République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال العموميـة
فرنســيس جانســون
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of Built and Ground Works Engineering
Francis Jeanson

Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

Conception et étude d'un pont à poutre «Viaduc 04» liant l'autoroutière rocade Sud (5 juillet - 2ème rocade d'Alger) et contournement de Draria du PK8+620 au PK8+920

Présenté par :

CHABANE Djouhra

Encadré par :

Mr MOKHTAR Amine
Mr ZOURGUI Nadjib

Promotion 2023/2024

© ENSTP-FJ - Garidi – Vieux Kouba

Remercîments

Tout d'abord, je tiens à exprimer mes sincères remercîments envers mon encadrant au pôle A61 de COSIDER Monsieur **MOKHTAR Ahmed Amine**, Chef du service technique, de m'avoir proposé cet intéressant sujet de projet de fin d'études, pour la qualité de son encadrement et son professionnalisme tout au long de mon mémoire.

Je remercie également mon encadrant de l'école Monsieur **ZOURGUI Hemaidi Nadjib** pour son aide et ses directions.

Je remercie particulièrement **Monsieur le Directeur du pôle A61 de COSIDER** de m'avoir accueillie au sein du pôle afin de réaliser mon projet de fin d'études.

Je remercie l'ensemble du personnel pôle A61 de COSIDER pour leur bienveillance.

Je voudrais aussi remercier l'ensemble de mes professeurs au sein de l'Ecole Nationale des Travaux Publics pour leurs efforts, fournis afin d'assurer une formation de qualité.

Finalement J'exprime mes vifs remercîments aux membres du Jury pour l'attention prêtée à l'égard de l'évaluation de mon travail.

Dédicaces

Je dédie cet humble travail à ma famille.

A ma chère mère, mon oncle, ma sœur et mon frère pour leur soutien et leurs encouragements.

C. Djouhra

Résumé

Dans ce mémoire de fin d'études, l'étude de la superstructure d'un pont à poutre « Viaduc 04 », faisant partie de la liaison autoroutière rocade sud (5 juillet- 2ème rocade d'Alger) et contournement de Draria, du PK8+620 au PK8+920 a été mise en évidence.

Trois variantes ont été conçues et dimensionnées afin d'optimiser le choix du type d'ouvrage. Les variantes ont été représentées à l'aide du logiciel AUTOCAD 2020 et les modélisations ont été réalisées par le logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS. La variante choisie a été vérifiée par des calculs définissants les charges sur les éléments de la superstructure. Les déformations issues des charges ont été évaluées et l'importance des éléments assurant la stabilité du viaduc a été démontrée.

Mots clés : Pont à poutre, béton précontrainte, variantes, ROBOT, analyses multicritères.

ملخص

خلال هذا العمل، قمنا بدراسة البنية الفوقية لجسر رافدة متكون من روافد خرسانية سابقة الاجهاد "Viaduc 04"، جزء من الطريق الدائري الجنوبي الرابط بين الطريق السيار (5 جويلية - الطريق الدائري الثاني بالجزائر العاصمة) وطريق دراية الالتفافي. بين النقطتين والكيلومتريتين من PK8+620 إلىPK8+920.

تم تصميم ثلاثة متغيرات مختلفة وحجمها من أجل تحسين اختيار نوع الهيكل. تم تمثيل المتغيرات باستخدام برنامج AUTOCAD 2020وتم تنفيذ النمذجة باستخدام برنامجROBOT STRUCTURAL ANALYSIS . قمنا بالتحقق من المتغير المختار من خلال الحسابات التي تحدد الأحمال على عناصر البنية الفوقية.كما تم تقييم التشوهات الناتجة عن الأحمال وبيان أهمية العناصر التي تضمن ثبات الجسر

كلمات مفتاحية : جسر رافدة، خرسانة سابقة الاجهاد، المتغيرات، ROBOT، تحليل متعدد المعايير.

Abstract

In this work, the study of the superstructure of a girder bridge "Viaduc 04", part of the southern ring road motorway connection (July 5 - 2nd ring road of Algiers) and Draria bypass. From PK8+620 to PK8+920 has been conducted.

Three variants have been designed and sized in order to optimize the choice of the type of structure. The variants were represented using AUTOCAD 2020 software and the modeling was carried out using ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS software. The chosen variant was verified by calculations defining the loads on the superstructure elements. The deformations resulting from the loads were evaluated and the importance of the elements ensuring the stability of the viaduct was demonstrated.

Key words : Girder bridge, prestressed concrete, variants, ROBOT, multi-criteria analysis.

Sommaire :

Table des matières

I. CHAPITRE I : Étude bibliographique 4
I.1 Introduction et définition sur les ponts 4
I.2 Historique sur les ponts : 5
I.2.1 Ponts primitifs : 5
I.2.2 Ponts de l'Antiquité : 5
I.2.3 Ponts du Moyen âge : 6
I.2.4 Les ponts du XIXe siècle : 6
I.3 Classification des ponts : 7
I.4 Les types de ponts : 7
I.4.1 Les ponts en poutre : 7
I.4.2 Les ponts en arc : 8
I.4.3 Les ponts à câbles : 8
II. CHAPITRE II : Présentation du projet 11
II.1 Objectif du projet : 11
II.2 Situation du projet : 11
II.3 Données du projet : 11
II.3.1 Données naturelles 11
II.3.2 Données géotechniques : 11
II.3.3 Sismicité du site : 11
II.3.4 Topographie : 12
II.3.5 Données climatiques : 12
II.3.6 Les données fonctionnelles: 12
III. CHAPITRE III : Conception et choix de variante 15
III.1.1 Introduction: 15
III.1.2 Procédure de conception: 15
III.1.3 Analyse multicritère: 21
III.1.4 Conclusion: 22
CHAPITRE IV: Calculs des Charges et Surcharges 23
IV. CHAPITRE IV : Calculs des Charges et Surcharges 24
IV.1 Normes de calculs : 24
IV.2 Données du projet : 24
IV.3 Évaluation des charges : 25
IV.3.1 Calcul des charges permantes : 25

IV.3.2 Calcul des Charges dues au trafic (RCPR) 26
IV.4 Caractéristiques des matériaux : 30
Le béton : 30
- **Resistance à la compression**: 30
- **Contraintes admissibles :** 30
- **Déformations :** 31

V. CHAPITRE V : Étude de la dalle 33
V.1 Étude de l'hourdis : 33
V.1.1 Le ferraillage de la dalle : 34
V.2 Ferraillage Nappe supérieur : 34
V.3 Ferraillage de la nappe inférieure : 35
V.3.1 Schéma de ferraillage : 36
VI. CHAPITRE IV : ETUDE DE PRECONTRAINTE 38
VI.1 Précontrainte par post tension : 38
VI.2 Dimensionnement de la précontrainte : 38
VI.2.1 Calcul du nombre de câbles à mi- travée : 38
VI.2.2 Calcul de $PMin$: 39
VI.2.3 Détermination du nombre de câbles à l'about : 40
VI.2.4 Vérification des contraintes : 41
VI.3 Calcul des pertes : 46
VI.3.1 Pertes instantanées : 46
VI.3.2 Perte différée : 50
VI.4 Justification de la poutre : 53
VI.4.1 Caractéristiques des sections: 53
VI.5 Vérification à L'ELS : 54
VI.5.1 Vérification des phases : 54
VI.5.2 Justification des contraintes tangentielles : 55
VI.5.3 Justification à l'ELU : 56
VI.6 Ferraillage de la poutre : 57
VI.6.1 Justification du béton : 58
VII. CHAPITRE VI : Répartition Longitudinale 61
VII.1 Calcul du moment max Mc120 : 61
VII.2 Calcul de l'effort max : 61
VII.3 Calcul de l'effort tranchant max D240 : 62

VII.4 Calcul du moment max D240 : 62
VII.5 Effort tranchant max A(l) : 63
VII.6 Moment max A(l) : 63
VII.7 Moment flechissant max Bc: 63
VII.8 Effort tranchant max 65
VII.9 Moment fléchissant max Bt : 65
VII.10 Effort tranchant max : 66
VIII. CHAPITRE VII : ETUDE TRABSVERSALE : 69
VIII.1 CHOIX DE LA METHODE : 69
VIII.2 Présentation de la méthode de Guyon-Massonnet : 69
VIII.3 Détermination des paramètres adimensionnels θ et α : 70
VIII.3.1 Calcule de paramètre d'entretoisement θ : 70
VIII.3.2 Calcule de paramètre de torsion α : 71
VIII.3.3 Détermination des coefficients de répartition transversale *K*0: . 72
IX. CHAPITRE IX : ETUDE SISMIQUE 77
IX.1 APPAREIL D'APPUI : 77
IX.1.1 Choix du type d'appareil d'appui : 77
IX.1.2 Aire de l'appareil d'appui : 77
IX.1.3 L'épaisseur de l'appareil d'appui T : 78
IX.1.4 Dimensionnement des frettes : 78
IX.1.5 CALCUL SISMIQUE 78
IX.1.6 CONDITION D'APPLICATION DE LA METHODE MONOMODALE 79
IX.1.7 Détermination des actions longitudinales : 80
IX.1.8 Répartition des éfforts : 82
X. Conclusion générale : 86
XI. Références bibliographiques : 88

