

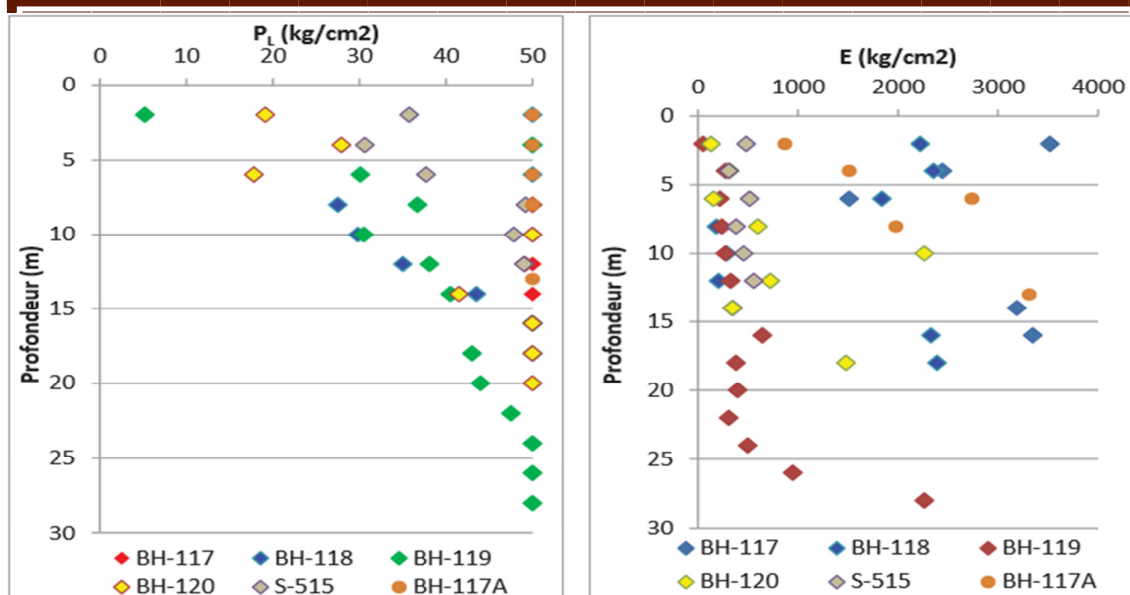
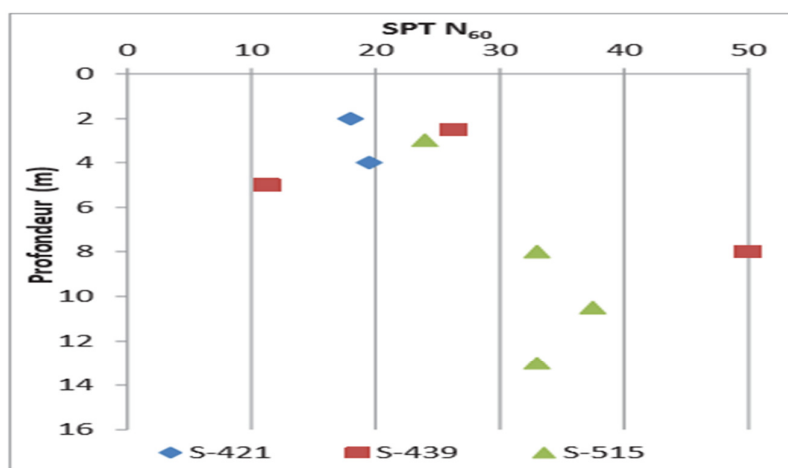


Figure II. 6 Résultats de Tests de Pressiomètre.

II.6.4.2. Essai de pénétration standard (SPT) :

Les résultats des tests de pénétration standard effectués dans les forages ouverts dans la zone d'étude ; sont indiqués dans le graphique ci-dessous.

Figure II. 7 Variation de la Valeur de SPT N_{60} en Profondeur.

II.6.5. Sismicité :

Le site étudié se situe dans la zone IIB qui correspond à une zone de sismicité élevée, la section autoroutière Khemis Miliana-Berrouaghia est considérée comme un ouvrage de grande importance (groupe 2), selon le règlement parasismique algérien (RPOA2008).

II.7. CONCLUSION :

J'ai présenté dans ce chapitre les données naturelles et fonctionnelles relatives à mon ouvrage, sa situation géographique ainsi que l'obstacle franchit, afin de pouvoir faire la conception de l'ouvrage le mieux adaptée à ces paramètres.

CHAPITRE II :
CONCEPTION ET PRÉ-
DIMENSIONNEMENT

III.1. Introduction :

La conception d'un pont résulte, le plus souvent, d'une démarche itérative dont l'objectif est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage de franchissement projeté vis-à-vis de l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées, tout en intégrant un certain nombre d'exigences de qualité architecturale ou paysagère. Il faut pour cela connaître à la fois l'ensemble des contraintes à respecter et l'ensemble des types d'ouvrages qui peuvent être envisagés.

La comparaison de ces deux ensembles permet de retenir la solution, ou les solutions, qui apparaissent à première vue comme les meilleures, et qui feront ensuite l'objet d'études plus approfondies. C'est une opération de synthèse dans laquelle interviennent de nombreux paramètres et qui fait essentiellement appel au jugement et à l'expérience de l'ingénieur.

III.2. Critères de choix du type d'ouvrage :

Dans le cas de notre ouvrage, plusieurs propositions peuvent être envisagées, mais, tout d'abord, nous signalons la diversité des ponts. Leur classement est réalisé de la manière suivante :

- Selon la voie portée : pont (route, rails, aqueducs.....) ;
- Selon le matériau principal dont ils sont constitués ;
- Selon la fonction mécanique : isostatique ou hyperstatique ;
- Selon leur durée de vie prévue : définitive ou provisoire.

Pour l'obstacle à franchir il y a 3 types de ponts envisagés :

- Pont mixte ;
- Pont en encorbellement successif ;
- Pont à poutres multiples.

III.3. Les paramètres intervenant dans le choix du type d'ouvrage :

- Les profils de la chaussée (en long, en travers, en plan).
- Les positions possibles des appuis.
- La nature du sol de fondation.
- Le gabarit à respecter.
- La brèche de l'ouvrage.
- Les conditions d'exécution et d'accès à l'ouvrage.

III.4. Présentation des variantes :

Nous proposons les trois variantes suivantes :

- Variante 1 : pont mixte.
- Variante 2 : pont construit par encorbellement.
- Variante 3 : pont en béton précontrainte par pos-tension.

III.4.1. Pont mixte :

La structure métallique se compose d'un ensemble de poutres. C'est, actuellement, la conception la plus fréquente car elle réduit le nombre des assemblages, coûteux en temps d'usinage.

Un tablier mixte est constitué par l'association d'un squelette métallique et d'une dalle en béton armé par l'intermédiaire de connecteur empêchant le glissement et le soulèvement de la dalle par rapport au squelette.

Selon le guide de conception durable des ponts routiers mixtes acier-béton édité par le Sêtra La gamme usuelle des portées pour les ponts mixtes va 30 à 110m pour les travées continues et de 25 à 90m environ pour les travées indépendantes.

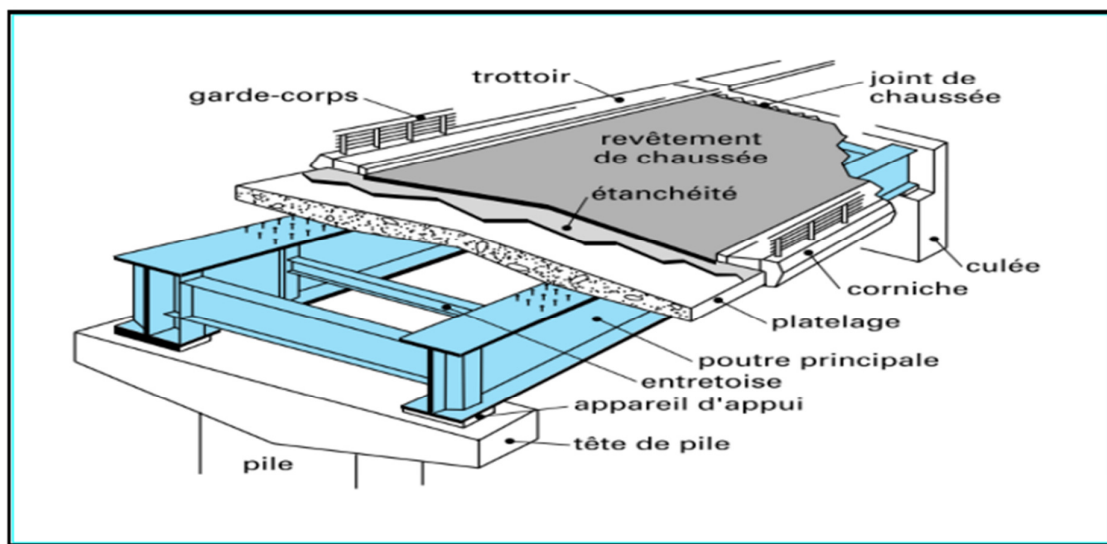


Figure III. 1 Différentes parties d'une pont mixte.

I.4.1.1. Implantation des appuis :

On propose dans cette variante à projeter un pont mixte bipoutre à hauteur constant composé de 6 travées principales de 50 m de longueur et deux travées de rives de 46 m de longueur, ce qui résulte une longueur totale de pont égale à 392 m.

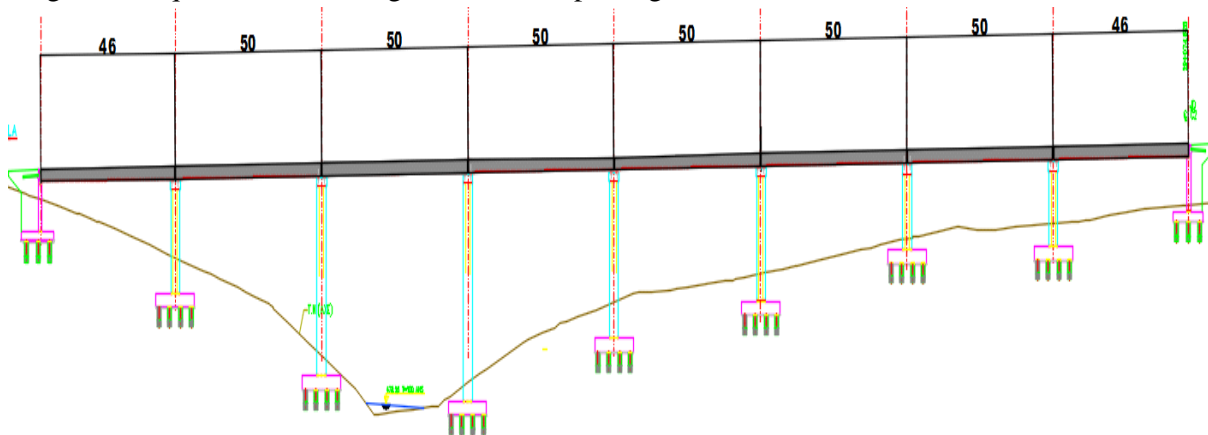


Figure III. 2 Implantation de la variante 1.

III.4.1.2. Le pré-dimensionnement du tablier :

Selon le document SETRA, Nous choisissons une section transversale de largeur 26.5 m, elle est formée par deux tablier de largeur chacun 13.25.

La dalle est en général d'épaisseur variable : $250\text{mm} \leq E \leq 300\text{mm}$.

- On prend $E=280\text{mm}$.
- 3 voies de 3.5 m de largeur ;
- Un débordement de 0.20m sur lequel se reposent les corniches préfabriquées en béton de part et d'autre.
- La chaussée présentera une pente transversale en toit à 2.5% permettant l'assainissement de l'ouvrage.

III.4.1.3. Pré dimensionnement de la poutre :

La poutre que nous allons étudier est une poutre en I. Le pré-dimensionnement de la poutre se fera à l'aide du document SETRA.

➤ Nombre de poutres (N) :

Le nombre de poutres est déterminé par le rapport entre la largeur du tablier et l'espacement (entraxe entre deux poutres) :

$$N = \frac{La}{d}$$

La : la largeur du tablier qui est égale à 13m.

d : entraxe entre deux poutres $d=0,55.La=0,55.21,6=11.924\text{m}$.

On prend le nombre de poutre $N=2$.

➤ Élancement de poutre :

D'après le guide SETRA : $0.65 < \Psi < 0.8\text{m}$.

On a : $L=50\text{m}$. $l=392\text{m}$.

➤ Géométrie de la poutre :

La hauteur de la poutre est définie par : $L/24 \leq h \leq L/22 \leftrightarrow 2.08 \leq h \leq 2.27\text{m}$.

On prend $h=2.20\text{m}$.

Les autres cotations sont répertoriées dans le tableau ci-dessous :

Tableau III. 1 Dimensions de la poutre mixte.

Dimension	Notation	En travée valeur adoptée (mm)	Sur Appui valeur Adoptée (mm)
Épaisseur de la semelle supérieure.	tf,sup	30	40
Épaisseur de la semelle inférieure	tf,inf	60	25
Épaisseur de l'âme	tw	25	30
Largeur de la semelle supérieure	bf,sup	700	900
Largeur de la semelle Inférieure	bf,inf	800	1200

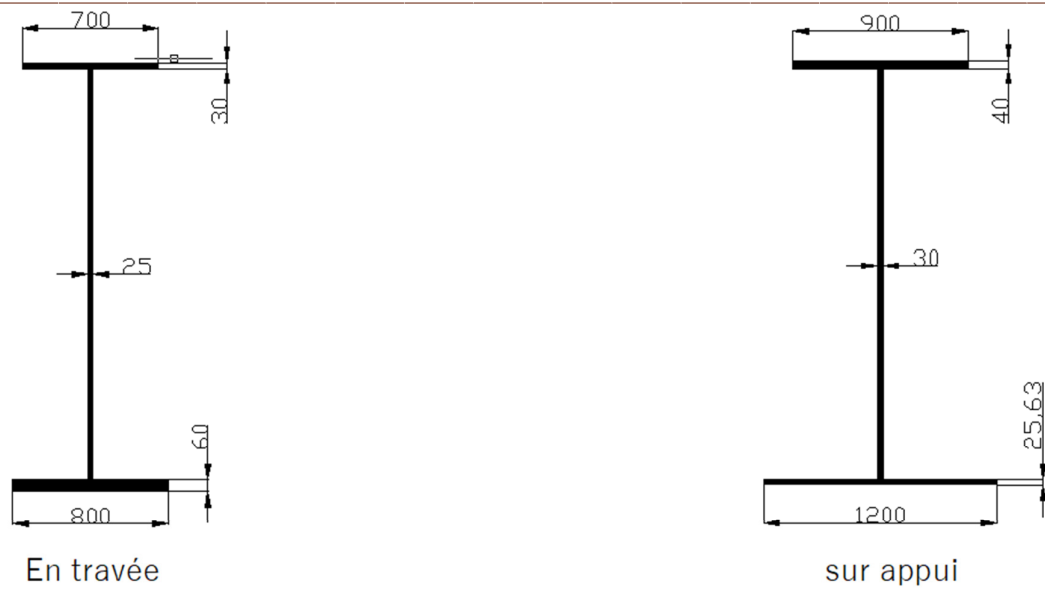


Figure III. 3 représentation des poutres de la variante 1.

III.4.1.4. Pièces de pont :

Si le tablier est assez large (13 à 20 m environ), une solution consiste à appuyer la dalle longitudinalement sur les deux poutres et transversalement sur des entretoises légères rapprochées (tous les 4 m environ) qui sont alors appelées pièces de pont.

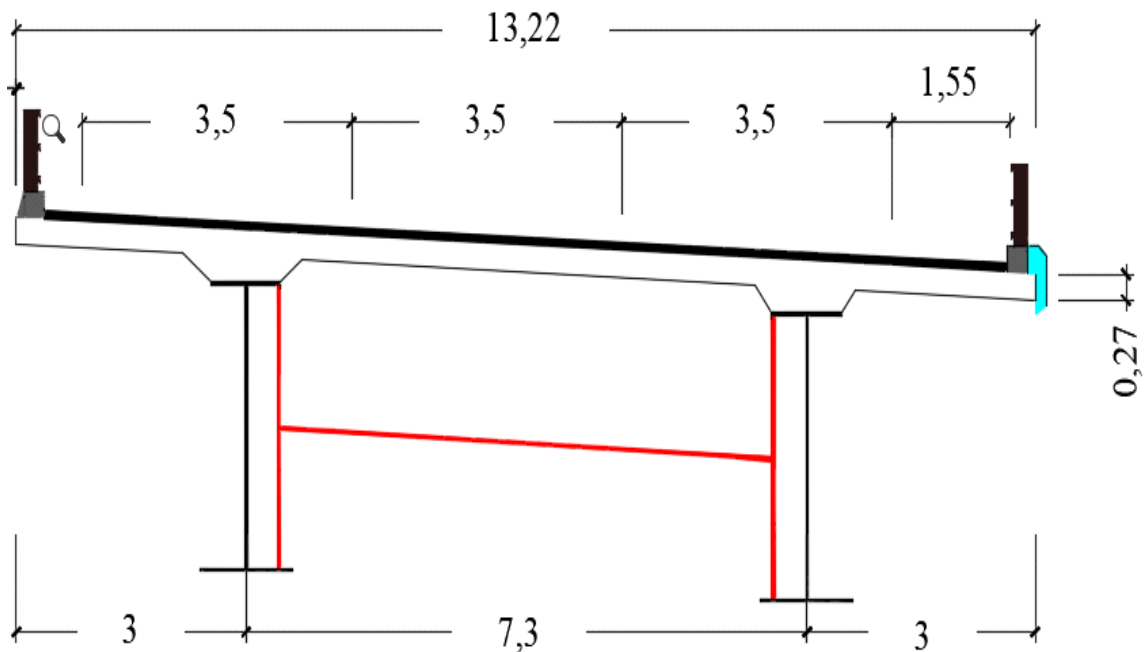


Figure III. 4 Coupe transversale du tablier de la variante 1.

III.4.1.5. Les avantages et inconvénients de la variante 1 :**➤ Les avantages :**

- La possibilité de franchir les grandes portées.
- Acier est le matériau idéal pour la construction. Qualité supérieure, homogène, isotrope, haute résistance en tension et en compression
- La rapidité d'exécution globale et une grande ductilité.
- Légèrement par rapport à autre tablier.
- La précision dimensionnelle des structures.
- Le gain sur les coûts de construction.
- Offrent de multiples possibilités de conception architecturale.
- Facilitent l'entretien, car les éléments de la structure sont bien accessibles pour les inspections et la maintenance.

➤ Les inconvénients :

- Le problème majeur des ponts mixtes est l'entretien contre la corrosion et le phénomène de la fatigue des assemblages.
- Ce type d'ouvrage demande une main d'œuvre qualifiée (surtout les soudeurs).
- Les poutres en I sont sensibles au déversement lorsqu'elles sont comprimées pour les ensembles des pièces du pont.
- Résistance au feu très faible.
- Surveillance exigée avec des visites périodiques.
- Les sollicitations climatiques la différence de température entre le béton et l'acier surtout lorsque les poutres ne sont pas encore protégées par le tablier en béton.

III.4.2. Pont construit par encorbellement (Pont à voussoir en béton précontraint) :**III.4.2.1. Introduction :**

Un pont en voussoirs est un pont en béton précontraint. Les méthodes de son exécution sont diverses. Il est constitué d'une succession de pièces dites voussoirs, reliées entre elles, selon la méthode d'exécution choisie, successivement, par une précontrainte. Ces voussoirs peuvent être coulés in-situ ou préfabriqués, selon les moyens disponibles et les capacités de l'entreprise de réalisation.

III.4.2.2. Schéma statique longitudinal :**a) Répartition des travées :**

Les ouvrages les plus simples comportent des travées principales toutes égales. Cette disposition permet de réaliser des fléaux tous identiques, ce qui simplifie la conception des matériels de pose ou de bétonnage et améliore les rendements. Les ouvrages les plus courants comportent donc une série de travées égales encadrées par des travées de rive dont les portées mesurent 60 à 70 pour cent des portées principales.

Nous choisissons 5 portées principales de 62m de longueur et 2 portées de rives de 41m de longueur (66% des portées principales).

b) Élancement et forme de l'intrados :

Lorsque les portées principales d'un ouvrage sont supérieures à 60/65 m, les efforts dans les fléaux deviennent très importants et nécessitent une hauteur sur pile qui se révèle surabondante en travée. Il devient donc économiquement intéressant de réaliser un tablier de hauteur variable. Pour ces ouvrages, la variation de hauteur entre la clef et la pile est généralement parabolique.

Pour un tablier sur appuis simples on a les relations suivantes :

- Sur pile $h_p : \frac{L}{h_p} = 14 + \frac{L}{45} = 4,03m. (L=62m).$
- A la clef $h_c : \frac{L}{h_c} = 19 + \frac{L}{7} = 2,22m.$

Cette formule est applicable pour toute valeur de L comprise dans le domaine d'emploi des ponts construits par encorbellement.

c) Conditions d'appui :

L'ouvrage comporte des travées principales toutes égales, dans ce cas le tablier est en général en appuis simples sur toutes ses piles. Cette solution permet en effet : de conserver un ouvrage très répétitif, donc simple à exécuter.

La majorité des ponts construits par encorbellements successifs reposent sur des appuis simples en service alors que pendant la construction, ils sont encastrés sur piles grâce aux dispositifs de stabilité des fléaux.

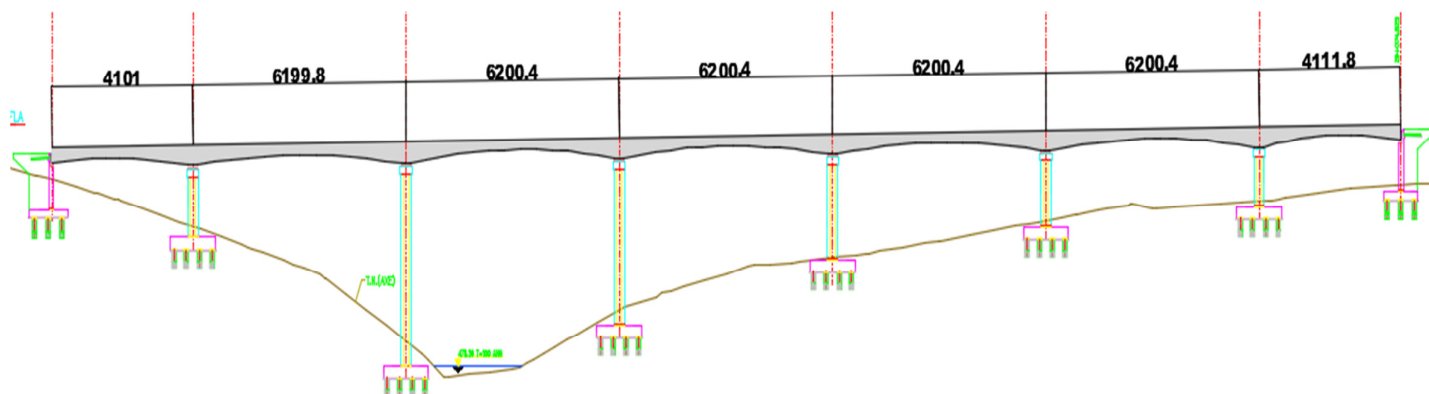


Figure III. 5 coup longitudinale de la variante 2.

III.4.2.3. Choix d'une section transversale :

Les importants porte-à-faux réalisés en phase de construction imposent d'utiliser une section transversale présentant une bonne résistance à la torsion. C'est l'une des raisons qui conduit les projeteurs à adopter des sections en forme de caisson. Ces sections comportent également un hourdis inférieur qui abaisse le centre de gravité et confère au câblage une bonne efficacité sur pile, ce qui est fondamental, la construction par encorbellements successifs aboutissant à de très importants moments négatifs.

Nous choisissons une section transversale de largeur 28 m, elle est formée par deux caissons de largeur chacun 14 m et séparés par un joint de dilatation. La solution la plus économique dans ce cas (largeurs de tablier inférieures à 20 m) est presque toujours constituée par un caisson à deux âmes, avec deux hourdis en dalle pleine (monocaissons simples).

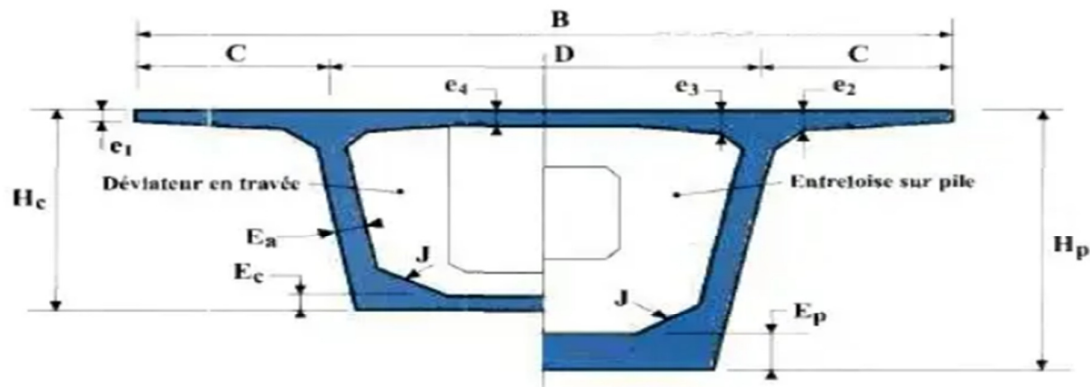
a) *Prédimensionnement de la section transversale :*

Figure III. 6 Notations des dimensions.

Dans un caisson simple : $C=B/4=14/4$, donc $C=3.5\text{m}$

Le hourdis supérieur est une dalle pleine dont l'épaisseur varie transversalement pour s'adapter aux efforts transversaux à reprendre.

e_1 : dépend du dispositif de retenue choisi, Elle est au minimum de :

- 16 à 18 cm en cas de garde-corps,
- 23 cm en cas de barrière normale BN1,
- 24 cm en cas de barrière normale BN4.

Nous choisissons un dispositif de retenu de type BN1, donc : $e_1=23\text{cm}$.

e_2 : dépend des équipements et du profil en travers fonctionnel. $C/8 \leq e_2 \leq C/7$, donc $e_2=0.5\text{m}$

e_4 : Son épaisseur à mi-portée e_4 est égale à $D/30 \leq e_4 \leq D/25$, donc $e_4=0.25\text{cm}$

e_3 : À l'encastrement, la valeur e_3 peut être estimée $e_3=0,1 + D/25$ donc $e_3=0.38\text{m}$

E_a : L'épaisseur des âmes, la résistance à l'effort tranchant impose une épaisseur minimale de l'âme égale : $E_a = L/275 + 1,25 \times B/L - 0,125$, donc $E_a=0.382\text{m}$.

E_c : le hourdis inférieur doit être aussi mince que possible (18 à 25 cm) pour limiter le poids propre du caisson, donc on prend $E_c=25\text{cm}$.

E_p : C'est la limitation de la compression en fibre inférieure en service qui détermine l'épaisseur du hourdis inférieur sur pile E_p . Cette valeur, qui dépend beaucoup de la portée et des largeurs des hourdis, varie de 35 à 80 cm, on prend $E_p=50\text{cm}$.

b) *Prédimensionnement des goussets (supérieur et inférieur) :*

Les goussets doivent remplir plusieurs fonctions qui, en général, conditionnent leurs dimensions, elles sont dessinées et prises en compte de manière empirique dans les calculs de dégrossissage et ne sont fixés précisément qu'après détermination précise du câblage de fléau et du ferrailage.

Les goussets supérieurs est toujours rectiligne et présente un angle α compris entre 30° et 45° pour faciliter le bétonnage. Par contre, leur contour extérieur est assez souvent circulaire, pour des raisons purement esthétiques.

Les goussets inférieurs sont normalement coffrés par la partie inférieure du noyau central du coffrage du voussoir. Leur pente est alors comprise entre 40° et 45° pour favoriser l'écoulement du béton et éviter la formation de nids de cailloux ou de défauts de bétonnage.



III.4.2.4. Déviateurs et entretoises :

Les entretoises sont des éléments conçus au niveau des appuis (piles (VSP) et culées). Ils ont pour rôle de support d'ancrage pour les câbles de précontrainte extérieure et de la diffusion de leurs efforts. Et en second lieu la transmission de la composante verticale des câbles de précontrainte extérieure déviés au niveau du VSP et du flux de cisaillement des âmes et de l'hourdis dus aux efforts tranchants et à la torsion du tablier aux appareils d'appui et piles.

III.4.2.5. Les avantages et les inconvénients de la méthode :

- ENSTP**

- **Les inconvénients :** La construction par encorbellements successifs des ponts en béton présente aussi quelques inconvénients.
- À portées identiques, les ouvrages construits par cette méthode sont beaucoup plus lourds que des ouvrages mixtes, ce qui conduit à des appuis et des fondations plus importantes que celles de ces ouvrages. Bien évidemment, ceci pénalise la méthode, en particulier lorsque les terrains de fondations sont médiocres ou lorsqu'on est en zone sismique.
- Un autre inconvénient important de cette méthode est l'importance des tâches à effectuer in situ tant pour le coulage du tablier que pour l'aménagement des accès au chantier. Bien évidemment, lorsque les voussoirs sont préfabriqués, l'importance de ces tâches diminue ; elle reste cependant bien plus importante que pour un pont en béton poussé. Lorsque l'ouvrage franchit des voies circulées, l'importance de ces tâches peut compromettre la sécurité des utilisateurs de ces voies et/ou celle du personnel du chantier : il faut alors les neutraliser, ce qui constitue souvent des sujétions importantes.
- Sur le plan esthétique, les ponts construits par encorbellements successifs sont des ouvrages dont le tablier est assez épais, ce qui peut poser des problèmes dans certains sites. Le découpage en petits éléments et la multiplicité des phases de bétonnage qui en résulte favorisent aussi les différences de teinte entre deux voussoirs successifs.

III.4.3. Pont à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension :

III.4.3.1. Introduction :

Les ponts à poutres sous chaussée ont constitué une des premières applications de la précontrainte dans le domaine des ponts. Leur conception, initialement inspirée de celle des ponts à poutres en béton armé, fait largement appel à la préfabrication.

On distingue deux types de tabliers, selon la technique de précontrainte utilisée pour les poutres :

- Les ponts à poutres précontraintes par pré-tension PRAD (Précontrainte par Adhérence) qui occupent une gamme de portées allant de 10 à 35 mètres ;
- Les ponts à poutres précontraintes par post-tension VIPP (viaduc à travées indépendantes à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension), qui sont employés pour des portées compris entre 30 et 50 mètres.

III.4.3.2. Implantation des appuis :

Le choix s'est porté sur 11 travées de 35,7 mètres de longueur. Il s'agit d'une structure isostatique dans chaque une des portées.

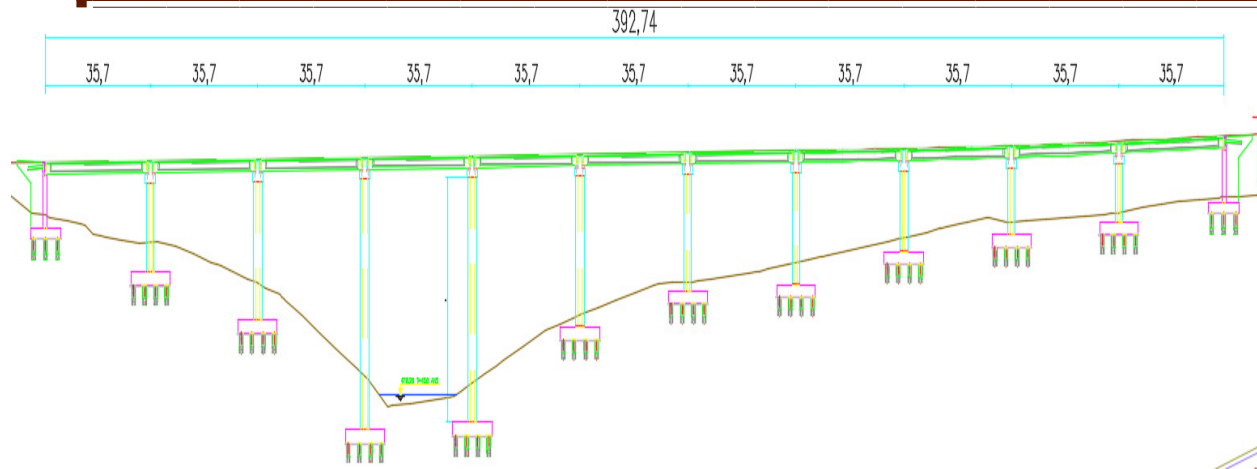


Figure III. 8 coupe longitudinale de la variante 3.

III.4.3.3. Pré-dimensionnement des éléments constitutifs du tablier :

a) Pré-dimensionnement de la poutre :

Les poutres comportent une table de compression constituant la fibre supérieure et un large talon, constituant la fibre inférieure. Ces deux éléments sont reliés par une âme de faible épaisseur variable.

➤ L'espacement entre axes des poutres (d) :

L'entraxe « d » des poutres varie de l'ordre 0.9 m à 2,5 m.

On prend : $d=1.95\text{m}$

➤ Hauteur de la poutre :

La hauteur de la poutre est conditionnée par l'inégalité suivant :

$$L/20 \leq h_p \leq L/17$$

L : la longueur d'une travée $L=36\text{m}$.

h_p : la hauteur de la poutre.

On prend $h_p=1,8\text{m}$.

➤ Nombre des poutres :

L'équation pour déterminer le nombre des poutres est la suivant :

$$N = (L_a/d) + 1$$

$L_a=13.25\text{m}$, $d=1.95$.

$N = (13.25/1.95) + 1$; on prend $N=7$ poutres.

➤ Largeur de la table de compression (b) :

Le largeur de la table de compression doit être : $b \geq 0.6h_p$

On prend $b= 1.2 \text{ m}$.

➤ Epaisseur de table de compression (e) :

Elle ne pourra guère descendre en dessous de 10 cm, dimension nécessaire pour la bonne mise en place des armatures passives.

On prend : $e=15 \text{ cm}$.

➤ **Epaisseur de l'âme :**

En travée (b0) :

- b0 est donnée par : $b0 \geq (h_p/40) + 9$.
- donc a fixé : $b0 = 25$ cm.

À l'about (b0) :

- L'épaisseur de l'âme doit être augmentée pour reprendre l'effort tranchant qui sera maximum à l'appui et aussi pour permettre de placer les ancrages des câbles convenablement.
- On prend : $b0 = 60$ cm.

➤ **Largeur de talon (Lt) :**

- $50\text{cm} \leq Lt \leq 80\text{cm}$
- On a fixé Lt pour $Lt = 60\text{cm}$, cette valeur doit être vérifié par l'étude de la précontrainte.

➤ **Epaisseur du talon :**

L'épaisseur du talon varie entre 10 cm et 30 cm

- On prend $e_t = 30\text{cm}$.

➤ **Gousset de la table de compression :**

Mi travée :

- $\alpha_1 = 10^\circ$ donc : $e_1 = 5$ cm
- $\alpha_2 = 45^\circ$ donc : $e_2 = 10$ cm

About :

- $\alpha_3 = 10^\circ$ donc : $e_3 = 3$ cm

➤ **Gousset du talon :**

- $\alpha_4 = 37^\circ$ donc : $e_3 = 15\text{cm}$.

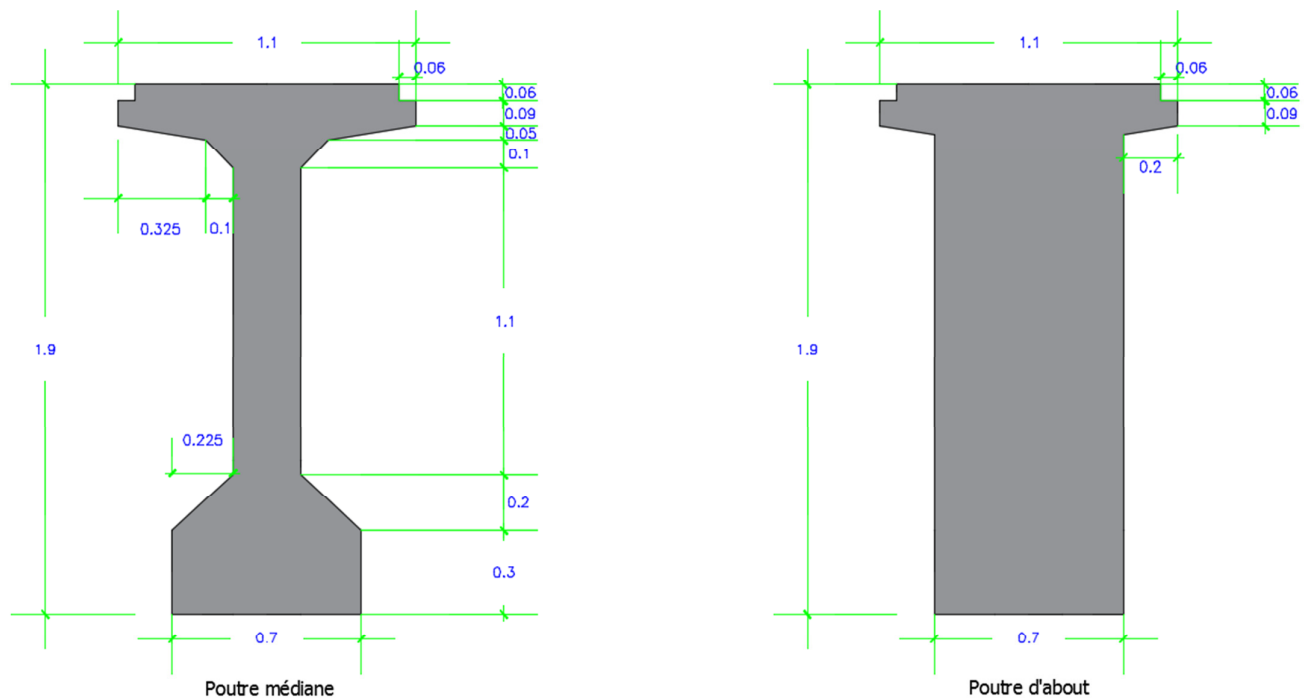


Figure III. 9 Coupe poutre préfabriquée.

b) Pré-dimensionnement de la dalle :

➤ **Longueur de la dalle :**

La longueur de la dalle est égale à la longueur de la portée : $L_d = 36\text{m}$.

➤ **Largeur de la dalle :**

La largeur de la dalle est égale à la largeur de la chaussée roulable plus la largeur des trottoirs, donc : $L_d = 13.25\text{m}$.

➤ **Épaisseur de la dalle :**

Son épaisseur en général entre 20 et 30 cm. On prendra dans notre cas une épaisseur de 25cm.

➤ **Prédalle :**

Ces prédalles doivent être considérées comme des coffrage perdus.

- Épaisseur = 6cm.
- Largeur = 1.05m.

c) Pré-dimensionnement de l'entretoise :

- Largeur = 0.6 m.
- Hauteur = 1.00 m.
- Longueur = 1.3 m.

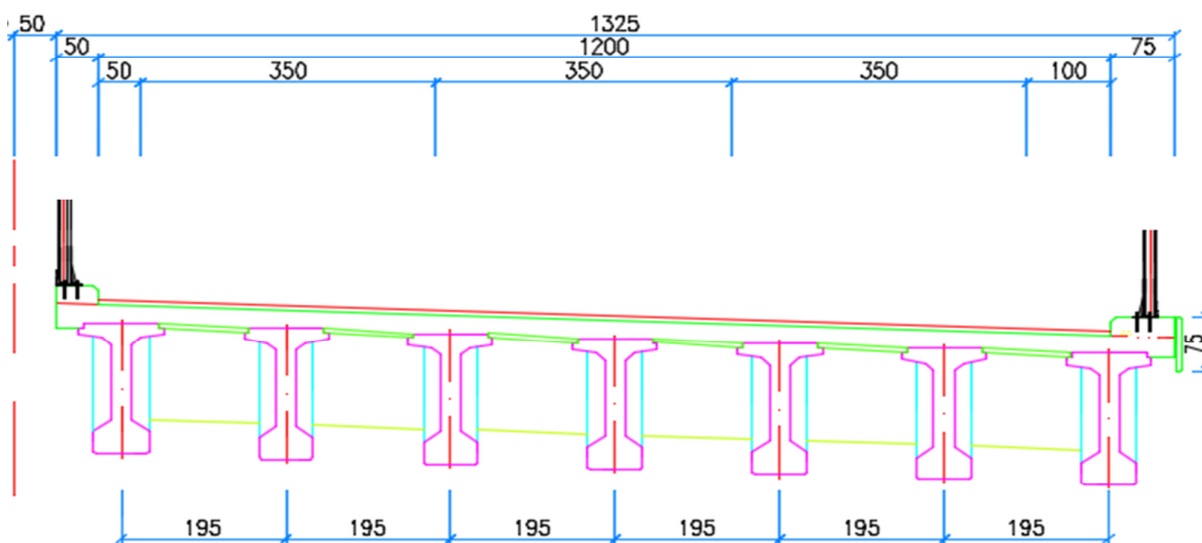


Figure III. 10 coupe transversale de la variante 3.

III.4.3.4. Les avantages et les inconvénients de la méthode :

➤ **Les avantages :**

Le principal avantage de ce type de structure est lié à son mode de construction qui permet d'éviter le recours aux cintres s'appuyant sur le sol. On s'affranchit ainsi de nombreuses contraintes liées à la brèche pour la réalisation du tablier (site accident, réduction de gabarits, vois dont les contraintes d'exploitation sont fortes ...).

Le recours à la préfabrication apporte un intérêt évident, tant sur le plan technique que sur le plan économique.

En particulier, il permet d'envisager des formes de poutres assez élaborées, permettant de faire travailler au mieux la matière. On peut également attendre de la préfabrication une amélioration de la qualité des parements et des tolérances dimensionnelles. Toutefois, l'amortissement des coffrages correspondants ne pourra être réalisé que sur un nombre important de poutres.

Le recours à la préfabrication a également une incidence sur les délais d'exécution de l'ouvrage, puisqu'il est possible de rendre indépendante la fabrication des poutres du reste du chantier.

Un autre intérêt de ce type des structures provient de son fonctionnement isostatique qui la rend pratiquement insensible aux déformations imposées, en particulier aux tassements différentiels des appuis et aux effets d'un gradient thermique.

➤ **Inconvénients :**

Les tablier VIPP, comme les autres structures à poutres sont plus sensibles que des structures massives aux chocs transversaux de véhicules hors gabarits. Les poutres de rive sont naturellement les plus exposées, et son aller jusqu'à la rupture des poutres, il n'est pas rare de voir sur le talon de ces poutres des traces de chocs qui sont préjudiciables à la pérennité de l'ouvrage.

Une autre critique peut être soulevée à propos de la qualité architecturale de ce type de tablier. Chaque appui reçoit deux lignes d'appuis de travées adjacentes, ce qui nécessite une largeur de sommier d'appui importante qui peut nuire à l'aspect esthétique, surtout dans le cas où les appuis ne sont pas suffisamment hauts. De plus, dans les ouvrages anciens, les amorces d'entretoise extérieures aux poutres de rive constituaient souvent des points faibles sur le plan de l'esthétique.

III.5. Analyse multicritère des variantes :

La pratique courante de la conception des ouvrages d'art est fortement orientée par la phase de construction. Traditionnellement, la conception des ouvrages consiste à retenir un dimensionnement qui permet d'atteindre des critères de construction le plus favorable tout en respectant des exigences prescrites pour une durée de fonctionnement donnée.