Liste des figures :

FIGURE 1: ANCIEN PONT EN BOIS EN MONGOLIE 4
FIGURE 2: TRONCS D'ARBRES UTILISÉS COMME PONTS EN PRIMITIVITÉ 5
FIGURE 3: PONT EN PIERRE FABRIQUÉ PAR LES ROMAINS 5
FIGURE 4: PONT POUTRE DE SHIBANPO EN CHINE 8
FIGURE 5: PONT ARRÁBIDA EN ARC AU PORTUGAL 8
FIGURE 6: PONT VERRAZZANO-NARROWS AU ETATS-UNIS 9
FIGURE 7: PROFIL EN LONG DU PROJET 13
FIGURE 8: PROFIL EN TRAVERS DU PROJET 13
FIGURE 9: COUPES TRANSVERSALES 16
FIGURE 10: COUPE LONGITUDINALE 16
FIGURE 11: COUPE TRANSVERSALE DE LA VARIANTE 02 18
FIGURE 12: FLEAUX 19
FIGURE 13 : COUPE LONGITUDINALE D'UN PONT VARIANTE VOUSSOIR 19
FIGURE 14: COUPE TRANSVERSALE SUR PILE ET CULÉE 20
FIGURE 15 : REPRÉSENTATION DU SYSTÈME BC 28
FIGURE 16: REPRÉSENTATION DU SYSTÈME BT 28
FIGURE 17: REPRÉSENTATION DU SYSTÈME MC 120 29
FIGURE 18: COMBINAISON DU MOMENT MAX À L'ELS 33
FIGURE 19: COMBINAISON DU MOMENT MAX À L'ELU 33
FIGURE 20: COMBINAISON DE L'EFFORT TRANCHANT MAX À L'ELU 34
FIGURE 21: COMBINAISON DE L'EFFORT TRANCHANT MAX À L'ELS 34
FIGURE 22: INTERFACE DU LOGICIEL ROBOT EXPERT 34
FIGURE 23: ARMATURE TRANSVERSALE (NAPPE SUPÉRIEUR) 35
FIGURE 24: ARMATURE TRANSVERSALE 35
FIGURE 25: CROQUIS DE FERRAILLAGE DE LA DALLE 36
FIGURE 26: POSITIONNEMENT DES CÂBLES À LA SECTION D'ABOUT 43
FIGURE 27 : POSITIONNEMENT DES CÂBLES À MI-TRAVÉE 44
FIGURE 28 : REPRÉSENTATION DE L'ALLURE DES CÂBLES LONGITUDINALE 45
FIGURE 29 : RÉPARTITION LONGITUDINALE DES CABLES 45
FIGURE 30 : REPRÉSENTATION DE LA CHARGE MC120 POUR LE CALCUL DU MOMENT MAX 61
FIGURE 31 : REPRÉSENTATION DE LA CHARGE MC120 POUR LE CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT MAX 61
FIGURE 32: REPRÉSENTATION DE LA CHARGE D240 POUR LE CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT MAX 62
FIGURE 33: REPRÉSENTATION DE LA CHARGE D240 POUR LE CALCUL DU MOMENT MAX 62
FIGURE 34: REPRÉSENTATION DE LA CHARGE A(L) POUR LE CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT MAX 63
FIGURE 35: REPRÉSENTATION DE LA CHARGE BC POUR LE CALCUL DU MOMENT MAX 63
FIGURE 36: REPRÉSENTATION DE LA CHARGE BC POUR LE CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT MAX 65
FIGURE 37: REPRÉSENTATION DE LA CHARGE BT POUR LE CALCUL DU MOMENT MAX 65
FIGURE 38 : REPRÉSENTATION DE LA CHARGE BT POUR LE CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT MAX 66

Liste des tableaux

TABLEAU III-1: DIMENSIONNEMENT DU TABLIER VIPP 16
TABLEAU III-2: DIMENSIONNEMENT DE L'INFRASTRUCTURE (PILE) 17
TABLEAU III-3: DIMENSIONNEMENT DE L'INFRASTRUCTURE (CULÉE) 17
TABLEAU III-4: DIMENSIONNEMENT DU TABLIER MIXTE 18
TABLEAU III-5: DIMENSIONS TRANSVERSALES DE LA VARIANTE VOUSSOIR 20
TABLEAU III-6: TABLEAU COMPARATIF 21
TABLEAU IV-1: DONNÉES TRANSVERSALES ET LONGITUDINALES DU PROJET 24
TABLEAU IV-2: DONNÉES TRANSVERSALES ET LONGITUDINALES DU PROJET 25
TABLEAU IV-3: POIDS DES CHARGES SUR TABLIER 25
TABLEAU IV-4: POIDS DES COMPLÉMENTS DE CHARGES PERMANENTES ET DU POIDS PROPRE 25
TABLEAU IV-5: CLASSE DE PONT 26
TABLEAU IV-6 : CHOIX DU COEFFICIENT A_1 27
TABLEAU IV-7: SYSTÈME DE CHARGE AL 27
TABLEAU IV-8: SYSTÈME DE CHARGE BC 27
TABLEAU IV-9: SYSTÈME DE CHARGE BT 28
TABLEAU IV-10: CHOIX DE COEFFICIENT BT 29
TABLEAU IV-11: VALEUR DU COEFFICIENT DYNAMIQUE POUR CHAQUE SYSTÈME 29
TABLEAU IV-12: EFFORT DE FREINAGE DE AL 30
TABLEAU VI-1: CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES DE LA POUTRE 38
TABLEAU VI-2 : RÉSULTATS DES MOMENTS ET EFFORTS TRANCHANTS 39
TABLEAU VI-3 : VALEUR DE P_{MIN} 39
TABLEAU VI-4 : CARACTÉRISTIQUES DE LA PHASE 01 41
TABLEAU VI-5 : CARACTÉRISTIQUES DE LA PHASE 02 42
TABLEAU VI-6: CARACTÉRISTIQUES DE LA PHASE 03 42
TABLEAU VI-7: CARACTÉRISTIQUES DE LA PHASE 04 43
TABLEAU VI-8: CARACTÉRISTIQUES DE LA SECTION D'ABOUT AVEC HOURDIS 44
TABLEAU VI-9 : ÉQUATIONS DES CÂBLES 45
TABLEAU VI-10 : RÉSULTATS DES PERTES PAR FROTTEMENTS 46
TABLEAU VI-11: CARACTÉRISTIQUES DES PERTES DUES AU RECUL D'ENCRAGE 46
TABLEAU VI-12: RÉSULTATS DES PERTES DUES AU RECUL D'ENCRAGE 47
TABLEAU VI-13: TRACÉ DES CÂBLES AUX DIFFÉRENTES POSITIONS DE LA POUTRE 47
TABLEAU VI-14: DONNÉES RELATIVES AUX CALCULS DES PERTES 47
TABLEAU VI-15: PERTES PAR RACCOURCISSEMENT FAMILLE 01 48
TABLEAU VI-16 : PERTES PAR RACCOURCISSEMENT FAMILLE 02 49
TABLEAU VI-17: PERTES INSTANTANÉES TOTALES 50
TABLEAU VI-18: PERTES DIFFÉRÉES 50
TABLEAU VI-19: PERTES PAR RELAXATION 51
TABLEAU VI-20: PERTES PAR FLUAGE 52
TABLEAU VI-21: PERTES DIFFÉRÉES TOTALES 52
TABLEAU VI-22: POURCENTAGES DES PERTES 53
TABLEAU VI-23: CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES DES SECTIONS 53
TABLEAU VI-24: POURCENTAGE DES PERTES EN FONCTION DE LA MISE EN TENSION 54

TABLEAU VI-25: VÉRIFICATION DES QUATRE PHASES 54
TABLEAU VI-26: VALEURS DE LA CONTRAINTE T_0 55
TABLEAU VI-27: VALEURS DE LA CONTRAINTE Σ_0 56
TABLEAU VI-28: VÉRIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES 56
TABLEAU VI-29: DONNÉES DE CALCULS 56
TABLEAU VI-30: INCLINAISON DES BIELLES 57
TABLEAU VI-31: VÉRIFICATION DES CONTRAINTES DE TRACTION 58
TABLEAU VI-32: VÉRIFICATION DES CONTRAINTES DE COMPRESSION 59
TABLEAU VII-1: RÉSULTATS DES EFFORTS TRANCHANTS ET MOMENTS MAX 63
TABLEAU VII-2 : VALEURS DE L'EFFORT TRANCHANT SOUS CHARGEMENT BC 64
TABLEAU VII-3 : VALEURS DU MOMENT MAX SOUS CHARGEMENT BC 64
TABLEAU VII-4 : VALEURS DU MOMENT MAX DUES AU CHARGEMENT BT 66
TABLEAU VII-5: VALEURS DE L'EFFORT TRANCHANT MAX T_{BMAX} DE LA CHARGE BT 67
TABLEAU VIII-1 : VALEURS DE K_0 ET K_1 73
TABLEAU VIII-2: VALEURS DE KALPHAMOY SOUS A(L) 2 VOIES CHARGÉES 73
TABLEAU VIII-3: VALEURS DE KALPHAMOY SOUS A(L) 3 VOIES CHARGÉES 73
TABLEAU VIII-4: VALEURS DE KALPHAMOY SOUS A(L) 1 VOIE CHARGÉE 73
TABLEAU VIII-5: VALEURS DE KALPHAMOY SOUS A(L) 4 VOIES CHARGÉES 73
TABLEAU VIII-6: VALEURS DE KALPHAMOY SOUS BC 1 VOIE CHARGÉE 74
TABLEAU VIII-7: VALEURS DE KALPHAMOY SOUS BC 2 VOIES CHARGÉES 74
TABLEAU VIII-8: VALEURS DE KALPHAMOY SOUS BC 3 VOIES CHARGÉES 74
TABLEAU VIII-9: VALEURS DE KALPHAMOY SOUS BC 4 VOIES CHARGÉES 74
TABLEAU VIII-11: VALEURS DE KALPHAMOY SOUS D240 75
TABLEAU VIII-10 : VALEURS DE KALPHAMOY SOUS MC120 75
TABLEAU IX-1 : RÉSULTAT DES MASSES DES PILES 79
TABLEAU IX-2 : RÉSULTATS DES RAIDEURS D'APPUI 80
TABLEAU IX-3: RÉSULTATS DES RAIDEURS DES CULÉE C1 ET C2 80
TABLEAU IX-4: : DISTRIBUTION DES FORCES SISMIQUES TRANSVERSAL SUR CHAQUE APPUI 83
TABLEAU IX-5: COMBINAISON DES COMPOSANTES DE L'ACTION SISMIQUES 84

Introduction Générale

Introduction générale

La conception d'un pont est un processus qui nécessite une analyse approfondie du site et de ses contraintes. En prenant compte la topographie, la géologie et l'hydrologie du site pour s'assurer que le pont est conçu de manière sûre et efficace. Plusieurs facteurs sont pris en considération tel que les matériaux disponibles, les coûts et les exigences de durabilité.

La finalité de cette conception repose sur des simulations. En fin de compte, la conception d'un pont est une entreprise multidisciplinaire qui exige une expertise approfondie dans divers domaines de l'ingénierie.

Dans ce mémoire est d'analyser en détail les différents aspects de l'étude, de la construction et de la performance des ponts voussoirs à hauteur constante construits par encorbellement successif proposées par le bureau d'étude.

La conception d'un pont, qui vise à définir sa nature et son type, est influencée par de multiples facteurs. Ces éléments incluent l'aspect architectural, en relation avec le site, le paysage et l'urbanisme, ainsi que l'aspect constructif, qui dépend de la portée à franchir, de la nature du sol, des contraintes techniques et du coût des constructions. Les intérêts locaux, tels que la position et la robustesse de l'ouvrage, sont également pris en compte. Avant d'entamer la conception proprement dite du pont, une enquête préliminaire est essentielle pour déterminer ces divers éléments. Ensuite, on peut procéder à la conception détaillée de la structure.
Le souci de l'Ingénieur est donc de "comment le construire ?", en assurant parfaitement sa sécurité et son service, tout en optimisant le coût.

Ce travail comporte cinq chapitres organisés de la manière suivante :

Le premier chapitre est une étude bibliographique dans laquelle nous définirons ce qu'est un pont, la classification des ponts et nous énoncerons une brève l'historique sur ces derniers.

Dans le second chapitre, nous présenterons le projet, exposerons les données relatives à celui-ci et le futur ouvrage à concevoir.

Ensuite, nous entamerons la phase de conception, nous établirons les variables et feront le choix de celle appropriée.

Une analyse multicritère sera réalisée, la variable sélectionnée fera l'objet de calculs et de vérifications pour valider le projet, en nous appuyant sur des calculs définissant les charges sur les éléments de la superstructure. Nous procéderons également à l'évaluation des déformations résultant de ces charges.

Finalement, nous mettrons en lumière le rôle des éléments et équipements nécessaires pour assurer la stabilité et supporter le tablier du viaduc.

CHAPITRE I : Étude bibliographique

I. CHAPITRE I : Étude bibliographique

I.1 Introduction et définition sur les ponts

Les ponts autoroutiers parsèment notre paysage par centaines de milliers. Nous les franchissons et les traversons, ne prêtant guère plus d'attention à ces structures qu'à un arbre ou une colline.

En effet, le pont autoroutier est devenu une partie intégrante de notre environnement. D'un point de vue historique, le pont autoroutier moderne est né pendant les années de dépression des années 1930, a atteint sa maturité dans les années 1950 à 1970, et entre dans ses années d'or dans les années 1980 et 1990. Ces structures ont si bien performé et ont été si durables que la plupart d'entre nous, ingénieurs ou non, ont tendance à considérer le pont autoroutier comme acquis.

Par définition un pont est tout ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation. Il peut supporter une route, une voie ferrée, un canal ou une canalisation.

Ils permettent de supporter un trafic ou des charges en mouvement pour passer les obstacles à surmonter. Un pont peut être routier supportant des charges routière ou ferroviaire supportant un trafic de voie ferrée pont rail, les principaux obstacles peuvent être une rivière, une vallée, une route.



Figure 1: Ancien pont en bois en Mongolie

I.2 Historique sur les ponts :

I.2.1 Ponts primitifs :

Les premiers ponts primitifs se distinguent par leurs excellentes propriétés mécaniques, leur facilité de manipulation et leurs assemblages simples utilisant plusieurs composants. En utilisant du bois, l'homme a érigé des structures telles que quelques pierres placées sur le fond d'un cours d'eau ou un arbre jeté entre deux rives, transformant ainsi un simple tronc en un pont étroit.

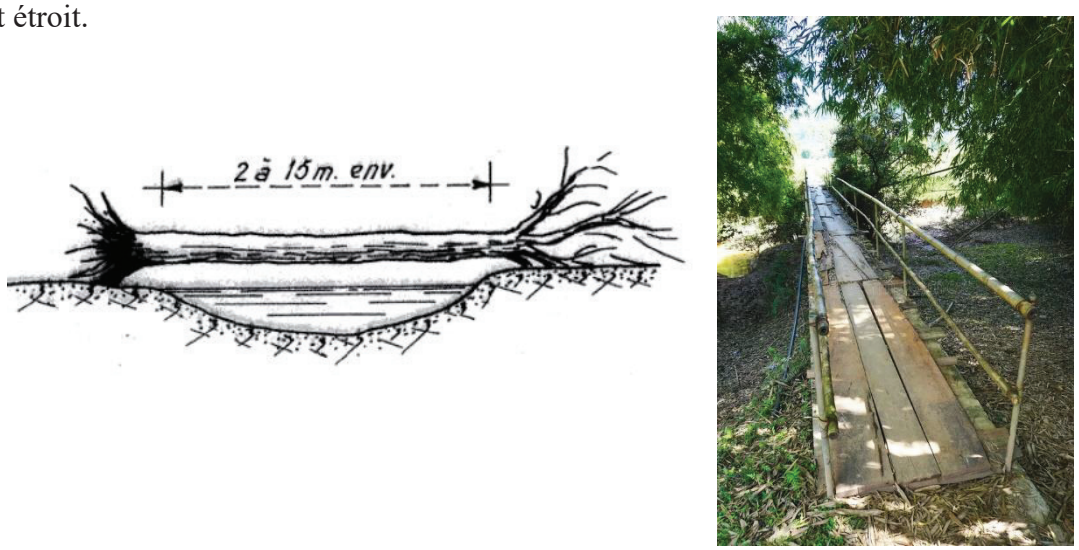


Figure 2: Troncs d'arbres utilisés comme ponts en primitivité

I.2.2 Ponts de l'Antiquité :

Les ponts à poutres de bois étaient le choix privilégié dans l'Antiquité en raison de la disponibilité et de la facilité de travail du matériau.

Cependant, malgré sa popularité, le bois présente des limitations mécaniques et est vulnérable aux incendies et aux intempéries.

Étant donné que la pierre présente de bonnes propriétés mécaniques en compression mais une résistance limitée à la traction, les Romains optent pour la construction **de ponts en arches de maçonnerie**. Cette méthode leur permet d'exploiter efficacement les caractéristiques de ce matériau, étant principalement soumis à des forces de compression.



Figure 3: Pont en pierre fabriqué par les romains

Dès le IIe siècle av. J.-C., les Romains utilisent un ciment appelé pouzzolane, composé de chaux, de sable, de poudre de roche volcanique de Pozzuoli et d'eau, pour ériger des structures en pierre au-dessus des rivières. Cette technique leur permet de construire de nombreux ouvrages, notamment en Gaule, dont certains subsistent encore aujourd'hui, tels que le Pont du Gard, un monument emblématique érigé en -19 av. J.-C.