 Pont en béton précontraint construit par encorbellement successif :

Les deux points défavorables pour cette variante sont l'économie et l'exécution. Le projet à réaliser exige une unité de préfabrication in situ. D'autre part l'exécution sollicite de disposer du personnel qualifié et du matériel adéquat. Ainsi cette méthode devient intéressante pour des brèches profondes.

 Pont à tablier mixte :

L'économie et l'entretien sont les deux points sensibles de cette variante. Pour l'économie, l'utilisation des poutres métalliques présente un aspect financier défavorable comparativement aux poutres précontraintes ainsi leur transport. Présence d'un milieu favorable pour la corrosion de l'acier, ce qui nécessite un entretien périodique.

Pont à poutres précontraintes :

En constate que ce type de pont présente un aspect esthétique peu favorable. De l'autre côté, cette variante engendre beaucoup d'avantages de point de vue technico-économique telles que la maîtrise de la préfabrication des poutres, la simplicité et la rapidité d'exécution, ce qui réduit les délais de réalisation et le coût global du projet.

Tableau III. 2 l'analyse comparative des trois variantes.

	Pont a poutres précontraintes	Pont construit par encorbellement successif	Pont à tablier mixte
Economie	+	-	-
Entretien	+	+	-
Esthétique	-	+	+
Exécution	+	-	+

+ : Favorable

- : Peut favorable.

Devis estimatif et quantitatif des deux variantes :

Tableau III. 3 Devis estimatif et quantitatif des trois variantes.

Quantités et prix unitaires	Pont mixte	Pont à poutre en BP	Pont voussoir
Volume du béton du tablier (m ³)	1405,027	4588,35	3497,98
Acier PRS (t)	941,46	-	-
Acier passif (t)	341,25	436,227	594,65
Acier actif (t)	-	96,43	174,9
Prix unitaire acier passif (DA/t)	150 000.00	150 000.00	190 000.00
Prix unitaire acier actif (DA/t)	-	400 000.00	450 000.00
Prix unitaire acier PRS (DA/t)	400 000.00	-	-
Prix unitaire de béton (DA/m ³)	21 000.00	22 000.00	37 000.00
Cout total béton (DA)	29 505 567.00	100 943 700.00	129 389 000.00
Cout total PRS (DA)	376 584 000.00	-	-
Cout total acier passif (DA)	52 687 500.00	65 434 050.00	112 983 500.00
Cout total acier actif (DA)	-	38 572 000.00	78 705 000.00
Cout final du tablier (DA)	458 777 067.00	204 949 750.00	321 077 500.00

➤ **Décision :**

Le pré dimensionnement des deux variantes et l'analyse muette de celles-ci m'orientent vers la solution la plus avantageuse qu'offre la variante 03, qui fera, désormais, l'objet d'une étude plus détaillée dans la suite de ce mémoire.

III.6. Caractéristiques géométriques de la poutre :

Une poutre est un milieu continu tridimensionnel dont deux dimensions sont petites par rapport à la troisième ; ou d'une autre façon, la poutre est une pièce de forme allongée en bois, en métal, en béton armé, en béton précontraint servant de support un plancher (dalle de pont) pour les charges d'exploitations.

Pour le calcul des caractéristiques géométriques de la poutre, on a utilisé les notations et les lois suivantes :

- (Δ) : axe : coïncide avec la fibre inférieure extrême
- Z : bras de levier : ordonnée du centre de gravité de la section considérée par rapport à l'axe (Δ) .
- I_G : Moment d'inertie de la section par rapport à son centre de gravité.
- I_0 : Moment d'inertie par rapport au centre de gravité de l'élément :
 - Pour une section triangulaire : $I_0 = bh^3/36$.
 - Pour une section rectangulaire : $I_0 = bh^3/12$.
- V, V' : Distance de l'axe neutre aux deux extrémités de la poutre.
- Y_G : Centre de gravité. $Y_G = \frac{\sum B_i \cdot Y_i}{\sum B_i}$.
- $I_G = \sum B_i + \sum B_i (l_i - Y_G)$
- Rayon de giration : $i^2 = \frac{I_G}{B}$.
- Rendement géométrique : $\rho = \frac{i^2}{v \cdot v'}$.

Tableau III. 4 Caractéristiques géométriques de la poutre.

	Section d'about		Section médiane	
	Poutre seule	Poutre + dalle	Poutre seule	Poutre + dalle
$B \text{ (m}^2\text{)}$	1,389	1,876	0,812	1,299
$V' \text{ (m)}$	0,987	1,256	0,948	1,352
$V \text{ (m)}$	0,913	0,894	0,952	0,798
$I \text{ (m}^4\text{)}$	0,442	0,834	0,359	0,714
$i^2 \text{ (m}^2\text{)}$	0,318	0,444	0,442	0,549
ρ	0,353	0,395	0,489	0,509

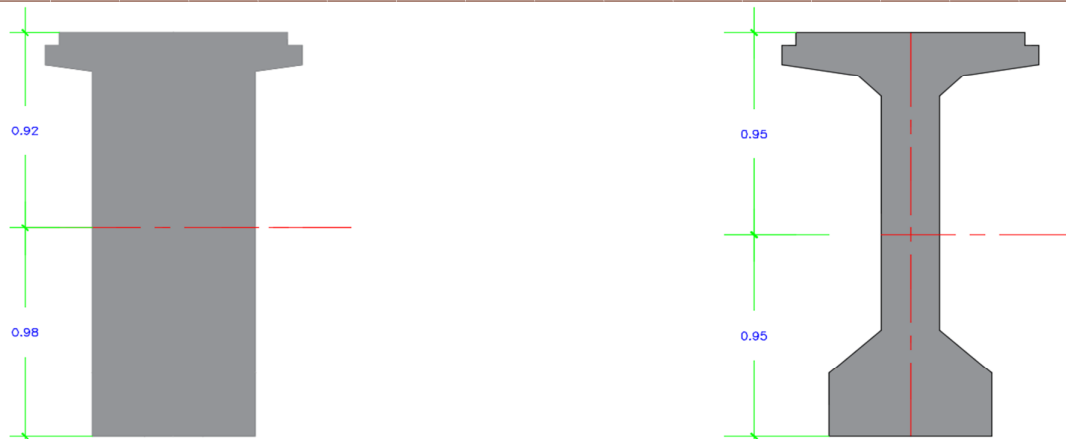


Figure III. 11 Caractéristiques géométriques de la poutre seule.

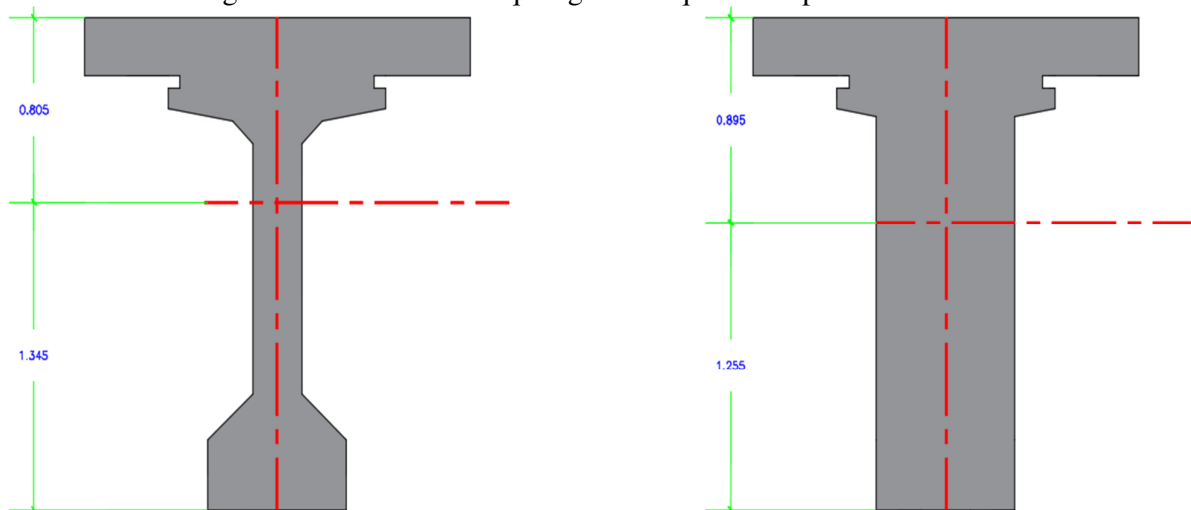


Figure III. 12 Caractéristiques géométriques de la poutre + dalle.

III.7. Conclusion :

Après avoir présenté le plan de situation de notre ouvrage, son tracé de circulation, nous avons choisi trois variantes possibles. Nous avons effectué leur prédimensionnement et nous avons opté pour la 3ème variante (VIPP) qui est la plus réalisable en tenant compte des moyens et de l'expérience que possède l'entreprise de réalisation MAPA. Ensuite, nous avons calculé les caractéristiques géométriques de la poutre avec et sans dalle.

CHAPITRE IV:

HYPOTHESES DE CALCUL ET EVALUATION DES CHARGES.

IV.1. Introduction :

Le calcul d'un pont a pour objet de vérifier son dimensionnement et assurer son fonctionnement. Il doit être capable de résister tout le long de sa durée de service, avec les marges appropriées, aux efforts engendrés par son poids propre, ainsi qu'aux efforts dus à l'ensemble des actions d'origine naturelle et fonctionnelle qui lui seront appliquées. Le présent chapitre est réservé à la définition des différents matériaux de construction de l'ouvrage, ainsi que les charges à appliquer pour le calcul et les éprouves des ponts-routes.

IV.2. Règlementations utilisées :

- VIPP Guide de Conception SETRA.
- Règlement parasismique des Ouvrages d'Arts (R.P.O.A) 2008.
- R.C.P.R : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les éprouves des ponts routes
- BAEL91mod 99 : béton armé aux états limite.
- Le BPEL91. Béton précontrainte aux états limite.

IV.3. Caractéristiques des matériaux :**IV.3.1. BETON :**

Le béton s'obtient en mélangeant dans des proportions convenables, et de façon homogène ; le ciment, le sable le gravier, l'eau, et éventuellement des additions et des adjuvants.

Le béton possède une résistance supérieure lorsqu'il est sujet à la compression, en comparaison de la résistance qu'il oppose lors de la traction, cette dernière étant considérée comme inférieure. C'est pour palier à cette insuffisance que le béton est associé à des matériaux (acier, acier précontraint) possédant une meilleure résistance à la traction.

IV.3.1.1. Résistance du béton :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 j, qui est notée " f_{c28} " elle est choisie à priori compte tenu des possibilités locales, et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte.

➤ La résistance caractéristique à la compression :

Le béton est défini généralement par sa résistance caractéristique à la compression qui varie avec l'âge j du béton. Dans les calculs, on se réfère habituellement à la résistance à 28 jours d'âge qui est obtenue par l'essai de rupture sous charge instantanée.

Selon le BAEL, pour un béton âgé de moins de 28 jours on peut utiliser la formule suivante :

$$f_{c28} = \frac{j \times f_{c28}}{4.73 + 0.83j} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.}$$

Lorsque l'âge du béton dépasse les 28 jours on admet une résistance au plus égale à $1,10f_{c28}$.

Dans notre cas, la résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours f_{c28} doit être de :

Poutres préfabriquées, prédalles et dalle : $f_{c28} = 40 \text{ MPa}$.

Piles, Semelles, Culées : $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$.

Béton de propreté : $f_{c28} = 10 \text{ MPa}$.

➤ **La résistance caractéristique à la traction :**

Les bétons en général caractérisés par leur résistance à la compression mais leur résistance à la traction f_{tj} joue aussi un rôle très important dans leur comportement mécanique ; c'est le cas en particulier pour tout ce que concerne l'adhérence. La résistance à la traction à 28 jours est : $f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times \sqrt{f_{cj}}$.

$$f_{t28} = \begin{cases} \text{Poutres préfabriquées et prédalles : 3 MPa.} \\ \text{Dalles, Piles, Semelles, Culées : 2,22 MPa.} \\ \text{Béton de propreté : 1,2 MPa.} \end{cases}$$

IV.3.1.2. Contraintes admissibles de compression du béton :**a) Contraintes admissibles à la compression (ELU) :**

On calcul la contrainte à l'état limite ultime selon les règles en vigueur du **BAEL91** :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Le coefficient θ est fixé à :

- ✓ 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24h
- ✓ 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h.
- ✓ 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1h.

Le coefficient γ_b est un coefficient réducteur de résistance, il prend les valeurs suivantes :

- $\gamma_b = 1.5$ En situation durable ou transitoire (fondamentales).
 $\gamma_b = 1.15$ En situation accidentelle (en construction).

Dans notre cas on prend $\theta = 1$.

Tableau IV. 1 Les différentes valeurs de la contrainte admissible de compression à l'ELU.

F_{c28} (MPa)	γ_b	f_{bu} (MPa)
40	1.5	22.66
	1.15	29.56
27	1.5	15.3
	1.15	19.95
10	1.5	5.66
	1.15	7.4

b) Contraintes admissibles à la compression (ELS) :

La contrainte admissible de compression du béton est calculée avec l'expression suivante :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 0.5 f_{c28} & \text{En services.} \\ \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} & \text{En services.} \end{cases}$$

Tableau IV. 2 Les différentes valeurs de la contrainte admissible de compression à l'ELS.

$F_{c28}(\text{MPa})$	Etat	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$
40	En service	20
	En construction	24
27	En service	13.5
	En construction	16.2
10	En service	5
	En construction	6

c) Contraintes admissibles à la traction :

Le règlement BPEL limite les contraintes de traction dans le béton par les valeurs suivantes :

- En situation d'exploitation, sous l'effet des combinaisons rares, aussi bien qu'en situation de construction : ft_j dans la section d'enrobage, $1.5 \times ft_j$ ailleurs.
- En situation d'exploitation, sous l'effet des combinaisons fréquentes : 0 dans la section d'enrobage.

d) Contraintes admissibles au cisaillement :

Les essais effectués sur des poutres précontraintes, soumises à des efforts de cisaillement ont mis en évidence l'existence de deux modes de rupture de béton :

- Par fissuration pour laquelle la contrainte de cisaillement admissible est donnée par :

$$\tau_{21} = \sigma_x \cdot \sigma_t + 0,4 \cdot ft_j \cdot (ft_j + \sigma_x + \sigma_t).$$

- Par compression cisaillement pour laquelle la contrainte de cisaillement admissible est donnée par :

$$\tau_{22} = \sigma_x \cdot \sigma_t + 2 \cdot ft_j / (fc_j) + (0,6 \cdot fc_j - \sigma_x - \sigma_t) (ft_j + \sigma_x + \sigma_t)$$

La seconde formule est rarement prépondérante. Elle n'est utilisée que dans le cas d'élément soumis à de fortes compressions longitudinales. (Si $\sigma_x + \sigma_t > 0,4 fc_j$) Avec :

$$\tau = \min(\tau_1, \tau_2)$$

En cas de traction dans le béton, on applique la 1ère formule avec $\sigma_x = 0$ et Comme il n'y a pas de précontrainte transversale :

$$\sigma_t = 0 \quad \tau_{21} = 0,4 ft_j (ft_j).$$

IV.3.1.3. Déformation :**a) Déformation longitudinale du béton :**

Selon les règles BAEL on a :

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

$$E_{ij} = 11000 \times (fc_j)^{1/3}$$

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

$$E_{vj} = E_{ij}/3 = 3700 \times (fc_j)^{1/3}$$

Tableau IV. 3 Les différentes valeurs du module de déformation longitudinale.

$F_{c28}(\text{MPa})$	Etat	$E_{ij}, E_{vj} (\text{MPa})$
40	Courte durée	37619,47
	Longue durée	12653,82
27	Courte durée	33000
	Longue durée	11100
10	Courte durée	23698,78
	Longue durée	7971,40

b) Déformation transversale du béton :

Selon la loi de Hooke :

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

Avec :

ν : Coefficient de poisson

On rappelle que le coefficient de poisson est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale. Pour les calculs du béton précontraint, le coefficient de poisson ν prend les valeurs suivantes :

- $\nu = 0,20$ pour un béton non fissuré (E.L.S).
- $\nu = 0$ pour un béton fissuré (E.L.U).

IV.3.2. Acier :

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

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

IV.3.2.1. Aciers passifs :

Les armatures passives sont des armatures comparables à celle du béton Armé. (Les armatures passives sont tendues que sous des sollicitations extérieures).

a) La limite élastique :

Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence, sa limite élastique est égale à 500MPa.

b) Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

Pour les calculs sous sollicitations normale, on substitue aux diagrammes expérimentaux un diagramme idéalisé qui se compose conventionnellement :

- De droite de Hooke, de pente $E_s = 2 \times 10^5 \text{MPa}$ qui est le module d'élasticité.
- D'un palier horizontal d'ordonnée f_e .

c) **Contrainte limite de traction :**

Calcul à l'ELS :

-Cas de fissuration peu nuisible

Pas de limitation de la contrainte

-Cas de fissuration préjudiciable

$$\sigma_s = \text{Max} (0.5f_e ; 110\sqrt{\eta} \cdot f_{tj})$$

-Cas de fissuration très préjudiciable

$$\sigma_s = \text{Max} (0.4f_e ; 88\sqrt{\eta} \cdot f_{tj})$$

Le coefficient η est un coefficient de fissuration, il prend les valeurs suivantes :

- $\eta = 1$ treillis soudés et ronds lisses.
- $\eta = 1.6$ aciers à haute adhérence.

Calcul à l'ELU :

$$\sigma_{su} = f_e / \gamma_s$$

Le coefficient γ_s est un coefficient de sécurité, il prend les valeurs suivantes :

- $\gamma_s = 1.15$ En situation durable ou transitoire.
- $\gamma_s = 1.00$ En situation accidentelles.

IV.3.2.2. Les aciers actifs :

Les armatures actives sont des armatures en acier à haute résistance que l'on utilise pour les constructions en béton précontraint par pré tension, ou post tension.

- Les armatures actives de précontrainte sont sous tension même sans aucune sollicitation extérieure.

- Les aciers de précontraints ont été classés par catégories : fils, barres, Torons. La précontrainte initiale à prendre en compte dans les calculs est donnée par la formule suivante :

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

f_{prg} Résistance garantie à la rupture.

f_{peg} Résistance élastique garantie.

IV.3. Évaluation des actions :

IV.3.1. Evaluation des actions hors trafic :

IV.3.1.1. Actions permanentes :

 Poids des poutres :

La poutre étant à section variable donc son poids se décompose en P1, P2, P3.

- P_i = la surface de S_i × poids volumique du béton × L_i

Avec :

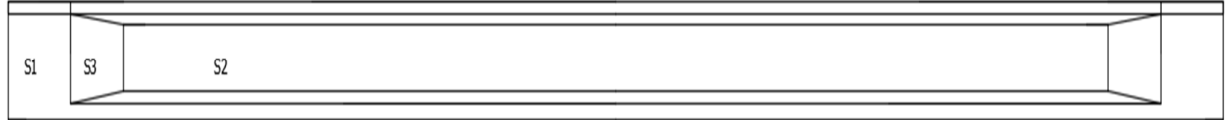
- L_i : longueur de la section

➤ Pour une poutre de 35,5 m :

- $PS1 = 2 \times (1,389 \times 2 \times 2,5) = 13,89$ t.

- $PS2 = 0,812 \times 30,7 \times 2,5 = 62,32$ t.

- $PS3 = 2 \times \left(\frac{A1+A2}{2} \times 0,4 \times 2,5 \right) = 2,20 \text{ t.}$
- $P_{\text{poutre}} = 13,89 + 62,32 + 2,20 = 78,41 \text{ t.}$
- $P_{\text{tot des poutres}} = 78,41 \times 7 = 548,87 \text{ t.}$



+ Poids de la dalle :

Le poids de la dalle est donné par :

$$P_{\text{dalle}} = (e_d \times l_d \times L_d \times \rho_{\text{béton}})$$

$$P_{\text{dalle}} = (0,25 \times 13,25 \times 35,7 \times 2,5) = 295,64 \text{ t.}$$

+ Poids de l'entretoise :

Poids de l'entretoise : $P_{\text{entretoises}} = S \times e \times \rho_b$.

$$P_{\text{entretoise}} = 0,4 \times 1,00 \times 1,3 \times 2,5 = 1,3 \text{ t.}$$

$$P_{\text{tot}} = 2 \times 2,08 \times 6 = 15,6 \text{ t.}$$

+ Poids des prédalles :

$$P_{\text{Prédalle}} = S \times e \times \rho_b$$

$$P_{\text{prédalle}} = 0,97 \times 0,06 \times 35,7 \times 2,5 = 5,19 \text{ t.}$$

$$P_{\text{tot}} = 5,62 \times 6 = 31,16 \text{ t.}$$

+ Complément des charges permanentes :

- Poids du revêtement : $0,08 \text{ m} \times 12,00 \text{ m} \times 35,7 \times 2,4 \text{ t/m}^3 = 82,25 \text{ t.}$
- Bordures et corniche : $0,51 \text{ m}^2 \times 35,7 \times 2,5 \text{ t/m}^3 = 45,51 \text{ t.}$
- Garde-corps : $2 \times 0,15 \text{ t/m} = 0,3 \text{ t/m} = 16,11 \text{ t.}$
- Gouttière : $0,04 \text{ m}^2 \times 35,7 \times 1,2 \text{ t/m}^3 = 1,71 \text{ t.}$

+ Récapitulatif :

Dans le tableau qui suit, nous donnons un récapitulatif du calcul des charges :

Tableau IV. 4 Récapitulatif des poids propres.

Eléments	Poids propres (t)
Poids totaux des poutres	548,87
Poids de la dalle	295,64
Poids de l'entretoise	15,6
Poids de la prédalle	31,16
Complément des charges permanentes	145,58
Poids totaux du tablier	1036,85

IV.3.2. Evaluation des actions dues au trafic :**IV.3.2.1. Caractéristiques du pont :**

Avant de calculer les charges et surcharges, il y a lieu de définir quelques paramètres qui entrent dans ce calcul :

➤ **Largeur roulable :**

La largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures. Dans notre cas la largeur roulable $L_r = 12.00$ m.

➤ **La largeur chargeable :**

Dans notre cas, la largeur chargeable est de $L_c = 10,5$ m.

➤ **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. Dans notre cas : $N = 10,5/3 = 3$.

➤ **Classe de pont :**

On distingue trois classes de ponts, en fonction de leur largeur du roulable :

Tableau IV. 5 Classe des ponts.

La classe	Largeur du roulement
1	$L_r \geq 7$ m
2	$5,50 \text{ m} < L_r < 7$ m
3	$L_r < 5,50$ m

Nous déduirons qu'avec une largeur chargeable de 12 mètres notre pont sera logé dans la première classe.

IV.3.2.2. Système de charge A(l) :

C'est une charge uniforme appliquée sur une ou plusieurs voies. L'évaluation de la charge A en kN/m^2 se fait en fonction de la longueur chargée (l) exprimée par la formule suivante :

$$A = a_1 \times a_2 \times A(L)$$

Avec :

$$A(L) = 2,3 + \frac{360}{L+12} \quad (L = \text{longueur chargée}).$$

Les coefficients de calcul du système A sont :

Tableau IV. 6 Les coefficients a_1 et V_0 pour le calcul du système A.

Nombre de voies chargées (N)		Les coefficients a_1					Largeur conventionnelle $V_0(\text{m})$
		1	2	3	4	5	
Classe du pont	Première	1.00	1.00	0.90	0.75	0.70	3.50
	Deuxième	1.00	0.90	-	-	-	3.00
	Troisième	0.90	0.80	-	-	-	2.75

$a_1 = 0.90$ (coefficient pour ouvrage de 1ère classe et 3 voies)

V_0 : largeur conventionnelle = 3,50 m.

V : largeur d'une voie = $L_c / N_{\text{voies}} = 3,50$ m.

$a_2 = v_0 / v = 1,00$.

Tableau IV. 7 Les valeurs de A en fonction du nombre de voies chargées.

N des voies	L (m)	A(l) (kN/m2)	a1	a2	A(l)xa1xa2	Lv	A(l)
					(KN/m2)	(m)	(KN/ml)
1	35,5	9,87	1	1	9,87	3,50	34,54
2	35,5	9,87	1	1	9,87	7,00	69,09
3	35,5	9,87	0,9	1	8,88	10,5	93,24

IV.3.2.3. Système de charge Bc :

Un camion-type du système Bc comporte trois (3) essieux, tous trois à roues simples munies de pneumatiques et répond aux caractéristiques suivantes :

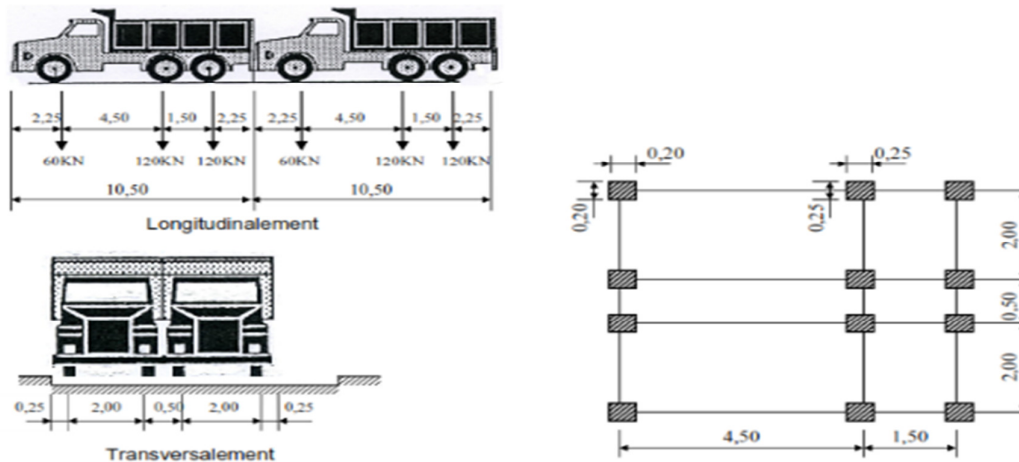


Figure IV. 1 Répartition du système de charge Bc.

Les sollicitations calculées sous ce type de convoi sont pondérées par un coefficient bc dépendant de la classe du pont et du nombre de voies chargées. Ce coefficient est donné dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV. 8 Les valeurs de bc.

Classe de pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	≥ 5
Première	1,20	1,10	0,95	0,80	0,70
Deuxième	1,00	1,00	-	-	-
Troisième	1,00	0,80	-	-	-

Tableau IV. 9 Les valeurs de Bc en fonction du nombre de voies chargées.

N° des voies	Bc (kN)	bc	Bc x bc (kN)
1	600	1,2	720
2	1200	1,1	1320
3	1800	0,95	1710

IV.3.2.4. Système de charge Bt :

Un tandem du système Bt comporte deux essieux tous deux à roues simples munies de pneumatiques et répondant aux caractéristiques suivantes :

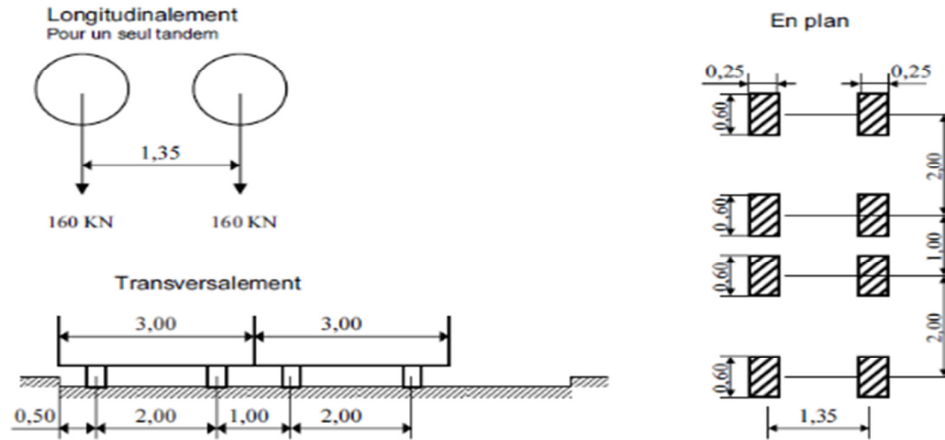


Figure IV. 2 Répartition du système de charge Bt.

En fonction de la classe du pont, les valeurs des charges du système Bt prises en compte sont multipliées par les coefficients bt suivants :

Tableau IV. 10 Valeur du coefficient bt selon la classe du pont.

Classe de pont	b_t
première classe	1,2
deuxième classe	1

Tableau IV. 11 Les valeurs de Bt en fonction du nombre de voies chargées.

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

IV.3.2.5. Système de charge Br :

La roue isolée, qui constitue le système Br porte une masse de 100 KN. Sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le côté transversal mesure 0.60m et le côté longitudinal 0.30 m.

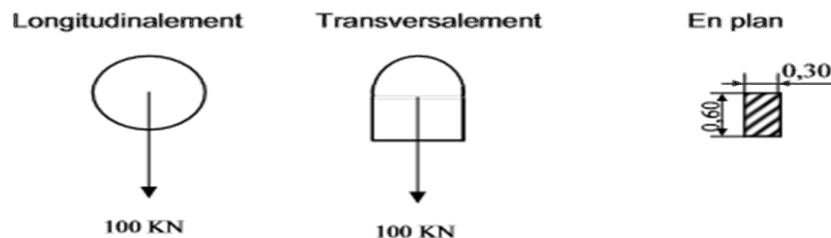


Figure V.3 : Répartition du système de charge Br.

Le rectangle d'impact de la roue Br, disposé normalement à l'axe longitudinal de la chaussée, peut être placé n'importe où sur la largeur roulable.

IV.3.2.6. Système de charges militaires de type M_{C120} :

Ce véhicule dont la masse totale est de 110 tonnes est composé de deux (2) chenilles de 6.10 m de longueur et de 1.00 m de largeur avec un entraxe de 3.30 m.

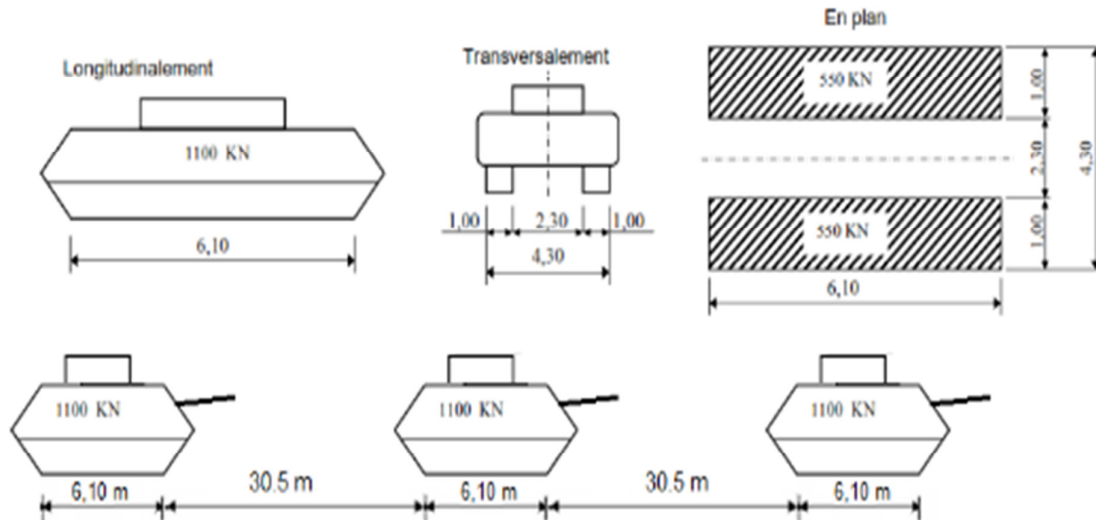


Figure IV. 3 Répartition du système de charge M_{C120} .

Les impacts des chenilles sur la chaussée sont dirigés parallèlement à l'axe de celle-ci et peuvent être disposés sur toute la largeur chargeable sans pouvoir empiéter sur les bandes de 0,50 m réservées le long des dispositifs de sécurité.

Les charges militaires sont supposées ne développer aucune réaction de freinage, ni force centrifuge.

IV.3.2.7. Convoi exceptionnelle de type D240 :

Le convoi exceptionnel type D a une charge totale de 2400 kN distribuée uniformément sur une longueur de 18.60 mètres et une largeur de 3.20 mètres.

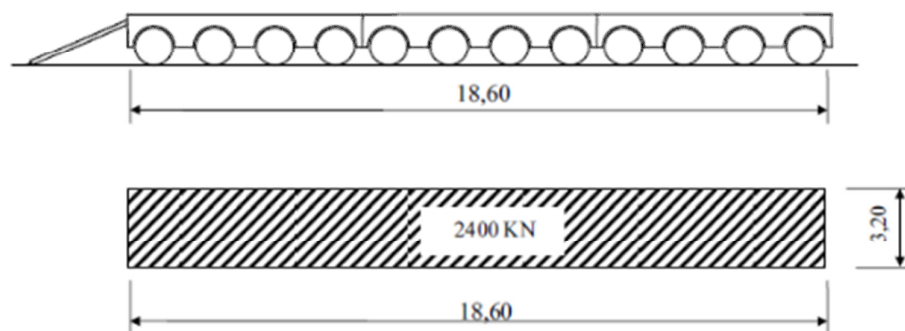


Figure IV. 4 Répartition de la charge exceptionnelle type D240.

Cette charge n'est pas frappée de majorations dues aux effets dynamiques et elle ne développe aucune réaction de freinage, ni force centrifuge.

IV.3.2.8. Coefficient de majoration dynamique :

Les charges du système B sont frappées de majorations dynamiques et le coefficient de majoration applicable aux trois (3) systèmes Bc, Br, Bt est le même pour chaque élément d'ouvrage. Le coefficient de majoration dynamique relatif à un tel élément est déterminé selon la formule :

$$\delta = 1 + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{G}{S}} + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times L}$$

L = longueur de l'élément chargé en mètres.

G = charge permanente de l'élément chargé.

S = charge d'exploitation.

Les majorations dynamiques sont applicables aux charges militaires, le coefficient de majoration étant calculé par la même formule que celle qui est donnée pour le système B.

Tableau IV. 12 les Coefficients de majoration dynamique pour chaque système de charge.

Système de charge	L (m)	G (kN)	S (kN)	δ
Bc	35,5	10487,8	1710	1,073
Bt			768	1,060
Br			100	1,051
Mc120			1100	1,065

IV.3.2.9. Effort de freinage :

Les efforts de freinage n'intéressent généralement pas la stabilité des tabliers, il y a lieu de les considérer pour la stabilité des appuis (piles et culées) et la résistance des appareils d'appui qui sont justifiés suivant les règles en usage.

L'effort de freinage correspondant à la charge A est égal à la fraction suivante du poids de cette dernière expression dans laquelle S désigne en mètres carrés la surface chargée.

$$F = \frac{A \cdot S}{20 + 0,0035 \times S} \text{ (kN)}$$

Chaque essieu d'un camion du système Bc peut développer un effort de freinage égal à son poids. Les efforts de freinage développés par le système Bc ne sont pas susceptibles de majorations pour effets dynamiques ; les coefficients bc ne s'appliquent pas aux efforts de freinage développés par le système Bc.

L'effort de freinage d'un camion-type du système Bc est : $F_{Bc} = 300 \text{ KN}$.

Tableau IV. 13 L'effort de freinage correspondant à la charge A.

N des voies	S (m2)	A(l) (kN/m2)	F (kN)
1	124,25	9,87	60,01
2	248,50	9,87	117,52
3	372,75	8,88	155,37

IV.3.2.10. Charge thermique :

La différence de température prise en compte est comme suit :

- $\Delta T1 = 35\text{ }^{\circ}\text{C}$
- $\Delta T2 = -15\text{ }^{\circ}\text{C}$

Le coefficient de dilatation du béton est pris égale à : $1,1 \times 10^{-5}\text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$.

Les variations linéaires de température ont une influence uniquement sur le calcul des joints étant donné que le tablier n'est pas sollicité de façon significative.

IV.3.3. Réactions de tablier :

Tableau IV. 14 Tableau récapitulatif des Réaction de tablier.

Charge	Culée	Pile
Rg	5184,25	10368,50
R(Al)	1657,07	2226,66
Rbc	1460,08	1585,08
RMc120	1084,79	1138,27
RD240	1787,83	2114,78

IV.4. Modélisation de l'ouvrage :**IV.4.1. Introduction :**

La modélisation est la partie essentielle dans l'étude d'une structure, son objectif est d'élaborer un modèle capable de décrire d'une manière approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions.

Dans notre cas, l'ouvrage est une structure avec sept travées isostatiques. L'étude portera sur une seule travée composée de 7 poutres avec une dalle de 25 cm d'épaisseur. Les poutres sont considérées comme un élément section, elles reposent sur un appui simple d'un côté et sur un appui double de l'autre côté. La dalle est considérée comme un élément panneau.

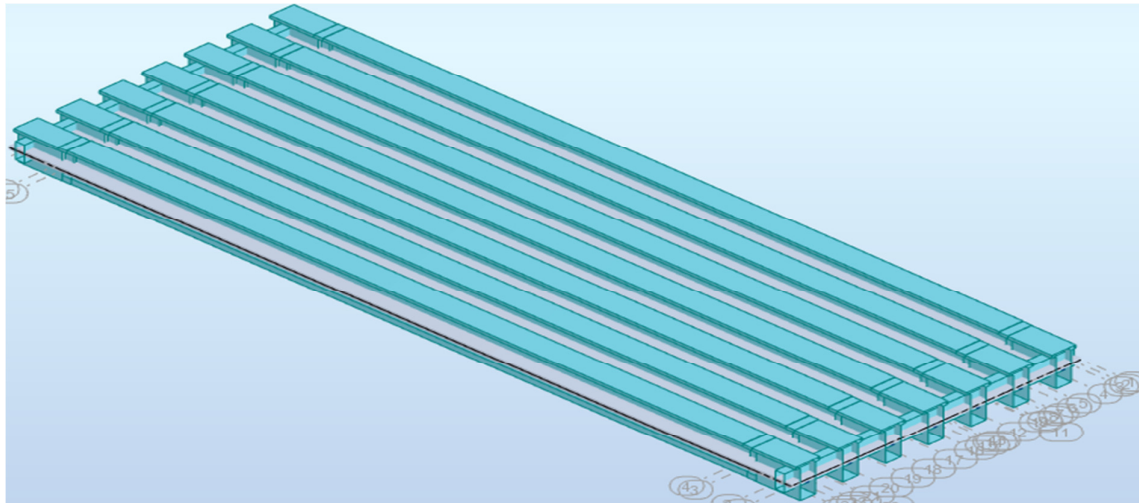


Figure IV. 5 Modélisation de l'ouvrage.

CHAPITRE IV HYPOTHESES DE CALCUL ET EVALUATION DES ACTIONS.

IV.4.2. Les cas de charge considérés :

Tableau IV. 15 tableau des charges que nous prenons en considération.

Charges permanentes	Poids propre G	G : est pris automatiquement par le logiciel.
	Poids du Revêtement	Grevetement =82,25 t.
	Bordures et corniche	Gbordure=45,51 t.
	Garde-corps	Ggarde-corps=16,11 t.
	Gouttière	G gouttière=1,71 t.
Surcharges d'exploitation.	Surcharge A(l)	Charge uniforme sur la largeur chargeable Lc.
	Système BC	Charge concentré 6t essieux avant et 12t essieux arrière
	Système Bt	Charge concentré 16t essieux avant et 16t essieux arrière.
	MC120	Charge uniforme de 9.02t/m2
	D240	Charge uniforme de 4.03t/m2

IV.4.2. Les combinaisons de charges :

Pour le calcul des efforts dans la structure on prend en considération les combinaisons de charges selon le B.P.E.L (le béton précontraint aux états-limites).

Tableau IV. 16 Combinaisons des charges à l'ELU et à l'ELS.

ELU	1.35G + 1.6 (A(l) + St)
	1.35G + 1.6 (Bc + St)
	1.35G + 1.6 (Bt + St)
	1.35G + 1.35Mc120
	1.35G + 1.35D240
ELS	G + 1.2 A(l) + St
	G + 1.2 Bc + St
	G + 1.2 Bt + St
	G + MC120
	G + D240

IV.4.3. Résultats obtenus :

Après introduction des données nécessaires, on obtient les résultats suivants : le moment fléchissant maximum et l'effort tranchant maximum correspondant.

Le moment fléchissant et l'effort tranchant maximum est donné par la combinaison la plus défavorable :

 **L'ELU :** 1,35 G +1,35D240.

Mmax = 1204,98 t.m et Tmax =183,12 t

 **A l'ELS :** G +D240.

Mmax = 892,54 t.m et Tmax=136,21 t.

IV.4. Conclusion :

L'objectif de ce chapitre était de définir les différents types de charge établie par les règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes. Ensuite, On a procédé d'effectuer la modélisation du tablier afin de déterminer le moment fléchissant et l'effort tranchant le plus défavorable à ELS et à ELU pour commencer l'étude des forces de précontrainte.

CHAPITRE V:
RÉPARTITION
TRANSVERSALE DES
EFFORTS INTERNES.

V.1. Introduction :

L'objet de ce chapitre est la répartition transversale des efforts longitudinaux les plus défavorable sur les différentes poutres, afin de déterminer la poutre la plus sollicitée, Pour cela, deux méthodes de calcul sont possibles :

- Méthode de *Guyon-Massonnet*.
- Méthode de *J. Courbon*.

V.2. Choix de la méthode de calcul à utiliser :

Afin de choisir la méthode à utiliser dans la répartition transversale, on doit calculer la rigidité d'entretoisement « θ »

$$\theta = \frac{b}{l} \cdot \sqrt[4]{\frac{\rho_P}{\rho_E}}$$

Avec :

$\rho_P = \frac{EI_P}{b_0}$: Rigidité flexionnelle des poutres par unité de largeur,

$\rho_E = \frac{EI_E}{l_0}$: Rigidité flexionnelle des entretoises par unité de longueur,

l_0 : Distance entre axe des entretoises égale à 34.5,

b : Demi-largeur de la dalle,

l : Portée de la travée,

b_0 : Distance entre axe des poutres égale à 1.95,

E : Module de déformation longitudinale du béton,

I_P et I_E : Moment d'inertie de la poutre et l'entretoises.

➤ **Si $\theta < 0,3$:** La rigidité de l'entretoise est infinie. Dans ce cas la méthode de *J. Courbon* qui est la plus recommandée.

➤ **Si $\theta > 0,3$:** La rigidité réelle de l'entretoise est prise en compte dans ce cas on utilise généralement la méthode de *Guyon-Massonnet*.

V.2.1. Calcul du coefficient d'entretoisement θ :**a) Largeur active :**

$$2b = nb_0$$

n : Nombre de poutre

b_0 : Entre axe des poutres

$$2b = 7 \cdot 1.95$$

$$b = 6.825 \text{ m}$$

b) Moment d'inertie :

Moment d'inertie équivalent :

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

I_0 : Moment d'inertie de la section d'about.

I_M : Moment d'inertie de la section médiane.