I.2.3 Ponts du Moyen âge :

Au XIIIe siècle, les villes étaient souvent confinées à l'intérieur de murs défensifs, limitées par une enceinte protectrice qui réduisait l'espace disponible pour l'expansion urbaine. Cette contrainte d'espace a conduit à l'émergence des ponts habités. Ces ponts étaient bien plus que de simples structures de passage ; ils devenaient des espaces de vie et de commerce.

Les ponts habités étaient souvent le lieu de diverses activités commerciales. Des marchands occupaient les étages inférieurs des bâtiments, vendant une variété de marchandises aux passants et aux habitants locaux. Ces ponts devenaient alors des centres animés de commerce, où les échanges commerciaux étaient florissants.

Ponte Vecchio – Florence (1335-1345)

I.2.4 Les ponts du XIXe siècle :

Une avancée dans la construction des ponts émerge avec les ponts suspendus, où les piles sont constituées de maçonnerie ou d'acier, et le tablier métallique est soutenu par des câbles d'acier suspendus à des câbles principaux. Cette méthode révolutionnaire permet d'augmenter les portées.



C’est au XIXème siècle, en 1845, que la formulation du béton est mise au point (mélange de granulats, de sable, de ciment et d’eau dans des

proportions précises). Ensuite le béton armé (association d'armatures en acier au béton), puis le béton précontraint. Une nouvelle famille de ponts apparaît alors. Les caractéristiques mécaniques du béton armé font que l'on construit des ponts en arcs, mais avec des portées plus importantes que les ponts en maçonnerie, de l'ordre de 100 m.



C'est en 1928, qu'Eugène Freyssinet met au point le béton précontraint. Son principe consiste à comprimer le béton de la structure par des câbles fortement tendus, afin de pallier à la faiblesse du béton à la traction. Ce procédé va permettre d'alléger la structure et donc d'augmenter les portées des ponts en béton. De nouveaux types de ponts font leur apparition, ainsi que des nouvelles méthodes de construction**.**

I.3 Classification des ponts :

Les ponts peuvent être classés selon les critères suivants :

- Les matériaux de construction, Bois, Pierre, Métal, Béton armé, Béton précontraint.
- Les structures (droites, cintrée ou triangulées),
- Les portées (distance entre deux appuis),
- L'époque
- L'utilisation des ponts (par des piétons, des voitures, des trains, etc.…) la voie port

I.4 Les types de ponts :

Il existe trois grandes familles de ponts :

I.4.1 Les ponts en poutre :

Le tablier du pont est porté par une ou plusieurs poutres en bois, en acier, en béton armé. Les poutres provoquent sur leurs supports des forces de réactions verticales.

La portée pour ce type de pont est rapidement atteinte. Afin de rallonger cette dernière, l'épaisseur des poutres doit être augmentée afin d'empêcher le fléchissement.

Si l'on veut allonger la portée, on doit augmenter l'épaisseur des poutres pour empêcher leur fléchissement. Cependant, cela fait accroitre le poids de l'édifice qui arrive alors à son point de rupture. Pour remédier à ce problème de limite, on construit, lorsque cela est possible plusieurs piles délimitant les travées.

De nos jours, l'évolution des techniques de construction et l'utilisation de nouveaux matériaux permettent la construction de pont en poutre de conceptions variées et de taille gigantesque. Les poutres de grande section sont creuses et constituées d'éléments juxtaposés. appelés des voussoirs en caisson. Le caisson peut avoir une section différente selon qu'il se situe au niveau d'une pile ou au milieu d'une travée. Chaque travée du pont présente alors la forme d'une arche très aplatie.



Figure 4: Pont poutre de Shibanpo en Chine

I.4.2 Les ponts en arc :

Le tablier du pont est porté par une ou plusieurs arches en bois, en pierre, en acier, en béton armé ou précontraint. Ce tablier peut être au-dessus ou au-dessous de l'arc, La structure exerce sur ses appuis des forces qui ont tendance à les écarter. Les 1 arcs construits pour des ponts remontent à l'Antiquité. Les Romains ont développé les arches de pierre en demi- cercle. L'édification de plusieurs arches accolées, construites sur le même cintre, permet le franchissement de larges obstacles.



Figure 5: Pont Arrábida en arc au Portugal

I.4.3 Les ponts à câbles :

Le tablier du pont est porté par des câbles en acier par l'intermédiaire de suspentes. Les câbles porteurs exercent des efforts de traction sur les massifs d'ancrage.

Le tablier repose sur des poutres transversales soutenues par des câbles reliés à des pylones. En multipliant le nombre de pylones et de câbles, on peut construire des ponts suspendus très longs de grande portée.



Figure 6: Pont Verrazzano-Narrows au Etats-Unis

CHAPITRE II : Présentation du projet

II. CHAPITRE II : Présentation du projet

II.1 Objectif du projet :

L'objet de notre travail consiste à établir la conception et l'étude de l'ouvrage viaduc n°4 faisant partie de la réalisation de la Liaison Rocade Sud (05 Juillet) - 2eme Rocade d'Alger El Achour - Draria sur 4,8 km.

II.2 Situation du projet :

Notre ouvrage se situe dans l'ouest de la wilaya d'Alger du PK 8+620 au PK 8+940.

II.3 Données du projet :

II.3.1 Données naturelles

La conception d'un pont doit satisfaire à un certain nombre d'exigences puisqu'il est destiné à offrir un service à des usagers. On peut identifier deux types de critères : les critères fonctionnels, qui regroupent toutes les caractéristiques nécessaires pour que le pont remplisse sa fonction de passage, et les critères naturels, qui englobent tous les éléments de l'environnement qui influencent sa conception.

II.3.2 Données géotechniques :

Les données géotechniques jouent un rôle crucial dans l'étude d'un ouvrage. Elles influencent non seulement le type de fondation à choisir pour les appuis, mais aussi la solution adoptée pour le franchissement projeté. Ces données sont recueillies lors d'une reconnaissance, qui doit fournir les informations nécessaires sur le terrain naturel, le niveau de la nappe phréatique, et les niveaux possibles de fondation.

La géologie du site a été déterminée à l'aide de plusieurs essais de sondage :

- 10 sondages carottés sur une profondeur de 30 m.
- 10 sondages pressiométrique sur une profondeur de 30 m.

Ce qui démontre que le sol est majoritairement constitué de marne sableuse surmonté de dépôts de sable grésifié jaunâtre, de gré ainsi qu'une couche d'argile brunâtre, sablo-graveleuse moyennement ferme.

La classification du sol selon le RPOA est un sol de classe S3 (site meuble).

II.3.3 Sismicité du site :

Le territoire national est divisé en cinq (5) zones de sismicité croissante Selon le RPOA 2008 :

- Zone 0 : Négligeable
- Zone I : Faible

- Zone IIa : Moyenne
- Zone IIb : Elevée
- Zone III : Très élevée

La région d'Alger est située dans la zone III, zone de forte sismicité. D'autant plus que l'ouvrage est considéré comme un ouvrage important (Groupe 2) ce qui donne un coefficient d'accélération A = 0,3.

II.3.4 Topographie :

D'après les données obtenues à partir du relevé topographique de l'ouvrage, il est évident que celui-ci se trouve dans une zone au relie vallonée.

II.3.5 Données climatiques :

- **Variation de Température :**

En Algérie du Nord (climat tempéré) : +35° C et -15° C.

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

Donc nous avons :

- $\Delta T+ = +25°\ C$
- $\Delta T - = -40°\ C$ $\qquad 5°C < T < 35°C$

- **Vent :**

Les efforts engendrés sont introduits dans les calculs comme des pressions horizontales statiques appliquées aux surfaces frappées. Leur intensité, assimilée à une valeur caractéristique, vaut :

- 2,00 kN/m² pour les ouvrages en service.
- 1,25 kN/m² pour les ouvrages en cours de construction.

- **Neige :**

En règle générale, les effets de la neige ne sont pas pris en compte dans les calculs structurels des ponts. Cependant, il existe des exceptions à cette règle dans certains cas spécifiques. Par exemple, lors de la phase de construction de l'ouvrage, la neige peut avoir un impact significatif et doit donc être considérée.

II.3.6 Les données fonctionnelles :

II.3.6.1 Profil en long :

L'ouvrage mit en étude présente une longueur totale de 301,6 m d'ont les caractéristiques sont définit ci-dessous :

- Alignement droit de longueur : 101.9 m.
- Clothoïde de longueur 120 m. (R=300, A =130).
- Rayon R = 290 m.

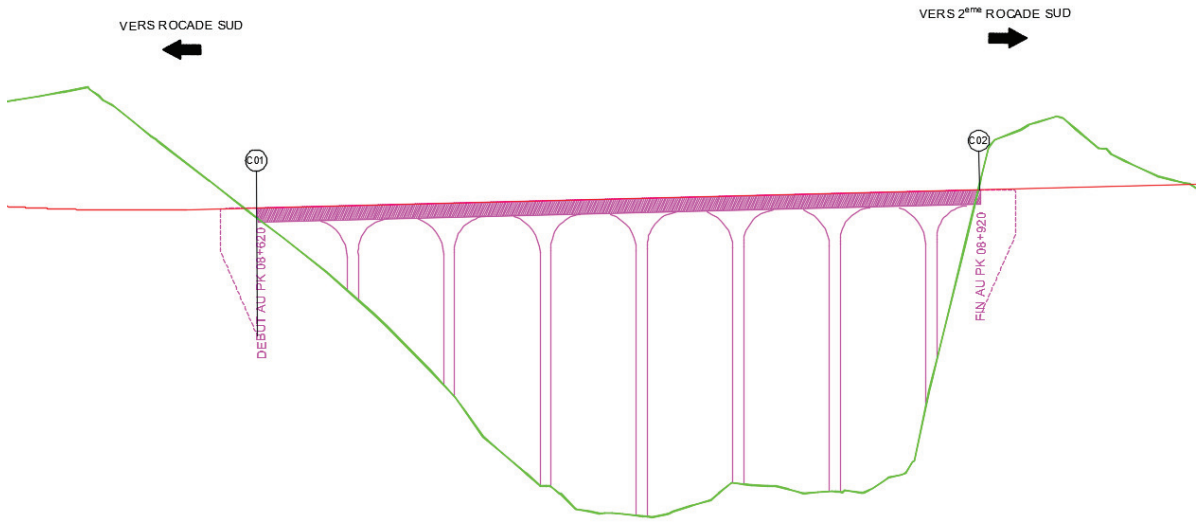


Figure 7: Profil en long du projet

II.3.6.2 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.

Le tablier du projet est constitué de :

- La largeur totale 14 m.
- La largeur roulable : 13 m.
- La largeur chargeable : 12,5 m.
- Nombre des voies de circulation : 4 voies.
- Devers : 2,5%

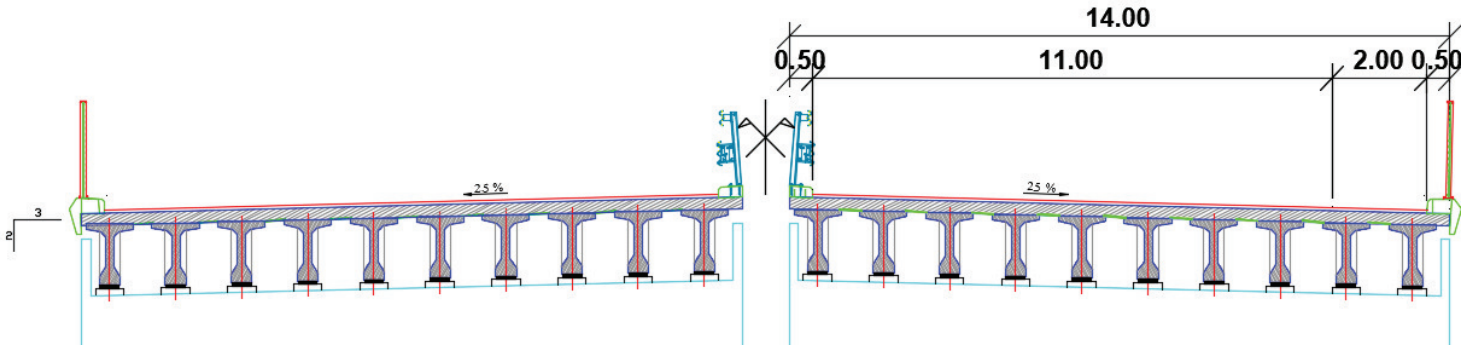


Figure 8: Profil en travers du projet

CHAPITRE III : Conception et choix de variante

III. CHAPITRE III : Conception et choix de variante

III.1.1 Introduction :

La conception d'un pont suit souvent une démarche itérative visant à optimiser techniquement et économiquement l'ouvrage projeté, en tenant compte de toutes les contraintes naturelles et fonctionnelles, ainsi que des exigences de qualité architecturale ou paysagère. L'étude du projet est menée par un ingénieur expérimenté et créatif, maîtrisant les différents types d'ouvrages, leur redimensionnement et leurs contraintes d'exécution. Cet ingénieur doit aussi faire preuve d'ingéniosité pour trouver des solutions économiques et innovantes face à des problèmes complexes.

Ce chapitre a pour objectif de réaliser une analyse multicritère des différentes variantes pré-dimensionnées et de sélectionner celle qui répond le mieux aux besoins.

Variante 01 : Pont à poutres préfabriqués en béton précontraint VIPP.

Variante 02 : Pont mixte.

Variante 03 : Pont voussoir.

III.1.2 Procédure de conception :

Après avoir examiné l'axe, le profil type de la route et tenant compte des critères mentionnés précédemment, on propose un dimensionnement de trois variantes conformément aux recommandations et règles des guides de conception S.E.T.R.A.

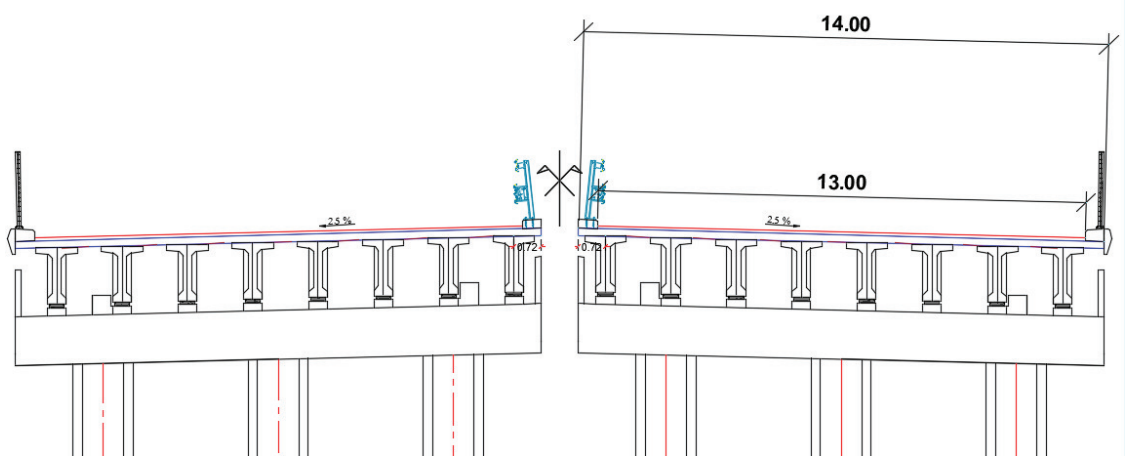
- **Variante 01 :** Pont à poutres préfabriqués en béton précontraint VIPP.

- **Coupe longitudinale :**

La variante pont à poutre VIPP conçue en respectant la gamme des portées admissible, on opte pour dimensionner des poutres de 33,40 m de 9 travées avec une longueur de 300.6m.

- **Coupe transversale :**

Le tablier transversalement est constitué de 8 poutres avec un espacement de 1.74 m, la largeur du tablier est égale à 14 m.



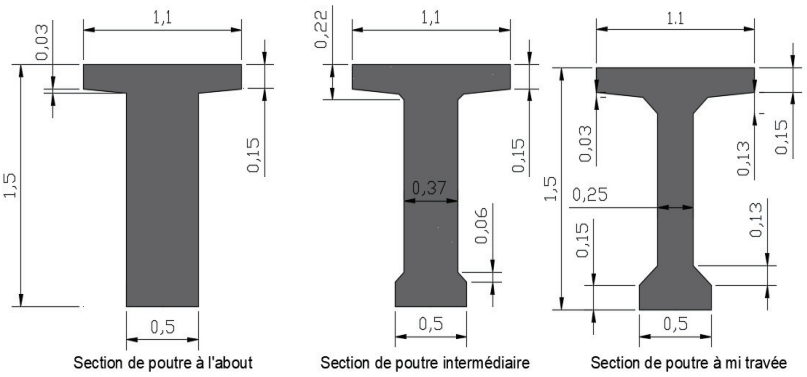


Figure 9: Coupes transversales

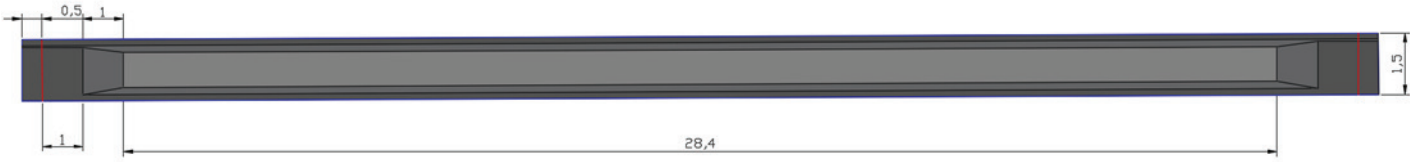


Figure 10: Coupe longitudinale

Le tableau ci-dessous résume les dimensions de chaque élément constituant le tablier :