Ce qui nous donne :

$$I_P = 0.442 + \frac{8 \cdot (0.359 - 0.442)}{3\pi}$$

$$I_P = 0.3715 \text{ m}^4$$

Moment d'inertie de l'entretoise :

$$I_E = \frac{b \cdot h^3}{12}$$

b : Largeur de l'entretoise,

h : Hauteur de l'entretoise.

$$I_E = \frac{0.4 \cdot 1^3}{12}$$

$$I_E = 0.0333 \text{ m}^4$$

c) Rigidité flexionnelle :

$$\rho_P = \frac{EI_P}{b_0} = \frac{E \cdot 0.3715}{1.95} = 0.1905 E$$

$$\rho_E = \frac{EI_D}{l_0} = \frac{E \cdot 0.0333}{34.5} = 0.0010 E$$

D'où :

$$\theta = \frac{6.625}{34.5} \cdot \sqrt[4]{\frac{0.1905 E}{0.0010 E}}$$

$$\theta = 0.7134$$

Le calcul conduit donc à un $\theta > 0.3$, On adopte donc la méthode de calcul de *Guyon-Massonnet*.

Principe de la méthode de *Guyon-Massonnet* :

Le principe de cette méthode repose sur le fait que pour chaque effort on trace la ligne d'influence de son coefficient de répartition transversale et cela pour les différentes excentricités de charges ($e=b$; $e=3/4b$; $e=1/2b$; $e=1/4b$; $e=0$) et pour les neuf sections de la largeur de dalle ($y=\pm b$; $y=\pm 3/4b$; $y=\pm 1/2b$; $e=\pm 1/4b$; $y=0$).

On déplacera les charges de façon à obtenir les plus grandes ordonnées et on retiendra pour le calcul des efforts, l'excentricité qui donne les plus grandes valeurs des coefficients afin qu'on puisse déterminer les facteurs de répartition transversaux (k_a , e_a , m_a) et les sollicitations (moments fléchissant, efforts tranchants) dans n'importe quelle partie du tablier avec exactitude.

Dans le cas des ponts à poutres multiples, la section d'étude sera imposée par la position de la poutre, ce qui nous amène à tracer les lignes d'influences pour les différentes excentricités de charge et on retiendra la section qui donne les plus grandes valeurs des coefficients.

CHAPITRE V : REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS INTERNES.

V.2.2. Calcul du paramètre de torsion α :

Le paramètre de torsion α est donné par l'équation suivante :

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

$\gamma_P = \frac{C_P}{b_0}$: Rigidité torsionnelle des poutres par unité de largeur.

$\gamma_E = \frac{C_E}{l_0}$: Rigidité torsionnelle des entretoises par unité de longueur.

$$C_P = G \cdot \sum_{i=1}^n \frac{b_i \cdot h_i^3}{\varphi_i} \quad \text{telque: } h_i \leq b_i$$

$$\text{et: } \varphi_i = 3 + 1.8 \frac{h_i}{b_i}$$

$$C_E = 2 \cdot G \cdot I_E$$

On modifie légèrement la section de la poutre afin de simplifier le calcul des rigidités :

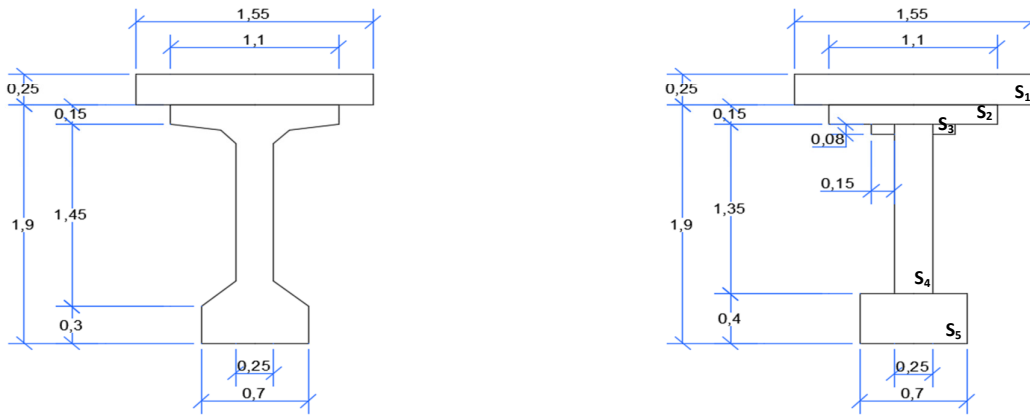


Figure V. 1 Section équivalente de la poutre.

Ce qui nous donne :

Tableau V. 1 Les valeurs du paramètre de torsion pour les différentes sections de la poutre.

Section	h_i (m)	b_i (m)	φ_i	$\frac{b_i \cdot h_i^3}{\varphi_i}$ (m^4)
S ₁	0,25	1,55	3,2903	0,0074
S ₂	0,15	1,10	3,2455	0,0011
S ₃	0,08	0,15	3,9600	0,0000
S ₄	0,25	1,35	3,3333	0,0063
S ₅	0,40	0,70	4,0286	0,0111

$$C_P = G \cdot \sum_{i=1}^5 \frac{b_i \cdot h_i^3}{\varphi_i} = 0.0260 \cdot G$$

$$C_E = 2 \cdot G \cdot I_E = 0.0666 \cdot G$$

Et:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} = \frac{E}{2(1 + 0.15)} = \frac{E}{2.3}$$

ν : Coefficient de poisson ($\nu = 0.15$)

CHAPITRE V : REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS INTERNES.

Donc:

$$\gamma_P = \frac{C_P}{b_0} = \frac{0.0260 \cdot E}{1.95 \cdot 2.3} = 0.0042 \cdot E$$

$$\gamma_E = \frac{C_E}{l_0} = \frac{0.0666 \cdot E}{34.5 \cdot 2.3} = 0.0008 \cdot E$$

$$\alpha = \frac{\gamma_P + \gamma_E}{2 \sqrt{\rho_P \cdot \rho_E}} = \frac{0.0042 + 0.0008}{2 \sqrt{0.1905 \cdot 0.0010}}$$

$$\alpha = 0.1811$$

Les résultats de l'interpolation de K_1 et K_2 sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau V. 2 Table de K_0 relative à $\theta=0.7134$.

$\theta = 0.7134$	K_0								
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,0180	0,5264	1,0587	1,5151	1,7272	1,5151	1,0587	0,5264	-0,0180
b/4	-0,3786	0,0959	0,5807	1,0737	1,5151	1,7392	1,5656	1,1765	0,7344
b/2	-0,5071	-0,1770	0,1742	0,5807	1,0587	1,5656	1,9534	2,0526	2,0339
3b/4	-0,5289	-0,3661	-0,1770	0,0959	0,5264	1,1765	2,0526	3,0411	3,9553
b	-0,5209	-0,5289	-0,5071	-0,3786	-0,0180	0,7344	2,0339	3,9553	6,3616

Tableau V. 3 Table de K_1 relative à $\theta=0.7134$.

$\theta = 0.7134$	K_1								
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,6970	0,8243	0,9909	1,1812	1,2920	1,1812	0,9909	0,8243	0,6970
b/4	0,4686	0,5794	0,7327	0,9421	1,1812	1,3446	1,2905	0,4268	1,0400
b/2	0,3225	0,4133	0,5423	0,7327	0,9909	1,2905	1,5290	1,5656	1,5314
3b/4	0,2313	0,3056	0,4133	0,5794	0,8243	1,1588	1,5656	1,9538	2,1925
b	0,1694	0,2313	0,3225	0,4686	0,6970	1,0400	1,5314	2,1925	2,9949

Pour K_α :

$$0.1 < \theta \leq 1 \Rightarrow K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \cdot \alpha^{(1 - \frac{0.065 - \theta}{0.655})}$$

Tableau V. 4 Valeurs du coefficient de répartition K_α .

$\alpha = 0.1811$	K_α								
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.0059	0.5364	1.0564	1.5039	1.7127	1.5039	1.0564	0.5364	0.0059
b/4	-0.3503	0.1120	0.5858	1.0693	1.5039	1.7260	1.5564	1.1515	0.7446
b/2	-0.4794	-0.1573	0.1865	0.5858	1.0564	1.5564	1.9392	2.0363	2.0171
3b/4	-0.5035	-0.3437	-0.1573	0.1120	0.5364	1.1759	2.0363	3.0049	3.8965
b	-0.4978	-0.5035	-0.4794	-0.3503	0.0059	0.7446	2.0171	3.8965	6.2493

Pour passer aux positions réelles des poutres, nous utiliserons l'interpolation linéaire entre leurs positions actives et les positions y des bandes étudiées.

Tableau V. 5 Valeurs du coefficient de répartition K_α relatives aux positions réelles P_i .

$\alpha = 0.1811$		K_α								
$y \backslash e$		$-b$	$-3b/4$	$-b/2$	$-b/4$	0	$b/4$	$b/2$	$3b/4$	b
P_0	0	0.0059	0.5364	1.0564	1.5039	1.7127	1.5039	1.0564	0.5364	0.0059
	$b/4$	-0.3503	0.1120	0.5858	1.0693	1.5039	1.7260	1.5564	1.1515	0.7446
P_1	$0.294\ b$	-0.3730	0.0646	0.5155	0.9842	1.4252	1.6962	1.6238	1.3073	0.9686
	$b/2$	-0.4794	-0.1573	0.1865	0.5858	1.0564	1.5564	1.9392	2.0363	2.0171
P_2	$0.589\ b$	-0.4880	-0.2237	0.0641	0.4171	0.8713	1.4210	1.9738	2.3811	2.6862
	$3b/4$	-0.5035	-0.3437	-0.1573	0.1120	0.5364	1.1759	2.0363	3.0049	3.8965
P_3	$0.883\ b$	-0.5005	-0.4287	-0.3287	-0.1339	0.2542	0.9465	2.0261	3.4792	5.1481
	b	-0.4978	-0.5035	-0.4794	-0.3503	0.0059	0.7446	2.0171	3.8965	6.2493

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_α pour cette poutre quand une charge unitaire serait placée sur son abscisse.

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

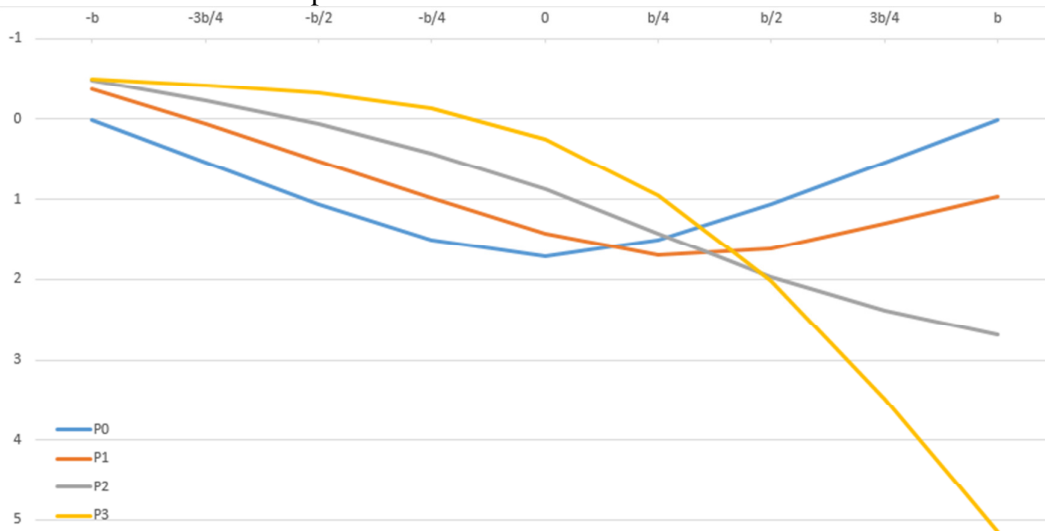


Figure V. 2 Lignes d'influence du coefficient K_α pour les poutres P_0 , P_1 , P_2 et P_3 .

V.2.3. Détermination de K_α pour chaque type de chargement :

Nous placerons ainsi les systèmes un par un pour chaque cas de chargement et nous déterminerons pour chaque chargement le coefficient de répartition résultant.

Dans le cas des charges concentrées la valeur sera directement lue sur le graphe puis on prendra la moyenne des valeurs trouvées pour ces charges.

$$K_\alpha \text{ du convoi} = \sum_{i=1}^n \frac{K_{\alpha i}}{n}$$

Avec n nombre de charges du convoi.

Pour les charges réparties la valeur du coefficient sera déterminée comme suit :

$$K_\alpha \text{ du convoi} = \frac{S}{l}$$

Avec S aire du graphe sous la largeur chargée, elle sera calculée par la méthode des trapèzes. et l largeur chargée.

Les résultats relatifs à la poutre centrale sont détaillés dans l'annexe C.

Tableau V. 6 récapitulatif des moments Max.

Charges/Surcharges		M _{Calcu} par poutre	P ₀		P ₁		P ₂		P ₃	
			K _α	M _{Réel} (KN.m)	K _α	M _{Réel} (KN.m)	K _α	M _{Réel} (KN.m)	K _α	M _{Réel} (KN.m)
Charge permanente	G	5687.53	1	5687.53	1	5687.53	1	5687.53	1	5687.53
Surcharge A(l)	1 voie	734.98	1.5928	1170.68	1.5783	1159.99	1.8806	1382.18	1.9852	1459.06
	2 voies	1469.96	1.3415	1971.93	1.4381	2113.91	1.3333	1959.85	1.1024	1620.48
	3 voies	1984.32	1.1823	2346.10	1.0801	2143.31	0.8806	1747.33	0.6182	1226.78
Surcharge B	Bc	1 File	0.6423	334.98	1.3686	713.82	2.2763	1187.25	3.2204	1679.67
		2 Files	0.9906	1033.36	1.4946	1559.11	1.9271	2010.27	2.2673	2365.09
		3 Files	1.1893	1860.91	1.4283	2234.88	1.5469	2420.46	1.5861	2481.77
	Bt	1 Tandem	0.7216	273.36	1.4181	537.24	2.2221	841.84	2.9848	1130.79
		2 Tandems	1.1046	836.93	1.4969	1134.20	1.7752	1345.09	1.9489	1476.67
Convois	Mc 120	1235.54	1.0334	1276.80	1.4944	1846.38	1.8736	2314.90	2.1704	2681.54
	D 240	2160	1.4017	3027.58	1.6242	3508.31	1.4942	3227.51	1.1597	2504.99

CHAPITRE V : REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS INTERNES.

V.2.4. Combinaisons des charges :

Les combinaisons de charge sont retirées du Règlement des Charge pour le calcul des Pont Routier (RCPR2008) (art 6.2.2).

Tableau V. 7 Combinaisons de charges à l'ELS et à l'ELU en (KN.m).

		P ₀	P ₁	P ₂	P ₃
ELS	G + 1.2 A(I)	8502.86	8259.50	8039.35	7632.11
	G + 1.2 Bc	7920.63	8369.39	8592.08	8665.65
	G + Mc120	6964.33	7533.91	8002.43	8369.07
	G + D240	8715.11	9195.84	8915.04	8192.52
ELU	1.35G + 1.6 A(I)	11431.93	11107.46	10813.93	10270.94
	1.35G + 1.6 Bc	10655.63	11253.98	11550.90	11648.99
	1.35G + 1.35Mc120	9401.85	10170.78	10803.28	11298.25
	1.35G + 1.35D240	11765.40	12414.39	12035.31	11059.91

V.2.5. Conclusion :

La poutre la plus sollicitée par le moment est la poutre **P₁** sous la combinaison :

- A l'ELS : G + D240 = 9195.84 KN.m
- A l'ELU : 1.35G + 1.35D240 = 12414.39 KN.m

V.2.6. Répartition transversale des efforts tranchants :

La répartition de l'effort tranchant se fait de la même manière utilisée pour le moment fléchissant, sauf que la répartition est différente pour les sections sur appui et les sections en travée.

Pour les sections sur appui on utilise le coefficient de répartition $\bar{\varepsilon}_\alpha$:

$$\begin{aligned}\bar{\varepsilon}_\alpha &= \bar{\varepsilon}_0 + (\bar{\varepsilon}_1 - \bar{\varepsilon}_0)\alpha & si & \quad |y| + |e| \leq \frac{3b}{4} \\ \bar{\varepsilon}_\alpha &= \bar{\varepsilon}_0 + (\bar{\varepsilon}_1 - \bar{\varepsilon}_0)\sqrt{\alpha} & si & \quad |y| + |e| > \frac{3b}{4}\end{aligned}$$

Pour les autres sections, on utilise le coefficient de répartition ε_α :

$$\begin{aligned}\varepsilon_\alpha &= \varepsilon_0 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_0)\alpha & si & \quad |y| + |e| \leq \frac{3b}{4} \\ \varepsilon_\alpha &= \varepsilon_0 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_0)\sqrt{\alpha} & si & \quad |y| + |e| > \frac{3b}{4}\end{aligned}$$

Les valeurs de $\bar{\varepsilon}_0$, $\bar{\varepsilon}_1$, ε_0 , ε_1 sont données comme pour K_α pour des valeurs de θ déterminées.

On extrait par interpolation linéaire les valeurs relatives à $\theta = 0.7134$, et on calcule par les formules ci-dessus les valeurs des coefficients.

On trace pour chaque poutre la ligne d'influence représentée par ces coefficients de répartition.

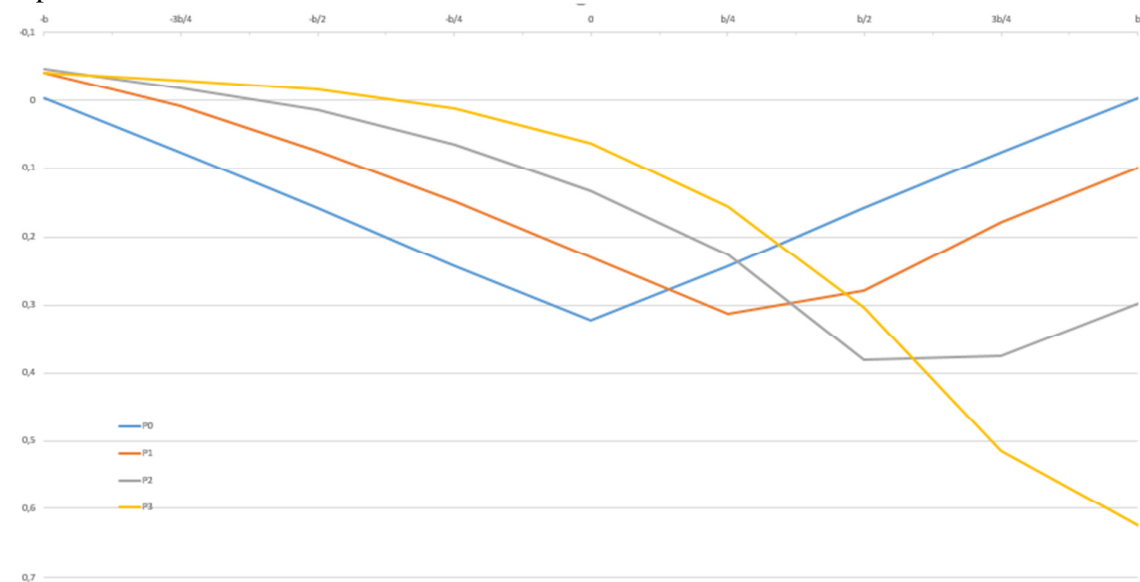


Figure V. 3 Lignes d'influence du coefficient ε_{α} pour les poutres P0. P1. P2 et P3.

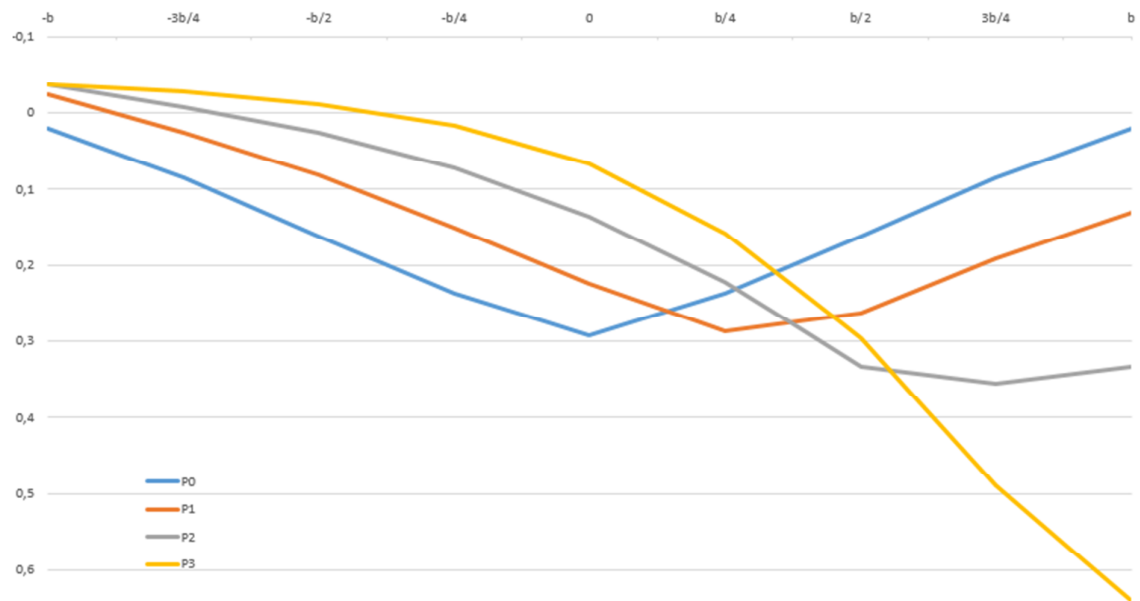


Figure V. 4 Lignes d'influence du coefficient ε_{α} pour les poutres P0. P1. P2 et P3.

CHAPITRE V : REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS INTERNES.

VII.2.6.1. Détermination de $\bar{\epsilon}_\alpha$ et les efforts tranchants Max pour chaque type de chargement (sur appuis):

Les coefficients relatifs aux convois sont calculés de la même façon que pour les K_α . Les résultats relatifs à la poutre centrale sont détaillés dans l'annexe C.

Charges/Surcharges		T _{Calcu} par poutre	P ₀		P ₁		P ₂		P ₃		
			$\bar{\epsilon}_\alpha$	T _{Réel} (KN)	$\bar{\epsilon}_\alpha$	T _{Réel} (KN.m)	$\bar{\epsilon}_\alpha$	T _{Réel} (KN)	$\bar{\epsilon}_\alpha$	T _{Réel} (KN)	
Charge permanente	G	866.22	1	866.22	1	866.22	1	866.22	1	5687.53	
Surcharge A(I)	1 voie	613.17	0.2786	170.81	0.2676	164.10	0.3297	202.17	0.3003	184.11	
	2 voies	1226.35	0.2233	273.86	0.2393	293.50	0.2261	277.29	0.1796	220.29	
	3 voies	1655.01	0.1923	318.30	0.1773	293.50	0.1526	252.60	0.1135	187.77	
Surcharge B	B c	1 File	375.65	0.0932	35.01	0.2022	75.96	0.3620	135.99	0.4507	169,31
		2 Files	751.3	0.1556	116.92	0.2432	182.70	0.3208	240.98	0.3285	246,78
		3 Files	1126.95	0.1953	220.06	0.2324	261.94	0.2548	287.13	0.2388	269,15
	Bt	1 Tandem	153.74	0.1054	16.20	0.2162	33.23	0.3683	56.61	0.4264	65,55
		2 Tandems	307.48	0.1804	55.47	0.2445	75.18	0.2960	91.01	0.2893	88,94
Convois	Mc 120	1002.75	0.1635	163.90	0.2432	243.82	0.2985	299.32	0.3261	327.00	
	D 240	1753.04	0.2308	404.57	0.2867	502.63	0.2570	450.53	0.1853	324.92	

Tableau V. 8 récapitulatif des efforts tranchants Max (sur appuis).

VII.2.6.2. Combinaisons des charges :

Les combinaisons de charge sont retirées du Règlement des Charge pour le calcul des Pont Routier (RCPR2008) (art 6.2.2).

		P ₀	P ₁	P ₂	P ₃
ELS	G + 1.2 A(l)	1248.18	1218.43	1198.97	1130.56
	G + 1.2 Bc	1130.29	1180.55	1210.77	1189.20
	G + Mc120	1030.12	1110.04	1165.54	1193.22
	G + D240	1270.79	1368.85	1316.75	1191.14
ELU	1.35G + 1.6 A(l)	1678.67	1639.00	1613.07	1521.86
	1.35G + 1.6 Bc	1521.49	1588.50	1628.80	1600.04
	1.35G + 1.35Mc120	1390.66	1498.55	1573.48	1610.84
	1.35G + 1.35D240	1715.56	1847.95	1777.61	1608.03

Tableau V. 9 Combinaisons de charges à l'ELS et à l'ELU en (KN).

CHAPITRE V : REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS INTERNES.

VII.2.6.3. Détermination de ϵ_α et les efforts tranchants Max pour chaque type de chargement (section courante):

Charges/Surcharges		T _{Calcu} par poutre	P ₀		P ₁		P ₂		P ₃	
			ϵ_α	T _{Réel} (KN)	ϵ_α	T _{Réel} (KN.m)	ϵ_α	T _{Réel} (KN)	ϵ_α	T _{Réel} (KN)
Charge permanente	G	623.69	1	623.69	1	623.69	1	623.69	1	623.69
Surcharge A(l)	1 voie	429.22	0.2617	112.31	0.2553	109.60	0.3026	129.88	0.2929	125.72
	2 voies	858.44	0.2158	185.25	0.2308	198.10	0.2145	184.10	0.1774	152.26
	3 voies	1223.27	0.1891	231.37	0.1753	214.40	0.1484	181.59	0.1150	140.71
Surcharge B	B	1 File	0.1032	28.30	0.2089	57.27	0.3419	93.76	0.4414	121,03
		2 Files	0.1581	86.68	0.2377	130.37	0.3001	164.60	0.3232	177,23
		3 Files	0.1918	157.76	0.2271	186.82	0.2423	199.31	0.2363	194,38
	Bt	1 Tandem	0.1139	12.25	0.2189	23.55	0.3420	36.79	0.4154	44,69
		2 Tandems	0.1782	38.33	0.2383	51.27	0.2779	59.80	0.2840	61,10
Convois	Mc 120	721.98	0.1641	118.44	0.2376	171.54	0.2863	206.70	0.3162	228.25
	D 240	1244.66	0.2238	278.61	0.2682	333.84	0.2420	301.25	0.1850	230.22

Tableau V. 10 récapitulatif des efforts tranchants Max (section courante).

VII.2.6.4. Combinaisons des charges :

		P ₀	P ₁	P ₂	P ₃
ELS	G + 1.2 A(l)	901.34	880.97	844.61	806.40
	G + 1.2 Bc	813.00	847.87	862.86	856.95
	G + Mc120	742.13	795.23	830.39	851.94
	G + D240	902.30	957.53	924.94	853.91
ELU	1.35G + 1.6 A(l)	1212.18	1185.02	1136.54	1085.60
	1.35G + 1.6 Bc	1094.40	1140.89	1160.87	1153.00
	1.35G + 1.35Mc120	1001.88	1073.56	1121.03	1150.12
	1.35G + 1.35D240	1218.10	1292.67	1248.66	1152.78

Tableau V. 11 Combinaisons de charges à l'ELS et à l'ELU en (KN).

VII.2.7. Conclusion :

La poutre la plus sollicitée par l'effort tranchant est la poutre **P₁** sous la combinaison :

- A l'ELS : G + D240 = 1368.85 KN
- A l'ELU : 1.35G + 1.35D240 = 1847.95 KN

CHAPITRE VI :
ETUDE DE LA
PRÉCONTRAÎNTE

VI.1. Introduction :

La précontrainte est une opération mécanique qui permet de réaliser des ouvrages à grandes portées tout en joignant la sécurité et l'économie.

Le principe de base est de créer artificiellement une contrainte de compression préalable (pour l'application des forces additionnelles) telle que l'effort de traction excessif dû aux charges n'engendre qu'une décompression du béton. Par conséquent, le béton précontraint reste toujours comprimé ou ne subit que des contraintes de tractions faibles, autrement dit, il travaille à pleine résistance ce qui n'est pas le cas du béton armé.

On distingue deux modes de précontrainte :

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

Dans notre étude, le mode utilisé est la précontrainte par post-tension.

VI.2. Précontrainte par post-tension :

Dans le cas de la précontrainte par post-tension, les armatures sont tendues en s'appuyant sur le béton durci.

La précontrainte est réalisée par des câbles ou torons mis en tension lorsque le béton a acquis une résistance mécanique suffisante. Les câbles couramment utilisés sont constitués de torons T13 ou T15 de toutes nuances (1770 ou 1860 MPa).

Les armatures sont principalement caractérisées par leur contrainte à la rupture " f_{prg} " et par leur contrainte limite conventionnelle d'élasticité à 0,1% " f_{peg} ". Pour la post-tension, le transfert des efforts des câbles vers le béton se fait au niveau des ancrages des câbles.

VI.2.1. Le principe de la précontrainte par post-tension :

La précontrainte est réalisée par des armatures (câbles ou torons) mises en tension lorsque le béton a acquis une résistance mécanique suffisante (pour lui permettre de supporter les efforts de compression auxquels il est alors soumis).

La mise en précontrainte par post-tension est réalisée par la succession des étapes suivantes :

- les gaines sont positionnées à l'intérieur du coffrage (précontrainte intérieure) ou à l'extérieur (précontrainte extérieure) avant bétonnage,
- les armatures sont enfilées dans les gaines après bétonnage,
- les armatures sont tendues à leurs extrémités par des vérins et ancrées par des systèmes d'ancrages,
- le contrôle de la tension des câbles est effectué par la mesure de leur allongement (l'allongement étant proportionnel à l'effort de traction exercé sur les armatures),
- les gaines sont ensuite injectées par un coulis de ciment (ou parfois par des cires ou des graisses).

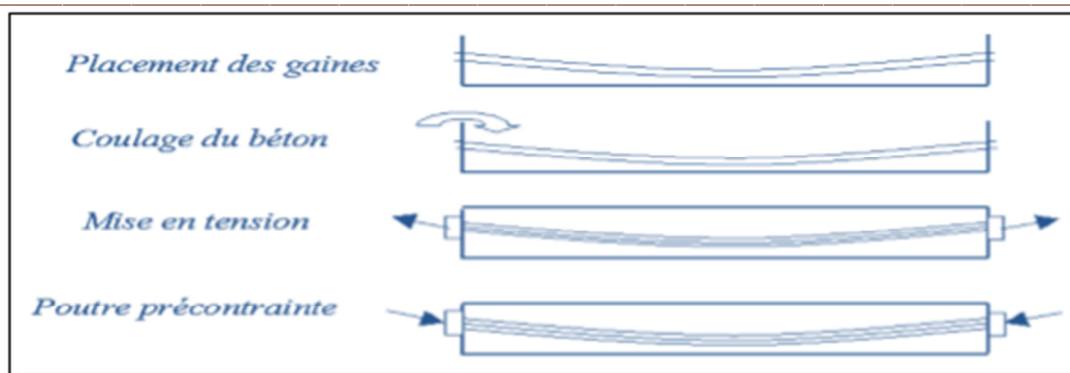


Figure VI. 1 Etapes générales de réalisation de la précontrainte par post-tension.

VI.2.2. Armatures de la précontrainte :

Les armatures de la précontrainte sont des armatures en acier à haute résistance (fil, toron ou barre). Elles sont destinées à assurer la précontrainte de constructions ou d'éléments de construction préfabriqués ou non. Elles peuvent être également utilisées pour les tirants d'ancrage, le levage des charges, les ponts à haubans, etc.

✚ Les câbles :

Les câbles sont constitués de plusieurs torons en acier à haute résistance pour béton précontraint. La gamme des câbles s'étend des câbles mono-torons aux câbles de très grande puissance comportant jusqu'à 55 torons.

Les unités les plus courantes, pour la précontrainte longitudinale, sont les unités 12 ou 13T15 (composées de 12 ou 13 torons T15) pour la précontrainte intérieure et 19 T15 pour la précontrainte extérieure. Un câble est défini par le type, le nombre de torons et la classe de résistance.

✚ Les torons :

Les torons sont un assemblage de plusieurs fils :

- Torons à 3 fils : 3 fils enroulés sur un axe théorique commun (utilisation en précontrainte par pré-tension uniquement).
- Torons à 7 fils : 6 fils disposés en hélice autour d'un fil central d'un diamètre plus important.

Les torons sont caractérisés par leur nombre de fils (et la section du fil) et leur diamètre. Les classes de résistance des torons sont : 1670, 1770, 1860, 1960MPa.

VI.3. Dimensionnement de la précontrainte :

VI.3.1. Caractéristiques des matériaux :

a) Les caractéristiques de béton :

Tableau VI. 1 Caractéristique du béton.

Caractéristiques du béton		
f_{c28}	40	MPa
f_{t28}	3	MPa
σ_{bc}	24	MPa
σ_{bt1}	-4,5	MPa

	σ_{bt2}	-3	MPa
--	----------------	----	-----

b) Les caractéristiques de l'acier :

Dans cette étude, nous avons choisi des aciers de type 12T15 dont les caractéristiques sont :

- Câble : 12T15.
- Section de 12T15 $A_p = 0,0017 \text{ m}^2$.
- f_{peg} : contrainte limite conventionnelle d'élasticité = 1593 MPa.
- f_{prg} : contrainte maximale de rupture garantie = 1770 MPa.
- ϕ : diamètre de la gaine = 80 mm.
- $\sigma_{p0} = \text{Min}(0,8 f_{prg} ; 0,9 f_{peg}) = \text{Min}(1416 ; 1433,7) = 1416 \text{ MPa}$.
- $E_p = 190000 \text{ MPa}$.
- $\sigma_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,783 \text{ MPa}$.

VI.3.2. Détermination du nombre de câbles N :**A mi- travée :**

La précontrainte est calculée pour la section de la poutre avec dalle à mi travée ayant les caractéristiques déjà définies dans le chapitre IV.

Tableau VI. 2 Les moments dus à différents cas de charges.

M_p (poutre seul)	3	MN.m
M_M (combinaison ELS)	8,92	MN.m
M_m (sous charge G)	5,93	MN.m
V_M (combinaison ELS)	1,36	MN
V_m (sous charge G)	0,83	MN
$\Delta M = M_{\max} - M_{\min}$	2,99	MN.m

La précontrainte minimale doit respecter la condition suivante :

$$P_{\min} = \text{Sup}(P_I ; P_{II})$$

Avec :

$$- P_I : \text{précontrainte minimale (section sous critique)} P_I = \frac{\Delta M}{\rho \cdot h} + \frac{B}{h} (v' \sigma_{bt1} + v \sigma_{bt2})$$

$$- P_{II} : \text{précontrainte minimale (section sur critique)} P_{II} = \frac{M_{\max} + \rho \cdot v \cdot B \cdot \sigma_{bt2}}{\rho \cdot v + v' - d'}$$

$$- d' = 0,2 \text{ m}$$

$$- h_{\text{poutre+dalle}} = 1,9 + 0,25 = 2,15 \text{ m.}$$

$$\begin{cases} P_I = -1,89 \text{ MN} \\ P_{II} = 4,75 \text{ MN} \end{cases} \Rightarrow P_{\min} = 4,75 \text{ MN.}$$

$P_{II} > P_I$: Alors notre section est sur critique, le fuseau de passage du câble à une de ses frontières coupe la zone d'enrobage.

Nous estimons des pertes de précontrainte à 25% de P_0 :

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

$$\text{Nombre des câbles : } n \geq \frac{P_{\min}}{0,75 \cdot P_0} = \frac{4,75}{0,75 \times 2,4} = 2,66$$

On prend $n=3$ câbles de 12T15.

✚ Détermination du nombre de câble à l'about :

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

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = \frac{P}{B_n} + \frac{V}{I_n} (Pe_0 + M_g) \geq -1,5f_{tj} = \overline{\sigma_{bt}} \\ \sigma_{inf} = \frac{P}{B_n} - \frac{V'}{I_n} (Pe_0 + M_g) \leq 0,6.f_{cj} = \overline{\sigma_{bc}} \end{cases}$$

L'excentricité est donnée par :

$$e_0 = -(v' - d) = -72,8 \text{ cm.}$$

Donc :

$$P \leq 10,08 \text{ MN} \Rightarrow n \leq 4,24.$$

$$P \leq 17,50 \text{ MN} \Rightarrow n \leq 7,35.$$

On prend $n = 3$ câbles de 12T15.

VI.3.3. Vérification des contraintes :

La vérification des contraintes se fait en quatre phases avec des valeurs différentes du moment agissant sur la poutre. Les valeurs du moment sont résumées dans le tableau selon les cas :

Cas	Moment (MN.m)
Poutre seule	3
Poutre+ dalle	5,93
Tablier (M_{max})	8,92

Les caractéristiques géométriques à prendre sont la section à mi travée de la poutre. La vérification se fait en plusieurs phases en phase d'exécution et en phase d'exploitation.

Tableau VI. 3 Vérification des contraintes normales.

Phase	ΔP (%)	e_0 (m)	M (MN.m)	P (MN)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	Obs
Phase 1 : Après 7 jour	10	0,73	3,00	3,21	5,67	2,25	C.V
Phase 2 : Après 28 jour	10	0,73	3,00	6,42	3,38	12,42	C.V
Phase 3 : Après coulage de la dalle	15	1,14	6,05	6,07	3,72	6,27	C.V
Phase 4 : En service	25	1,14	9,26	5,35	7,27	-1,25	C.V

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

VI.3.4. Tracé des câbles de précontrainte :

On prend un espacement de 35cm (e_0) entre deux câbles successifs, et on détermine e_1 et e_2 de telle sorte que le point d'application de résultante des forces de précontraintes sortants sur la face d'about doit coïncider avec le centre de gravité de la section (moment nul à l'appui).

$$\sum M = 0.$$

Donc :

$$3.P.v' = P.e_2 + P(e_2 + e_0) + P(2e_0 + e_2)$$

Qui donne :

$$e_2 = v' - e_0 = 68,2\text{cm} \quad \text{et} \quad e_1 = 51,77\text{cm}$$

La disposition des câbles à l'about et à mi travée est donnée dans la figure :

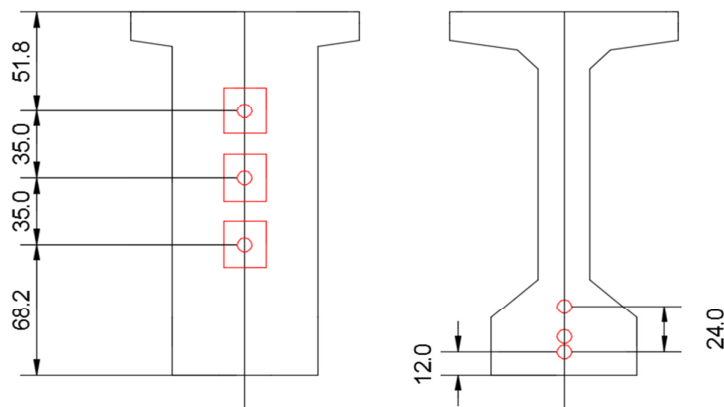


Figure VI. 2 Disposition des câbles à l'about et à mi travée.

VI.3.5. Détermination de l'angle de relevage :

L'angle de relevage α est donné 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 :

$\bar{V}$: Effort tranchant limite que peut supporter la section d'about

$$\bar{V} = \bar{T} \times b_n \times 0,8h$$

$\bar{T}$: Contrainte tangentielle limitée en état limite de service

$$\bar{T} = [0,4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \sigma_x)]^{1/2}$$

σ_x : Contrainte normale au niveau de la fibre neutre

$$\sigma_x = \frac{P}{B_n}$$

$$B_n = B_{(p+d)} - n_{\text{litte}} \cdot \left(\pi \times \frac{\phi^2}{4}\right).$$

$$P = 0,75 \times P_0 \times n_{\text{câble}}.$$

V_M : Effort tranchant en charge sous (G+D240).

V_m : Effort tranchant sous G.

Tableau VI. 4 Paramètres de calcul de l'angle de relevage.

$\bar{V}$ (MPa)	$\bar{T}$ (MPa)	σ_x (MPa)	B_n (m ²)	b_n (m)	P (MN)	V_M (MN)	V_m (MN)
2,83	2,66	2,88	1,86	0,62	5,35	1,8	1,31

Donc :

$$-11,11 \leq \alpha \leq 50,53$$

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

On adopte pour Les trois câbles :

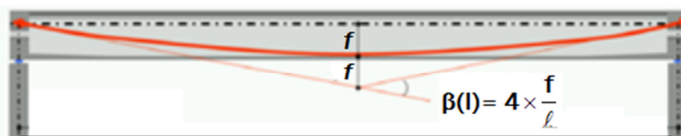
$$\begin{cases} \alpha_1 = 3,50^\circ \\ \alpha_2 = 5,15^\circ \\ \alpha_3 = 6,48^\circ \end{cases}$$

Tableau VI. 5 Différentes paramètres des câbles.

N° câble	l (m)	α_{rel} (°)	Yi (m)			f (m)	R (m)	$\beta(l)$ rad
			x=0	1	17,75			
C1	33,5	3,5	0,68	0,62	0,12	0,50	281,22	0,060
C2	33,5	5,15	1,03	0,94	0,2	0,74	189,60	0,088
C3	33,5	6,49	1,38	1,27	0,36	0,91	154,79	0,108

Avec :

$$\begin{cases} \frac{1}{R} \cong 8 \times \frac{f}{\ell^2} \\ \beta(l) = 4 \times \frac{f}{\ell} \end{cases}$$



VI.4. Calcul des pertes de tension des câbles de précontrainte :

La mise en tension des câbles de précontrainte s'effectue grâce à l'action de vérins hydrauliques. Au point le plus sollicité du câble, on évite d'atteindre une valeur trop proche de la rupture de l'acier. Par conséquent on fixe réglementairement une traction maximale de mise en tension appelée tension à l'origine et notée σ_{p0} . En effet, certains phénomènes qui n'ont pas d'action sur la contrainte de l'acier en béton armé, interviennent de façon non négligeable, tel le frottement à la mise en tension des câbles, le recul à l'ancrage, la non-simultanéité de mise en tension des différents câbles (raccourcissement du béton), le retrait de béton, la relaxation des aciers, le fluage du béton.

Les trois premières pertes sont instantanées, les trois dernières sont des pertes différées, c'est-à-dire qu'elles atteignent leurs valeurs maximales au bout d'un certain nombre de mois.

VI.4.1. Pertes instantanées :

Les pertes instantanées sont les pertes produites lors de la mise en tension (elles se produisent dans un temps court), elles sont de trois sortes :

- Pertes dues au frottement de l'acier dans la gaine.
- Pertes dues au recul à l'ancrage
- Pertes dues au raccourcissement élastique du béton.

VI.4.1.1. Pertes dues au frottement de l'acier dans la gaine :

Les pertes par frottement sont provoquées par les aciers des câbles sur les gaines métalliques servant à conduire les câbles.

Elles sont données par la formule suivante :

$$\sigma_{\varphi}(X) = \sigma_{p_0} \times (1 - e^{[-(f-\beta+\varphi \times X)])}$$

σ_{p0} : Tension à l'origine = 1416 MPa

f: Coefficient de frottement angulaire. f=0.18rd-1(BPEL91révisé99).

ϕ : coefficient de perte de tension par unité de longueur, $\phi=0,002\text{m}^{-1}$.

x : abscisse de la section considérée à partir de l'ancrage.

Tableau VI. 6 Valeurs des pertes dues aux frottements.

N° câble	x=l/2 (m)	β (rad)	f β + φ x	$\Delta\sigma_{\varphi}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\varphi}$ Moy (MPa)	$\Delta\sigma_{\varphi}$ Moy (%)
C1	17,75	0,060	0,046	63,96	70,22	0,0496
C2	17,75	0,088	0,051	70,95		
C3	17,75	0,108	0,055	75,75		

VI.4.1.2. Pertes dues au recul à l'ancrage :

Après la mise en tension, on bloque les armatures, un glissement assez large se fait sentir avant blocage définitif.

Lors du blocage des armatures de précontraintes par le système d'ancrage, il se produit un léger mouvement des dispositifs d'ancrage par rapport au béton. Le déplacement du câble à l'intérieur de la gaine est freiné entre le frottement de câble et sa gaine.

Au bout d'une certaine distance « d » les pertes s'annulent, cette perte est calculée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_g(X) = 2 \times \sigma_{p_0} \times k(d - x) \text{ avec : } k = f \times \frac{B}{l} + \varphi \text{ et } d = \sqrt{\frac{E_p \times g}{\sigma_{p_0} \times k}}$$

E_p : module d'élasticité de l'acier = $1,9.10^5$.

g : l'intensité du recul d'ancrage = 6 mm.

Tableau VI. 7 Les pertes dues au recul d'ancrage.

N° câble	l (m)	k (m^{-1})	d (m)	$\Delta\sigma_{g(l/2)}$ MPa	$\Delta\sigma_{g(0)}$ MPa
C1	17,75	0,0026	17,58	0	129,67
C2	17,75	0,0029	16,67	0	136,74
C3	17,75	0,0031	16,12	0	141,42

VI.4.1.3. Pertes dues au raccourcissement élastique du béton :

On admet que la perte de tension qui résulte du raccourcissement élastique du béton due à l'action des armatures de précontrainte et aux autres actions permanentes est égale à :

$$\sigma_e = \frac{1}{2} \frac{E_p}{E_{ij}} \sigma_{bi}$$

- E_{ij} : module du Young instantané de béton à 'j' jours, il est égal à $11000(f_{cj})^{1/3}$. Dans notre cas $E_{ij}=11000(40)^{1/3} = 37619,47$ MPa.

- E_p : module d'élasticité des armatures, $E_p=1,9.10^5$ MPa.

- $\sigma_{b(x)}$: contrainte normale du béton :

$$\sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_G} - \frac{M_P \times e}{I_G}$$

- $M(x)$: moment fléchissant dû au poids propre.

- e : excentricité de câble.

- $P = n.P_0 (1 - \Delta\sigma_{\phi \text{ Moy}} (\%))$.

Tableau II.8 : Les pertes par raccourcissement instantané.

Mg (MN)	E_{ij} (MPa)	e (m)	B (m ²)	I_G (m ⁴)	N câbles	σ_{bi}	σ_e (MPa)	σ_e (%)
3	37619,47	0,72	0,80	0,36	3	12,65	31,94	0,022

VI.4.2. Pertes différées :

Ce sont les pertes qui apparaissent dans le temps (retrait et fluage du béton, relaxation des aciers), engendrant ainsi une réduction progressive de la précontrainte dans le câble.

VI.4.2.1. Pertes dues au retrait du béton :

Le retrait du béton est un phénomène de raccourcissement du béton dans le temps provoqué par le départ de l'eau lors de son durcissement.

La valeur des pertes est donnée par la formule du BPEL :

$$\Delta\sigma_{ret} = \epsilon_r (1-r(t)) E_p$$

Avec :

- ϵ_r : le retrait total du béton, $\epsilon_r=2.10^{-4}$,

- t : Age du béton à la mise en tension des câbles.

- $r(t)$: fonction traduisant l'évolution du retrait en fonction du temps :

$$r(t) = \frac{t}{t + 9.r_m}$$

- r_m : rayon moyen de la poutre définie par :

$$r_m = \frac{B}{P}$$

- B : la section nette.

- P : le périmètre de la section.

Tableau VI. 8 Les pertes dues au retrait à 28 jours

Section	X=0	X=l/2
r_m (cm)	23,05	12,46
$r(t)$	0,12	0,2
$\Delta\sigma_{ret}$	33,48	30,41

A long terme, on peut écrire : $\Delta\sigma_{ret} = \varepsilon_r \cdot E_p$

Donc : $\Delta\sigma_{ret} = 38 \text{ MPa} = 0,0268 \%$.

VI.4.2.2. Pertes par fluage du béton :

Le fluage du béton est la déformation qui se produit sous l'effet d'une contrainte, les câbles étant ancrés dans le béton, vont subir la même déformation, donc une diminution de leur tension.

La perte due au fluage est donnée par :

$$\Delta\sigma_{fl} = 2,5 \cdot \sigma_b \cdot \frac{E_p}{E_{ij}}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \sigma_b = \frac{P}{B} + \frac{Pe^2}{I_G} - \frac{M_p \cdot e}{I_G} \\ P = n_{\text{câble}} \times P_0 (1 - \Delta\sigma_{inst}(\%)) \end{cases}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 96,48 \text{ MPa} = 0,082 \%$$

VI.4.2.3. Perte par relaxation de l'acier :

L'acier de précontrainte tendu subit une diminution de sa tension au cours du temps à cause du relâchement de ses fibres. C'est le phénomène de fatigue des matériaux ou relaxation.

La formule simplifiée donnée par le BPEL est la suivante :

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

ρ_{1000} : coefficient de relaxation des aciers à 1000 heures en % = 2.5%

μ_0 : 0,43 pour les armatures de très basse relaxation.

σ_i : tension initiale. $\sigma_i = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{inst}$.

Donc :

$$\Delta\sigma_{rel} = 61,57 \text{ MPa} = 0,043 \%$$

VI.4.2. Perte totale :

La perte totale des câbles de précontrainte est donnée par la relation suivante :

$$\Delta\sigma_{\infty} = \Delta\sigma_{inst} + \Delta\sigma_{diff}$$

Avec :

$$\Delta\sigma_{diff} = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \Delta\sigma_{rel}$$

$$\text{Donc : } \Delta\sigma_{\infty} = 287,8 = 20,32 \%$$

On constate que le pourcentage des pertes à long terme ne dépasse pas celui des pertes estimées à 25%. D'où le nombre de câble est de 3 (12T15).

VI.5. Calcul justificatif des poutres :

La vérification des contraintes revient à montrer qu'en tout point de la poutre les contraintes totales ne dépassent pas les limites admissibles.

VI.5.1. Définitions des sections :

On distingue différents types de sections, à savoir :

- Section brute : c'est la section du béton seul sans prendre en considération les trous des gaines et les aciers.
- Section nette : c'est la section comprenant la section brute et les trous des gaines.
- Section homogène : c'est la section comprenant la section nette et la section des armatures longitudinales de précontrainte multipliée par un coefficient d'équivalence.

Tableau VI. 9 Caractéristiques des sections.

	x=0		x=L/4		x=3L/8		x=L/2	
	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle
H (m)	1,90	2,15	1,90	2,15	1,90	2,15	1,90	2,15
B _{nette} (m ²)	1,38	1,87	0,80	1,29	0,80	1,29	0,80	1,28
V _n (m)	0,91	0,89	0,93	0,78	0,93	0,78	0,93	0,79
V'n (m)	0,99	1,26	0,97	1,37	0,97	1,37	0,97	1,37
I _{nG} (m ⁴)	0,45	0,83	0,36	0,70	0,36	0,70	0,36	0,70
ρ (%)	35,85	39,79	49,63	50,85	49,22	50,54	49,08	50,51

VI.5.2. Justification des contraintes aux états limites de service (ELS) :

On fait une vérification pour la classe II (admet une traction modérée), selon le règlement BPEL91.

VI.5.2.1. Contraintes admissibles en service :

Les valeurs limites des contraintes dans le béton sont :

- σ_{bc} : La contrainte admissible de compression dans le béton.
- σ_{bt} : La contrainte admissible de la traction dans le béton.

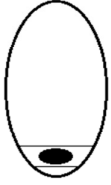
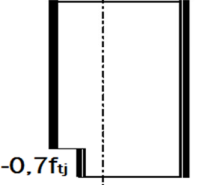
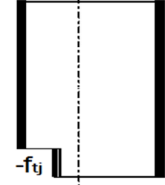
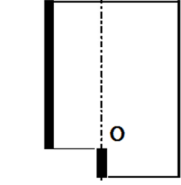
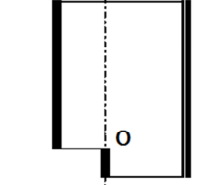
Classe	Exécution	Service			
		Rares		Fréquente	
					Quasi perm
Classe II	-1,5 f _{tj} 0,6 f _{cj}	-1,5 f _{tj} 0,6 f _{cj}	-1,5 f _{tj} 0,6 f _{cj}	-1,5 f _{tj} 0,6 f _{cj}	-1,5 f _{tj} 0,5 f _{cj}
					

Figure VI. 3 Valeur limites des contraintes dans le béton.

VI.5.2.2. Effort de précontrainte P :

La précontrainte enfin est, sauf prescription contraire du marché, représentée, pour les justifications aux ELS, par deux valeurs caractéristiques P1 et P2 avec :

$$\begin{cases} P1 = 1,02 P0 - 0,8 \Delta P \\ P2 = 0,98 P0 - 1,2 \Delta P \end{cases}$$

Tableau VI. 10 effort de précontrainte P.

	N cables	% Mt	$\Delta P(\%)$	P1	P2
Phase 1	3	50	3,6	3,54	3,34
Phase 2	3	100	7,2	6,87	6,38
Phase 3	3	100	13,76	6,49	5,82
Phase 4	3	100	20,32	6,12	5,25

VI.5.2.3. Justification des contraintes normales :

On va vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bt} \leq \sigma_y \leq \sigma_{bc}$$

Avec :

$$\sigma(y) = \frac{p}{B_n} + \frac{Pe_0 + M}{I_n} y$$

P : effort de précontrainte ;

B_n : surface nette de la section considérée ;

I_n : inertie nette de la section considérée ;

e₀ : excentricité du câble de précontrainte moyen ;

M : moment extérieur ;

y : les distances de son centre de gravité aux fibres extrêmes.

La vérification des contraintes normales se récapitule dans les tableaux ci-dessous :

Tableau VI. 11 Vérification des contraintes normales à l'ELS pour la phase 1 et 2.

		Phase 1				Phase 2				
		x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	
e (m)		-0,04	0,54	0,69	0,74	-0,04	0,54	0,69	0,74	
MEls		0,00	2,21	2,81	3,00	0	2,21	2,81	3	
σ_{Max} (MPa)	σ_{sup}	2,84	5,20	5,34	5,37	5,52	4,70	3,47	3,04	CV
	σ_{inf}	2,25	3,57	5,59	3,39	4,38	12,52	13,82	16,56	CV
σ_{Min} (MPa)	σ_{sup}	2,69	5,23	5,45	5,50	5,12	4,77	3,75	3,39	CV
	σ_{inf}	2,13	3,05	4,98	2,75	4,07	11,20	12,29	14,96	CV

Tableau VI. 12 Vérification des contraintes normales à l'ELS pour la phase 3 et 4.

		Phase 3				Phase 4				
		x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	
e (m)		0,23	0,94	1,09	1,14	0,23	0,94	1,09	1,14	
MEls		0	4,45	5,65	5,93	0	6,86	8,66	8,92	
σ_{Max} (MPa)	σ_{sup}	1,88	3,20	3,42	3,41	1,77	5,99	6,96	6,97	CV
	σ_{inf}	5,73	8,21	7,85	7,93	5,40	2,56	0,86	0,93	CV
σ_{Min} (MPa)	σ_{sup}	1,68	5,55	6,33	3,75	3,68	8,77	9,70	7,41	CV
	σ_{inf}	5,13	6,45	5,87	5,88	4,64	0,31	-1,67	-1,68	CV

Avec :

$$\sigma_{max} \begin{cases} \sigma_{sup} = \frac{P_1}{B_n} + \frac{(M-P_1 \times e).V_n}{I_{nG}} \\ \sigma_{inf} = \frac{P_1}{B_n} + \frac{(-M+P_1 \times e).V'_n}{I_{nG}} \end{cases} \quad \sigma_{min} \begin{cases} \sigma_{sup} = \frac{P_2}{B_n} + \frac{(M-P_2 \times e).V_n}{I_{nG}} \\ \sigma_{inf} = \frac{P_2}{B_n} + \frac{(-M+P_2 \times e).V'_n}{I_{nG}} \end{cases}$$

VI.5.2.4. Justification des contraintes tangentielles :

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

$$\begin{cases} \tau^2 \leq 0,4 \cdot f_{tj} (f_{tj} + \sigma_x) = \overline{\tau_1^2} \\ \tau^2 \leq 2 \cdot \frac{f_{tj}}{f_{cj}} (0,6 f_{cj} - \sigma_x) \times (f_{tj} + \sigma_x) = \overline{\tau_2^2} \end{cases}$$

si : $\sigma_x < 0,4 \cdot f_{cj}$ on a : $\tau_1 < \tau_2$ donc on vérifie juste que $\tau < \tau_1$

Avec :

$$\sigma_x = \frac{P}{B_n} \text{ avec : } P = \sum_{i=1}^3 P_i \cos \alpha_i$$

σ_x : Contrainte tangentielle ;

τ : Contrainte normale longitudinale au centre de gravité.

La contrainte tangentielle est donnée par la formule suivante :

$$\tau = \frac{V_{red} \cdot S_n(y)}{I_n \cdot b_n} \text{ avec : } V_{red} = V_{ser} - \sum_{i=1}^3 P_i \cos \alpha_i$$

-Vred : effort tranchant réduit ;

-Sn : moment statique nette par rapport à l'axe horizontal passant par le C.D.G de la section situé au-dessus de l'axe neutre, (on prend celle de la poutre + dalle) ;

-bn : largeur nette de la section ;

-In : moment d'inertie nette de la section.

Tableau VI. 13 Les valeurs des efforts Pcos α et Psin α .

	P (MN)	Pcos α	Psin α
α_1	1,90	1,89	0,12
α_2	1,90	1,89	0,17
α_3	1,90	1,88	0,21
Somme		5,68	0,50

Avec :

$$P = P_0 \cdot (1 - \Delta \sigma_T (\%))$$

Tableau VI. 14 Vérification des contraintes tangentielles.

Bn (m ²)	bn (m)	In (m ⁴)	Sn (m ³)	Vred (MPa)	σ_x (MPa)	τ_1 (MPa)	τ (MPa)
1,86	0,62	0,83	0,56	0,86	3,03	2,7	0,93

On a : $\tau = 0,93 < \tau_1 = 2,7$ MPa.

Donc : Les contraintes tangentielles est vérifié.

VI.5.3. Justifications de la poutre à l'ELU :

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

La première étape consiste à déterminer l'angle β_u que forment les billes de béton avec la fibre moyenne de la poutre, cette angle est donnée par :

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

Dans laquelle :

σ_x, σ_y : Les contraintes normales.

τ_u : Contraintes tangentielle ultime.

Tableau VI. 15 détermination l'angle β_u .

Bn (m ²)	bn (m)	In (m ⁴)	Sn (m ³)	Vred (MPa)	σ_x (MP)	τ_u (MPa)	β_u
1,86	0,62	0,83	0,56	0,61	3,03	1,45	22,05°

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

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

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

Tableau VI. 16 détermination de la section des armatures transversale.

τ_u (MPa)	f_e	f_{t28}	bn	γ_s
0,66	500	3	0,62	1,15

Qui donne :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 3,74 \text{ cm}, S_t = 15 \text{ cm} \Rightarrow A_t = 0,543 \text{ cm}^2$$

On prend une section minimale : $\begin{cases} \text{Zone d'about : HA10 et } S_t = 15 \text{ cm.} \\ \text{Zone médiane : HA10 et } S_t = 25 \text{ cm.} \end{cases}$

VI.5.4. Justifications du béton :

La justification concernant le béton consiste à vérifier que la contrainte de compression des bielles de béton demeure inférieure la contrainte ultime du béton. Cette vérification se traduit par le fait que la contrainte de cisaillement :

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

On a :

$$\begin{cases} \tau_u = 1,45 \text{ MPa} \\ f_{c28} = 40 \text{ MPa} \end{cases}$$

Donc :

$$\tau_u \leq 6,67 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Contrainte vérifié.}$$

VI.5.5. Etude de la zone d'about :

L'effort à l'ancrage introduit sur la poutre une forte contrainte de compression sur une faible surface de béton. Cet effort se diffuse ensuite sur une plus grande surface dans le corps de la poutre. Au bout d'une certaine distance, appelée longueur de zone de régularisation L_t :

$$L_t = h = 1,9 \text{ m.}$$

VI.5.5.1. Zone de surface :

On doit disposer un ferrailage de surface A_s ; donnée par la formule :

$$A_s = 0,04 \cdot \frac{P}{\sigma_s}$$

Avec :

$$\begin{cases} \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 434,78 \text{ MPa.} \\ P = P_0 \cdot (1 - \Delta\sigma_{inst}(\%)) = 2,21 \text{ MN.} \end{cases}$$

Qui donne :

$A_s = 2,04 \text{ cm}^2$, on prend une cadre HA12 près de la surface d'about.

VI.5.5.2. Effet d'éclatement :

La justification concerne :

- La vérification des contraintes du béton (traction & compression).
- Le ferrailage d'éclatement.

a) Contrainte de traction :

La contrainte maximale de traction σ_{tj} dans l'axe des armatures, susceptibles de provoquer l'éclatement du prisme doit être :

$$\sigma_{tj} = 0,5 \left(1 - \frac{a_j}{d_j} \right) \times \frac{P_{j0}}{b \times d_j} \leq 1,25 f_{tj}$$

Avec :

d_j : Hauteur du prisme symétrique.

a_i : Dimension moyenne dans le plan d'éclatement des organes d'ancrages.

b : Épaisseur de la pièce dans la direction perpendiculaire au plan d'éclatement considéré.

F_{tj} : force à l'origine du câble ancré au niveau j .

Tableau VI. 17 Paramètres de vérification des contraintes de traction.

a (m)	b (m)	d1 (m)	d2 (m)	d3 (m)	f_{t28} (MPa)	f_{c28} (MPa)
0,22	0,7	0,52	0,34	0,35	3	40

Tableau VI. 18 Vérification des contraintes de traction.

σ_t (MPa)	Cnd : $1,25 \cdot f_{t28}$	Obs
1,75	3,75	CV
1,67	3,75	CV
1,67	3,75	CV

b) Contrainte de compression :

A l'intérieur du prisme symétrique associé à chaque niveau d'ancrage « j », il y a lieu de vérifier que la contrainte moyenne de compression « » à l'extrémité de la zone de 1ère régularisation est :

$$\sigma_{tj} = \frac{P_{j0}}{b \times d_j} \leq \frac{2}{3} f_{tj}$$

Tableau VI. 19 Vérification des contraintes de compression.

σ_m (MPa)	Cnd : $2/3.f_{c28}$	Obs
4,59	26,67	CV
9,32	26,67	CV
9,05	26,67	CV

c) Ferrailage d'éclatement :

On calcule pour chaque ancrage la section d'acier transversale, tel que :

$$A_e = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 0,25 \left(1 - \frac{a_j}{d_j} \right) \times \frac{P_{j0}}{\sigma_{s,lim}} \\ 0,15 \frac{P_{j0}}{\sigma_{s,lim}} \end{array} \right.$$

On adopte une section d'acier de : $A_e = 7,65 \text{ cm}^2$.

On opte : cadres HA12 autour de chaque plaque d'ancrage.

VI.5.5.3. Justification de l'équilibre général de diffusion pure :

Un équilibre général de diffusion pure qui résulte de l'application à la poutre de répartition des forces concentrées P_i et réparties $\sigma(P_i)$ et $\tau(P_i)$. Cet équilibre général de diffusion pure traduit l'écart entre la résistance des matériaux et la distribution réelle des contraintes.

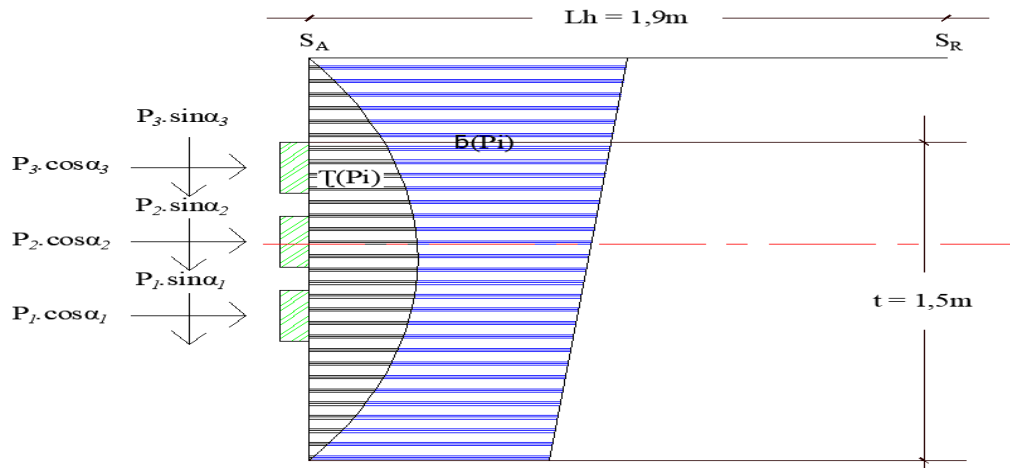


Figure VI. 4 concentration des contraintes.

Sur un plan de coupure quelconque on obtient les sollicitations suivantes :

-Effort tranchant : $V_x = \sum P_i \cos \alpha_i - X$

-Effort normal : $N_i = \sum P_i \cos \alpha_i - T$

Avec :

$$X = \int_0^t \sigma(P_i) b dt$$

$$T = \int_0^t \tau(P_i) b dt$$

On a :

$$\begin{cases} \sigma = \frac{P_v}{s} \pm \frac{P_v \cdot e_0 v(v')}{I} \\ \tau_{\max} = \frac{P_H \sin \alpha}{b_n \cdot Z} \end{cases}$$

	P (MN)	Pcos α	Psin α
$\alpha 1$	2,22	2,21	0,13
$\alpha 2$	2,22	2,20	0,19
$\alpha 3$	2,22	2,20	0,25

Dans laquelle :

$$\begin{cases} P = P_0 \cdot (1 - \Delta \sigma_{inst}(\%)) = 2,22 \text{ MN.} \\ P_v = \sum P \cos \alpha = 6,62 \text{ MN.} \\ P_H = \sum P \sin \alpha = 0,58 \text{ MN.} \end{cases}$$

Quand on remplace les efforts concentrés aux ancrages par une charge répartie uniforme sur la hauteur de l'ancrage, ce qui permet d'écarter l'effort tranchant V_x et le cisaillement τ_d .

✚ Cisaillement :

A chaque niveau d'ordonnée t , on calcule le cisaillement :

$$\tau_g = \tau_d + T$$

Où τ_d représente un cisaillement conventionnel dans le plan de coupure :

$$\tau_d = \frac{2 \times V_x}{b \times l_h}$$

On détermine le cisaillement maximum $\tau_{g\max}$ de tous les τ_g en fonction de t , on vérifie que :

$$\tau_{g\max} \leq 1,5 f_{tj} = 1,5 \times 3 = 4,5 \text{ MPa.}$$

Pour $t = 1,5\text{m}$:

$$V_{x, \max} = 1,42 \text{ MPa.}$$

$$T = 0,52 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{d, \max} = 2,06 \text{ MPa.}$$

$$b = 0,7 \text{ largeur de la poutre.}$$

Donc :

$$\tau_{g\max} = 2,58 \leq 1,5 f_{tj} \Rightarrow \text{Condition vérifié.}$$

✚ Armatures transversales :

Elles sont calculées par :

$$A_s = \frac{V_{Xe, \max} - N_{tc}}{2/3 \times f_e}$$

Avec :

$$V_{Xe, \max} = V_{x, \max} \left[1 - \left(\frac{f_{tj}}{3\tau_{d, \max}} \right) \right] = 1,09 \text{ MN.}$$

$$N_{tc} = P_h - T = 0,02 \text{ MN.}$$

Donc :

$A_s = 24,52 \text{ cm}^2$.

✚ Résumé :

$A_{\text{surface}} = 2,03 \text{ cm}^2$ près de la surface d'about.

$A_{\text{eclatement}} = 7,62 \text{ cm}^2$ ces aciers sont répartis sur une longueur $dj = 40\text{cm}$ à l'aval de S_A en s'assurant que chaque prisme j a au moins la section d'acier A_e sur la longueur dj .

$A_c = A_s - A_{\text{surface}} - A_{\text{eclatement}} = 14,87 \text{ cm}^2$. Ces aciers sont des aciers complémentaires distribués sur une longueur $2/3L_h$.

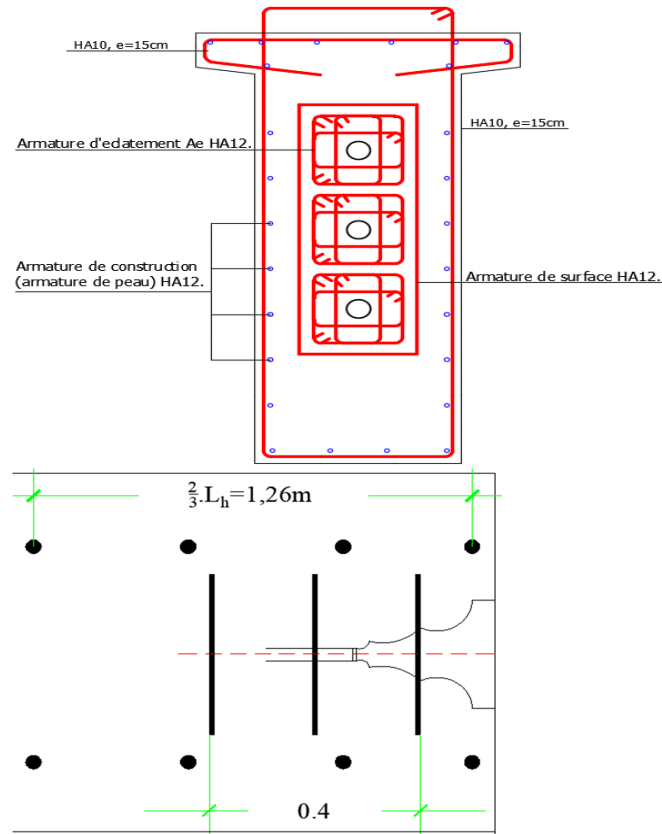


Figure VI. 5 Répartition des armatures d'about.

VI.5.6. Armatures des zones tendues :

Pour éliminer les contraintes de traction dans les zones tendues il est nécessaire de ferrailer la poutre avec des armature passive de traction.

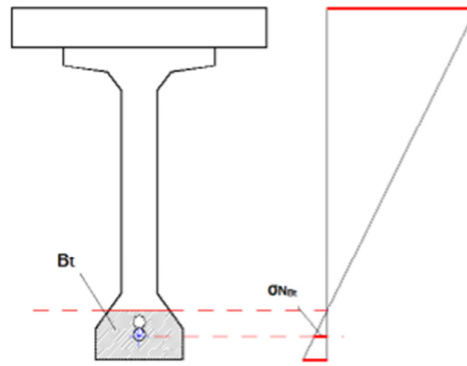
Pour déterminer la section d'armature A_s , on utilise la formule suivante :

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

σ_{Bt} : Valeur absolue de la contrainte maximale de traction.

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

B_t : Aire de la section du béton en traction.



Donc :
$$\begin{cases} \sigma_{Bt} = 1,68 \text{ MPa.} \\ N_{Bt} = \sigma_{N_{Bt}} \times Bt = 0,217 \text{ MN.} \\ Bt = 0,256 \text{ m}^2 \end{cases}$$

Qui donne : $A_s = 10,31 \text{ cm}^2$.

Choix des barres : 7HA14.

VI.5.7. Section minimale (armatures de peau) :

Pour les poutres de grande hauteur, il faut prévoir des armatures de peau de section au moins égale à 3 cm^2 par mètre linéaire de parement.

La section minimale de ses armatures est donnée par la formule suivante :

$$A_{min} \geq 0,23b \cdot d \cdot \frac{f_t}{f_e}$$

$$\text{Qui donne : } A_s = \begin{cases} 20,77 \text{ cm}^2, & \text{pour l'about } b = 0,7\text{m.} \Rightarrow \text{on prend HA12} \\ 7,41 \text{ cm}^2, & \text{pour la poutre médiane } b = 0,25\text{m.} \Rightarrow \text{on prend HA10} \end{cases}$$

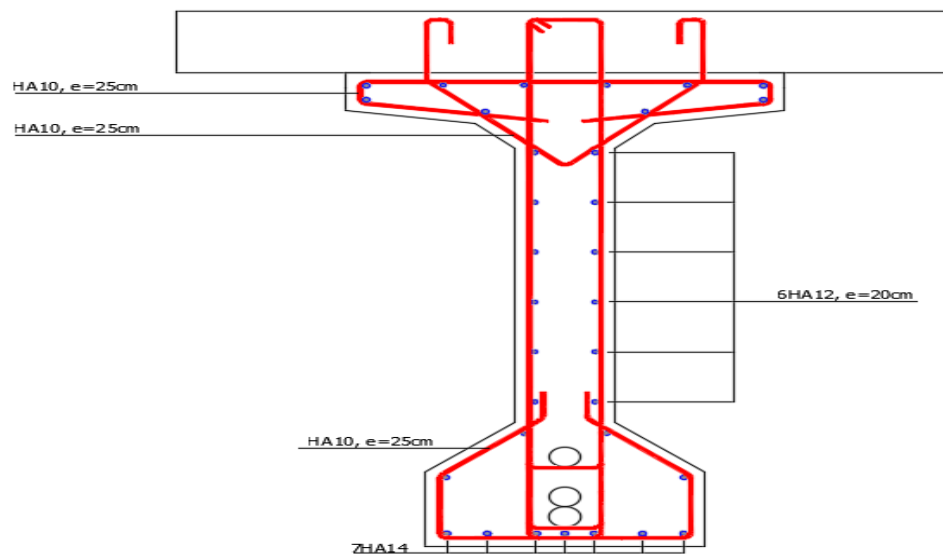


Figure VI. 6 Ferraillage de la poutre médiane.

VI.5. Conclusion :

L'étude du précontraint est une étude indispensable dans un pont à poutres. On constate que le pourcentage des pertes à long terme ne dépasse pas celui des pertes estimées à (25%), Donc on gardera le nombre de câbles calculé précédemment. Les contraintes en état de charge et en état vide sont vérifiées, mais on remarque qu'en zone de précontrainte continue qu'on doit renforcer par les armatures pour éviter la contrainte de traction.

CHAPITRE VII :
ETUDE DU TABLIER

VII.1. Etude de la dalle :**VII.1.1. Modélisation et évaluation des efforts :**

On prendra une longueur de l'hourdis égale à 1 m, les autres dimensions (largeur, épaisseur) sont prises égales aux dimensions réels.

Les charges à appliquer sur la dalle sont les mêmes actions définies au chapitre 2 (poids propre, poids des équipements, A(l), Bc, Bt, Mc120, D240), ainsi que leurs combinaisons correspondantes.



Figure VII. 1 modélisation de la dalle.

Les résultats obtenus sont donnés ci-dessous. Nous ne considérons que les efforts obtenus sous les combinaisons les plus défavorables à l'état limite de service (ELS) et à l'état limite ultime (ELU).

Tableau VII. 1 moments et efforts tranchants maximal pour la dalle.

Moment max (KN.m)		Effort tranchant (KN)
Sur appui	A mi- travée	
56,9	51,03	172,96

VII.1.2. Ferrailages de la dalle :

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

+ Ferrailage transversale de la nappe inférieure :

- Section d'acier : $A_s = 12,7 \text{ cm}^2$, On prend 8 HA16 avec $St=14 \text{ cm}$.
- Armature longitudinale de construction : $A_{s2} = A_s/3 = 4,23 \text{ cm}^2$, On prend 7 HA10 avec $St=16 \text{ cm}$.

+ Ferrailage transversale de la nappe supérieure :

- Section d'acier : $A_s = 11,5 \text{ cm}^2$, On prend 8 HA14 avec $St=14 \text{ cm}$.
- Armature longitudinale de construction : $A_{s2} = A_s/3 = 3,50 \text{ cm}^2$, On prend 7 HA10 avec $St=16 \text{ cm}$.

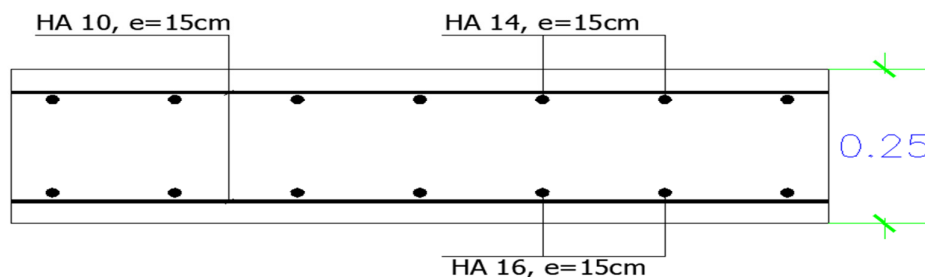


Figure VII. 2 Ferrailage de la dalle.

VII.2. Étude de l'entretoise :

Les entretoises ont pour rôle d'encastrer les poutres à la torsion et de raidir transversalement le tablier. Leur ferrailage doit bien entendu être capable de reprendre les efforts transmis par le tablier vers les appareils d'appuis.

VII.2.1. Évaluation des efforts :

L'entretoise sera assimilée à une poutre continue reposant sur quatre appuis supporte une charge uniformément répartie, notons que le Poids de la superstructure revient à l'entretoise.

Les vérins doivent soulever la charge permanent du tablier par l'intermédiaire des entretoises. Il sera toujours préférable d'avoir un nombre de points de soulèvement, ainsi important que possible.

On adopte le schéma statique suivant :

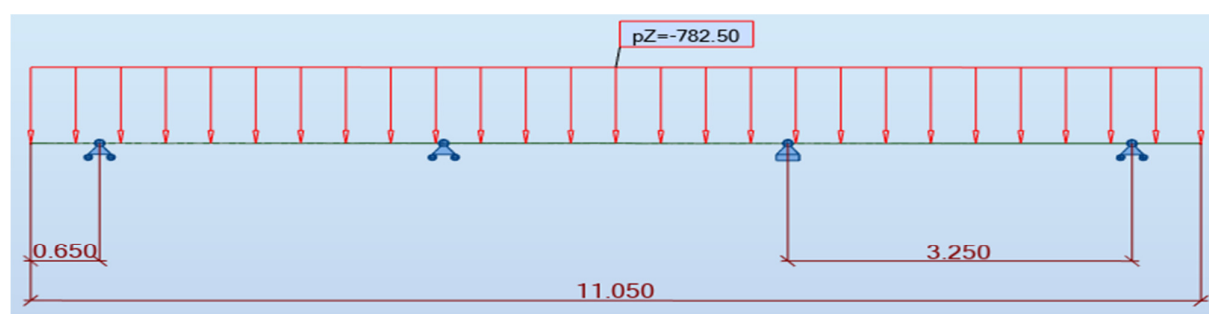


Figure VII. 3 Schéma statique de l'entretoise.

Les résultats obtenus sont donnés ci-dessous.

Tableau VII. 2 Tableau récapitulatif des efforts de l'entretoise.

	Moment max (KN.m)		Effort tranchant (KN)
	Sur appui	A mi- travée	
G_{tablier}	793,46	577,57	1464,84

VII.2.2. Ferrailages de l'entretoise :

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

✚ Ferrailage de la nappe supérieure :

Section d'acier : $A_s = 37,9 \text{ cm}^2$, On prend 9 HA25.

Armature de construction : $A_{s2} = A_s/3 = 12,63 \text{ cm}^2$, On prend 9 HA14.

✚ Ferrailage de la nappe inférieure :

Section d'acier : $A_s = 27,2 \text{ cm}^2$, On prend 9 HA20.

✚ Cadres transversales (effort tranchant) :

Pour les armatures transversales, on prendra des cadres HA16 avec un espacement de 15 cm dans la zone courante et 10 cm dans la zone de critique.

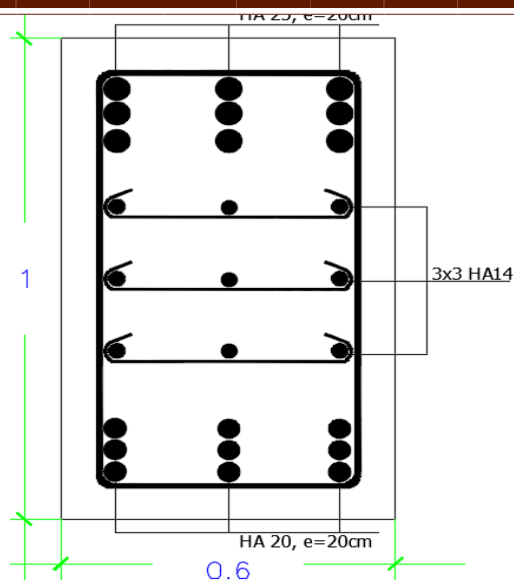


Figure VII. 4 Ferrailage de l'entretoise.

VII.3. Calcul des déformations :

Dès la fin de la mise en œuvre, le béton est soumis à des déformations, même en absence des charges. Les différentes déformations que peut subir une construction en béton sont :

- Les flèches et les rotations qui sont due essentiellement aux charges permanentes et surcharges.

VII.3.1. Calcul des flèches :

VII.3.1.1. Flèche due au poids propre :

Le poids propre est supposé comme étant une charge uniformément répartie (q/ml). La flèche est donnée par la formule suivante :

$$f_G = \frac{5 \times M_G \times L^2}{48 \times E_v \times I_e}$$

Avec :

$L=34,5m$.

$M_G=5,9 MN$.

$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 12653,82 MPa$ (module de déformation longitudinale différée).

I_e : moment d'inertie de la section équivalente (poutre+ dalle), $I_e = 0,73 m^4$.

Donc :

$f_G = 7,91 cm$.

VII.3.1.2. Flèche due aux surcharges :

La flèche due aux surcharges est donnée par l'expression suivante :

$$f_S = \frac{5 \times M_{max} \times L^2}{48 \times E_v \times I_e}$$

Avec :

$M_{max} = 2,9 MN$.

Donc :

$f_S = 3,90 cm$.

VII.3.1.3. Flèche due à la précontrainte (Contre-flèche) :

Pour une poutre de portée (L), soumise à un moment dont le diagramme est symétrique par rapport à l'axe de la poutre, la contre-flèche est calculée par l'intégrale de Maxwell-Mohr :

$$f_p = \int_0^{L/2} \frac{M_p \cdot \bar{M}}{E_v \times I_G} dx$$

Avec :

$\bar{M}$: Moment unitaire à mi-travée.

$M_p(x)$: Moment dû à la précontrainte, donné par l'expression suivante :

$$M_p(x) = \sum N_i \cdot e_{pi}$$

$$\begin{cases} N_i = \Sigma P_i \cos(\alpha_i) \\ P = P_0(1 - \Delta\sigma_T(\%)) \end{cases} ; e : \text{excentricité des câbles } -(v' - y_i).$$

Le tableau suivant présente les valeurs de la flèche dus au précontrainte.

Tableau VII. 3 La flèche dus au Précontrainte à l'about et à mi-travée.

Section	Câbles		Mp(MN.m)
	e (m)	Ni (MN)	
0L	0,12	1,88	-1,30
	-0,23	1,89	
	-0,59	1,89	
0,5L	-0,9	1,9	-6,32
	-1,15	1,9	
	-1,23	1,9	

$\int M_p(x) \bar{M} dx$: représente l'air du diagramme des moments de précontrainte.

Les diagrammes de M et $\bar{M}$ sont montrés dans le figure suivant :

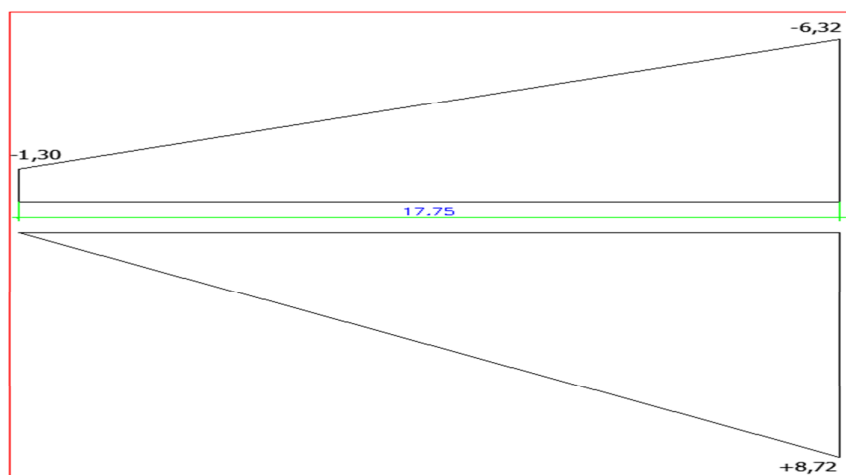


Figure VII. 5 diagramme de M et $\bar{M}$.

$$\int M_p(x) \bar{M} dx = -\frac{1}{6} (8,72) (17,25) (1,3 + 2 \times 6,32) = -349,47 \text{ MN.m}$$

Alors :

$$f_p = \frac{2 \times (-349,47)}{12653,82 \times 0,73} = -7,56 \text{ cm}$$

$$f_p = -7,78 \text{ cm.}$$

VII.3.1.4. Flèche de construction :

La flèche de construction est donnée par la formule suivante :

$$f_c = \frac{3}{4}(|f_p| - f_G) = \frac{3}{4}(7,56 - 7,91) = -0,26 \text{ cm}$$

VII.3.1.5. Flèche en service :

La flèche en service est donnée par :

- A vide : $f = f_G + f_p + f_c = 7,91 - 7,56 - 0,26 = 0,09 \text{ cm}$
- En charge : $f = f_G + f_p + f_s + f_c = 7,34 - 7,56 - 0,26 + 3,9 = 4 \text{ cm}$.

La flèche admissible : $(L/500 = 7,1 \text{ cm})$ doit être supérieure à la flèche calculée (4 cm), d'où la condition est vérifiée.

VII.3.2. Calcul des rotations :**VII.3.2.1. Rotation sous le poids propre :**

La rotation à l'appui est donnée par l'expression suivante :

$$\theta_G = \frac{M_G \times L}{3 \times E_V \times I_e}$$

Donc :

$$\theta_G = 0,00755 \text{ rad.}$$

VII.3.2.2. Rotation sous les surcharges :

L'expression de θ_S est donnée par :

$$\theta_S = \frac{M_S \times L}{3 \times E_V \times I_e}$$

Donc :

$$\theta_S = 0,00371 \text{ rad.}$$

VII.3.2.3. Rotation d'appui sous l'effet de la précontrainte :

L'expression de θ_p est donnée par :

$$\theta_p = \frac{1}{E_V I_e} \int_0^L M_p(x) \bar{M} dx$$

$\int M_p(x) \bar{M} dx$: représente l'air du diagramme des moments de précontrainte.