Tableau III-1: Dimensionnement du tablier VIPP

Élément	Intervalle	Valeur
Hauteur de la poutre	$\frac{L}{20}$<H<$\frac{L}{17}$	1,5
Épaisseur de la dalle	20cm < e < 30cm	0,2
Hauteur totale H_t	H_t = e + H	1,7
Entraxe	1,4 < λ < 1,8	1,74
Nombre de poutres	-	8
Épaisseur talon	10cm < e_t < 20cm	0,15
Largeur du talon	$b_t = (\frac{((lxL^2)}{Ht^2K})$/n 1200 ≤ K ≤ 1300	0,5
Épaisseur de l'âme à mi travée	-	0,25
Épaisseur de l'âme en zone d'about	-	0,5
Épaisseur de l'âme en section intermédiaire	-	0,37
Largeur de la table de compression	b_T≥ 0,6xH_p	1,1
Épaisseur de la table de compression	10cm < e_T < 15cm	0,15

Conception de l'infrastructure :

Pile :

Tableau III-2: Dimensionnement de l'infrastructure (pile)

Élément	Dimensions (m)	
Hauteur des Pile	P8	20
	P7	21,3
	P6	20,47
	P5	22,9
	P4	22,26
	P3	17,18
	P2	9,39
	P1	2,88
Diamètre des futs	1,5	
Semelle	Longueur	13,2
	Largeur	8
	Épaisseur	1,3

Culée :

Tableau III-3: Dimensionnement de l'infrastructure (culée)

Élément	Dimensions (m)	
Mur frontal	Hauteur	3,3
	Largeur	15
	Épaisseur	1,4
Mur en retour	Épaisseur	3
Mur garde grève	Hauteur	2,06
	Largeur	15
	Épaisseur	0,3
Dalle de transition	Largeur	4
	Épaisseur	0,3
Semelle	Longueur	13,2
	Largeur	8
	Épaisseur	1,3

➢ **Variante 02 :** Pont mixte

Les ponts métalliques bipoutres mixtes sont constitués de deux poutres métalliques en I, d'une hauteur constante et d'une dalle en béton armé connectée.

Le domaine d'emploi de ces ouvrages correspond aux portées de 25 à 110 mètres Les portées maximales, pour les travées continues.

- **Coupe longitudinale :**

La variante pont mixte est constitué de 4 poutres de travées identiques de 75 m ce qui donne une longueur de 300 m.

- **Coupe transversale :**

Le pont repose sur deux poutres PRS principaux espacés de 7,7 m entretoisée entre elles chaque 7,7 m, avec une dalle en béton armé de 14 m fixée aux poutres principales par des goujons.

Tableau III-4: Dimensionnement du tablier mixte

Élément	Intervalle	Valeur
Longueur totale du tablier	-	75 m
Largeur totale du tablier	-	14 m
Entraxe	λ =0,55 Lt	7,7 m
Épaisseur de l'âme	tw ≥ 0,005hw	20 mm
Épaisseur semelle inferieure	20 ≤ ti ≤ 150	40 mm
Épaisseur de la semelle supérieure	20 ≤ ts ≤ 150	30 mm
Largeur semelle inférieure	500 mm ≤ bi ≤ 12 00 mm	900 mm
Largeur semelle supérieure	400 mm ≤ bs ≤ 1 000 mm	600 mm
Épaisseur de la dalle	240 à 260 mm	250 mm
Hauteur du PRS	H = L/28	2,64 m

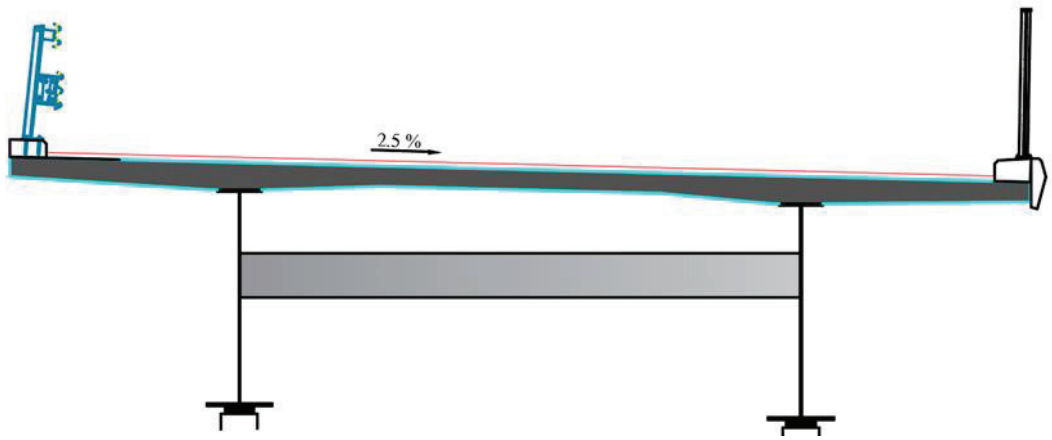


Figure 11: Coupe transversale de la variante 02

➢ **Variante 03 :** Pont Voussoir coulés sur place par encorbellement successif :

Cette méthode de construction consiste à réaliser le tablier d'un pont par segments à partir des appuis, en commençant par un voussoir initial. La construction se fait généralement de manière symétrique de chaque côté d'une pile pour limiter les moments de déséquilibre, formant ainsi une double console appelée fléau. Une fois que les extrémités des fléaux atteignent les zones proches de la clé des deux travées adjacentes, on procède à leur solidarisation (clavage).

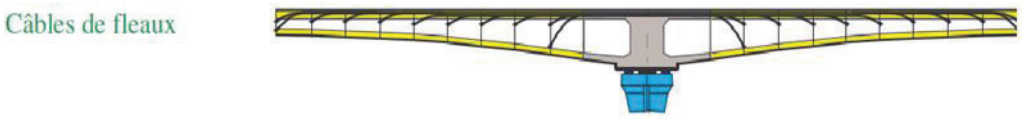


Figure 12: Fleaux

- **Conception longitudinale :**

On propose pour cette variante à projeter un pont voussoirs de hauteur variable ayant pour travée principale de 140 m. Avec travées de rive de 84 m (60% de la travée principale), on aura une longueur de 308 m.

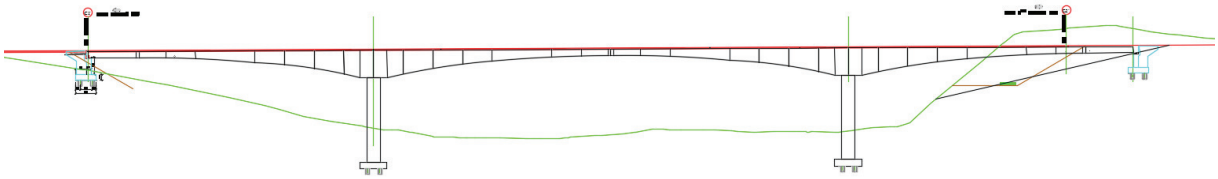


Figure 13 : Coupe longitudinale d'un pont variante voussoir

- Conception transversale :

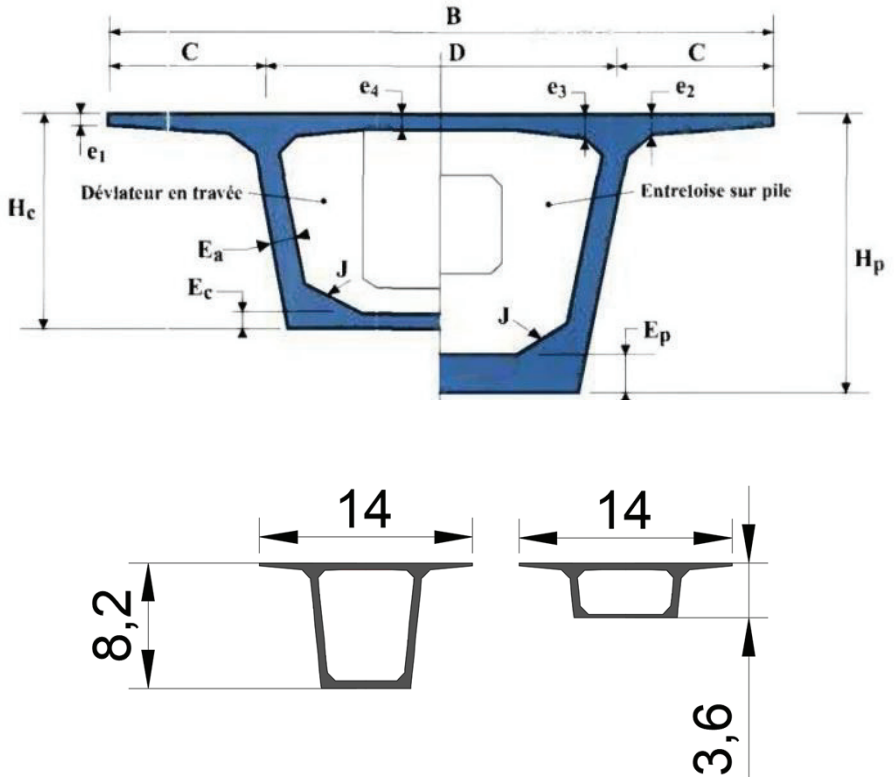


Figure 14: Coupe transversale sur pile et culée

Tableau III-5: Dimensions transversales de la variante voussoir

Élément		Description	Valeur
Largeur du voussoir		B	14
Largeur d'encorbellement		C=B/4	3,5
Entraxe Âme		D=B-2C	7
Épaisseur de l'hourdis	e_1	$e_1 \geq 16$ à 18 cm	0,2
	e_2	$C/7 \leq e_2 \leq C/8$	0,45
	e_3	$e_3 = 10 + D/25$ Avec (e3 > e2 - 10 et e3> 1.5 e4)	0,5
	e_4	$D/30 \leq e4 \leq D/25$	0,45
Hauteur sur pile		L/16≤Hpile≤L/18	8,2
Hauteur sur culée		L/30≤Hculée≤L/35	3,6
Gousset supérieur		30° < α < 45°	45
Gousset inferieur		30° < α < 45°	45