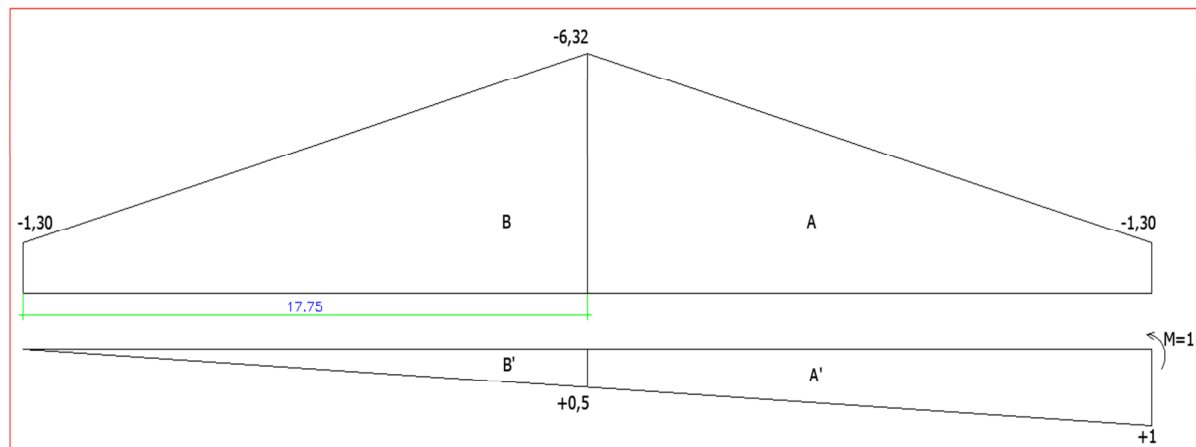


Figure VII. 6 diagramme de M et $\bar{M}$.

$$\int M_p(x) \bar{M} dx = A.A' + B.B'$$

$$A = -\frac{1}{6} 0.5 \times 17.75 \times (1.3 + 2(6.32)) = -20.62 \text{ MN.m}$$

$$B = -\frac{17.75}{6} [1(2 \times 1.3 + 6.32) + 0.5(1.3 + 2 \times 6.32)] = -47 \text{ MN.m.}$$

$$\Theta_p = -0.00732 \text{ rad.}$$

VII.3.2.4. Rotation totale :

$$\text{A vide : } \theta = \theta_p + \theta_G = 0.00022 \text{ rad.}$$

$$\text{En charge : } \theta = \theta_p + \theta_G + \theta_S = 0.0040 \text{ rad.}$$

VII.3. Conclusion :

La modélisation du tablier à l'aide du logiciel, m'a permis de déterminer les différents efforts sous différentes combinaisons. Ce qui m'a permis, par la suite, de procéder au calcul du ferrailage passif des éléments constructifs du tablier. Enfin nous avons terminé avec un calcul des déformations du tablier.

CHAPITRE □ :

EQUIPEMENTS DU TABLIER

□.1. Introduction :

On désigne par équipements l'ensemble de dispositifs de nature et de fonctionnement très divers, dont le but est de rendre un tablier de pont apte à remplir sa fonction, notamment vis-à-vis des usagers.

Parmi ces équipements, citons : Appareils d'appui ; dé d'appui et joints de chaussée.

□.2. Etude de l'appareil d'appui :

Le terme "Appareil d'appui" est attribué à un dispositif ayant pour rôle d'assurer la liaison entre la structure et son support et de transmettre aux appuis les efforts et les rotations supportés par le tablier d'un ouvrage d'art. Le schéma théorique du fonctionnement de la structure est étroitement lié aux degrés de liberté des appareils d'appui.

Pour mon pont on a opté pour des appareils d'appuis en élastomère frété qui sont constitués de feuillets d'élastomère en général de néoprène empilés avec interposition de tôles d'acier jouant le rôle de frettes. Ce type d'appareils d'appuis est plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton en raison des avantages qu'ils présentent :

- Facilité de mise en œuvre ;
- Facilité de réglage et de contrôle ;
- Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis.

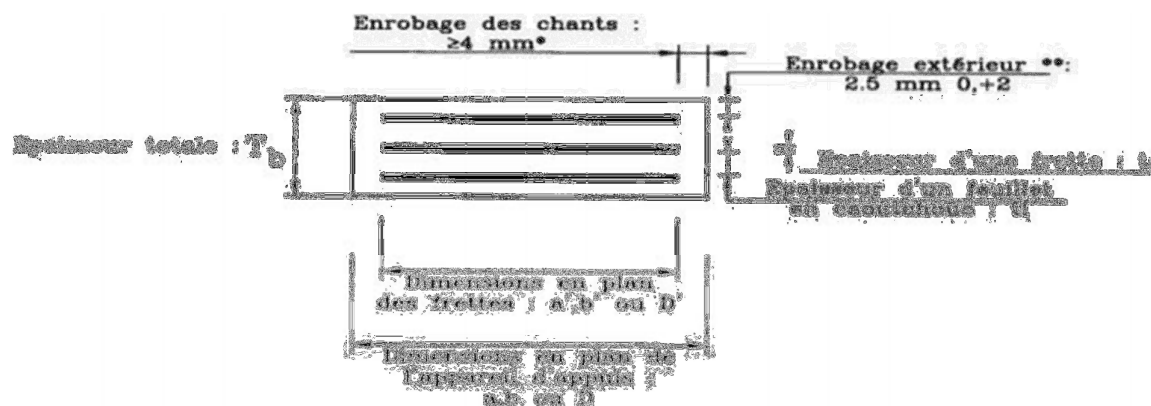


Figure □. 1 Constitution type d'un appareil d'appui de type B selon la norme NF EN 1337-3 (SETRA, 2007).

III.2.1. Dimensionnements de l'appareil d'appuis (Selon Guide Technique SETRA) :

III.2.1.1. Aire d'appareil d'appui :

La contrainte de compression moyenne doit être comprise entre 20 et 25 MPa sur la surface A' suivant la dimension de l'appareil d'appui.

L'appareil d'appui doit vérifier l'inégalité suivante :

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

$\sigma_{\max}$: la contrainte moyenne de compression due à l'effort $R_{\max}$ à ELU ;

$R_{\max}$: réaction d'appui à ELU.

$R_{\max} = 1,83 \text{ MN.}$

Qui donne :

$$a \times b \geq 915 \text{ cm} \times \text{cm}.$$

On prendra :

$$a \times b = 400 \times 350 \text{ mm}^2.$$

2.1.2. Dimensionnement des frettes :

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

$$\begin{cases} t_s \geq \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} \\ t_s \geq 2 \text{ mm}. \end{cases}$$

Avec :

$$\sigma_e = 235 \text{ kg/mm}^2.$$

$$\sigma_m = \frac{R_{max}}{a \times b} = 13,07 \text{ MPa}.$$

$$\beta = \frac{a \times b}{2 \times G \times (a + b)} = 10,37.$$

G : Module d'élasticité statique = 0,9 MPa.

Donc : $t_s = 2,15 \text{ mm}$.

On prendra : $t_s = 3 \text{ mm}$.

2.1.3. Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui T :

L'épaisseur nominale totale d'élastomère T est fixée par la condition de non-flambement, avec « a » est le plus grand côté :

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$$

Qui donne : $40 \text{ mm} \leq T \leq 80 \text{ mm}$.

Selon le tableau de dimensions en zone sismique en plan courantes (guide technique SETRA), l'épaisseur des feuillets d'élastomère égale à $t_i = 10 \text{ mm}$, et nous choisissons le nombre de feuillets d'élastomère égale à 6.

On prendra :

- Enrobage des chants : 4 mm.
- Enrobage extérieur (haut et bas) : 2,5 mm.

Donc : $T = 6 \times t_i + 2 \times 2,5 = 65 \text{ mm} < 80 \text{ mm}$.

L'épaisseur totale de l'appareil d'appui est : $T_d = 6 \times t_i + 7 \times t_s + 2 \times 2,5 = 86 \text{ mm}$.

III.2.2. Evaluation des efforts et déplacements horizontaux :**III.2.2.1. L'effort dû à la variation de la température :**

L'effort dû à la variation de la température est donné par l'expression suivante :

$$F_T = \frac{n.G.a.b.\Delta l_T}{T}$$

Avec :

n : le nombre des appareils appuis ($n = 7$).

G : module d'élasticité statique, $G = 0,9$ MPa.

a, b : les dimensions en plan de l'appareil.

T : l'épaisseur totale d'élastomère.

Δl_T : la variation de longueur en fonction de la température.

$$\Delta l_T = \alpha \cdot l_0 \cdot \Delta T$$

Où :

α : est le coefficient de dilatation thermique et vaut approximativement :

- Béton armé : $\alpha = 9,9 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$.
- Acier : $\alpha = 11,7 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

l_0 : moitié de la portée (chaque appui travail seul).

ΔT : la différence de température, en degrés Celsius, $\Delta T = 40 \text{ } ^\circ\text{C}$

$$\Delta l_T = 9,9 \times 10^{-6} \times 17,25 \times 40 = 0,0068 \text{ m.}$$

Donc :

$$F_T = \frac{7 \times 0,9 \times 0,4 \times 0,35 \times 0,0068}{0,065} = 92,69 \text{ KN.}$$

III.2.2.2. Les efforts dus aux variation de retrait et fluage :

Les efforts dus aux variation de retrait et fluage est donné par l'expression suivante :

$$F_{r+f} = \frac{n.G.a.b.\Delta l_{r+f}}{T}$$

Avec :

$$\Delta l_{r+f} = (\varepsilon_r + \varepsilon_f) \cdot l_0$$

$\varepsilon_r, \varepsilon_f$: déformation de retrait et fluage

$$\begin{cases} \varepsilon_r = 2 \times 10^{-4} \\ \varepsilon_f = 3,5 \times 10^{-4} \end{cases}$$

$$\Delta l_{r+f} = 0,0095 \text{ m.}$$

$$F_{r+f} = 128,738 \text{ KN.}$$

III.2.2.3. Déplacement dû au freinage :

Les efforts de freinage n'intéressent généralement pas la stabilité des tabliers, il y a lieu de les considérer pour la stabilité des appuis (piles et culées) et la résistance des appareils d'appui qui sont justifiés suivant les règles en usage.

Les efforts de freinage dus aux systèmes de charges A(L) et Bc représente un chargement horizontal.

✚ Système de charge A(l) :

On a :

$$F_{A(l)} = 155,37 \text{ KN.}$$

Donc :

$$\Delta l_{FA(l)} = \frac{F_{A(l)} \times T}{n \cdot G \cdot a \cdot b} = 0,0057 \text{ m.}$$

✚ Système de charge B_c :

On a :

$$F_{Bc} = 300 \text{ KN.}$$

Donc :

$$\Delta l_{Bc} = \frac{F_{Bc} \times T}{n \cdot G \cdot a \cdot b} = 0,011 \text{ m.}$$

2.3. Vérification des Appareils d'Appui :

2.3.1. Résistance à la compression :

On doit vérifier :

$$\sigma_m \leq 20 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\sigma_m = \frac{R_{max}}{a \times b} = 13,07 \text{ MPa.}$$

R_{max} : réaction d'appui à ELU.

$$R_{max} = 1,83 \text{ MN.}$$

$$\sigma_m = 13,07 \text{ MPa} < 20 \text{ MPa (Condition vérifiée).}$$

2.3.2. Sécurité au flambement :

On doit vérifier :

$$\gamma_s \cdot P_u \leq P_c$$

Avec :

$\gamma_s = 3$: coefficient partiel de sécurité,

P_u : valeur maximale des charges verticales sous les combinaisons d'état limite ultime,

La charge critique de l'appareil d'appui s'obtient par la formule suivante :

$$P_c = 4GBS^2 d/h$$

Avec :

B : aire nominale en plan de l'appui ($B = a \times b$),

d : somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur d'élastomère,

h : hauteur totale de l'appareil d'appui,

G : module de cisaillement statique, $G = 0,9 \text{ MPa}$.

S : facteur de forme (rapport de l'aire nominale en plan à la surface extérieure d'un feuillet).

$$S = \frac{a \times b}{2 \times t_i \times (a + b)}$$

Donc :

$$\gamma_s \cdot P_u = 5,49 \leq P_c = 6,64 \text{ MN (Condition vérifiée).}$$

2.3.3. Limitation de la distorsion :

La distorsion $\delta = \tan(\gamma)$, rapport de déplacement horizontal à l'épaisseur totale d'élastomère doit être limitée aux valeurs suivantes :

- Pour $P = \frac{P_u}{P_c} \leq 0,25$: $\delta \leq 0,7 + 4 \times (\delta_0 - 0,7)(0,25 - P)$
 $\delta_0 = \frac{c}{h_c}$
 c : petit côté pour un appui rectangulaire.
 h_c : épaisseur totale d'élastomère.

- Pour $P > 0,25$: $\delta \leq 1,4 \times (1 - 2P)$

On a :

$$P = 0,276 > 0,25.$$

Donc on doit vérifier :

$$\delta = \tan(\gamma) \leq \delta_c = 1,4 \times (1 - 2P)$$

$$\begin{cases} \delta_c = 0,63 \\ \delta = \frac{\gamma}{T_d} = 1,61 \end{cases}$$

Donc :

$$\delta > \delta_c \text{ (Condition non vérifiée).}$$

2.3.4. Condition de non glissement :

La stabilité au glissement de l'appareil d'appui doit être justifiée en tenant compte de la composant verticale du séisme selon les combinaisons :

On vérifiera :

$$H < f \cdot N$$

Où :

H : est l'effort horizontal.

N : l'effort de compression vertical.

f : coefficient de frottement.

$$f = 0,1 + 0,6/\sigma_m$$

σ_m : est la contrainte moyenne de la compression, $\sigma_m = \frac{N}{a \times b}$

- Pile :**

$$\begin{cases} N = 1,25 \text{ MN} \\ H = 0,4 \text{ MN} \\ \sigma_m = 8,95 \text{ MPa} \end{cases}$$

Qui donne :

$$H > f \cdot N = 0,17 \times 1,25 = 0,212 \text{ MN (Condition non vérifiée).}$$

- Culée :**

$$\begin{cases} N = 1,10 \text{ MN} \\ H = 0,36 \text{ MN} \\ \sigma_m = 8,11 \text{ MPa} \end{cases}$$

Qui donne :

$$H > f \cdot N = 0,18 \times 1,10 = 0,19 \text{ MN (Condition non vérifiée).}$$

Le projeteur sera souvent conduit à mettre en œuvre des dispositifs anti glissement (tiges fixées dans plaques d'ancrage sur les 4 coins).

III.3. Dés 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.

III.3.1. Dimensionnement des dés d'appuis :

Les dimensions (a1, b1, h) seront choisies de façon à inclure les appareils d'appuis, on choisit les dimensions suivantes :

$$\begin{cases} a1 = 0,50 \text{ m} \\ b1 = 0,45 \text{ m} \\ h = 0,20 \text{ m} \end{cases}$$

III.3.2. Ferrailage des dés d'appuis :

III.3.2.1. Armatures de chainage :

La section d'armatures de chainage peut être déterminée par des règles analogues à la méthode des bielles ou la méthode de reprise des efforts d'équilibre général. La section d'acier dans chaque direction doit être capable de reprendre un effort égale à 0,25 Rmax.

$$A_c = \frac{0,25 \times R_{max}}{\sigma_s} = \frac{0,25 \times 1,83}{434,78} = 10,52 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Soit 7 HA14.}$$

III.3.2.2. Armatures horizontale :

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, l'ensemble des armatures horizontales placées sous le chainage, devra reprendre un effort égal à 12,5% de la même descend de charge.

$$A_h = \frac{0,125 \times R_{max}}{\sigma_s} = \frac{0,125 \times 1,83}{434,78} = 5,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Soit 5 HA12.}$$

III.3.2.3. Frette supérieure :

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

$$A_h = \frac{0,04 \times R_{max}}{\sigma_s} = \frac{0,04 \times 1,83}{434,78} = 1,68 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Soit 3 HA10.}$$

III.3.2.4. 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.

$$A_h = \frac{0,1 \times R_{max}}{\sigma_s} = \frac{0,1 \times 1,83}{434,78} = 4,21 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Soit 4 HA12.}$$

VIII.4. Joint de chaussée :**VIII.4.1. Introduction :**

Les tabliers de ponts subissent des variations dimensionnelles longitudinales dues à des variations de température, du retrait, du fluage et des déformations d'exploitation. Il convient de rendre le tablier librement dilatable, donc de ménager un jeu à ses ou à une de ces extrémités.

VIII.4.2. Utilisation des joints :

Un joint est nécessaire sur un pont, un viaduc ou une passerelle dans tous les cas où il y a possibilité de mouvements relatifs entre deux éléments de structure de l'ouvrage et quand la zone du mouvement affecte la chaussée supportant la circulation.

Seules les structures en voûte, en cadre fermé ou en portique ouvert ne comportent pas de joints de chaussées en raison des faibles portées mais surtout parce qu'elles sont encastrées sur leurs appuis. Le joint est d'autant plus complexe que les mouvements relatifs sont importants et qu'il est plus ou moins affecté par le trafic routier.

VIII.4.3. Le souffle :

On appelle "souffle", ou parfois "jeu", d'un joint le déplacement relatif maximal prévisible des deux éléments en regard, mesuré entre leurs deux positions extrêmes

Les éléments ou paramètres nécessaires à la détermination du souffle du joint sont la température, le retrait, le fluage, les actions sismiques.

$$W = W_D + 0,3W_T + \frac{1}{3}W_S$$

Avec :

W : souffle totale du joint.

W_D : souffle des déformation différées (retrait, fluage).

W_T : souffle thermique.

W_S : souffle du séisme longitudinal.

Donc :

$$W = 0,04 \text{ m.}$$

VIII.4.4. Type de joint :

On choisit le type de joint de chaussée selon le souffle calculé.

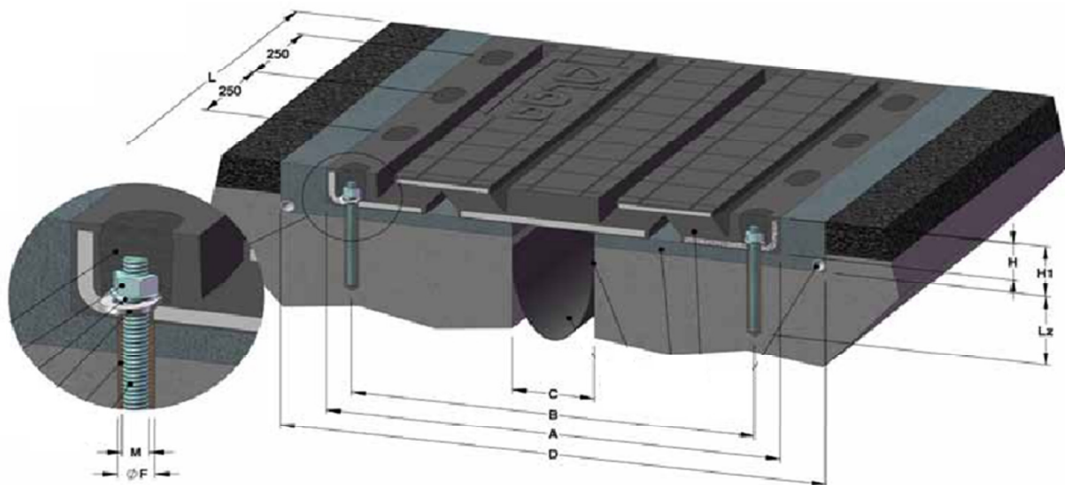


Figure □. 2 Joint du type T.

Tableau □. 1 Dimensions du joint de chaussée.

Type (mm)	Dimensions (mm)									
	A	B	C	D	L	Lz	H	H1	M	Øf
T140(±70)	590	500	80	750	2000	140	55	80	16x200	18

VIII.5. Conclusion :

On a vu dans ce chapitre le rôle de chacun des équipements du tablier ainsi que leurs méthodes de dimensionnement, afin d'assurer le confort des usages. L'aménagement du tablier avec ces équipements parmi les dernières étapes d'étude de la superstructure d'un pont, avant de passer à l'étude de l'infrastructure.

CHAPITRE IX :
ETUDE DE
L'INFRASTRUCTURE

IX.1. Introduction :

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causé par le sous dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales, les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

IX.2. Étude de la pile :

Les piles sont des appuis intermédiaires qui transmettent les efforts dus au tablier jusqu'au sol de fondation. Les piles jouent un rôle important dans le fonctionnement mécanique du tablier. Les piles sont constituées de plusieurs éléments :

Chevêtres :

C'est l'élément sur lequel repose les poutres et assure la transmission des charges aux fûts.

- Longueur : $L = 13,25$ m ;
- Largeur : $B = 3,50$ m ;
- Hauteur : $H = 1,75$ m.

Semelles :

Son rôle est de transmettre les efforts au sol.

- Epaisseur : $2,50$ m ;
- Largeur : 13 m ;
- Longueur : 13 m ;

Voile :

Son rôle est de transmettre les charges et les surcharges aux fondations.

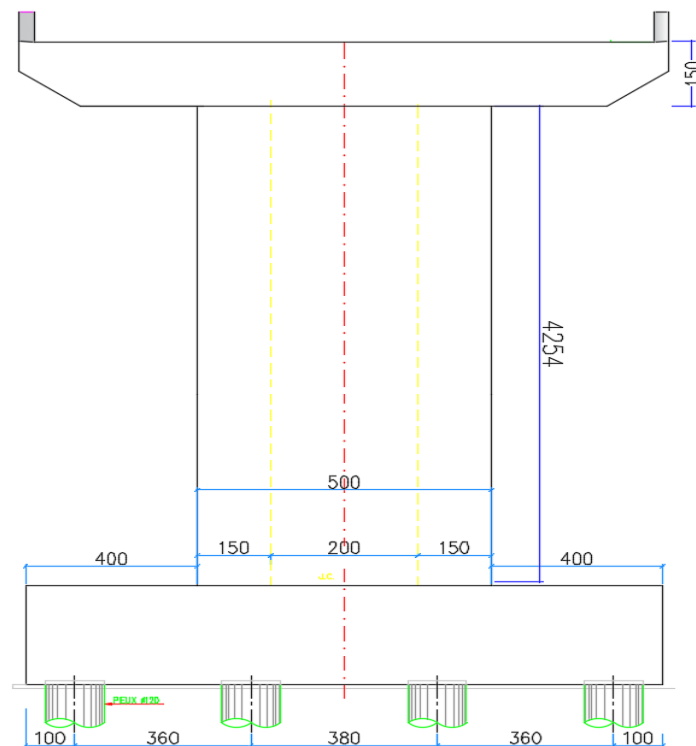


Figure IX. 1 Dimensions de la pile.

IX.2.1. Calcul Sismique / Selon RPOA :

Pour le mouvement sismique de calcul, la translation d'ensemble est définie par le coefficient d'accélération de zone A, un spectre de réponse horizontal valable pour les deux composantes horizontales du mouvement et un spectre de réponse verticale valable pour la composante verticale du mouvement.

IX.2.1.1. Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique :

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

- Le présent pont est de 2eme groupe ;
- Le sol est de catégorie S_2 (site ferme) ;
- L'ouvrage est classé en zone IIb ;
- L'accélération de zone A= 0,25.

IX.2.1.2. Composante Longitudinale du séisme :**a. Détermination de la raideur longitudinale de la structure :**

La raideur du système comprend la raideur du voile et la raideur des appareils d'appuis.

 **Pour la pile :**

$$K_{\text{Pile}} = \frac{3EI}{H^3}$$

Avec :

E : le module de déformation instantanée du béton (E = 33000 MPa).

I : inertie longitudinale du voile.

H : la hauteur de la pile.

Tableau IX. 1 Raideur longitudinale de la pile.

Piles	H (m)	I (m ⁴)	k _{Pile} (MN/m)
P1	12,78	5,66	268,45
P2	22,52	5,66	49,06
P3	42,54	5,66	7,28
P4	41,23	5,66	7,99
P5	28,5	5,66	24,21
P6	21,5	5,66	56,38
P7	18,92	5,66	82,73
P8	14,84	5,66	171,45
P9	11,86	5,66	335,89
P10	11,12	5,66	407,51

 **Pour l'appareil d'appui :**

$$K_{\text{Appareil d'appui}} = G \times \frac{a \times b}{T}$$

Avec :

G : module d'élasticité dynamique (G = 1,2 MPa).

a, b : les dimensions en plan de l'appareil.

T : l'épaisseur totale d'élastomère.

Donc :

$$K_{\text{Appareil d'appui}} = 1,2 \times \frac{0,4 \times 0,35}{0,065} = 2,58 \text{ MN/m.}$$

 **Raideur des appuis :**

$$K_{\text{Appui}} = \frac{1}{\frac{1}{K_{\text{Pile}}} + \frac{1}{n_{\text{Appareil}} \times K_{\text{Appareil}}}}$$

Tableau IX. 2 Raideur longitudinale des appuis.

Piles	k_{Pile} (MN/m)	$k_{\text{Ap-d'appui}}$ (MN/m)	$n_{\text{A-Apps}}$	K_{Appui} (MN/m)
P1	268,45	2,58	14	31,89
P2	49,06	2,58	14	20,83
P3	7,28	2,58	14	6,06
P4	7,99	2,58	14	6,55
P5	24,21	2,58	14	14,50
P6	56,38	2,58	14	22,04
P7	82,73	2,58	14	25,17
P8	171,45	2,58	14	29,88
P9	335,89	2,58	14	32,67
P10	407,51	2,58	14	33,23

 **Raideur de la culée :**

On considère uniquement la rigidité de l'appareil d'appui, parce que la culée est un élément infiniment rigide.

$$K_{\text{culée}} = n_{\text{Appareil}} \times K_{\text{Appareil}}$$

Tableau IX. 3 Raideur longitudinale de la culée.

Culées	$k_{\text{Ap-d'appui}}$	$n_{\text{A-Apps}}$	$K_{\text{Culée}}$
	(MN/m)		(MN/m)
C1	2,58	7	18,09
C2	2,58	7	18,09

Donc la raideur longitudinale de la structure :

$$K_{\text{longitudinale}} = \sum K_{\text{Appui}} + \sum K_{\text{culée}}$$

$$K_{\text{longitudinale}} = 259 \text{ MN/m.}$$

b. Détermination des actions longitudinales :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$S_a(T, \xi) \left(\frac{m}{s^2} \right) = \begin{cases} AgS \left(1 + \frac{T}{T_1} (2,5\eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta AgS & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta AgS \frac{T_2}{T} & T_2 \leq T \leq 3,0S \\ 2,5\eta AgS \frac{3T_2}{T^2} & T \geq 3,0S \end{cases}$$

Avec :

g : Accélération de la pesanteur = 9.81 m/s².

T1 , T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

S : Coefficient de site

A : Coefficient d'accélération de zone, A = 0,25.

η : Facteur de correction de l'amortissement $\eta = (7 / (2 + \xi))^{1/2} = 1.00$

ξ : Taux d'amortissement, $\xi = 5.00 \%$ (structure en béton armé)

Tableau IX. 4 valeurs de T1, T2 et S pour la composante horizontale.

Site	S1	S2	S3	S4
T_1	0,15	0,15	0,20	0,20
T_2	0,30	0,40	0,50	0,70
S	1	1,1	1,2	1,3

Type de sol S2 :

$$\begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.40 \text{ s} \\ S = 1.10 \end{cases}$$

La période fondamentale propre T de l'ouvrage a pour expression :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}} = 1,32 \text{ s}$$

K : la raideur longitudinale du système.

M : la Masse de la Structure, M = 114708,91 KN = 11470891 Kg.

**Evaluation des forces statiques équivalentes du tablier :**

On a :

$$T_2 = 0,4 < T = 1,48 < 3,00 \text{ s}$$

Donc : Sa est donnée par l'expression suivante :

$$S_a = 2,5 \times A \times \eta \times S \times g \times \frac{T_2}{T}$$

$$S_a = 2,04 \text{ m/s}^2$$

On applique au tablier une force horizontale statique équivalente F donnée par l'expression suivante :

$$F = M \times S_a$$

$$F = 23402,95 \text{ KN}$$

✚ Déplacement du tablier par rapport au sol :

Le déplacement a pour expression :

$$d_{Longitudinale}^{Tablier} = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 \times S_a$$

$$d_{Longitudinale}^{Tablier} = 0,08 \text{ m}$$

✚ Répartition des efforts :

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

$$F_i = \frac{K_i}{K} \times F$$

Tableau IX. 5 Répartition des efforts horizontales sur chaque appui.

Piles	K _{appui} (MN/m)	K _{Log} (MN/m)	F (kN)	F _{appui} (kN)
C1	18,09	259,00	23402,9	1634,8
P1	31,89	259,00	23402,9	2881,2
P2	20,83	259,00	23402,9	1881,8
P3	6,06	259,00	23402,9	547,6
P4	6,55	259,00	23402,9	591,7
P5	14,50	259,00	23402,9	1310,5
P6	22,04	259,00	23402,9	1991,5
P7	25,17	259,00	23402,9	2274,7
P8	29,88	259,00	23402,9	2699,8
P9	32,67	259,00	23402,9	2951,6
P10	33,23	259,00	23402,9	3003,0
C2	18,09	259,00	23402,9	1634,8

IX.2.1.3. Composante transversale du séisme :

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

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

En direction transversale, le tablier peut être supposé comme étant rigide si :

$$\frac{L}{B} \leq 5$$

Où :

L : la longueur totale du tablier.

B : la largeur du tablier.

Dans notre cas, on a :

$$\frac{L}{B} = \frac{392,74}{13,25} = 29,64 > 5$$

Donc : le tablier est flexible.

 Modèle de tablier flexible (Modèle de la pile indépendante) :

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

$$F_i = M_i \times S_a$$

Où :

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

Tableau IX. 6 Raideur transversale de la structure et Répartition des efforts transversaux sur chaque appui.

Appui	K_i (MN/m)	M_i Kg	T_i s	s_a m/s ²	F_i KN
P1	33,92	1 350 150,00	1,25	2,15	2 905,50
P2	26,49	1 447 550,00	1,47	1,84	2 658,88
P3	10,44	1 647 750,00	2,50	1,08	1 780,80
P4	11,15	1 634 650,00	2,41	1,12	1 833,07
P5	20,78	1 507 350,00	1,69	1,59	2 402,83
P6	27,45	1 437 350,00	1,44	1,88	2 696,80
P7	29,73	1 411 550,00	1,37	1,97	2 781,60
P8	32,76	1 370 750,00	1,29	2,10	2 877,02
P9	34,35	1 340 950,00	1,24	2,17	2 913,97
P10	34,66	1 333 550,00	1,23	2,19	2 918,96
C1/C2	18,09	518 425,00	1,06	2,54	2 019,14

Avec :

$$K_i = \begin{cases} \frac{1}{\frac{1}{K_{\text{Pile}}} + \frac{1}{n_{\text{Appareil}} \times K_{\text{Appareil}}}} & \text{Pour les appuis (P).} \\ n_{\text{Appareil}} \times K_{\text{Appareil}} & \text{Pour la culée (C1/C2).} \end{cases}$$

$$T_i = 2\pi \sqrt{\frac{M_i}{K_i}}$$

IX.2.1.4. Composante Verticale :

Toutefois, il est important de calculer les réactions d'appui sous séisme vertical pour vérifier les appareils d'appui et, en particulier, se prémunir contre des risques de soulèvement ou plus couramment contre le risque de cheminement d'un appareil en élastomère fretté.

Le risque de soulèvement sous sollicitation dynamique est moins grave que sous sollicitation statique. S'il se présente, il convient de guider le tablier de sorte qu'il ne s'échappe pas de ses appuis. Il n'est en général pas nécessaire de prévoir un dispositif lourd anti-soulèvement pour les ouvrages courants.

Les vibrations verticales du tablier sont complexes. Lorsque le tablier repose simplement sur ses appuis (pas d'encastrement), les réactions d'appui R_i peuvent être calculées simplement à l'aide de la relation suivante :

$$R_i = a \times b \times \mu \times L$$

Où :

L : longueur travée.

μ : masse linéique du tablier, $\mu = 29207,04 \text{ kg/ml}$.

a : Le paramètre a caractérise l'accélération du sol en fonction de la classe de l'ouvrage, de la zone sismique et de la géologie du site du projet

b : paramètre dépendant de la réaction d'appui considérée et du rapport de travée

Tableau IX. 6 Les réactions d'appui sous séisme vertical.

Piles	a	b (MN/m)	R_i (kN)
C1	5,25	0,24	1306,431
P1	5,25	0,64	3483,816
P2→P9	5,25	0,9	4899,116
P10	5,25	0,64	3483,816
C2	5,25	0,24	1306,431

IX.2.1.5. Combinaison des composantes de l'action sismique :

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

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

$$E_{\text{long}}^{\text{comb}} = E_{\text{long}} + 0,3 \times (E_{\text{trans}} + E_{\text{vert}})$$

$$E_{\text{trans}}^{\text{comb}} = E_{\text{trans}} + 0,3 \times (E_{\text{long}} + E_{\text{vert}})$$

$$E_{\text{vert}}^{\text{comb}} = E_{\text{vert}} + 0,3 \times (E_{\text{trans}} + E_{\text{long}})$$

Tableau IX. 7 Combinaison des composantes de l'action sismique.

Appui	E _{long} (KN)	E _{trans} (KN)	E _{vert} (KN)	E _{long} ^{comb} (KN)	E _{trans} ^{comb} (KN)	E _{vert} ^{comb} (KN)
C1	1634,80	1 314,96	1306,43	2 421,21	2 197,33	2 191,36
P1	2881,23	2 905,50	3483,82	4 798,02	4 815,01	5 219,83
P2	1881,75	2 658,88	4899,12	4 149,15	4 693,14	6 261,31
P3	547,56	1 780,80	4899,12	2 551,53	3 414,80	5 597,62
P4	591,68	1 833,07	4899,12	2 611,33	3 480,31	5 626,54
P5	1310,52	2 402,83	4899,12	3 501,11	4 265,72	6 013,12
P6	1991,49	2 696,80	4899,12	4 270,27	4 763,98	6 305,60
P7	2274,73	2 781,60	4899,12	4 578,94	4 933,76	6 416,02
P8	2699,82	2 877,02	4899,12	5 032,66	5 156,70	6 572,17
P9	2951,63	2 913,97	4899,12	5 295,55	5 269,19	6 658,80
P10	3002,95	2 918,96	3483,82	4 923,78	4 864,99	5 260,39
C2	1634,80	1 314,96	1306,43	2 421,21	2 197,33	2 191,36

IX.2.2. Evaluation des efforts :**IX.2.2.1. Les charges verticales :****Les charges permanentes :**

- Poids propre du tablier :

Le poids propre de tablier $P_t = 10368,5$ KN.

- Poids propre du chevêtre :

$$N_{ch} = V_{ch} \times \rho_{béton} = 13,25 \times 3,50 \times 1,75 \times 25 = 2028,91 \text{ KN}$$

- Poids propre du voile :

$$N_{Voile} = V_{Voile} \times \rho_{béton} = 8508 \text{ KN}$$

- Poids propre de la semelle :

$$N_{semelle} = V_{semelle} \times \rho_{béton} = 2,50 \times 13,00 \times 13,00 \times 25 = 10562,5 \text{ KN}$$

Les surcharges :

Les réactions des surcharges sur pile sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Tableau IX. 8 Réactions des surcharges sur pile.

les surcharges	Deux travées chargées
	N (KN)
(Al)	2226,66
(Bc)	1585,08
Mc120	1138,27
D240	2114,78

IX.2.2.2. Les charges horizontales :

Tableau IX. 9 Les charges horizontales sollicitant la pile.

Efforts	Deux travées chargées	Deux travées chargées
	H (KN)	M (KN.m)
f al	155,37	7269,6
f bc	150,00	7018,5
H _{f+T}	128,74	6023,65
H _{T°}	92,69	4337,03

IX.2.2.3. Combinaison des charges :

Le résultat des combinaisons les plus défavorable est montré dans le tableau : (détail de calcul voir annexe C).

Tableau IX. 10 Les combinaisons les plus défavorable des actions sollicitant la pile.

Etat	combinaison	N(KN)	H(KN)	M(KN.m)
ELU	1,35G + 1,6Q + 0,9T	46044,34	505,80	23666,60
ELS	G + 1,2Q + 0,9T	34139,9	370,79	17349,38

IX.2.3. Evaluation des charges Sismique :

IX.2.3.1. Evaluation de la période transversale et longitudinale :

La période transversale et longitudinale de l'ouvrage est donnée par la formule suivante :

$$T = 1,784 \sqrt{\frac{\rho A L^4}{EI}}$$

Avec :

ρ : masse volumique du matériau de l'appui, $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$.

E : module de Young du matériau de l'appui, E = 33000 MPa.

A : section équivalente (en m^2) de l'appui, $A = L/M$

L : la hauteur de la pile.

M : masse du chevêtre + masse du voile.

Donc :

$$\begin{cases} T_{transv} = 0,82 \text{ s} \\ T_{long} = 1,17 \text{ s} \end{cases}$$

IX.2.3.2. Composantes horizontales :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$S_a(T, \xi) \left(\frac{m}{s^2} \right) = \begin{cases} AgS \left(1 + \frac{T}{T_1} (2,5\eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta AgS & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta AgS \frac{T_2}{T} & T_2 \leq T \leq 3,0S \\ 2,5\eta AgS \frac{3T_2}{T^2} & T \geq 3,0S \end{cases}$$

On a :

$$T_1 \leq T_{\text{transv}} \leq T_2 \Rightarrow S_{a,\text{tran}} = 3,26 \text{ s.}$$

$$T_1 \leq T_{\text{long}} \leq T_2 \Rightarrow S_{a,\text{long}} = 2,3 \text{ s.}$$

IX.2.3.3. Composante Verticale :

Le spectre de réponse élastique pour la composante verticale est donné par :

$$S_a^V(T) \left(\frac{m}{s^2} \right) = \begin{cases} \alpha Ag \left(1 + \frac{T}{T_1} (2,5\eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\alpha\eta Ag & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\alpha\eta Ag \frac{T_2}{T} & T_2 \leq T \leq 3,0S \\ 2,5\alpha\eta Ag \frac{3T_2}{T^2} & T \geq 3,0S \end{cases}$$

Avec :

α : coefficient qui tient compte de l'importance de la composante verticale en zone de forte sismicité :

- $\alpha = 0,7$ pour les zones I, IIa, et IIb
- $\alpha = 1$ pour les zones sismiques III.

On utilise la relation 2 qui correspond à la zone maximale du spectre de réponse :

$$S_{a,\text{ver}} = 4,29 \text{ s.}$$

IX.2.3.4. Efforts provenant du Tablier :

Pour la détermination des efforts provenant du tablier, la combinaison suivante est à considérer :

$$G + 0,2Q + 0,4T.$$

Les efforts provenant du tablier sont présentés dans le tableau suivant :

Efforts provenant du tablier		
	Rmax	Rmin
N (MN)	10,81	10,60
V(MN)	0,20	0,20
M _L (MN.m)	8,38	8,33

IX.2.3.5. Efforts provenant de la pile :

L'effort provenant de la pile est l'effort normale verticale N provoqué par le poids propre de la pile :

$$PPp = P_{\text{Chevêtre}} + P_{\text{Voile}}$$

$$PPp = 2,03 + 8,51 = 16,40 \text{ MN.}$$

IX.2.3.6. Efforts provenant de la semelle :

L'effort dû au poids de la semelle est l'effort normale verticale N provoqué par le poids propre de la semelle :

$$N_{\text{semelle}} = V_{\text{semelle}} \times \rho_{\text{béton}}$$

$$N = 2,5 \times 13 \times 13 \times 25 = 10,56 \text{ MN.}$$

IX.2.3.7. Les efforts sismiques :

Tableau IX. 11 Efforts sismiques sollicitant la pile.

	Semelle	Tablier		Pile	
		Base de la pile	Base de fondation	Base de la pile	Base de fondation
V_L (MN)	2,64	2,22	2,22	2,42	2,42
V_T (MN)	2,64	3,12	3,12	3,43	3,43
M_L (MN.m)	3,30	93,6	99,1	51,4	57,5
M_T (MN.m)	3,30	131,87	139,62	73,02	81,6
N (MN)	0,79	5,96	5,96	4,8	4,8

Avec :

$$V_{\text{semelle}} = N_{\text{semelle}} \times K_h$$

$$M_{\text{semelle}} = V \times \frac{2,5}{2}$$

$$N_{\text{Sis,semelle}} = N_{\text{semelle}} \times K_v$$

 K_h : Coefficient sismique horizontal, $K_h = A = 0,25$.

 K_v : Coefficient sismique vertical, $K_v = 0,3$. $K_h = 0,08$.

$$N_{\text{pile}} = M_{\text{voile+chevêtre}}(t) \times S_{a, \text{ver}}$$

$$V_{L, \text{pile}} = M_{\text{voile+chevêtre}}(t) \times S_{a, \text{long}}$$

$$V_{T, \text{pile}} = M_{\text{voile+chevêtre}}(t) \times S_{a, \text{tran}}$$

IX.2.3.8. Combinaisons des directions :

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

$$E_1 = E_{\text{long}} + 0,3 \times (E_{\text{trans}} + E_{\text{vert}})$$

$$E_2 = E_{\text{trans}} + 0,3 \times (E_{\text{long}} + E_{\text{vert}})$$

$$E_3 = E_{\text{vert}} + 0,3 \times (E_{\text{trans}} + E_{\text{long}})$$

Avec :

$$\text{Base de pile : } \begin{cases} E_{\text{long}} = \sqrt{V_{L, \text{pile}}^2 + V_{L, \text{tab}}^2} \\ E_{\text{trans}} = \sqrt{V_{T, \text{pile}}^2 + V_{T, \text{tab}}^2} \\ E_{\text{vert}} = \sqrt{N_{\text{pile}}^2 + N_{\text{tab}}^2} \end{cases} \quad \text{Base de fondation : } \begin{cases} E_{\text{long}} = \sqrt{V_{L, \text{pile}}^2 + V_{L, \text{tab}}^2 + V_{L, \text{Sem}}^2} \\ E_{\text{tran}} = \sqrt{V_{T, \text{pile}}^2 + V_{T, \text{tab}}^2 + V_{L, \text{Sem}}^2} \\ E_{\text{vert}} = \sqrt{N_{\text{pile}}^2 + N_{\text{tab}}^2 + V_{L, \text{Sem}}^2} \end{cases}$$

Tableau IX. 12 Combinaisons des directions de la pile.

	Base de la pile			Fondation		
	E_1	E_2	E_3	E_1	E_2	E_3
V_L (MN)	5,52	1,66	1,66	6,12	1,84	1,84
V_T (MN)	2,47	8,23	2,47	2,59	8,64	2,59
M_L	165,97	49,79	49,79	179,07	53,72	53,72
M_T	71,12	237,08	71,12	76,98	256,59	76,98

N (MN)	2,77	2,77	9,22	2,78	2,78	9,25
--------	------	------	------	------	------	------

IX.2.3.9. Combinaisons d'action :

Les combinaisons à prendre en compte et les coefficients partiels de sécurité sont les suivantes :

$$\text{Comb 1} = E_1 + R_{\max} + PPp$$

$$\text{Comb 2} = E_2 + R_{\max} + PPp$$

$$\text{Comb 3} = E_3 + R_{\max} + PPp$$

$$\text{Comb 4} = R_{\min} - E_1 + PPp$$

$$\text{Comb 5} = R_{\min} - E_2 + PPp$$

$$\text{Comb 6} = R_{\min} - E_3 + PPp$$

Le résultat des combinaisons les plus défavorable est montré dans le tableau : (détail de calcul voir annexe C).

Tableau IX. 13 Les combinaisons les plus défavorable des actions sismiques.

	Base de la pile	Base de fondation
V _{max} (MN)	4,63	5,33
M _{max} (MN.m)	150,64	170,62
N _{max} (MN)	28,87	29,7

IX.2.4. Etude du chevêtre :**IX.2.4.1. Calcul des moments fléchissant et effort tranchant :**

L'étude du chevêtre est faite à l'aide de logiciel AUTODESK ROBOT 2020. Les diagrammes du moment et de l'effort tranchant sont illustrés dans les figures suivantes :

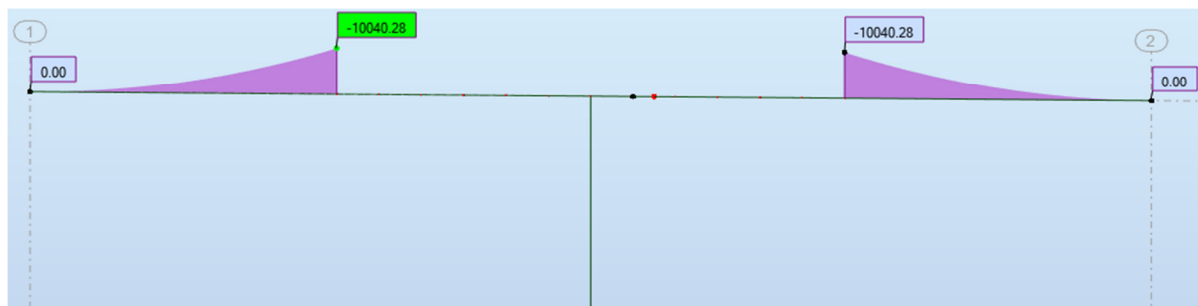


Figure IX. 2 Diagramme de moment fléchissant à l'ELU du chevêtre.

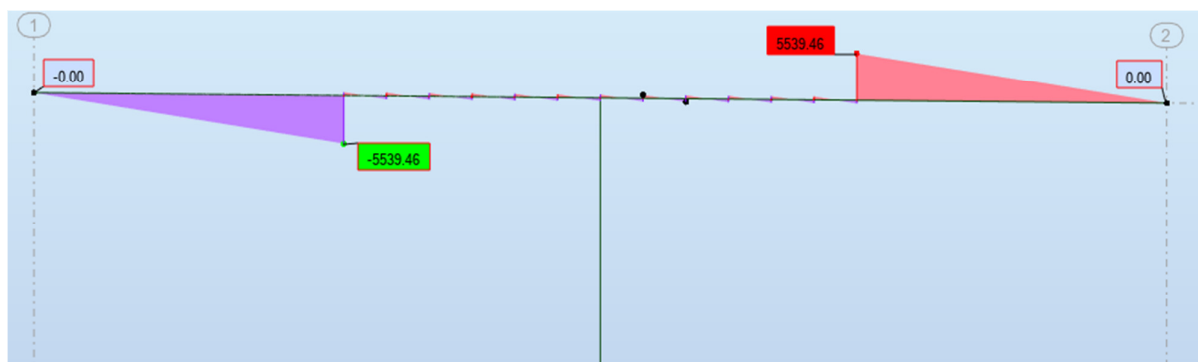


Figure IX. 3 Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU du chevêtre.

✚ Ferrailage du chevrete :

$A_s = 140,6 \text{ cm}^2$ Donc : on prend 18 HA32 avec $S_t = 20 \text{ cm}$.

Pour les armatures transversales, on prendra des cadres HA16 avec un espacement de 20 cm dans la zone courante et 10 cm dans la zone de critique.

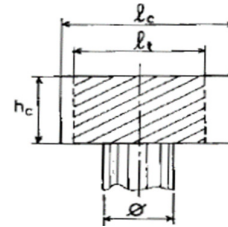
IX.2.4.2. Etude et ferrailage du chevrete à la torsion :

✚ Dimensionnement a la torsion :

La torsion dans le chevrete est due généralement aux réactions d'appuis du tablier dans le cas où une seule travée est chargée.

Nous devons déterminer le ferrailage nécessaire pour résister aux efforts de torsion. On considère une section rectangulaire ayant la hauteur du chevrete, et dont la largeur l_t est limité par :

$$\begin{cases} l_t = l_c & \text{si : } l_c \leq \phi + h_c \\ l_t = \phi + h_c & \text{si : } l_c > \phi + h_c \end{cases}$$



On a :

$$h_c = 1,75 \text{ m.}$$

$$l_c = 3,5 \text{ m.}$$

$$\phi = 3 \text{ m.}$$

$$h_c + \phi = 4,75 \text{ m} \Rightarrow l_t = l_c = 3,5 \text{ m.}$$

✚ Evaluation de moment de torsion :

La torsion dans le chevrete est due à l'excentricité transversal dans le cas où une seule travée est chargée. L'excentricité de l'application des charges par rapport au plan de symétrie est : $e = 0,6 \text{ m}$.

$$C = P_{\text{poutres}} \times e = 124,27 \text{ KN.m/ml}$$

P_{poutres} : poids totale des poutres par ml.

✚ La contrainte tangentielle :

La contrainte tangente de torsion est donnée par :

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

b_n : l'épaisseur de la paroi de la section creuse équivalente, $b_n = h_c/6$

C : moment de torsion maximal par ml.

Ω : l'aire de la torsion, $\Omega = (h_c + b_n) \cdot (l_t - b_n)$.

$$\tau_b = 45,53 \text{ KPa.}$$

✚ Ferrailage du chevrete à la torsion :

Le ferrailage du chevrete à la torsion est donné par le f_c

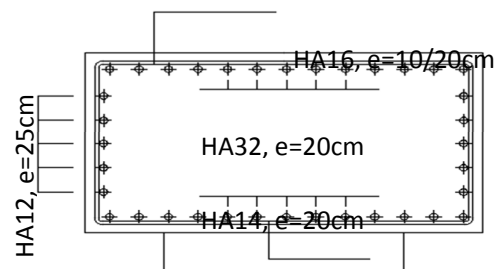
$$A_s = \frac{1}{\sigma_s} \times \frac{C \times P}{2\Omega}$$

P : le périmètre extérieur, $P = 9,5 \text{ m}$.

$$\sigma_s = \frac{2}{3} f_e = 333,33 \text{ MPa.}$$

Donc :

$$A_s = 3,95 \text{ cm}^2.$$



Ferraillage : HA12 avec $St = 25 \text{ cm}$.

HA16, $e=10/20\text{cm}$

IX.2.5. Ferrailage du voile :

Le voile a pour rôle de transmettre les efforts dus aux charges et surcharges aux fondations. Il est encastré de deux cotés (sur la semelle et le chevêtre).

IX.2.5.1. Évaluation des charges :

Tableau IX. 14 Evaluation efforts agissant sur le voile.

Charges	Efforts normales (KN)	Efforts horizontale (KN)	Bras de levier (m)	Moment à la base (KN.m)
Poids propre du tablier	10368,50	/	/	/
Poids propre du chevêtre	2028,91	/	/	/
Poids propre du voile	8508,00	/	/	/
Système A(L)	1657,07	/	/	/
Système Bc	1460,08	/	/	/
Convoi Mc120	1084,79	/	/	/
Convoi D240	1787,83	/	/	/
Force de freinage due à Bc	/	150,00	44,29	6643,50
Force de freinage due à A(l)	/	155,37	44,29	6881,17
Hf+r	/	128,74	44,29	5701,81
HT°	/	92,69	44,29	4105,30

IX.2.5.2. Combinaison des charges :

La combinaison de charge la plus défavorable à l'ELU et à l'ELS est :

- A l'ELU : $1,35 G + 1,6 A(L)$.
- A l'ELS : $G + 1,2 A(L)$

Le résultat des combinaisons les plus défavorable est montré dans le tableau : (détail de calcul voir annexe C).

Tableau IX. 15 Valeur des efforts agissant sur le voile.

Combinaisons	$M_{\max}$ (MN.m)	$T_{\max}$ (MN)	N_{cor} (MN)
ELU	22,4	0,5	30,8
ELS	16,42	0,37	22,9
ELA	150,74	4,64	28,87

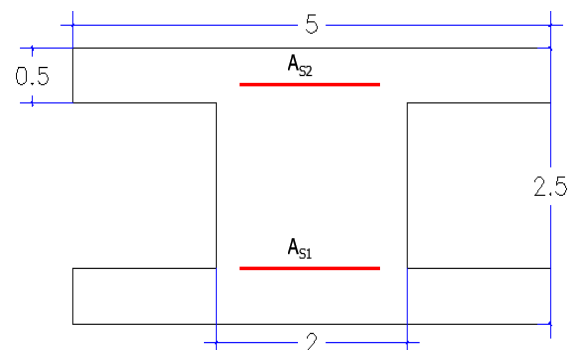
Le ferrailage se fait par le logiciel AUTODESK ROBOT EXPERT 2010.

IX.2.5.3. Ferrailage du voile :

$A_{S1} = 1200 \text{ cm}^2$ Donc : on prend 141 HA32.

$A_{S2} = 277,8 \text{ cm}^2$ Donc : on prend 35 HA32.

Pour les armatures transversales, on prendra des cadres HA16 avec un espacement de 30 cm dans la zone courante et 15 cm dans la zone de critique.



IX.3. Étude de la culée :

La culée est l'un des éléments fondamentaux dans l'ensemble de la structure d'un pont car elle sert comme appui extrême du tablier du pont. Elle a pour rôle principal d'assurer le raccordement de l'ouvrage au sol et assurer la continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont. Elle assure à la fois les fonctions d'appui de tablier et du mur de soutènement.

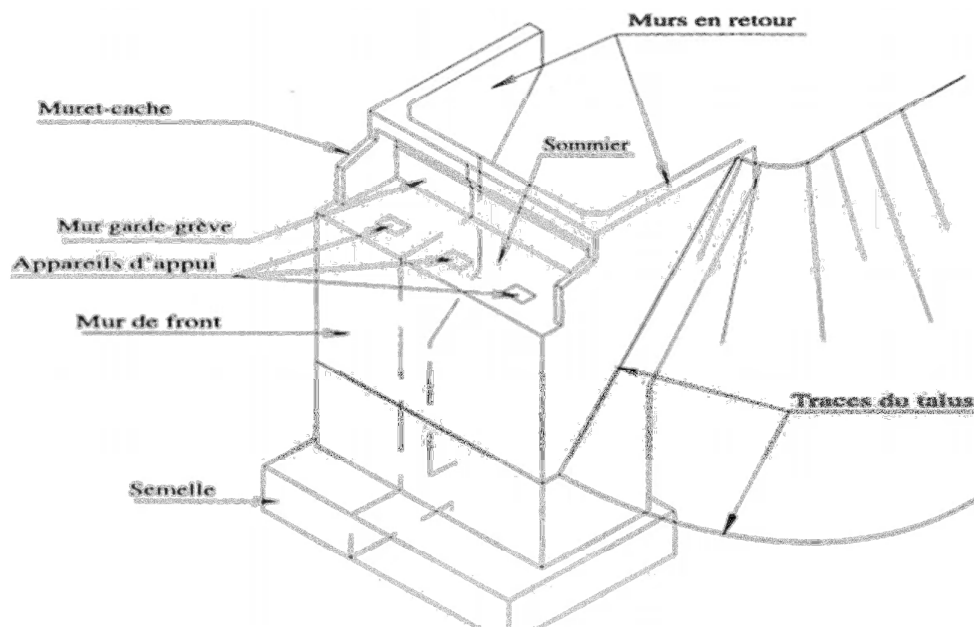


Figure IX. 4 Eléments constituant la culée.

IX.3.1. Pré-dimensionnement de la culée :

IX.3.1.1. Mur frontal :

C'est un élément sur lequel repose l'about du tablier, leurs dimensions selon la largeur et la longueur doivent être suffisante pour recevoir les appareils d'appuis et entretenir à travers le temps.

Le mur a une hauteur $h=9.22\text{m}$ et une épaisseur $e=1,35\text{m}$, avec une longueur $L=13.25\text{m}$

IX.3.1.2. Mur de garde grève :

La hauteur du mur de garde grève est :

$$h = h_{\text{poutre+dalle}} + h_{\text{appareil d'appui}} + h_{\text{dé-d'appui}} = 2,7 \text{ m.}$$

L'épaisseur du mur grève est :

$$e = \max(0.3\text{m} ; h/8) = \max(0.3\text{m} ; 0.34\text{m}) = 0.66\text{m.}$$

On prend $e = 0,35\text{m}$.

La longueur du mur garde grève est : $L = 13,25 \text{ m}$.

IX.3.1.3. Murs en retour :

Le mur en retour prend les dimensions suivantes :

- L'épaisseur du mur : $L = 0,6 \text{ m}$.
- La hauteur : $h = 12.22 \text{ m}$.

IX.3.1.4. Corbeau :

Le corbeau sert d'appuis pour la dalle de transition. Il a une forme de trapèze ayant une grande base de 60 cm, une petite base de 30 cm, une hauteur de 30 cm, et une longueur de 12,65 m.

IX.3.1.5. Dalle de transition :

La longueur de la dalle de transition est donnée par la formule suivante :

$$L = \min [6\text{m} ; \max (4\text{m} ; 0.6H)]$$

Soit : $L=4\text{m}$.

L'épaisseur de la dalle de transition est prise : $e=0.3\text{m}$.

Largeur : $L=12.6\text{ m}$.

IX.3.1.6. Semelle :

- Epaisseur : 1,80 m.
- Largeur : 10 m.
- Longueur : 14,50 m.

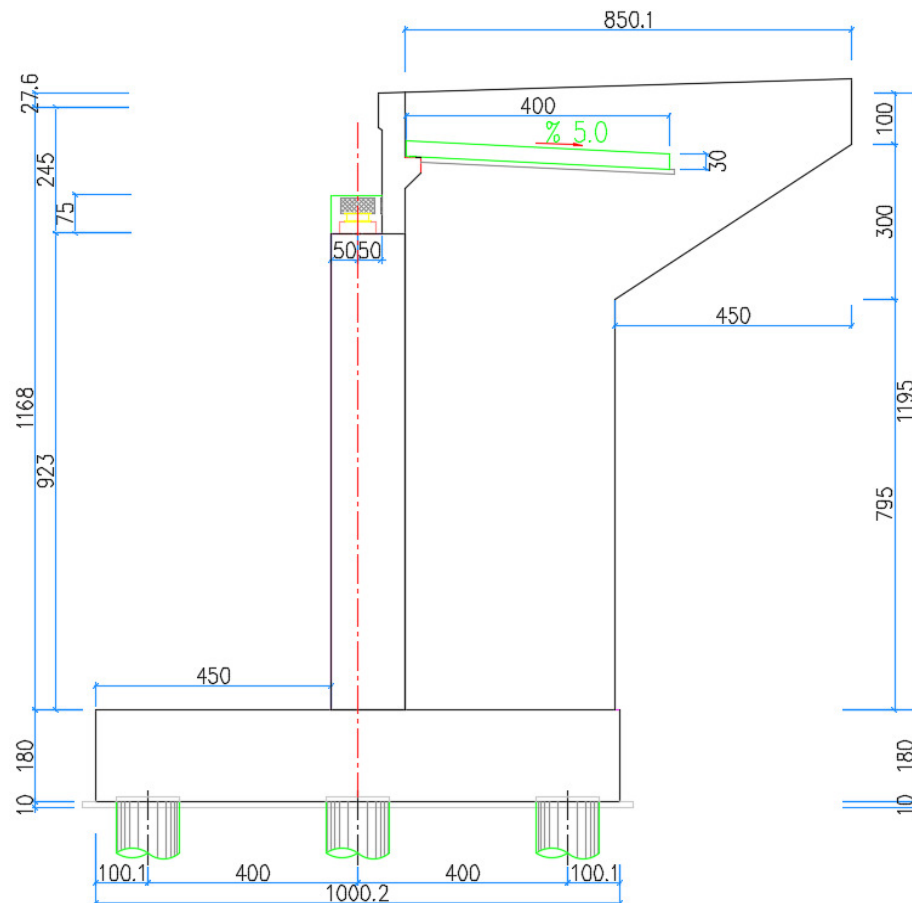


Figure IX. 5 Les dimensions des éléments de la culée.

IX.3.2. Stabilité et évaluation des efforts :**IX.3.2.1. Calcul du coefficient de poussée :**

La poussée dynamique des terres est calculée par toute méthode scientifiquement validée. À défaut, la méthode de Mononobé-Okabé décrite ci-dessous peut être appliquée (RPOA, 2008). On négligera en général la butée et le poids des terres se trouvant à l'avant du mur. Les efforts d'inertie du mur où les terres reposant sur la semelle sont calculées à partir des coefficients sismiques K_h , K_v Tels que :

$$K_h = A ;$$

$$K_v = 0,3 K_h$$

Le coefficient d'accélération de zone A est défini en fonction de la zone sismique et de l'importance du pont.

K_h : coefficient sismique horizontal ;

K_v : coefficient sismique vertical.

Le groupe de notre pont est 3, on tire le coefficient : $A = 0,25$.

$$K_v = 0,3.K_h = 0,075.$$

Dans les conditions sismiques, Le coefficient de poussée sera déterminé par la formule de Mononobé-Okabé (RPOA, 2008) :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \cdot \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos \beta \cdot \cos \theta}} \right]}$$

Avec :

β : Inclinaison de la culée $\beta = 0^\circ$

$\varphi = 30^\circ$: angle de frottement interne.

θ : Angle entre la direction du séisme et la verticale :

$$\theta = \frac{K_h}{1 \pm K_v}$$

On a fait les calculs sur quatre cas des séismes correspondant à :

- 1 ère cas : cas normal sans séisme : $k_h = k_v = 0$.
- 2 ème cas : cas de séisme « horizontal ; $1+ k_v$ » : $k_h = 0,25$ et $k_v = 0,075$.
- 3 ème cas : cas de séisme « vertical » : $k_h = 0$, et $k_v = 0,075$.
- 4 ème cas : cas de séisme « horizontal ; $1- k_v$ » : $k_h = 0,25$ et $k_v = -0,075$.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau :

Tableau IX. 16 Calcul du coefficient de poussée K_{ad} .

Action du séisme	k_h	k_v	θ	K_{ad}
Condition normale	/	/	/	0,33
horizontal ; $1+ k_v$	0,25	0,075	13,09	0,5
horizontal ; $1- k_v$	0,25	-0,075	15,12	0,54

IX.3.2.2. Evaluations des efforts sollicitant la culée :

Tableau IX. 17 Evaluations des efforts sollicitant la culée.

Désignation	N (KN)	H (KN)	Levier <v> (m)	Levier <h> (m)	M _{FV} /o	M _{FH} /o
Semelle	6525,00	/	0,00	0,90	0,00	/
Mur F	4123,07	/	0,18	6,40	742,15	/
Dalle de transition	283,50	/	1,05	12,50	198,45	/
Mur en R	904,80	/	3,68	8,75	3329,66	/
Corbeau	42,69	/	1,03	12,26	44,10	/
MGG	313,03	/	0,66	12,42	206,60	/
Poids des Terres Amot	12232,04	/	3,45	7,03	42200,55	/
Poids des T sur DDT	651,22	/	1,05	13,27	2324,86	/
Poussée Mur Frontal	/	4301,45	/	-5,37	/	-23084,43
Poussée Semelle	/	1999,94	/	-0,90	/	-1799,94
Poussée ddt	/	30,43	/	-13,10	/	-398,66
Poids Sur 10kN/m ²	569,25	/	2,9	/	2772,25	/
Poussée Sur 10kN/m ²	/	580,26	/	-6,95	/	-4032,78

IX.3.2.3. Efforts dus au tablier :

Tableau IX. 18 Efforts dus au tablier.

Rg	5184,25	/	0,00	/	0,00	/
R(Al)	1657,07	/	0,00	/	0,00	/
Rbc	1460,08	/	0,00	/	0,00	/
RMc120	1084,79	/	0,00	/	0,00	/
RD240	1787,83	/	0,00	/	0,00	/
Hf+r	/	64,37	/	-11,02	/	-709,35
HT°	/	46,35	/	-11,02	/	-510,73
Frein Al	/	155,37	/	-11,02	/	-1712,14
Frein Bc	/	150,00	/	-11,02	/	-1653,00

IX.3.2.4. Evaluation des charges Sismique :

✚ Les charges sismiques des éléments de la culée :

Tableau IX. 19 Les charges sismiques.

Désignation	N (KN)	H (KN)	Levier <v> (m)	Levier <h> (m)	M _{FV/o}	M _{FH/o}
Semelle	489,38	1631,25	0,00	0,90	0,00	1468,13
Mur F	229,06	763,53	0,24	6,40	54,97	4886,60
Dalle de transition	14,26	47,88	1,05	12,50	22,33	590,63
Mur en R	67,86	226,20	3,68	8,75	249,72	1979,25
Corbeau	3,20	10,67	1,03	12,26	3,31	130,86
MGG	23,48	78,26	0,66	12,42	15,50	971,96
Poids des Terres Amot	917,40	3058,01	3,45	7,03	3165,04	21497,82
Poids des T sur ddt	48,84	162,81	3,57	13,27	174,36	2160,43
Somme	1793,40	5977,97	/	/	3677,8	33685,66

Avec :

$$N_{\text{sismique}} = N_{\text{statique}} \times K_v$$

$$H_{\text{sismique}} = N_{\text{statique}} \times K_H$$

✚ Les charges Sismique due à la poussée dynamique :

La valeur des poussées des terres sur la culée agissant sur une hauteur h et une largeur L est donnée par la formule suivante :

$$F_{ad} = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm K_v) H^2 \cdot L \cdot K_{ad}$$

Avec :

H : hauteur totale culée.

L : largeur du remblai (largeur du corbeau).

γ : est le poids des terres, $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$.

$$e_h = \frac{1}{3} \cdot H.$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivante :

Tableau IX. 20 Les charges Sismique due à la poussée dynamique.

Désignation	N (KN)	H (KN)	Levier <ev> (m)	Levier <eh> (m)	M _{FV/o}	M _{FH/o}
Fad (1+kv)	/	11871,09	/	4,633	/	55002,74
Fad (1-kv)	/	10951,39	/	4,633	/	50741,45

✚ Les charges sismiques due à la culée :

Pour obtenir les charges sismiques due à la culée on faire des combinaisons entre les charges sismiques due à la poussée dynamique des terres, et les charges sismiques des éléments de la culée.

On a :

$$N_{culée} = N_{sismique}.$$

$$H_{culée} = H_{sismique} + F_{ad}(1 \pm K_v).$$

Tableau IX. 21 Les charges sismiques due à la culée.

Etat	Nc (kN)	Hc (kN)	Mc (Kn.m)
CAS 1	0,00	17872,70	88688,40
CAS 2	0,00	16953,00	84427,11
CAS 3	1793,40	0,00	3677,8

✚ Les charges Sismique due au tablier :

Les détails de calcul des charges sismiques due au tablier sont montrés dans la paragraphe de l'étude sismique. (IX.2.1)

Les résultats de calcul des charges sismiques due au tablier pour la culée sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IX. 22 Les charges sismiques due au tablier.

Désignation	N _{tab} (KN)	H _{tab} (KN)	ev(x/o)	eh(y/o)	M _{FV/o}	M _{FH/o}
Séisme Tablier	2402,61	2632,47	0,00	11,02	0,00	29009,82

✚ Les charges sismiques totale (culée + tablier) :

Pour obtenir les charges sismiques totale on s'intéresse aux combinaison suivantes :

$$N_{Tot} = \sqrt{N_{Culée}^2 + N_{Tablier}^2}$$

$$H_{Tot} = \sqrt{H_{Culée}^2 + H_{Tablier}^2}$$

$$M_{Tot} = \sqrt{M_{Culée}^2 + M_{Tablier}^2}$$

Tableau IX. 23 Charges sismiques totale.

Etat	N (kN)	H (kN)	M (Kn.m)
CAS 1	0,00	18042,12	93179,57
CAS 2	0,00	17132,82	89119,14
CAS 3	2998,48	0,00	3677,8

IX.3.2.5. Combinaison d'actions :

Le résultat des combinaisons les plus défavorable est montré dans le tableau : (détail de calcul voir annexe C).

Tableau IX. 24 Les combinaisons les plus défavorable des actions.

Etat	N(KN)	H(KN)	M(KN.m)
ELU	55679,07	12641,77	48376,72
ELS	31084,65	7120,30	18705,63
ELA	28221,53	18391,51	47026,47

IX.3.3. Etude des éléments de la culée :**IX.3.3.1. Etude de mur frontal :**

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

✚ Combinaison d'actions :

Le résultat des combinaisons les plus défavorable est montré dans le tableau : (détail de calcul voir annexe C).

Tableau IX. 25 Sollicitations les plus défavorables sur le mur frontal.

Combinaisons	M _{max} (KN.m)	T _{max} (KN)	N _{cor} (KN)
ELU	-2422,26	670,59	961,23
ELS	-1402,41	380,13	712,02

✚ Ferrailage de mur frontal :

- Ferrailage vertical : $A_s = 32,7 \text{ cm}^2/\text{ml}$, On prend 7 HA25 avec $St=16 \text{ cm}$.
- Ferrailage horizontal : $A_{s2} = A_s/4 = 8,17 \text{ cm}^2/\text{ml}$, On prend 8 HA12 avec $St=14 \text{ cm}$.
- Armature de construction : $A_{s3} = A_s/3 = 10,90 \text{ cm}^2/\text{ml}$, On prend 7 HA16, $St=16 \text{ cm}$.

IX.3.3.2. Étude du mur garde grève :**a. Evaluation des efforts :****✚ Moment des poussées des terres :**

Le mur garde grève est supposé encasté à la base, Le moment à l'encastrement est donné par la formule suivante :

$$M_P = \frac{P.H}{3}$$

Avec :

$$P = 0,5 \cdot K_{ah} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot L$$

$H=2,7 \text{ m}$: hauteur des remblais ;

$K_{ah}=0,33$: coefficient de poussée des terres ;

$L = 1 \text{ m}$: longueur des remblais.

$\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$.

Donc :

$$P = 21,65 \text{ KN/ml.}$$

$$M_p = 19,5 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{P-ELU} = 1,35.M_p = 26,31 \text{ KN.m}$$

$$M_{P-ELS} = M_p = 19,5 \text{ KN.m}$$

Moment dû à la force de freinage :

Nous considérons un essieu d'un camion Bc au contact du mur garde-grève, l'effet d'une seule roue est à considérer, la force de freinage est prise égale au poids d'une seule roue. Le moment dû à l'effort de freinage est donné par la formule suivante :

$$M_f = \frac{2\mu \times P \times H}{0,25 + 2H}$$

Avec :

μ : coefficient de pondération, $\mu = 1.6$ à l'ELU et $\mu = 1.2$ à l'ELS ;

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

Donc :

$$\begin{cases} M_{ELS} = 91,75 \text{ KN.m} \\ M_{ELU} = 68,81 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève :

D'après les documents "SETRA", seule la sollicitation engendrée par les camions type Bc (poussée des charges locales) est la plus défavorable. L'effort nominal étant produit par les deux roues arrières de 60 kN chacune des deux camions, placés d'une manière telle que les rectangles d'impact soient en contact avec la face arrière du mur garde grève. Les charges réelles (02 roues de 60 kN distantes de 0,5 m) sont remplacées par une roue équivalente uniforme de 120 kN répartie sur un rectangle de (0,25m x 0,75m). Il sera admis que la pression sur le rectangle d'impact ainsi défini se répartira à 45° latéralement et en arrière du mur.

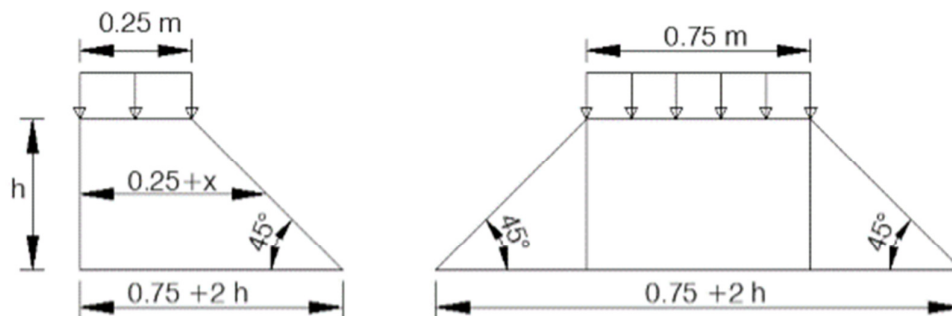


Figure IX. 6 Poussée de la charge locale située en arrière du mur.

Le moment d'encastrement à la base du mur garde grève aura pour expression la formule suivante :

$$M_P = \frac{12K}{0,75+2H} \int_0^h \frac{H-x}{(0,25+x)} dx$$

Avec :

$$K = K_a \cdot b_c \cdot \delta \cdot \gamma$$

γ : coefficient de pondération. $\gamma = 1,6$ à ELU et $1,2$ à ELS

$B_c = 1,2$: coefficient de pondération du système B_c

$\delta = 1.06$: coefficient de majoration dynamique

h : hauteur de mur garde grève.

Tableau IX. 26 Rapport (M_p / K) pour différentes valeurs de h (Guide SETRA).

$h(m)$	0,5	0,75	1	1,5	2	2,5	3
M_p/k (t,m/ml)	2,23	3,4	4,41	6,11	7,45	8,56	9,49

• **Application numérique :**

$$M_p/k = 8,93 \text{ KN.m}$$

$$K_u = 0,67 \Rightarrow M_{p-ELU} = 59,97 \text{ KN.m}$$

$$K_s = 0,5 \Rightarrow M_{p-ELS} = 44,98 \text{ KN.m}$$

• **Combinaison d'action :**

$$M_{ELS} = M_G + 1.2M_Q = 133.28 \text{ KN.m}$$

$$M_{ELU} = 1.35 M_G + 1.6 M_Q = 178.03 \text{ KN.m.}$$

✚ **Ferraillage de mur garde-grève :**

- Section d'acier : $A_s = 14,7 \text{ cm}^2/\text{ml}$, On prend 8 HA16 avec $St=14 \text{ cm}$.
- Ferraillage horizontal : $A_{s2} = A_s/4 = 3,67 \text{ cm}^2/\text{ml}$, On prend 5 HA10 avec $St=25 \text{ cm}$.
- Armature de construction : $A_{s2} = A_s/3 = 4,90 \text{ cm}^2/\text{ml}$, On prend 8 HA10 avec $St=14 \text{ cm}$.

IX.3.3.3. Etude de Mur en retour :

Pour calculer les sollicitations on utilise un modèle 3D par logicielle de calcul d'élément fini. Le mur en retour est supposé encastrier sur ces deux côtés, il est sollicité par les charges suivantes :

- Poussée des terres
- Poussée des surcharges de remblais
- Poids de CCP
- Poids propre du mur

Tableau IX. 27 Résultats et ferraillage du mur en retour.

	M_{max} (KN.m)	N_{max} (KN)	A_s (cm^2)	Armatures	Espacement (cm)
Sens verticale	411,5	165,3	30,7	7 HA25	16
Sens horizontale	1207	443,8	55,8	7 HA32	16

IX.3.3.4. Etude de 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).

+ Evaluation des efforts :

On évalue les efforts sur une bonde de 1 m :

Tableau IX. 28 Les efforts agissant sur la dalle de transition.

Type de charge	Q (kN/ml)	M(KN.m/ml)	V (kN)
Poids propre	7,5	15	15
Revêtement	1,92	3,84	3,84
Remblai	16,2	32,4	32,4
Surcharges	10	20	20

+ Combinaison des actions :

Tableau IX. 29 Combinaisons des moments et efforts tranchants pour la dalle de transition.

Etat	La combinaison	M (KN.m)	T (KN)
ELU	1,35G + 1,6Q	99,17	99,17
ELS	G + 1,2Q	75,24	75,24

+ Ferrailage de la dalle de transition :

- Section d'acier : $A_s = 13,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$, On prend 7 HA16 avec $St=16 \text{ cm}$.
- Ferrailage longitudinales : $A_{s2} = A_s/4 = 3,38 \text{ cm}^2/\text{ml}$, On prend 6 HA10 avec $St=20 \text{ cm}$.
- Armature de construction : $A_{s2} = A_s/3 = 4,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$, On prend 7 HA10 avec $St=16 \text{ cm}$.

IX.3.3.5. Etude de la Corbeau d'appui de la dalle de transition :

Le corbeau c'est un appui pour la dalle de transition, il est soumis à la réaction de cette dernière.

+ Evaluation des efforts :

- **Réaction due au poids des charges Permanentes :**

La réaction due à la charge permanente est donnée par la formule suivante :

$$R_{per} = \frac{ql}{2}$$

Avec :

L : longueur de la dalle de transition ;

q : charges Permanentes ; $q = q_{\text{remblais}} + q_{\text{revêtement}} + q_{\text{poids propres}} = 25,62 \text{ KN/ml}$

Donc :

$R_{perm} = 51,24 \text{ KN/ml}$

- **Réaction des surcharges sur remblais :**

La réaction due au surcharges sur remblai est donnée par la formule suivante :

$$R_{remb} = \frac{ql}{2}$$

Avec :

q : charge due au poids de la dalle de transition, q = 10 KN/ml

Donc :

Rperm = 20 KN/ml.

 Combinaison des actions :

Tableau IX. 30 Combinaison d'actions sur le corbeau.

Etat	La combinaison	R (KN)
ELS	G + 1,2Q	75,24
ELU	1,35G + 1,6Q	99,17

 Ferraillage du corbeau :

Le corbeau est sollicité par une compression simple, la fissuration est considérée préjudiciable :

- Section d'acier : $A_s = 11,2 \text{ cm}^2$, On prend 8 HA14 avec $S_t=15 \text{ cm}$.
- Armature de construction: $A_{s2} = A_s/3 = 3,73 \text{ cm}^2$, On prend 5 HA10 avec $S_t=25 \text{ cm}$.

IX.4. Etude des fondations :

IX.4.1. Détermination du nombre des pieux :

Le nombre de pieux est en fonction de la capacité portante d'un pieu donné par le rapport géotechnique et l'effort verticale du au tablier :

$$n_p = \frac{N_{max}}{Q_p}$$

Avec :

Nmax : l'effort normal maximal à l'ELS ;

Qp : capacité portante d'un pieu a l'ELS.

Tableau IX. 31 Détermination du nombre des pieux pour la pile et la culée.

Cas de la pile		Cas de la culée	
Nmax (KN)	33456,4	Nmax (KN)	31084,65
Qp (KN)	3000	Qp (KN)	4120
np	11,23	np	7,54
On prend 16 pieux de 18 m de profondeur, et de diamètre $\Phi= 1.2\text{m}$.		On prend 12 pieux de 18 m de profondeur, et de diamètre $\Phi= 1.2\text{m}$.	

IX.4.2. Effort revenant à chaque pieu :

Les pieux présentent une symétrie par rapport (XOY). L'effort normal qui revient à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$R = \frac{N}{n_{Pieux}} \pm \frac{M \cdot y_i}{\sum n_{Pieux/file} \times y_i^2}$$

Avec :

N : Effort normal vertical correspondant.

n_{pieux} : nombre totale des pieux.

M : Moment correspondant

y_i : la distance des pieux par rapport à l'axe de la semelle.

Tableau IX. 32 Nmax et de Nmin pour les combinaisons les plus défavorables.

Etat	Cas de la pile		Cas de la culée	
	Rmax (KN)	Rmin (KN)	Rmax (KN)	Rmin (KN)
ELU	3689,38	2015,78	6131,88	2348,84
ELS	2768,71	15001	3188,22	1809,13
ELA	4991,66	-1937,03	3471,71	619,01

IX.4.3. Ferrailage de la semelle :

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

$$\begin{cases} \alpha \geq 45^\circ \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$$

Avec :

$h = H - d'$.

L : entraxe entre les pieux.

b : épaisseur de la pile ou le mur frontal.

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} \right)$$

Tableau IX. 33 La vérification des conditions de la méthode des bielles.

Cas de la pile		Cas de la culée	
L (m)	3,8	L (m)	3,8
b (m)	3	b (m)	1,35
H (m)	2,5	H (m)	1,8
d' (m)	0,1	d' (m)	0,1
h (m)	2,4	h (m)	1,7
$L/2 - b/4$	1,15	$L/2 - b/4$	1,56
α	64,43	α	47,44
Conditions vérifiées.		Conditions vérifiées.	

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

$$A_s = \frac{N_{\max}}{\sigma_a} \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h}$$

Tableau IX. 34 Résultats et section d'acier de la semelle.

	Cas de la pile			Cas de la culée		
Etat	Nmax (MN)	$\bar{\sigma}_a$ (MPa)	As (cm ²)	Nmax (MN)	$\bar{\sigma}_a$ (MPa)	As (cm ²)
ELS	2,69	333,33	38,61	3,19	333,33	92,86
ELA	4,9	500	47,87	3,5	500	67,94

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur (L) telle que : $L = h + \Phi_{\text{pieu}}$.

Tableau IX. 35 Ferrailage de la semelle.

	Cas de la pile			Cas de la culée		
	As (cm ²)	Barres d'acier	espacement (cm)	As	Barres d'acier	Espacement (cm)
Armatures transversales inférieures	47,8/ml	16 HA20	25	92,86/ml	19 HA25	16
Armatures transversales supérieure	As/3 = 15,94/ml	16 HA14	25	30,95/ml	19 HA14	16
Armatures longitudinales inférieures	As/2 = 23,9/ml	8 HA20	12,5	46,43/ml	10 HA25	10
Armatures longitudinales supérieure	As/4 = 11,95/ml	8 HA14	12,5	23,21/ml	10 HA16	10
Armatures latérales	As/10 = 4,78/ml	5 HA12	20	9,28/ml	9 HA12	12

IX.4.4. Calcul des Pieux :

IX.4.4.1. Calcul des pieux par la formule de WARNER :

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en différents points, ce moment est déterminé par la méthode WARNER, le pieu étant encastré en tête, ce qui implique la seule déformation qui peut se produire est le déplacement avec rotation nulle. Le moment en fonction de la profondeur est calculé par la formule :

$$\bar{M} = -\frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{H_{\max}}{\lambda}$$

Avec :

$\bar{M}$: Moment en tête du pieu.

$H_{\max}$: Effort tranchant maximale en tête de pieu.

$\chi_{\theta P}$, $\chi_{\theta M}$: Données par les abaques de WARNER en fonction de $\lambda \cdot L$.

λ : Coefficient d'amortissement.

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_U \cdot b}}$$

C_U : module de réaction du sol, $C_U = 30 \text{ MN/m}^3$.

b : diamètre des pieux.

E : module d'élasticité du béton, $E = 33000 \text{ MPa}$.

I : moment d'inertie du pieu, $I = 0,101 \text{ m}^4$.

$\chi_{\theta P}$, $\chi_{\theta M}$: Donnés par les abaques de WARNER en fonction de $\lambda.L$.

L : la profondeur de la pieu, $L = 18 \text{ m}$.

On a :

$$\lambda = 0,228 \rightarrow \lambda.L = 4,103.$$

A partir de l'abaque de WERNER :

$$\text{Pour } \lambda.L = 4,103 \rightarrow \chi_{\theta P} = 1,27, \chi_{\theta M} = 1,55.$$

Moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu.

	Cas de la pile			Cas de la culée		
Type	N (kN)	H (KN)	M (kN.m)	N (kN)	H (KN)	M (kN.m)
ELS	1491,52	23,17	83,52	1809,40	593,36	2138,37
ELU	2003,28	31,61	113,93	2296,20	1053,48	3796,60
ELA	1942,52	274,9	990,87	549,67	1511,5	5447,22

➤ Cas de la pile

$A_s = 113,1 \text{ cm}^2$ Donc : on prend 24 HA25.

Pour les armatures transversales, on prendra des cercles HA14 avec un espacement de 20 cm dans la zone courante et 15 cm dans la zone de critique.

➤ Cas de la culée

$A_s = 243,2 \text{ cm}^2$ Donc : on prend deux nappes de 15 HA32.

Pour les armatures transversales, on prendra des cercles HA16 avec un espacement de 20 cm dans la zone courante et 10 cm dans la zone de critique.

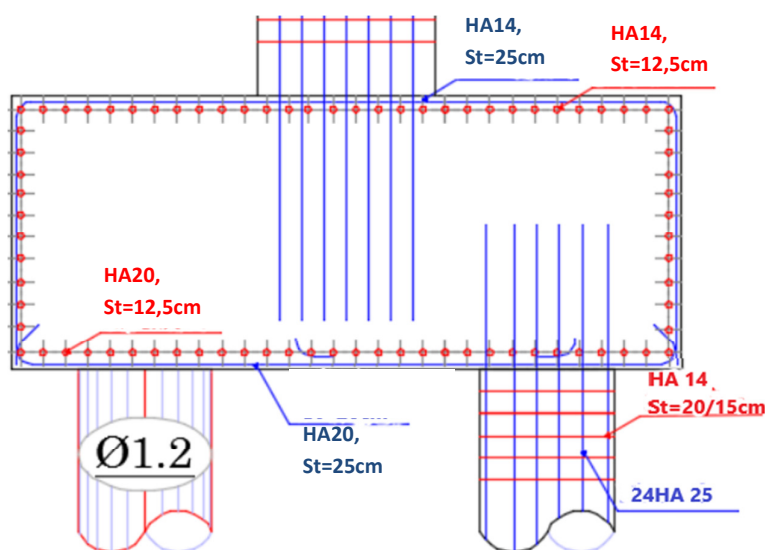


Figure IX. 7 Ferrailage des éléments de la pile.

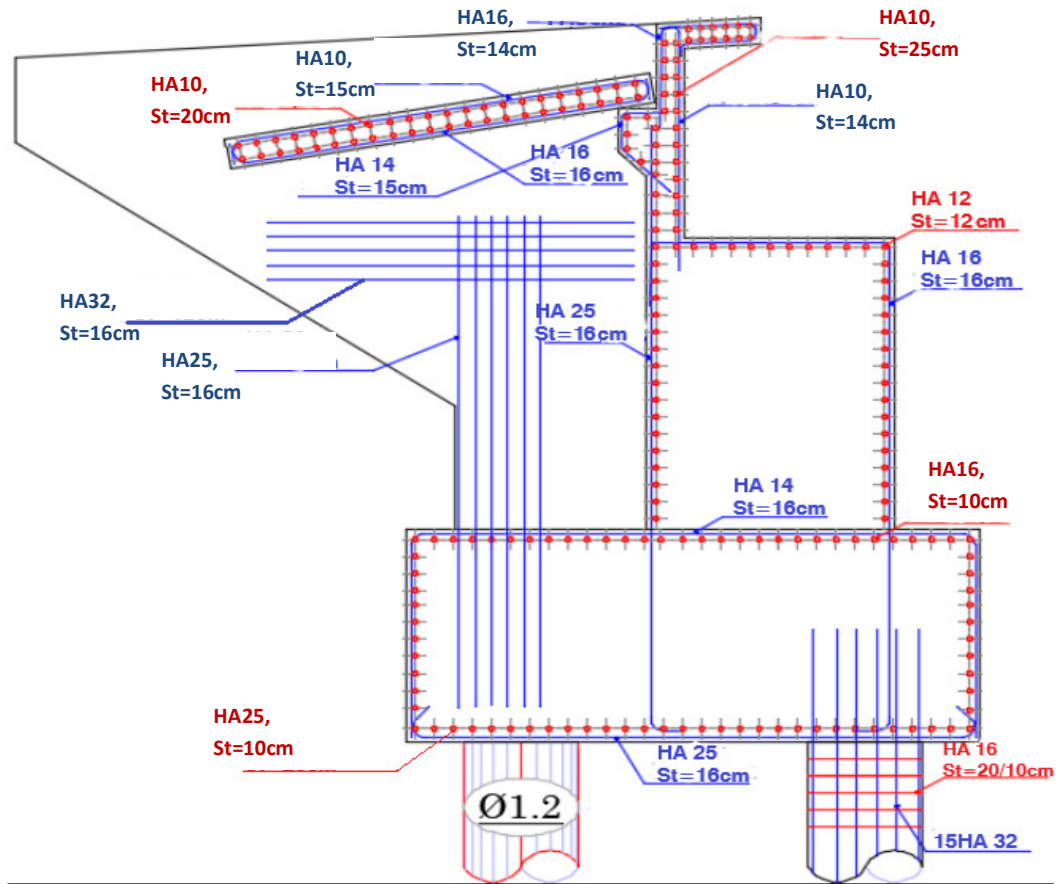


Figure IX. 8 Ferrailage des éléments de la culée.