III.1.3 Analyse multicritère:

On compare les trois modes de réalisation selon des critères techniques (étude et réalisation), économiques (matériaux, matériels, personnels, délai et entretien) et selon des critères d'esthétiques (élancement, nombre d'appuis, qualité des parements …).

Tableau III-6: tableau comparatif

Variante	Avantages	Inconvénients
Variante 01 VIPP	– Variante très économique. – Délai de construction court. – Possibilité de réutilisation les coffrages. – Conception simple	– Des portées limitées (plusieurs piles). – Construction esthétiquement simple.
Variante 02 bipoutre mixte	– Possibilité de construire avec des grandes portées. – Construire avec de l'acier exige un excellent rapport poids/performance et conduit à une légèreté du poids total de l'ouvrage. – Facilité de l'entretien et de maintenance.	– La corrosion et le phénomène de fatigue des assemblages. – La répartition des charges est endommagée à cause des phénomènes de retrait et de fluage. – Le coût est élevé. – Ce type de pont nécessite une main d'œuvre qualifiée.
Variante 03 Voussoir par encorbellement successif	– La grande portée – Adaptation meilleure pour les ponts biais. – Rapidité du temps consacré à l'entretien. – La demande d'une main d'œuvre hautement qualifiée pour le ferraillage n'est pas exigée.	– La nécessité d'un grand aspect économique. – Échafaudage important Impose un béton plus résistant avant 28 jours. – Requière une main d'œuvre qualifiée pour la pose des gaines, les câbles et aussi pour la mise en tension des câbles. – Le temps de réalisation important

III.1.4 Conclusion:

Après avoir comparé chaque variante nous avons opté pour un pont à poutres précontraintes de type VIPP, car il répond à presque tous les critères mentionnés précédemment. C'est la solution la plus économique, avec une méthode de construction simple et des ressources disponibles.

CHAPITRE IV: Calculs des Charges et Surcharges

IV. CHAPITRE IV : Calculs des Charges et Surcharges

Dans ce chapitre nous déterminerons les différentes charges et surcharges qui peuvent être appliquées sur notre ouvrage.

Lors de la mise en service, le pont doit résister à de multiples sollicitations, elles sont classées en deux catégories :

- Les charges permanentes :
- Le poids de la structure
- Les compléments de charges (charges des trottoirs, revêtements, dispositifs de sécurité).

- Les charges variables :
- Les charges routières :
- Les charges climatiques : essentiellement vent et température.
- Les actions accidentelles : telles que le choc sur une pile de pont ou l'effet d'un séisme.

IV.1 Normes de calculs :

- **RPOA 2008** : Règles Parasismiques applicables aux domaines des Ouvrages d'Art.
- **Règles BAEL 91 modifiées 99** : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limites.
- **Règles BPEL 91** : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint, suivant la méthode des états limites.
- **DTR-RCPR 2010** : Document Technique Réglementaires – Règle définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des Pont Routes.
- **Document SETRA :** service d'étude technique des routes et autoroutes.
-

IV.2 Données du projet :

Tableau IV-1: Données transversales et longitudinales du projet

Nombre de travée	9	Longueur de travée	33,4 m
Longueur Totale	301,4 m	Largeur Totale	14 m

IV.3 Évaluation des charges :

IV.3.1 Calcul des charges permantes :

Tableau IV-2: Données transversales et longitudinales du projet

L poutre	33,4 m
La portée	32,4 m
Nbre de poutres	8
Épaisseur de la dalle	0,2 m
Largeur de la dalle	14 m

On a :

$\rho_{Béton}$ 25 kN/m3

$\rho_{Revêtement}$ 24 kN/m3

Tableau IV-3: Poids des charges sur tablier

Poids propre d'une poutre :	540,05 KN
Poids propre d'une entretoise :	0 KN
Poids de la dalle :	2338 kN
Poids trottoirs + corniches :	283,9 kN
Poids du revêtement :	833,664 kN
Poids des glissières et du garde-corps :	53,44 kN

Tableau IV-4: Poids des compléments de charges permanentes et du poids propre

CCP	1171,004 KN
G	7829,404 KN
G	234,413293 KN/ml

Pour le dimensionnement nous utiliserons le système de charge suivante :

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

Caractéristiques du pont :

- Largeur roulable (***L***r)
- Largeur chargeable (***L***c)
- Largeur de voie
- Nombre de voies (***N***v)

Classe de pont : Il existe trois classes de ponts, ils sont classés en fonction de la largeur roulable et de leur destination.

Dans notre cas : pont de 1ere classe Lr =13 m ≥ 7

Tableau IV-5: Classe de pont

1	L >7
2	5,5< L ≤7
3	L ≤ 5.5

Système de charge A :

La valeur de A(l) est multipliée en fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées par le coefficient a1

$$\mathbf{A(}l\mathbf{) = 2.30 + \frac{360}{L+12}\ (KN/m^2)}$$

IV.3.2 Calcul des Charges dues au trafic (RCPR)

Nombre de voies : $n = \frac{Lc}{3}$

Largeur d'une voie L= 3,13 m

Lr =13 m n = 4 voies

Lc =12,5 m

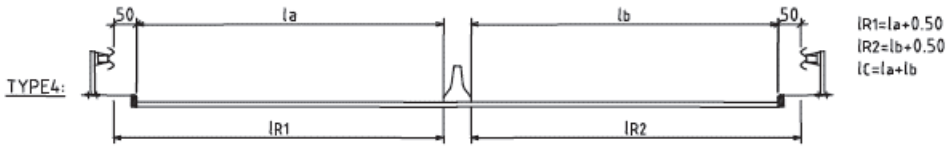


Tableau IV-6 : choix du coefficient a_1

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

Tableau IV-7: Système de charge Al

N des voies	L (m)	A(l) (kN/m2)	a1	a2	A(l)xa1xa2 (kN/m2)	Lv (m)	A(l) (kN/ml)
1	33,4	10,23	1	1,12	11,46	3,13	35,80
2	33,4	10,23	1	1,12	11,46	6,25	71,61
3	33,4	10,23	0,9	1,12	10,31	9,38	96,67
4	33,4	10,23	0,75	1,12	8,59	12,50	107,41

Tableau IV-8: Système de charge Bc

N° des voies	B_c (kN)	b_c	B_c x b_c (kN)
1	600	1,2	720
2	1200	1,1	1320
3	1800	0,95	1710
4	2400	0,8	1920