IX.5. Conclusion :

Ce chapitre a été consacré à une étude complète de l'infrastructure (pile, culée et fondations), avec un pré dimensionnement et ferrailage de leurs éléments.

Le dimensionnement de l'infrastructure d'un pont en tenue compte l'effet sismique est vraiment très important surtout lorsque l'ouvrage se situe dans une zone de sismicité élevée ou même peu élevé.

CONCLUSION GENERALE.

CONCLUSION GENERALE.

CONCLUSION GENERALE :

Le projet de fin d'étude que nous avons établie est une phase importante dans le cycle de notre formation. Il nous a permis de mettre en application nos connaissances théoriques acquises pendant les cinq années du cursus universitaire passées à l'Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics (ENSTP).

Nous avons touché dans ce mémoire aux principales phases de l'étude d'un pont, et on a constaté que celle-ci est une synthèse de différentes disciplines des sciences de l'ingénieur à savoir la résistance des matériaux, la mécanique des milieux continus, la mécanique des sols, le béton précontraint, le béton armé, ...etc.

La réalisation de ce modeste travail, nous a permis de nous perfectionner dans l'utilisation des logiciels de calculs et de conception, notamment ROBOT et AUTOCAD.

Enfin, ce mémoire est une première expérience pour nous en tant qu'élève ingénieur, qui s'est avérée très enrichissante, tant du point de vue informations et connaissances acquises que sur l'aspect organisation et gestion du temps.

BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE

BAEL 99. (Avril 1999). Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.

BPEL 99. (Avril 1999). Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites.

Dr. BELAOURA M, (2018) « Cours de Béton Précontraint ». Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger.

Dr. BELAOURA M, (2017) « Cours de Béton Armé ». Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger.

Document SETRA, Ponts courants en zone sismique. Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France).

Document SETRA, (Février 1996) « Ponts à poutres préfabriquées précontraintes par posttension ». Centre des techniques d'ouvrages d'art (France).

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).

Document SETRA, Ponts mixtes acier-béton. Ministère de l'écologie, de l'énergie, de développement durable et de la mer (France).

SETRA. (Juillet 2007). Appareils d'appui en élastomère fretté : Utilisation sur les ponts, viaducs et structures similaires, guide technique.

THONIER. H. Le béton précontraint aux états limites. Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris.

RPOA 2008, règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art.

RCPR, règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.

ANNEXES A

1. Géologie de la zone d'étude :

Les sondages de recherche et les travaux de cartographie géologique réalisés par COBA en 2011 par COBA et par MAPA en 2015 sur la zone d'examen on fait observer des unités du miocène sur la zone du Via 28.6.

Ces unités sont observées en forme d'argile très solide/rigide ; de sable argileux/argile sablonneux ; de sable/grès a concrétion partielle de calcium carbonate et d'alternance de sable/gré-argile/marne rigide.

✚ Le sondage BH-116 réalisé par MAPA entre le 03.11.2015 et le 05.11.2015 a PK:28+685 fait observer à partir de la surface jusqu'à 25,00 mètres qui représente le fond du puits, une unité de sable/grès très/extrêmement faible, peu/moyennement décomposé, partiellement a niveau intermédiaire d'argile, de couleur marron jaunâtre / rougeâtre.



ANNEXES A. 1 Sable/grès a partiellement a niveau intermédiaire d'argile observé dans le sondage BH116.

✚ Le sondage S-421 réalisé entre le 18.04.2011 et le 19.04.2011 par COBA a PK: 28+725 fait observer à partir de la surface jusqu'à 25,00 mètres qui représente le fond du puits une unité de sable/grès a bonne gradation, partiellement a granulométrie moyenne/grosse, très/extrêmement faible, moyennement/hautement décomposée, de couleur marron foncé rougeâtre.



ANNEXES A. 2 Résultats de sondage S-421.

✚ Le sondage BH-117 réalisé entre le 30.11.2015 et le 03.12.2015 par MAPA a PK:28+758 fait observer à partir de la surface jusqu'à 30,00 mètres qui représente le fond du puits une unité de sable/grès très/extrêmement faible, peu/moyennement décomposé, a passage de sable et d'argile, partiellement a faible plasticité; de couleurs allant du marron foncé rougeâtre au gris clair.



ANNEXES A. 3 Résultats de la sondage BH-117.

✚ Le sondage BH-118 réalisé entre le 01.12.2015 et le 02.12.2015 par MAPA a PK: 28+819 fait observer à partir de la surface jusqu'à environ 6,30 mètres une unité de grès siliceux, moyennement solide/solide, peu décomposé, partiellement avec des fissures irrégulières et des vides karstiques, de couleur beige/marron clair; une unité de sable/grès faible, très faible, qui comporte des graviers de taille petite/grosse, partiellement totalement décomposé, de couleur gris/gris clair entre 6,30-15,80 m; une unité d'argile/marne rigide a haute plasticité, de couleur gris foncé entre 15,80-19,50 m et par la suite une unité de sable/grès extrêmement faible, moyennement/hautelement décomposé, de couleur gris jusqu'à 30,00 mètres qui représente le fond du puits.



ANNEXES A. 4 Unités observées dans le sondage BH-118.

✚ Le sondage BH-119 réalisé entre le 03.12.2015 et le 04.12.2015 par MAPA a PK: 28+871 fait observer à partir de la surface jusqu'à 15,00 mètres une unité de grès-sable/grès siliceux très/extrêmement faible, hautement décomposé, à sable moyennement/bien cimenté, partiellement à granulométrie fine/moyenne, de couleur marron foncé et une unité de grès très faible, partiellement argileux, généralement à sable de taille moyenne, rigide, de couleur gris jusqu'à 30,00 mètres qui représente le fond du puits.



ANNEXES A. 5 Grès observé dans le sondage BH-119.

Le sondage S-439 réalisé entre le 07.06.2011 et le 09.06.2011 par COBA a PK: 28+900 fait observer à partir de la surface jusqu'à 5,00 mètres une unité d'argile très solide/rigide de couleur marron rougeâtre et une unité de sable/grès très faible, partiellement argileux,

généralement à sable de taille moyenne, rigide, de couleur gris jusqu'à 25,30 mètres qui représente le fond du puits.



ANNEXES A. 6 Unité observé dans le sondage S-439.

✚ Le sondage BH-120 réalisé entre le 01.12.2015 et le 02.12.2015 par MAPA a 28+977 fait observer à partir de la surface jusqu'à 7,50 mètres une unité de sable/argile à argile rigide moyennement cimenté, en taille fine/moyenne, mou/moyennement dense, de couleur marron foncé/marron; une unité de grès siliceux très/extrêmement faible, moyennement/totalement décomposé, rempli de coquillage, généralement à sable de taille moyenne, rigide, de couleur gris/beige/marron foncé entre 7,50-21-50 m et une alternance d'argile/marne rigide, de sable/grès jusqu'à 30,00 mètres qui représente le fond du puits.



ANNEXES A. 7 Unités observés dans le sondage BH-120.

✚ Le sondage S-515 réalisé par COBA sur la zone d'examen à environ 29+040 fait observer à partir de la surface jusqu'à 4,00 mètres une unité d'argile très solide, de couleur marron et une unité de grès très faible, moyennement décomposé, partiellement à concrétion de carbonate jusqu'à 15,00 mètres qui représente le fond du puits.



ANNEXES A. 8 Unités observé dans le sondage S-515.

2. RÉSULTATS DES ESSAIS SUR LE TERRAIN :**2.1. Tests de Pressiomètre :**

ANNEXES A. 9 Résultats des Tests de Pressiomètre du forage n° BH-117.

Profondeur (m)	$P_L(kg/cm^2)$	$E_p(kg/cm^2)$
2,00	50	3520
4,00	50	2444
6,00	50	1513
8,00	50	7635
10,00	50	9456
12,00	50	9520
14,00	50	3188
16,00	50	3347

ANNEXES A. 10 Résultats des Tests de Pressiomètre du forage n° BH-117A.

Profondeur (m)	$P_L(kg/cm^2)$	$E_p(kg/cm^2)$
2,00	≥ 50	870
4,00	≥ 50	1513
6,00	≥ 50	2739
8,00	≥ 50	1978
13,00	≥ 50	3314

ANNEXES A. 11 Résultats des Tests de Pressiomètre du forage n° BH-118.

Profondeur (m)	$P_L(kg/cm^2)$	$E_p(kg/cm^2)$
2,00	> 50	2224
4,00	> 50	2355
6,00	> 50	1839
8,00	27,5	186
10,00	29,8	289
12,00	35	206
14,00	43,5	346
16,00	> 50	2329

ANNEXES A. 12 Résultats des Tests de Pressiomètre du forage n° BH-119.

Profondeur (m)	P_L (kg/cm ²)	E_p (kg/cm ²)
2,00	5,0	51
4,00	>50	276
6,00	30,1	220
8,00	36,7	237
10,00	30,5	273
12,00	38,1	326
14,00	40,5	347
16,00	>50	643
18,00	43	382
20,00	44	398
22,00	47,5	307
24,00	>50	497
26,00	>50	947
28,00	>50	2265
30,00	>50	7489

ANNEXES A. 13 Résultats des Tests de Pressiomètre du forage n° BH-120.

Profondeur (m)	P_L (kg/cm ²)	E_p (kg/cm ²)
2,00	19,1	132
4,00	27,9	319
6,00	17,8	156
8,00	>50	599
10,00	>50	2265
12,00	49,1	723
14,00	41,5	345
16,00	>50	5945
18,00	>50	1481
20,00	>50	10579

2.2. Essai de pénétration standard (SPT) :

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

ANNEXES A. 14 Tableau d'essai de pénétration standard du forage n° S-421.

Profondeur (m)	Nombre de chocs			N
	0-15	15-30	30-45	
1,50-1,95	7	11	13	24
3,50-3,95	11	12	14	26

ANNEXES A. 15 Tableau d'essai de pénétration standard du forage n° S-439.

Profondeur (m)	Nombre de chocs			N
	0-15	15-30	30-45	
2,00-2,60				35
4,60-5,20				15
7,20-7,80				88

ANNEXES A. 16 Tableau d'essai de pénétration standard du forage n° S-515.

Profondeur (m)	Nombre de chocs				N
	0-15	15-30	30-45	45-60	
2,20-2,80	7	12	20	25	32
7,30-7,90	21	18	26	32	44
9,70-10,30	18	22	29	36	51
12,10-12,70	12	19	25	30	44

2.3. Résultats des essais de laboratoire :

N° de Forage	Profondeur (m)	Granulométrie	Limites de Atterberg			Teneur eau (%)	Densité (t/m3)	Pourcentage de Gonflage Libre (%)			Pression de Gonflage (kg/cm²)	Compression triaxiale sur matériaux (UU)	Essai de Compression à l'expansion Latérale libre (ELL)	Détermination de la résistance à la Compression Uniaxiale (Nature)		Point de Résistance de Charge Index		
			# 4	# 200	Passant			WL (%)	WP (%)	IP (%)				Coh. (bars)	Frot (°)		Contrainte (bars)	I ₄₀₀ (kg/cm²)
BH-116	4,10-4,40						1,991								127,00			
BH-116	8,50-9,00						2,072								111,90			
BH-116	16,30-16,40															0,4		
BH-116	19,20-19,30															0,7		
BH-116	24,55-24,70															1,0		
BH-117	4,00-4,10						2,012								89,5			
BH-117	7,50-7,80						2,112								119,9			
BH-117	12,30-12,40						2,172								132,7			
BH-117	19,70-19,80						1,968								250,4			
BH-117	24,00-24,20						2,115								65,6			
BH-117	28,30-28,50						2,081								139,2			
BH-118	1,70-1,80						2,517								125,9			
BH-118	13,50-13,65						2,446								434,0			
BH-118	18,10-18,25						2,536								527,3			
BH-118	25,50-25,65						2,402								478,9			
BH-119	7,30-7,50						2,564								918,2			
BH-119	18,50-18,65						2,378								542,4			
BH-119	27,70-27,85						2,459								475,8			
BH-120	1,50-1,85						2,051											
BH-120	2,45-2,80	0	43	46	22	24	24				1,11	10,20			5,30	SC		

ANNEXES A. 17 Résultats des essais de laboratoire.

ANNEXES B

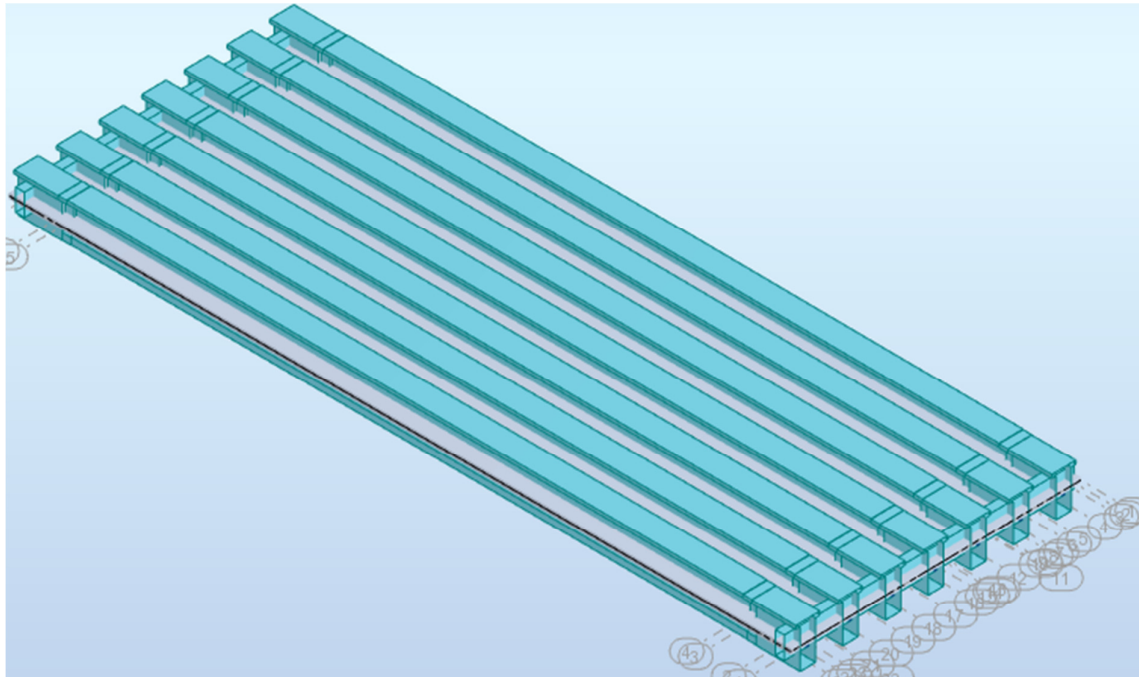
1. Etapes de modélisation :

La modélisation est la partie essentielle dans l'étude d'une structure, son objectif est d'élaborer un modèle capable de décrire d'une manière approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions.

Dans notre cas, l'ouvrage est une structure avec sept travées isostatiques. L'étude portera sur une seule travée composée de 7 poutres avec une dalle de 25 cm d'épaisseur. Les poutres sont considérées comme un élément section, elles reposent sur un appui simple d'un côté et sur un appui double de l'autre côté. La dalle est considérée comme un élément panneau.

La modélisation en 3D de notre ouvrage passe par les étapes suivantes :

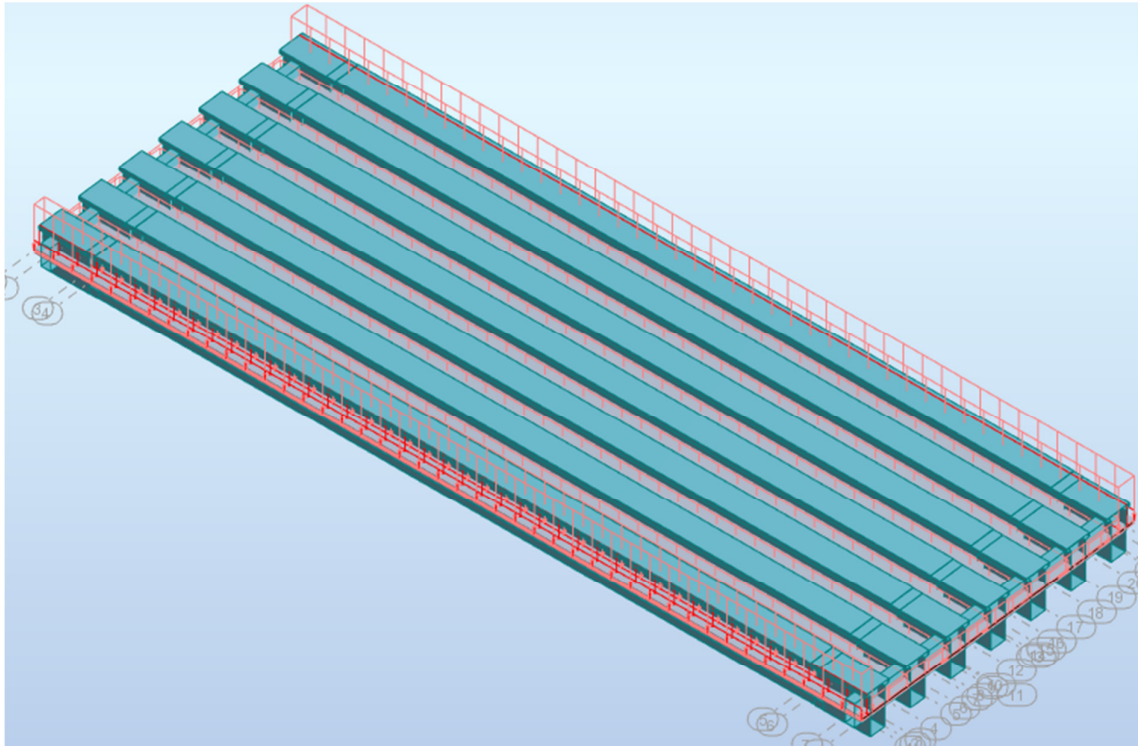
- 1- La déclaration des lignes de constructions.
- 2- La déclaration des nœuds.
- 3- Relier les nœuds soit par des éléments rectilignes (barre), soit par des éléments plaques.
- 4- Définition de différentes caractéristiques des matériaux (Acier, Béton).
- 5- Définition et affectation des différentes sections.
- 6- Définition et affectation des différentes charges et surcharges.
- 7- Définition des différentes combinaisons de charges.
- 8- Définir l'appui correspondant au fonctionnement de la structure.
- 9- Analyse sous les différentes combinaisons de charges.
- 10- L'exploitation des résultats obtenus.



ANNEXES B. 1 Modélisation du tablier.

2. Affectation des charges :

La charge constituée par le poids propre des éléments en béton armé (poutres, hourdis) sont calculées automatiquement par le logiciel.

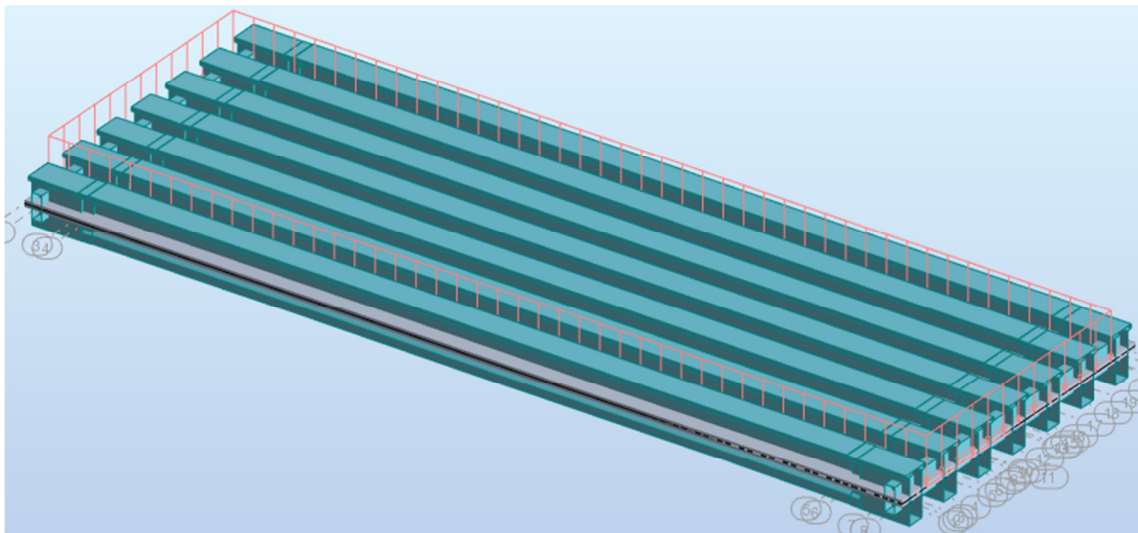


ANNEXES B. 2 Les charges permanentes appliquées sur le modèle global.

Les autres charges permanentes sont appliquées comme suit :

➤ Surcharges A(l) :

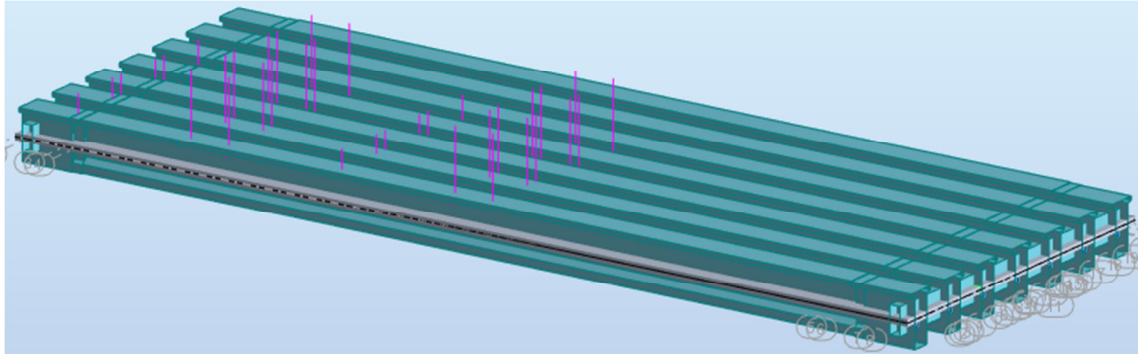
Les surcharges A(l) sont modélisées comme des charges réparties sur la totalité de la largeur chargeable.



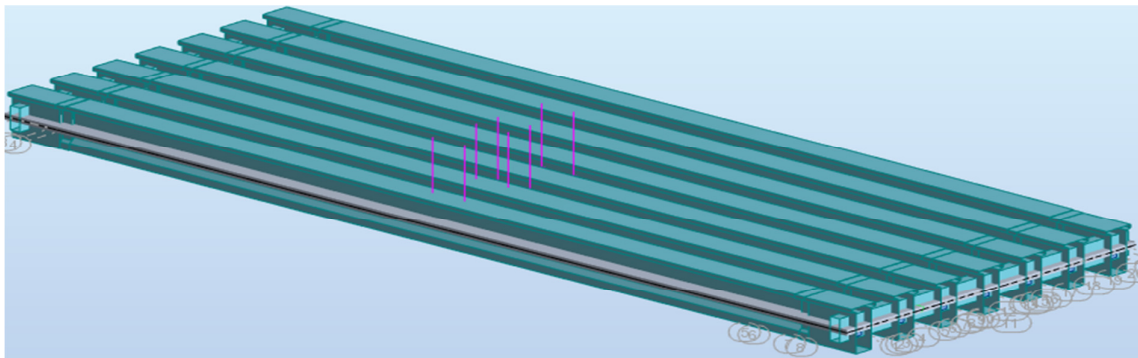
ANNEXES B. 3 Affectation des charges type A.

➤ **Les charges mobiles :**

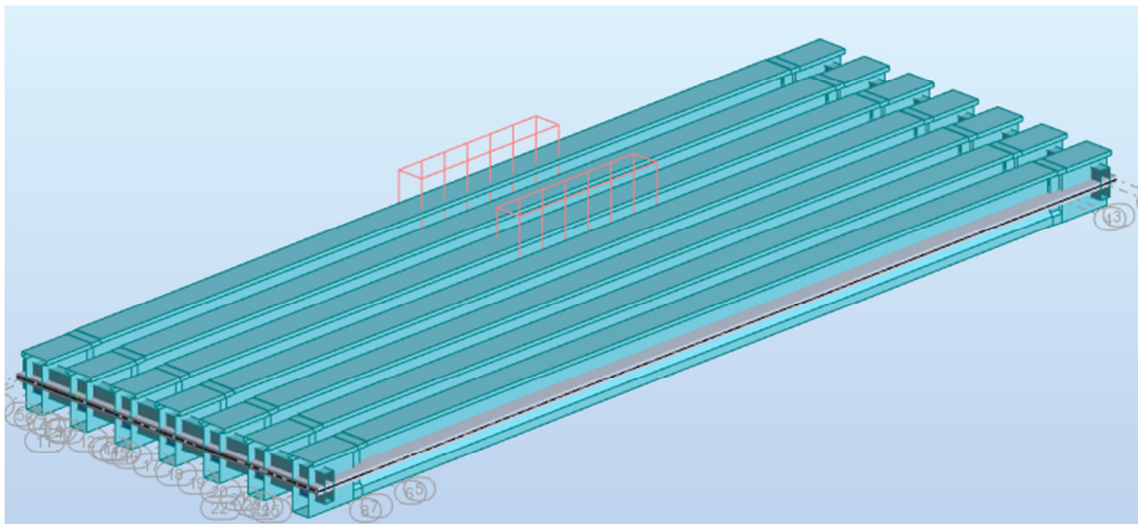
Les charges (Bc, Bt, MC120, D240) sont appliquées suivant des lignes de circulation qui ont été définies en relation avec l'axe de la voie, les charges mobiles ont été appliquées pour chaque ligne avec l'excentricité nécessaire à positionner le véhicule dans la position désirée. Les différentes positions possibles des charges mobiles sont représentées dans les figures ci-dessous :



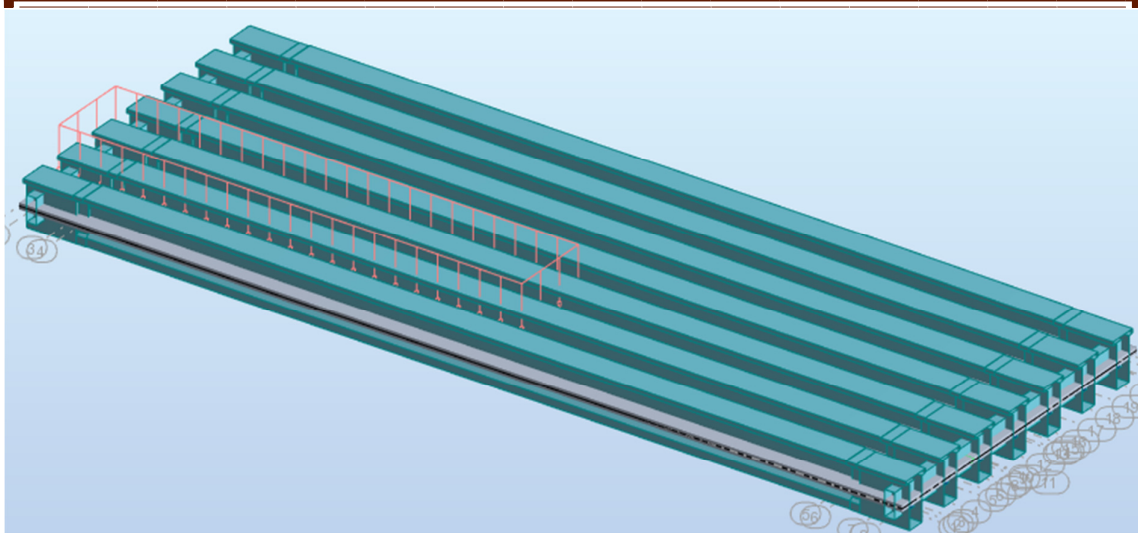
ANNEXES B. 4 Affectation des charges type Bc.



ANNEXES B. 5 Affectation des charges type Bt.



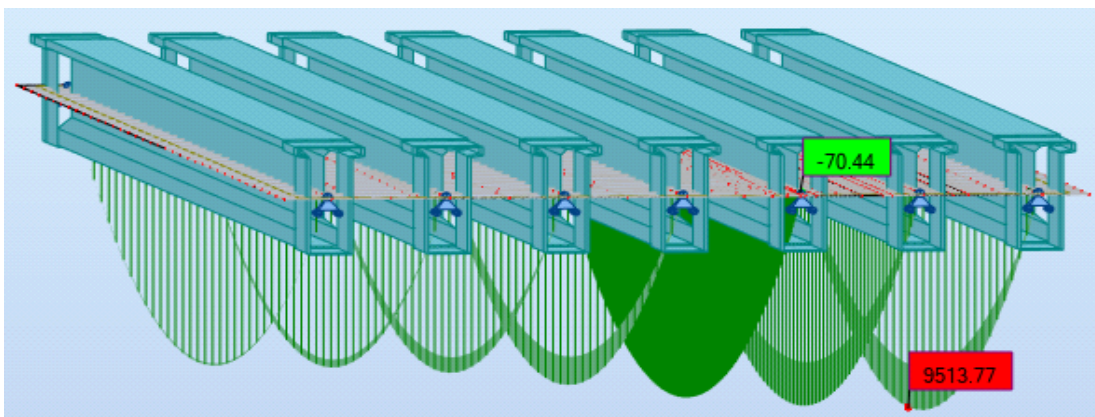
ANNEXES B. 6 Affectation des charges type Mc120.



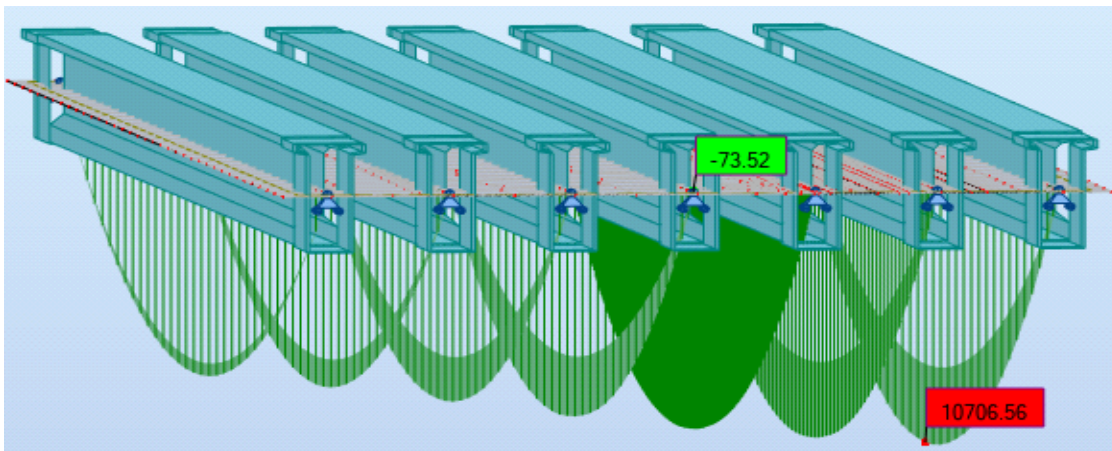
ANNEXES B. 7 Affectation des charges type D240.

3. Résultats obtenus :

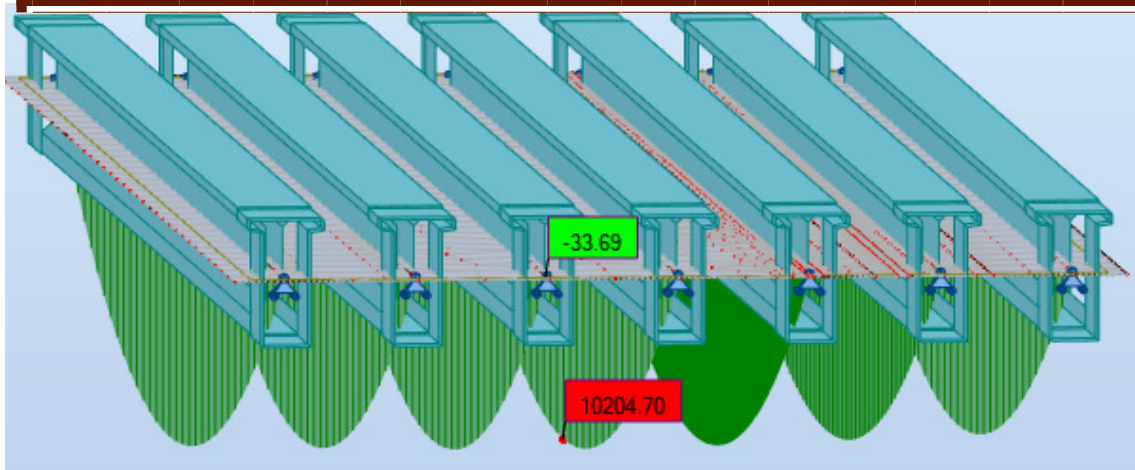
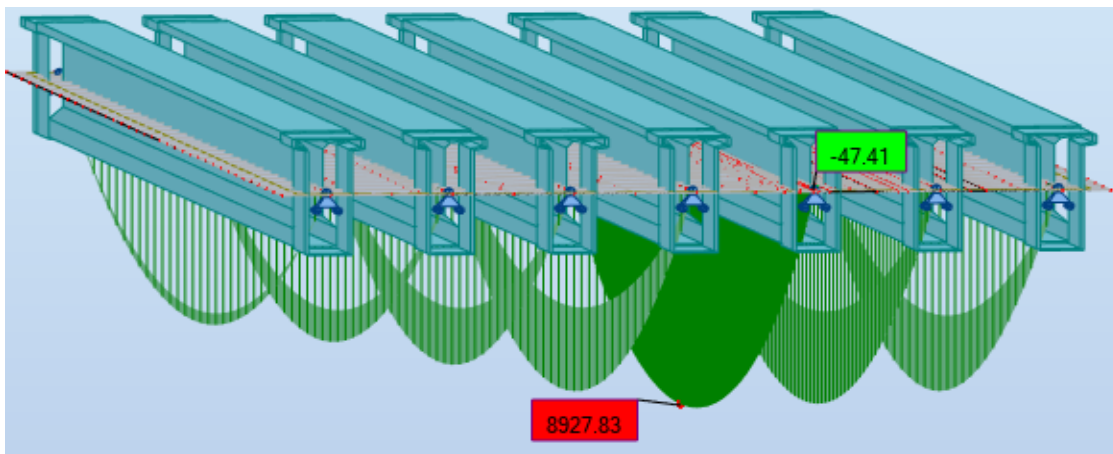
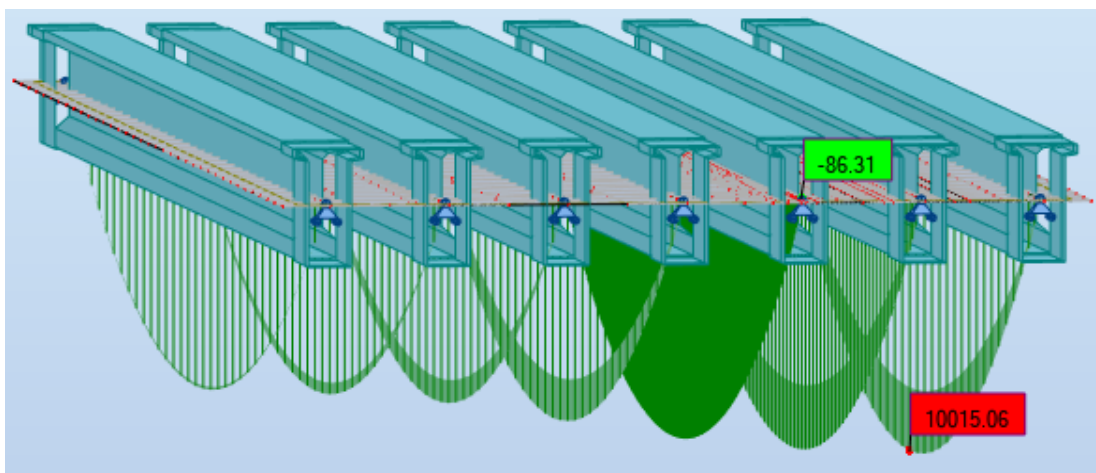
Après introduction des données nécessaires, on obtient les résultats suivants :

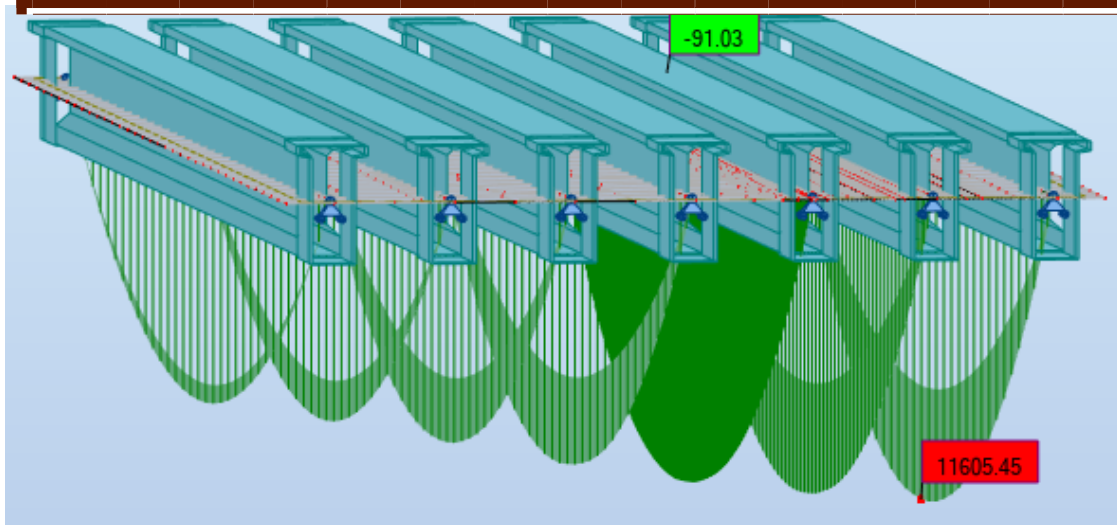


ANNEXES B. 8 Moment fléchissant sous la combinaison 1,35G+1,2Bt.

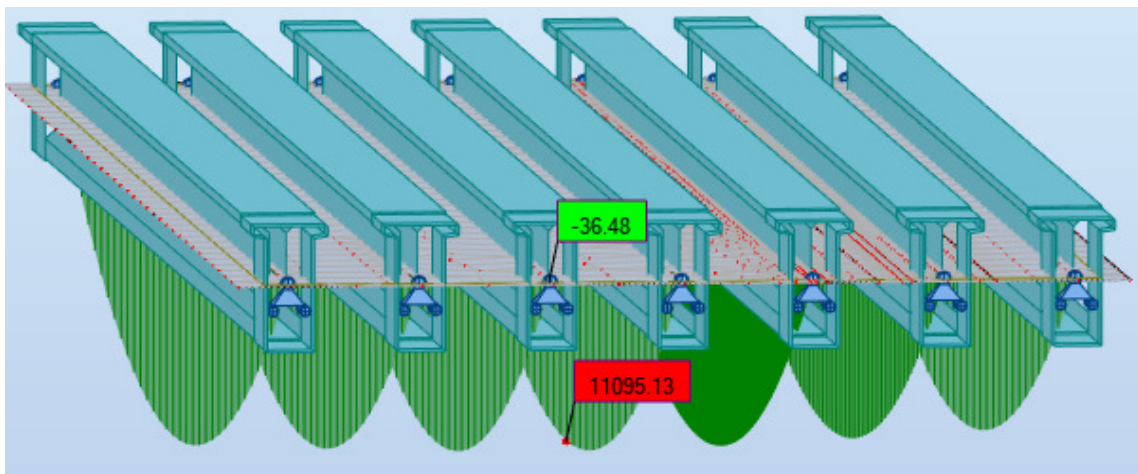


ANNEXES B. 9 Moment fléchissant sous la combinaison 1,35G+1,2Bc.

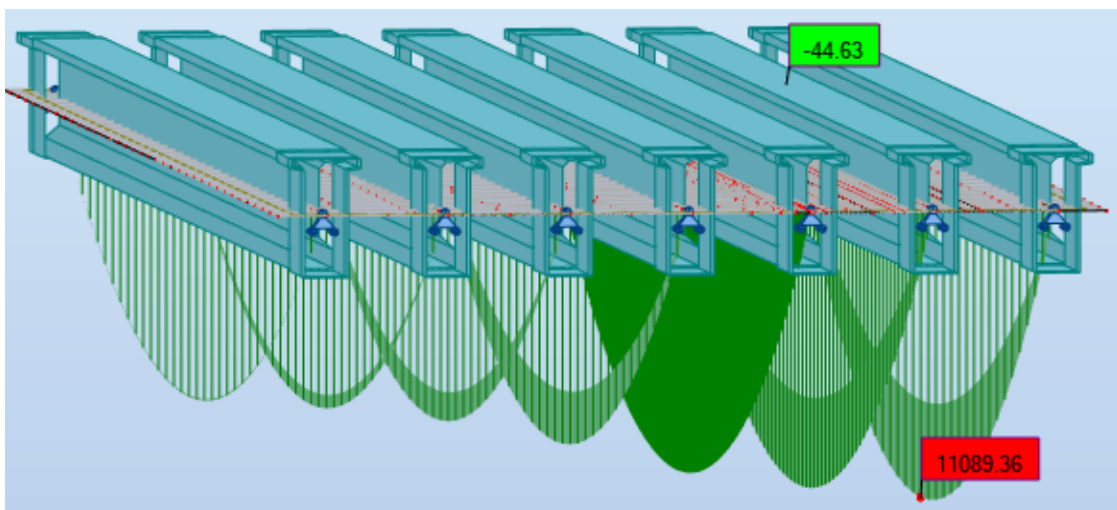
ANNEXES B. 10 Moment fléchissant sous la combinaison $1,35G+1,2Al$.ANNEXES B. 11 Moment fléchissant sous la combinaison $G+D240$.ANNEXES B. 12 Moment fléchissant sous la combinaison $1,35G+1,6Bt$.



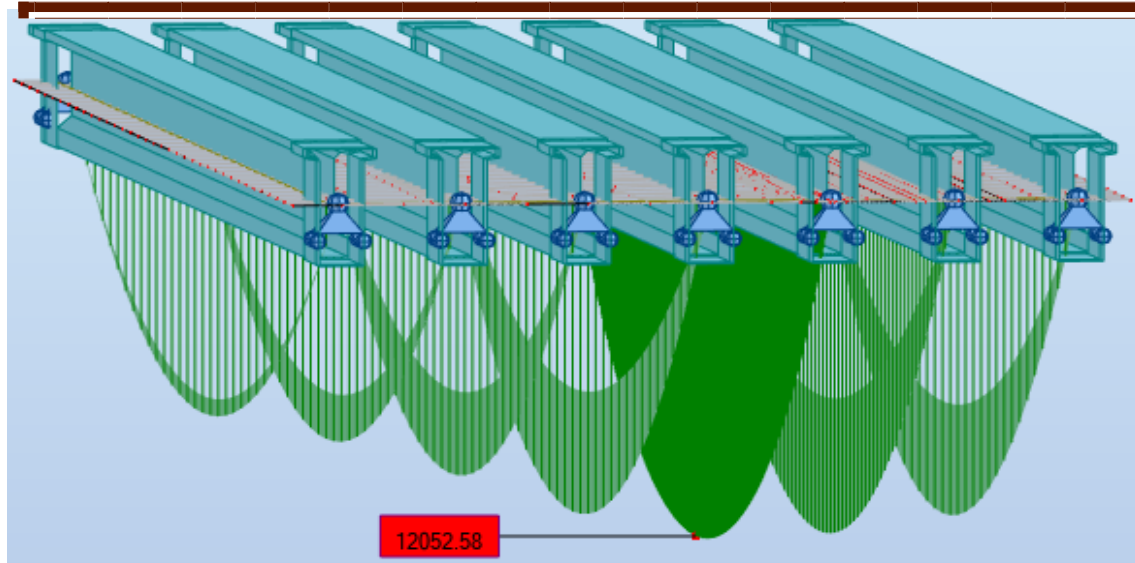
ANNEXES B. 13 Moment fléchissant sous la combinaison 1,35G+1,6Bc.



ANNEXES B. 14 Moment fléchissant sous la combinaison 1,35G+1,6Al.



ANNEXES B. 15 Moment fléchissant sous la combinaison 1,35G+1,35Mc120.



ANNEXES B. 16 Moment fléchissant sous la combinaison 1,35G+1,35D240.

ANNEXES B. 17 Tableau récapitulatif des valeurs de T et M sous les différent charges et surcharges à l'ELU et à l'ELS.

Chargement		Section Efforts	X=0	X=L/4	X=3L/8	X=L/2
G		M (t.m)	0	445,17	565,49	605,36
		T (t.)	70,79	37,5	18,98	0
A(l)	ELU	M (t.m)	0	825,47	1047,82	1109,51
		T (t.)	146,8	89,59	55,97	6,43
	ELS	M (t.m)	0	613,55	778,87	1020,47
		T (t.)	136,6	71,74	36,74	5,12
Bc	ELU	M (t.m)	0	888,39	1028,51	1160,54
		T (t.)	136,06	48,39	19,52	7,83
	ELS	M (t.m)	0	660,06	838,47	1070,65
		T (t.)	101,03	35,44	14,87	6,32
Bt	ELU	M (t.m)	0	794,00	812,37	1001,50
		T (t.)	123,15	47,18	18,20	10,8
	ELS	M (t.m)	0	589,25	751,02	951,37
		T (t.)	91,38	34,85	13,37	8,02
Mc120	ELU	M (t.m)	0	821,55	906,24	1108,93
		T (t.)	148,21	86,38	55,59	25,83
	ELS	M (t.m)	0	671,29	846,64	906,44
		T (t.)	109,79	63,98	41,18	19,13
D240	ELU	M (t.m)	0	927,07	1169,21	1205,25
		T (t.)	152,12	86,67	54,01	21,17
	ELS	M (t.m)	0	686,69	806,02	892,78
		T (t.)	111,21	64,20	40,01	14,54

ANNEXES C

Détermination de K_α pour A(L) 1 file chargée.

Poutre	S (surface)	L (largeur chargée)	K_α
P ₀	5.5748	3.5	1.5928
P ₁	5.5239	3.5	1.5783
P ₂	6.5820	3.5	1.8806
P ₃	6.9481	3.5	1.9852

. Détermination de K_α pour A(L) 2 file chargée.

Poutre	S (surface)	L (largeur chargée)	K_α
P ₀	9.3904	7	1.3415
P ₁	10.0665	7	1.4381
P ₂	9.3329	7	1.3333
P ₃	7.7168	7	1.1024

. Détermination de K_α pour A(L) 3 file chargée.

Poutre	S (surface)	L (largeur chargée)	K_α
P ₀	12.4144	10.5	1.1823
P ₁	11.3413	10.5	1.0801
P ₂	9.2460	10.5	0.8806
P ₃	6.4915	10.5	0.6182

Détermination de K_α pour Bc 1 file chargée.

Poutre	K_{ai} (charges concentrées)		$K_{\alpha \text{ moy}}$
P ₀	0.3262	0.9583	0.6423
P ₁	1.1731	1.5641	1.3686
P ₂	2.502	2.0506	2.2763
P ₃	4.1405	2.3003	3.2204

Détermination de K_α pour Bc 2 file chargée.

Poutre	K_{ai} (charges concentrées)				$K_{\alpha \text{ moy}}$
P ₀	0.3262	0.9583	1.1071	1.5709	0.9906
P ₁	1.1731	1.5641	1.632	1.6093	1.4946
P ₂	2.502	2.0506	1.9112	1.2447	1.9271
P ₃	4.1405	2.3003	1.9039	0.7244	2.2673

Détermination de K_α pour Bc 3 file chargée.

Poutre	K_{ai} (charges concentrées)						$K_{\alpha \text{ moy}}$
P ₀	0.3262	0.9583	1.1071	1.5709	1.6339	1.5394	1.1893
P ₁	1.1731	1.5641	1.632	1.6093	1.5275	1.0638	1.4283
P ₂	2.502	2.0506	1.9112	1.2447	1.0787	0.4942	1.5469
P ₃	4.1405	2.3003	1.9039	0.7244	0.5154	-0.068	1.5861

Détermination de K_α pour Bt 1 file chargée.

Poutre	K_{ai} (charges concentrées)		$K_{\alpha \text{ moy}}$
P_0	0.4063	1.0368	0.7216
P_1	1.2242	1.6119	1.4181
P_2	2.4559	1.9882	2.2221
P_3	3.8886	2.0809	2.9848

Détermination de K_α pour Bt 2 file chargée.

Poutre	K_{ai} (charges concentrées)				$K_{\alpha \text{ moy}}$
P_0	0.4063	1.0368	1.3097	1.6654	1.1046
P_1	1.2242	1.6119	1.6648	1.4866	1.4969
P_2	2.4559	1.9882	1.6609	0.9958	1.7752
P_3	3.8886	2.0809	1.415	0.4109	1.9489

Détermination de K_α pour Système Mc 120.

Poutre	S (surface)	L (largeur chargée)	K_α
P_0	2.0668	2	1.0334
P_1	2.9888	2	1.4944
P_2	3.7472	2	1.8736
P_3	4.3407	2	2.1704

Détermination de K_α pour Système D 240.

Poutre	S (surface)	L (largeur chargée)	K_α
P_0	4.4853	3.2	1.4017
P_1	5.1975	3.2	1.6242
P_2	4.7815	3.2	1.4942
P_3	3.7111	3.2	1.1597

Valeurs du coefficient de répartition $\bar{\epsilon}_0$.

$\theta = 0.7134$		$\bar{\epsilon}_0$							
y	e	$-b$	$-3b/4$	$-b/2$	$-b/4$	0	$b/4$	$b/2$	$3b/4$
0		-0.0030	0.0837	0.1686	0.2412	0.2750	0.2412	0.1686	0.0837
$b/4$		-0.0605	0.0152	0.0925	0.1710	0.2412	0.2767	0.2491	0.1872
$b/2$		-0.0808	-0.0282	0.0278	0.0925	0.1686	0.2491	0.3108	0.3267
$3b/4$		-0.0841	-0.0582	-0.0282	0.0152	0.0837	0.1872	0.3267	0.4840
b		-0.0825	-0.0841	-0.0808	-0.0605	-0.0030	0.1169	0.3239	0.6296

Valeurs du coefficient de répartition $\bar{\epsilon}_1$.

$\theta = 0.7134$	$\bar{\epsilon}_1$								
$y \backslash e$	$-b$	$-3b/4$	$-b/2$	$-b/4$	0	$b/4$	$b/2$	$3b/4$	b
0	-0.0051	0.0384	0.1099	0.2514	0.5385	0.2514	0.1099	0.0384	-0.0051
$b/4$	-0.0087	0.0117	0.0456	0.1139	0.2551	0.5424	0.2539	0.1056	0.0144
$b/2$	-0.0042	0.0059	0.0228	0.0568	0.1270	0.2699	0.5555	0.2547	0.0683
$3b/4$	0.0067	0.0139	0.0254	0.0467	0.0869	0.1628	0.3048	0.5692	0.1959
b	0.0269	0.0367	0.0513	0.0745	0.1109	0.1656	0.2438	0.3490	0.4766

Valeurs du coefficient de répartition $\bar{\epsilon}_\alpha$.

$\alpha = 0.1811$	$\bar{\epsilon}_\alpha$								
$y \backslash e$	$-b$	$-3b/4$	$-b/2$	$-b/4$	0	$b/4$	$b/2$	$3b/4$	b
0	-0.0039	0.0755	0.1579	0.2430	0.3227	0.2430	0.1579	0.0755	-0.0039
$b/4$	-0.0384	0.0137	0.0840	0.1607	0.2437	0.3249	0.2500	0.1525	0.0733
$b/2$	-0.0482	-0.0137	0.0257	0.0860	0.1610	0.2529	0.4149	0.2960	0.2151
$3b/4$	-0.0455	-0.0275	-0.0054	0.0286	0.0843	0.1768	0.3174	0.5202	0.4450
b	-0.0360	-0.0327	-0.0246	-0.0030	0.0455	0.1376	0.2898	0.5102	0.7843

Valeurs du coefficient de répartition ϵ_0 .

$L\theta = 0.7134$	ϵ_0								
$y \backslash e$	$-b$	$-3b/4$	$-b/2$	$-b/4$	0	$b/4$	$b/2$	$3b/4$	b
0	-0.0030	0.0837	0.1686	0.2412	0.2750	0.2412	0.1686	0.0837	-0.0030
$b/4$	-0.0605	0.0152	0.0925	0.1710	0.2412	0.2767	0.2491	0.1872	0.1169
$b/2$	-0.0808	-0.0282	0.0278	0.0925	0.1686	0.2491	0.3108	0.3267	0.3239
$3b/4$	-0.0841	-0.0582	-0.0282	0.0152	0.0837	0.1872	0.3267	0.4840	0.6296
b	-0.0825	-0.0841	-0.0808	-0.0605	-0.0030	0.1169	0.3239	0.6296	1.0123

Valeurs du coefficient de répartition ϵ_1 .

$\theta = 0.7134$	ϵ_1								
$y \backslash e$	$-b$	$-3b/4$	$-b/2$	$-b/4$	0	$b/4$	$b/2$	$3b/4$	b
0	0.0529	0.0848	0.1338	0.2197	0.3721	0.2197	0.1338	0.0848	0.0529
$b/4$	0.0329	0.0520	0.0811	0.1319	0.2215	0.3782	0.2296	0.1450	0.0900
$b/2$	0.0235	0.0358	0.0545	0.0867	0.1424	0.2376	0.3994	0.2520	0.1561
$3b/4$	0.0217	0.0312	0.0456	0.0694	0.1091	0.1736	0.2770	0.4401	0.2725
b	0.0269	0.0367	0.0513	0.0745	0.1109	0.1656	0.2438	0.3490	0.4766

Valeurs du coefficient de répartition ε_α .

$\alpha = 0.1811$		ε_{α}								
$y \backslash e$		$-b$	$-3b/4$	$-b/2$	$-b/4$	0	$b/4$	$b/2$	$3b/4$	b
0		0.0208	0.0839	0.1623	0.2373	0.2926	0.2373	0.1623	0.0839	0.0208
$b/4$		-0.0207	0.0308	0.0904	0.1639	0.2376	0.2951	0.2456	0.1693	0.1054
$b/2$		-0.0364	-0.0010	0.0392	0.0915	0.1638	0.2470	0.3485	0.2949	0.2525
$3b/4$		-0.0391	-0.0202	0.0032	0.0383	0.0883	0.1814	0.3055	0.4653	0.4776
b		-0.0360	-0.0327	-0.0246	-0.0030	0.0455	0.1376	0.2898	0.5102	0.7843

Valeurs du coefficient de répartition $\bar{\varepsilon}_\alpha$ relatives aux positions réelles P_i .

$\alpha = 0.1811$		$\bar{\varepsilon}_{\alpha}$								
$y \backslash e$		$-b$	$-3b/4$	$-b/2$	$-b/4$	0	$b/4$	$b/2$	$3b/4$	b
P_0	0	-0.0039	0.0755	0.1579	0.2430	0.3227	0.2430	0.1579	0.0755	-0.0039
	$b/4$	-0.0384	0.0137	0.0840	0.1607	0.2437	0.3249	0.2500	0.1525	0.0733
P_1	0.294 b	-0.0402	0.0089	0.0737	0.1475	0.2291	0.3122	0.2790	0.1777	0.0983
	$b/2$	-0.0482	-0.0137	0.0257	0.0860	0.1610	0.2529	0.4149	0.2960	0.2151
P_2	0.589 b	-0.0472	-0.0186	0.0146	0.0656	0.1337	0.2258	0.3802	0.3759	0.2970
	$3b/4$	-0.0455	-0.0275	-0.0054	0.0286	0.0843	0.1768	0.3174	0.5202	0.4450
P_3	0.883 b	-0.0404	-0.0303	-0.0156	0.0118	0.0637	0.1560	0.3027	0.5149	0.6255
	b	-0.0360	-0.0327	-0.0246	-0.0030	0.0455	0.1376	0.2898	0.5102	0.7843

Tableau 4: Valeurs du coefficient de répartition ε_α relatives aux positions réelles P_i .

$\alpha = 0.1811$		ε_α								
$y \backslash e$		$-b$	$-3b/4$	$-b/2$	$-b/4$	0	$b/4$	$b/2$	$3b/4$	b
P_0 0		0.0208	0.0839	0.1623	0.2373	0.2926	0.2373	0.1623	0.0839	0.0208
$b/4$		-0.0207	0.0308	0.0904	0.1639	0.2376	0.2951	0.2456	0.1693	0.1054
P_1 0.294 b		-0.0235	0.0252	0.0814	0.1512	0.2246	0.2867	0.2637	0.1914	0.1313
$b/2$		-0.0364	-0.0010	0.0392	0.0915	0.1638	0.2470	0.3485	0.2949	0.2525
P_2 0.589 b		-0.0374	-0.0078	0.0264	0.0725	0.1369	0.2237	0.3332	0.3555	0.3326
$3b/4$		-0.0391	-0.0202	0.0032	0.0383	0.0883	0.1814	0.3055	0.4653	0.4776
P_3 0.883 b		-0.0374	-0.0268	-0.0116	0.0163	0.0655	0.1581	0.2972	0.4892	0.6408
b		-0.0360	-0.0327	-0.0246	-0.0030	0.0455	0.1376	0.2898	0.5102	0.7843

Détermination de $\bar{\varepsilon}_\alpha$ pour chaque type de chargement (sur appuis):Détermination de $\bar{\varepsilon}_\alpha$ pour A(L) 1 file chargée.

Poutre	S (surface)	L (largeur chargée)	$\bar{\varepsilon}_\alpha$
P ₀	0.975	3.5	0.2786
P ₁	0.9367	3.5	0.2676
P ₂	1.154	3.5	0.3297
P ₃	1.0509	3.5	0.3003

Détermination de $\bar{\varepsilon}_\alpha$ pour A(L) 2 file chargée.

Poutre	S (surface)	L (largeur chargée)	$\bar{\varepsilon}_\alpha$
P ₀	1.5632	7	0.2233
P ₁	1.6753	7	0.2393
P ₂	1.5828	7	0.2261
P ₃	1.2574	7	0.1796

Détermination de $\bar{\varepsilon}_\alpha$ pour A(L) 3 file chargée.

Poutre	S (surface)	L (largeur chargée)	$\bar{\varepsilon}_\alpha$
P ₀	2.0194	10.5	0.1923
P ₁	1.8621	10.5	0.1773
P ₂	1.6026	10.5	0.1526
P ₃	1.1913	10.5	0.1135

Détermination de $\bar{\varepsilon}_\alpha$ pour Bc 1 file chargée.

Poutre	K _{ai} (charges concentrées)		$\bar{\varepsilon}_{\alpha \text{ moy}}$
P ₀	0.044	0.1424	0.0932
P ₁	0.1445	0.2599	0.2022
P ₂	0.3446	0.3794	0.3620
P ₃	0.5587	0.3427	0.4507

Détermination de $\bar{\varepsilon}_\alpha$ pour Bc 2 file chargée.

Poutre	K _{ai} (charges concentrées)				$\bar{\varepsilon}_{\alpha \text{ moy}}$
P ₀	0.044	0.1424	0.1675	0.2686	0.1556
P ₁	0.1445	0.2599	0.2828	0.2855	0.2432
P ₂	0.3446	0.3794	0.3627	0.1963	0.3208
P ₃	0.5587	0.3427	0.2861	0.1264	0.3285

Détermination de $\bar{\varepsilon}_\alpha$ pour Bc 3 file chargée.

Poutre	K _{ai} (charges concentrées)						$\bar{\varepsilon}_{\alpha \text{ moy}}$
P ₀	0.044	0.1424	0.1675	0.2686	0.2926	0.2565	0.1953
P ₁	0.1445	0.2599	0.2828	0.2855	0.2605	0.1614	0.2324
P ₂	0.3446	0.3794	0.3627	0.1963	0.1685	0.0772	0.2548
P ₃	0.5587	0.3427	0.2861	0.1264	0.0985	0.0206	0.2388

Détermination de $\bar{\varepsilon}_\alpha$ pour Bt 1 file chargée.

Poutre	K_{ai} (charges concentrées)		$\bar{\varepsilon}_{\alpha \text{ moy}}$
P ₀	0.056	0.1548	0.1054
P ₁	0.1571	0.2752	0.2162
P ₂	0.3565	0.38	0.3683
P ₃	0.542	0.3107	0.4264

Détermination de $\bar{\varepsilon}_\alpha$ pour Bt 2 file chargée.

Poutre	K_{ai} (charges concentrées)				$\bar{\varepsilon}_{\alpha \text{ moy}}$
P ₀	0.056	0.1548	0.2061	0.3047	0.1804
P ₁	0.1571	0.2752	0.2978	0.2479	0.2445
P ₂	0.3565	0.38	0.2928	0.1546	0.2960
P ₃	0.542	0.3107	0.2197	0.0846	0.2893

Détermination de $\bar{\varepsilon}_\alpha$ pour Système Mc 120.

Poutre	S (surface)	L (largeur chargée)	$\bar{\varepsilon}_\alpha$
P ₀	0.3269	2	0.1635
P ₁	0.4863	2	0.2432
P ₂	0.597	2	0.2985
P ₃	0.6522	2	0.3261

Détermination de $\bar{\varepsilon}_\alpha$ pour Système D 240.

Poutre	S (surface)	L (largeur chargée)	$\bar{\varepsilon}_\alpha$
P ₀	0.7385	3.2	0.2308
P ₁	0.9175	3.2	0.2867
P ₂	0.8224	3.2	0.2570
P ₃	0.5931	3.2	0.1853

Détermination de ε_α pour chaque type de chargement (section courante):Détermination de ε_α pour A(L) 1 file chargée.

Poutre	S (surface)	L (largeur chargée)	ε_α
P ₀	0.9158	3.5	0.2617
P ₁	0.8937	3.5	0.2553
P ₂	1.0591	3.5	0.3026
P ₃	1.0252	3.5	0.2929

Détermination de ε_α pour A(L) 2 file chargée.

Poutre	S (surface)	L (largeur chargée)	ε_α
P ₀	1.5106	7	0.2158
P ₁	1.6154	7	0.2308
P ₂	1.5012	7	0.2145
P ₃	1.2416	7	0.1774

Détermination de ε_α pour A(L) 3 file chargée.

Poutre	S (surface)	L (largeur chargée)	ε_α
P ₀	1.9860	10.5	0.1891
P ₁	1.8403	10.5	0.1753
P ₂	1.5587	10.5	0.1484
P ₃	1.2078	10.5	0.1150

Détermination de ε_α pour Bc 1 file chargée.

Poutre	K _{ai} (charges concentrées)		$\varepsilon_{\alpha \text{ moy}}$
P ₀	0.0589	0.1475	0.1032
P ₁	0.1676	0.2501	0.2089
P ₂	0.3464	0.3374	0.3419
P ₃	0.5493	0.3334	0.4414

Détermination de ε_α pour Bc 2 file chargée.

Poutre	K _{ai} (charges concentrées)				$\varepsilon_{\alpha \text{ moy}}$
P ₀	0.0589	0.1475	0.1708	0.255	0.1581
P ₁	0.1676	0.2501	0.2663	0.2668	0.2377
P ₂	0.3464	0.3374	0.3208	0.1959	0.3001
P ₃	0.5493	0.3334	0.2815	0.1284	0.3232

Détermination de ε_α pour Bc 3 file chargée.

Poutre	K _{ai} (charges concentrées)						$\varepsilon_{\alpha \text{ moy}}$
P ₀	0.0589	0.1475	0.1708	0.255	0.2717	0.2467	0.1918
P ₁	0.1676	0.2501	0.2663	0.2668	0.248	0.1637	0.2271
P ₂	0.3464	0.3374	0.3208	0.1959	0.1697	0.0834	0.2423
P ₃	0.5493	0.3334	0.2815	0.1284	0.1004	0.0247	0.2363

Détermination de ε_α pour Bt 1 file chargée.

Poutre	K _{ai} (charges concentrées)		$\varepsilon_{\alpha \text{ moy}}$
P ₀	0.0684	0.1593	0.1139
P ₁	0.1767	0.261	0.2189
P ₂	0.3499	0.334	0.3420
P ₃	0.5264	0.3044	0.4154

Détermination de ε_α pour Bt 2 file chargée.

Poutre	K _{ai} (charges concentrées)				$\varepsilon_{\alpha \text{ moy}}$
P ₀	0.0684	0.1593	0.2048	0.2801	0.1782
P ₁	0.1767	0.261	0.2767	0.2387	0.2383
P ₂	0.3499	0.334	0.2712	0.1566	0.2779
P ₃	0.5264	0.3044	0.2185	0.0865	0.2840

Détermination de ε_α pour Bt Système Mc 120.

Poutre	S (surface)	L (largeur chargée)	ε_α
P ₀	0.3281	2	0.1641
P ₁	0.4752	2	0.2376
P ₂	0.5726	2	0.2863
P ₃	0.6323	2	0.3162

Détermination de ε_α pour Bt Système D 240.

Poutre	S (surface)	L (largeur chargée)	ε_α
P ₀	0.7163	3.2	0.2238
P ₁	0.8583	3.2	0.2682
P ₂	0.7745	3.2	0.2420
P ₃	0.5919	3.2	0.1850

Les combinaisons des actions sollicitant la pile à ELS.

						1ère file	2ème file	3ème file	4ème file
	N	H	MH	MV	M	R ₁	R ₂	R ₃	R ₄
g+0.6*t	31467,91	184,35	8625,87	0,00	8625,87	2262,56	2068,93	1864,5546	1670,9323
G+0.6*t1.2Al	33456,39	370,79	17349,38	0,00	17349,38	2686,00	2296,56	1885,4887	1496,0526
G+0.6*t+1.2Bc	33220,00	364,35	17048,07	0,00	17048,07	2660,89	2278,22	1874,2839	1491,6111
G+0.6*t+Mc120	32552,70	184,35	8625,87	0,00	8625,87	2330,36	2136,73	1932,3542	1738,7319
G+0.6*t+D240	33255,73	184,35	8625,87	0,00	8625,87	2374,30	2180,67	1976,2937	1782,6714

Les combinaisons des actions sollicitant la pile à ELU.

						1ère file	2ème file	3ème file	4ème file
	N	H	MH	MV	M	R ₁	R ₂	R ₃	R ₄
1,35G+0.9*t	42481,67	257,22	12035,26	0,00	12035,26	3067,84	2797,68	2512,52	2242,37
1.35G+1.6Al+0,9*T	45132,99	505,80	23666,60	0,00	23666,60	3632,42	3101,19	2540,44	2009,20
1.35G+1.6Bc+0,9*T	44817,80	497,22	23264,86	0,00	23264,86	3598,95	3076,73	2525,50	2003,28
1.35G+1.35Mc120+0,9 T	44895,24	257,22	12035,26	0,00	12035,26	3218,68	2948,53	2663,37	2393,22
1.35G+1.35D240+0,9T	42481,67	257,22	12035,26	0,00	12035,26	3067,84	2797,68	2512,52	2242,37

Les actions sollicitant Le voile.

Désig	N (KN)	H (KN)	/FV/o (x/o)	/FH/O/a (y/a,o)	M _{FV/o}	M _{FH/o}
Fûts	8508,00	/	0,00	21,27	0,00	
Chevetre	2028,91	/	0,00	43,42	0,00	
G Tablier	10368,50	/	0,00	44,29	0,00	
Hf+r	/	128,74	/	44,29		5701,81
HT°	/	92,69	/	44,29		4105,30
Somme	20905,41	221,43	/	/	0,00	9807,11

(Al)	1657,07	/	0,00	/	0,00	/
(Bc)	1460,08	/	0,00	/	0,00	/
Mc120	1084,79	/	0,00	/	0,00	/
D240	1787,83	/	0,00	/	0,00	/
ST	0,00	/	0,00	/	0,00	/
Al	/	155,37	/	44,29	/	6881,17
Bc	/	150,00	/	44,29	/	6643,50

Les combinaisons des actions sollicitant le voile à ELS.

	N	H	MH	MV	M
G	20905,41	184,35	8164,99	0,00	8164,99
G+1.2Al	22893,89	370,79	16422,40	0,00	16422,40
G+1.2Bc	22657,50	364,35	16137,19	0,00	16137,19
G+Mc120	21990,20	184,35	8164,99	0,00	8164,99
G+D240	22693,23	184,35	8164,99	0,00	8164,99

Les combinaisons des actions sollicitant le voile à ELU.

	N	H	MH	MV	M
1,35G	28222,30	257,22	11392,22	0,00	11392,22
1.35G+1.6Al	30873,61	505,80	22402,09	0,00	22402,09
1.35G+1.6B	30558,42	497,22	22021,82	0,00	22021,82
1.36G+1.35Mc120	30635,86	257,22	11392,22	0,00	11392,22
1.35G+1.35D240	28222,30	257,22	11392,22	0,00	11392,22

Combinaisons d'action sismique à la base de la pile.

	E₁	E₂	E₃	E₄	E₅	E₆
V_L (MN)	3,47	1,18	1,18	3,07	0,78	0,78
V_T(MN)	1,39	4,63	1,39	1,39	4,63	1,39
M_L	53,60	159,12	53,60	36,89	142,41	36,89
M_T	45,22	150,74	45,22	45,22	150,74	45,22
N (MN)	23,54	23,54	28,87	18,98	18,98	13,66

Combinaisons d'action sismique à la base de la fondation.

	E₁	E₂	E₃	E₄	E₅	E₆
V_L (MN)	4,40	1,46	1,46	4,01	1,06	1,06
V_T(MN)	1,60	5,33	1,60	1,60	5,33	1,60
M_L	57,39	170,62	57,39	39,66	152,89	39,66
M_T	48,53	161,75	48,53	48,53	161,75	48,53
N (MN)	24,35	24,35	29,70	19,76	19,76	14,41

Actions sur les pieux à ELA.

	ELA			
	R₁(MN)	R₂(MN)	R₃(MN)	R₄(MN)
E1	2,69	1,92	1,12	0,35649
E2	4,99	2,72	0,33	-1,9425
E3	3,02	2,26	1,45	0,69105
E4	2,04	1,51	0,96	0,42983
E5	4,34	2,31	0,16	-1,8692
E6	1,71	1,18	0,62	0,09527

Les combinaisons des actions sollicitant la culée à ELS.

	N (KN)	H (KN)	M_H (KN.m)	M_v (KN.m)	M (KN.m)
G+0.6T	29096,17	6423,99	30331,60	49037,22	18705,63
G+0.6T+1.2Q	29779,27	7120,30	35170,93	52363,92	17192,99
G+0.6T+1.2A(I)	31084,65	6610,43	32386,16	49037,22	16651,06
G+0.6T+1.2Bc	30848,26	6603,994	32315,20	49037,22	16722,03
G+0.6T+Mc120	30180,96	6423,99	30331,60	49037,22	18705,63
G+0.6T+D240	30883,99	6423,99	30331,60	49037,22	18705,63

Les combinaisons des actions sollicitant la culée à ELU.

	N (KN)	H (KN)	M_H (KN.m)	M_v (KN.m)	M (KN.m)
1.35G+0.9T	39279,82	8676,56	40993,62	66200,25	25206,63
1.35G++0.9T+1.6Q	40190,62	12641,77	61793,83	93805,93	32012,10
1.35G+0.9T+1.6A(I)	55679,07	11961,95	58080,80	89370,34	31289,53
1.35G+0.9T+1.6Bc	55363,89	11953,36	57986,19	89370,34	31384,15
1.35G+0.9T+1.35Mc120	54492,23	8676,56	40993,62	89370,34	48376,72
1.35G+0.9T+1.35D240	55441,33	8676,56	40993,62	89370,34	48376,72

Actions sur les pieux à ELS.

	ELS		
	1ère file	2ème file	3ème file
	R₁(KN)	R₂(KN)	R₃(KN)
G+0.6T	3040,00	2424,68	1809,36
G+0.6T+1.2Q	3047,16	2481,61	1916,05
G+0.6T+1.2A(I)	3138,12	2590,39	2042,66
G+0.6T+1.2Bc	3120,76	2570,69	2020,62
G+0.6T+Mc120	3130,40	2515,08	1899,76
G+0.6T+D240	3188,98	2573,67	1958,35

Actions sur les pieux à ELU.

	ELU		
	1ère file	2ème file	3ème file
	R ₁ (KN)	R ₂ (KN)	R ₃ (KN)
1.35G+0.9T	4102,48	3273,32	2444,15
1.35G++0.9T+1.6Q	4402,25	3349,22	2296,19
1.35G+0.9T+1.6(A(I)+ST)	5669,18	4639,92	3610,66
1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)	5646,03	4613,66	3581,28
1.35G+0.9T+1.35Mc120	6132,36	4541,02	2949,68
1.35G+0.9T+1.35D240	6211,45	4620,11	3028,77

Actions sur les pieux à ELA.

	ELA		
	1ère file	2ème file	3ème file
	R ₁ (KN)	R ₂ (KN)	R ₃ (KN)
P max - H + 0,3V	636,36	2097,41	3558,47
P min - H - 0,3V	534,66	1935,79	3336,91
P max + V - 0,3H	3044,57	2272,30	1500,03
P min - V - 0,3H	2330,69	1760,90	1191,10

Evaluation des efforts dus au poids propre sollicitant le mur frontal.

Désig	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	M _{FV/o}	M _{FH/o}
Mur F	3054,13	/	0,24	4,60	732,99	/
DDT	189,00	/	1,05	10,70	198,45	/
Corbeau	42,69	/	1,03	10,46	44,10	/
MGG	313,03	/	0,66	10,62	206,60	/
Poids des T sur DDT	651,22	/	3,57	11,47	2324,86	/
Poussée Mur Frontal	/	4301,45	/	-3,57	/	-23084,43
Poussée DDT	/	30,43	/	-11,30	/	-398,66
Poussée Sur 10kN/m ²	/	510,5414	/	-6,115	/	-4032,78

Efforts dus au tablier sollicitant le mur frontal.

Rg	5184,25	/	0,00	/	0,00	/
R(Al)	1657,07	/	0,00	/	0,00	/
Rbc	1460,08	/	0,00	/	0,00	/
RMc120	1084,79	/	0,00	/	0,00	/
RD240	1787,83	/	0,00	/	0,00	/
Hf+r	/	64,37	/	-9,22	/	-709,35
HT°	/	46,35	/	-9,22	/	-510,73
Frein Al	/	155,37	/	-9,22	/	-1712,14
Frein Bc	/	150,00	/	-9,22	/	-1653,00

Combinaisons de charges sollicitant le mur frontal à ELS.

	N (KN)	H (KN)	M_H (KN.m)	M_v (KN.m)	M (KN.m)
G+0.6T	9434,32	4424,06	-24498,87	3507,01	-20991,87
G+0.6T+1.2Q	9434,32	5036,70	-29338,21	3507,01	-25831,20
G+0.6T+1.2A(l)	11422,81	4610,49	-26553,44	3507,01	-23046,43
G+0.6T+1.2Bc	11186,42	4604,055	-26482,47	3507,01	-22975,47
G+0.6T+Mc120	10519,12	4424,06	-24498,87	3507,01	-20991,87
G+0.6T+D240	11222,15	4424,06	-24498,87	3507,01	-20991,87

Combinaisons de charges sollicitant le mur frontal à ELU.

	N (KN)	H (KN)	M_H (KN.m)	M_v (KN.m)	M (KN.m)
1.35G+0.9T	12736,33	5976,65	-33119,45	4734,46	- 28384,99
1.35G++0.9T+1.6Q	12736,33	8885,34	-51163,69	6391,52	- 44772,18
1.35G+0.9T+1.6(A(l)	19845,36	8317,06	-47450,67	6391,52	- 41059,15
1.35G+0.9T+1.6(Bc	19530,18	8308,47	-47356,05	6391,52	- 40964,54
1.35G+0.9T+1.35Mc120	18658,52	5976,65	-33119,45	6391,52	- 26727,93
1.35G+0.9T+1.35D240	19607,62	5976,65	-33119,45	6391,52	- 26727,93

ANNEXES D

Ferrailage de chevêtre en Flexion Simple

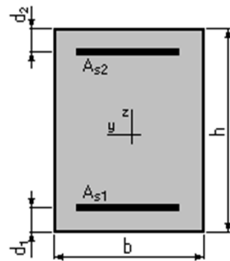
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 350,0$ (cm)

$h = 175,0$ (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)	10040,28	0,00
Etat Limite de Service	0,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 140,6$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 59,5$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,24$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{max} = 10040,28$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 14,3$ (cm)

Bras de levier: $Z = 164,3$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0,92$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Ferrailage du voile :

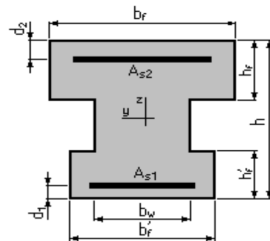
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b_f = 500,0 \quad (\text{cm})$$

$$b_f' = 500,0 \quad (\text{cm})$$

$$b_w = 200,0 \quad (\text{cm})$$

$$h = 250,0 \quad (\text{cm})$$

$$h_f = 50,0 \quad (\text{cm})$$

$$h_f' = 50,0 \quad (\text{cm})$$

$$d_1 = 5,0 \quad (\text{cm})$$

$$d_2 = 5,0 \quad (\text{cm})$$

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELA	28000,00	150000,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 1200,7$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 277,8$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 160,0$ (cm²)

Section maximum $A_{s \max} = 4000,0$ (cm²)

théorique $\rho = 1,95$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0,20$ (%)

maximum $\rho_{\max} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELA N = 30000,00 (kN) M = 150000,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 143,0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 200,6$ (cm)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 2,50$ (‰)

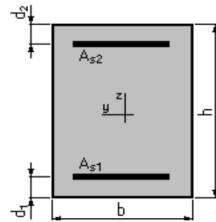
Déformation du béton: $\epsilon_b = 3,50$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 500,0$ (MPa) comprimée: $\sigma_s' = 500,0$ (MPa)

Ferrailage de mur frontal :**1. Hypothèses:****Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)****Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section: $b = 100,0$ (cm) $h = 135,0$ (cm) $d_1 = 5,0$ (cm) $d_2 = 5,0$ (cm)**3. Efforts appliqués:**

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	1070,14	2421,26
2.	ELS	792,02	1401,72

4. Résultats:**Sections d'Acier:**

Section théorique	$A_{s1} = 32,7$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 32,7$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 27,0$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s \max} = 675,0$ (cm ²)
théorique	$\rho = 0,48$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,20$ (%)	maximum	$\rho_{\max} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas:**Cas N° 1: Type ELU N = 1070,14 (kN) M = 2421,26 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1,00	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 15,5$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 123,8$ (cm)	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10,00$ (‰)	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 1,35$ (‰)	
Contrainte de l'acier:		

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa) comprimée: $\sigma'_s = 182,9$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELS N = 792,02 (kN) M = 1401,72 (kN*m)

Coefficient de securite:	2,03
Position de l'axe neutre:	$y = 38,2$ (cm)
Bras de levier:	$Z = 117,3$ (cm)
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 6,8$ (MPa)
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)
Contrainte de l'acier:	
tendue:	$\sigma_s = 246,7$ (MPa)
comprimée:	$\sigma_s' = 89,2$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s \text{ lim}} = 500,0$ (MPa)

Ferrailage de mur garde-grève :

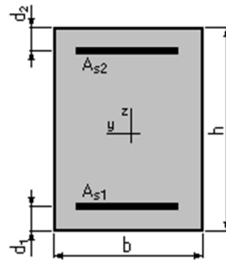
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 66,0$ (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)	178,03	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 17,1$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 17,1$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s \max} = 152,5$ (cm ²)
théorique	$\rho = 0,28$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,28$ (%)	maximum	$\rho_{\max} = 2,31$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU	$M_{\max} = 178,03$	(kN*m)	$M_{\min} = 0,00$	(kN*m)
Coefficient de sécurité:	2,44		Pivot: A	
Position de l'axe neutre:	$y = 6,6$	(cm)		
Bras de levier:	$Z = 58,4$	(cm)		
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 1,20$	(‰)		
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10,00$	(‰)		
Contrainte de l'acier:				
tendue:	$\sigma_s = 434,8$	(MPa)		

Ferrailage du mur en retour

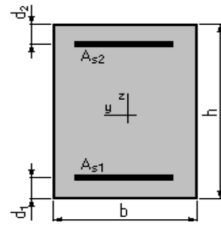
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 60,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	29,00	556,80

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 35,4$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 33,9$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 12,8$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s \max} = 300,0$ (cm ²)
théorique	$\rho = 1,13$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,21$ (%)	maximum	$\rho_{\max} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU $N = 19,00$ (kN) $M = 756,80$ (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,00	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 8,6$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 51,6$ (cm)	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10,00$ (‰)	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 1,85$ (‰)	
Contrainte de l'acier:		

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa) comprimée: $\sigma'_s = 153,9$ (MPa)

Ferrailage de la dalle de transition :

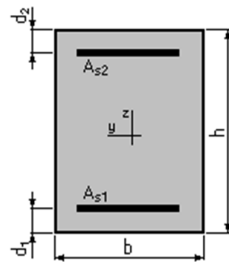
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,0$ (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)	99,17	0,00
Etat Limite de Service	75,24	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 13,5$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 2,8$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,54$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,11$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 99,17$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,36 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 5,2$ (cm)

Bras de levier: $Z = 22,9$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 2,62$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 75,24$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 8,2$ (cm)

Bras de levier: $Z = 22,3$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 8,2$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 250,0$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$ (MPa)

Ferrailage du corbeau :

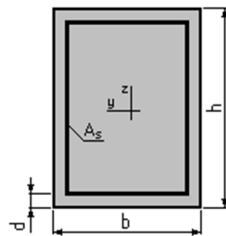
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte de l'élancement
- 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)	99,17
Etat Limite de Service	75,42
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	$I_{fy} = 3,0$	(m)	Long flambement	$I_{fz} = 3,0$	(m)
Inertie	$I_y = 533333,3$	(cm ⁴)	Inertie	$I_z = 333333,3$	(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)	$= 5279,98$	(kN)

Béton:

$$\sigma(\text{ELS}) = 0,2 \text{ (MPa)}$$

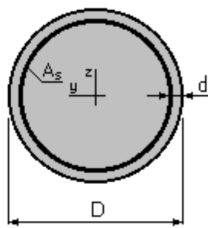
$$0,6 f_{cj} = 15,0 \text{ (MPa)}$$

Acier:

Section théorique	$A_s = 11,2 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 11,2 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section maximum	$A_{s \max} = 200,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
théorique	$\rho = 0,42 \text{ (\%)}$
minimum	$\rho_{\min} = 0,28 \text{ (\%)}$
maximum	$\rho_{\max} = 5,00 \text{ (\%)}$

Ferraillage des pieux (pile) :**1. Hypothèses:****Béton:** $f_{c28} = 25,0 \text{ (MPa)}$ **Acier:** $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:

$$D = 120,0 \text{ (cm)}$$

$$d = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
1.	ELU	2003,38	113,93	0,00
2.	ELS	1491,52	83,52	0,00
3.	ELA	1942,00	990,87	0,00

4. Résultats:**Sections d'Acier:**

Section théorique $A_s = 113,1 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 113,1 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section maximum $A_{s \text{ max}} = 565,5 \text{ (cm}^2\text{)}$

théorique $\rho = 1,00 \text{ (\%)}$

minimum $\rho_{\text{min}} = 0,50 \text{ (\%)}$

maximum $\rho_{\text{max}} = 5,00 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU $N = 2003,38 \text{ (kN)}$ $M_y = 113,93 \text{ (kN*m)}$ $M_z = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 8,80 Pivot: C

Position de l'axe neutre: $y = 134,1 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 57,8 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,24 \text{ (‰)}$

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0,00 \text{ (‰)}$

Contrainte de l'acier:

comprimée: $\sigma'_s = 434,8 \text{ (MPa)}$

Cas N° 2: Type ELS $N = 1491,52 \text{ (kN)}$ $M_y = 83,52 \text{ (kN*m)}$ $M_z = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 9,68

Position de l'axe neutre: $y = 234,4 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 59,9 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 1,5 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

comprimée: $\sigma'_s = 22,6 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$

Cas N° 3: Type ELA **$N = 1942,00$ (kN)** **$M_y = 990,87$ (kN*m)** **$M_z = 0,00$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 4,15 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 63,2$ (cm)

Bras de levier: $Z = 85,3$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 2,86$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 500,0$ (MPa)

comprimée: $\sigma'_s = 500,0$ (MPa)

Ferrailage des pieux (culée) :

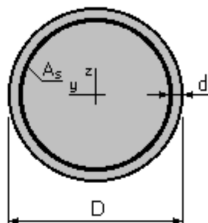
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$D = 120,0$ (cm)

$d = 5,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
1.	ELS	1809,40	2138,37	0,00
2.	ELU	2296,20	3796,60	0,00
3.	ELA	549,67	5447,22	0,00

4. Résultats:**Sections d'Acier:**

Section théorique $A_s = 251,4 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{s \min} = 113,1 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section maximum $A_{s \max} = 565,5 \text{ (cm}^2\text{)}$

théorique $\rho = 2,22 \text{ (\%)}$

minimum $\rho_{\min} = 0,50 \text{ (\%)}$

maximum $\rho_{\max} = 5,00 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS N = 1809,40 (kN) M_y = 2138,37 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,24

Position de l'axe neutre: $y = 53,3 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 92,6 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 11,7 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 201,3 \text{ (MPa)}$

comprimée: $\sigma'_s = 157,6 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \lim} = 250,0 \text{ (MPa)}$

Cas N° 2: Type ELU N = 2296,20 (kN) M_y = 3796,60 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,35 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 50,4 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 91,1 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50 \text{ (‰)}$

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 4,47 \text{ (‰)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 434,8$ (MPa)

Cas N° 3: Type ELA $N = 549,67$ (kN) $M_y = 5447,22$ (kN*m) $M_z = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 38,6$ (cm)

Bras de levier: $Z = 96,4$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 6,90$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 500,0$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 500,0$ (MPa)