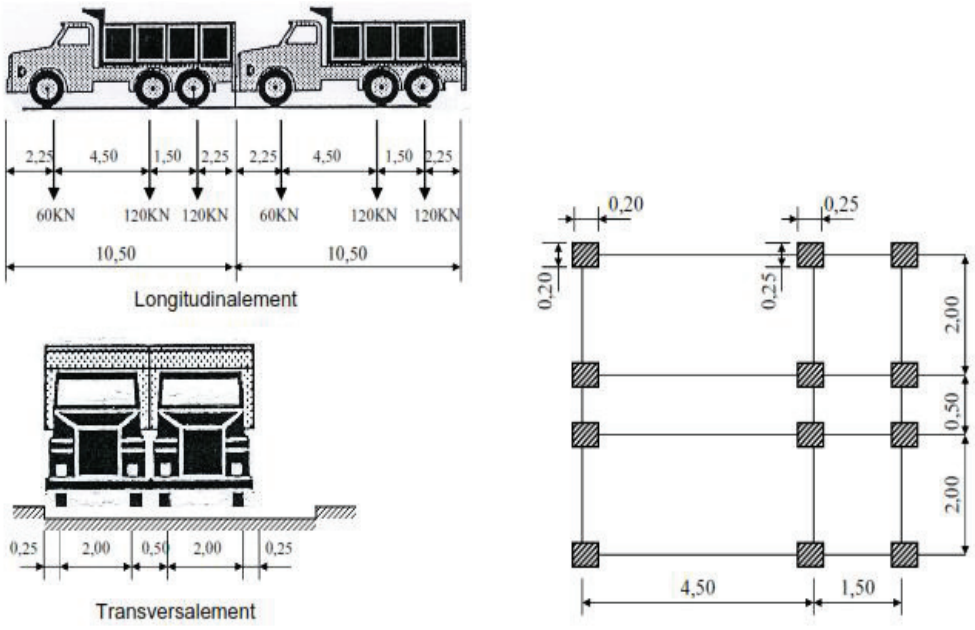


Figure 15 : Représentation du système Bc

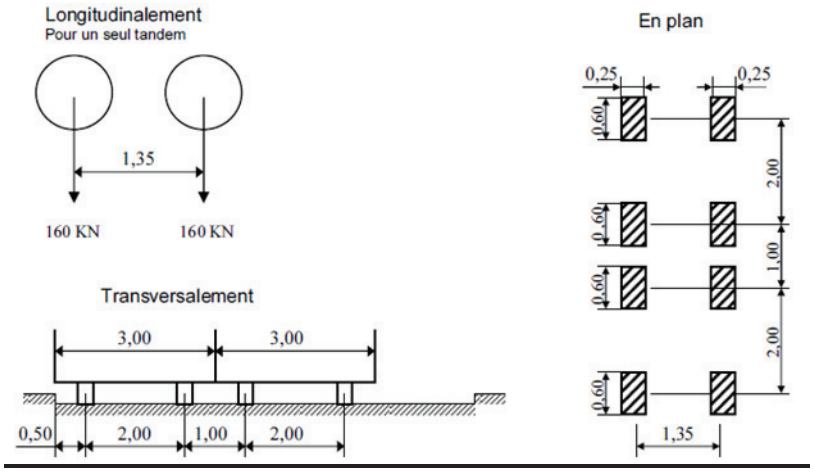


Figure 16: Représentation du système Bt

Tableau IV-9: Système de charge Bt

N° des voies	B_t (kN)	b_t	B_t x b_t (kN)
1	320	1,2	384
2 – 3 – 4	640	1,2	768

Charges militaires : Mc 120

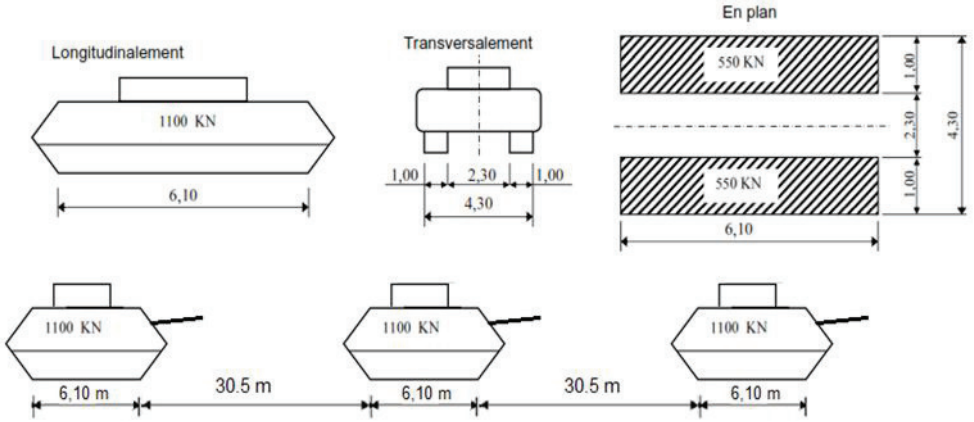


Figure 17: Représentation du système Mc 120

S = 1100 KN

Tableau IV-10: Choix de coefficient bt

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

Coefficient de majoration dynamique

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

Tableau IV-11: Valeur du coefficient dynamique pour chaque système

Système de charge		L (m)	G (kN)	S (kN)	δ
Bc	1 Voie	33,4	7829,4	720	**1,066**
	2 Voies			1320	**1,076**
	3 Voies			1710	**1,083**
	4 Voies			1920	**1,087**
Bt	1 Voie			384	**1,059**
	2+ Voies			768	**1,066**
Mc120				1100	**1,072**

Efforts de freinage

F_{Bc} = 300kN

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

Tableau IV-12: Effort de freinage de Al

N des voies	S (m^2)	A(l) (kN/m^2)	F (kN)
1	104,38	11,46	58,72
2	208,75	11,46	115,37
3	313,13	10,31	153,05
4	417,50	8,59	167,16

IV.4 Caractéristiques des matériaux :

Le béton :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours qui est notée fc28.

Densité : la masse volumique du béton armé γ =2,5 t/m3.

- **Resistance à la compression**:

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite résistance caractéristique spécifiée notée.

• fc28 = 35 MPA Pour superstructure.

• fc28 = 30 MPA Pour infrastructure.

Résistance à la traction :

La résistance à la traction est liée à la résistance à la compression par la formule.

$$\mathbf{ftj} = \mathbf{0.6} + \mathbf{0.06fcj} \ (3.1)$$

- ft28 = 2.7 MPA Pour superstructure.
- ft28 = 2.4 MPA Pour infrastructure.

- **Contraintes admissibles :**

La contrainte admissible est la valeur limite à ne pas dépasser en aucun point de l'ouvrage.

– Contraintes admissibles de compression à l'ELU Pour le calcul à l'ELU :

fbu= 0,85 x ($\frac{fcj}{.\gamma_b}$) (MPa)

γ_b : le coefficient de sécurité égale à 1,5 (cas courant) et 1,15 (cas accidentel).

θ : Coefficient dépendant de la durée d'application de la charge avec :

- θ = 1 si la durée > 24h.
- θ = 0,9 si la durée entre 1h et 24h.
- θ = 0,85 si la durée <1h.

- Contrainte admissible de compression à l'ELS

fbc = 0,6xfc28 (MPa)

➢ **Déformations :**

- Déformation longitudinale

À défaut de résultats expérimentaux probants, on adopte pour le module de déformation longitudinale instantanée (<24h) du béton Eij une valeur conventionnelle égale à :

Eij= 11000 $fcj^{\frac{1}{3}}$(MPa)

Le module de déformation longitudinale différée (>24h) Evj est donné par :

Evj= 3700 $fcj^{\frac{1}{3}}$(MPa)

➢ **Déformation transversale :**

G=E/2(1+v)

Pour le calcul de béton précontraint le coefficient de poisson v est pris égale à :

• v=0,2 pour un béton non fissuré (ELS).

• v=0,3 pour un béton fissuré (ELU).

CHAPITRE V : Étude de la dalle

V. CHAPITRE V : Étude de la dalle

V.1 Étude de l'hourdis :

Nous adopterons une longueur de 1 mètre pour l'hourdis, en conservant les dimensions réelles pour la largeur et l'épaisseur.

Les charges appliquées sur la dalle incluent

- Le poids propre,
- Le poids des équipements, A(l), Bc, Bt, Mc120, D240,
- Leurs combinaisons correspondantes.

Nous représenterons ci-dessous les différentes combinaisons maximales :

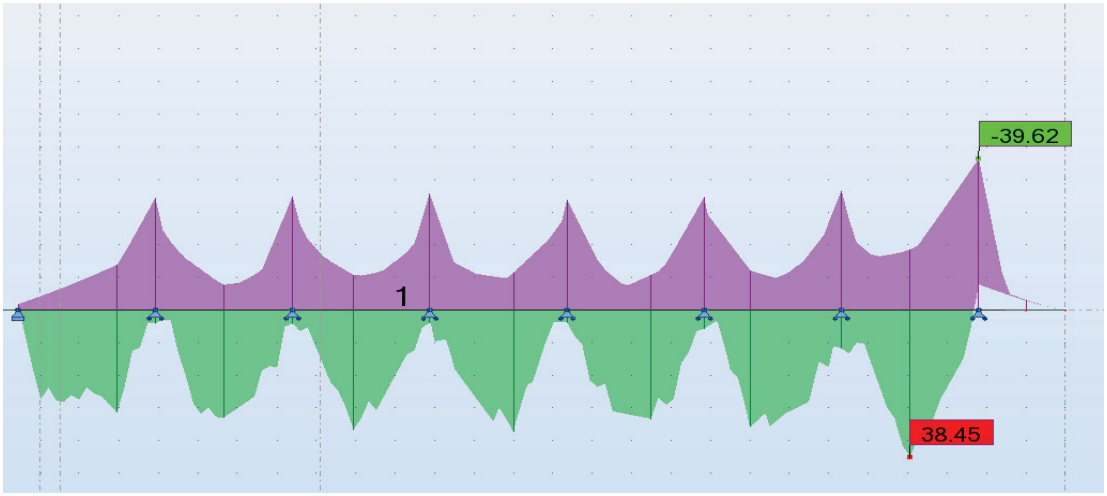


Figure 18: Combinaison du moment max à l'ELS

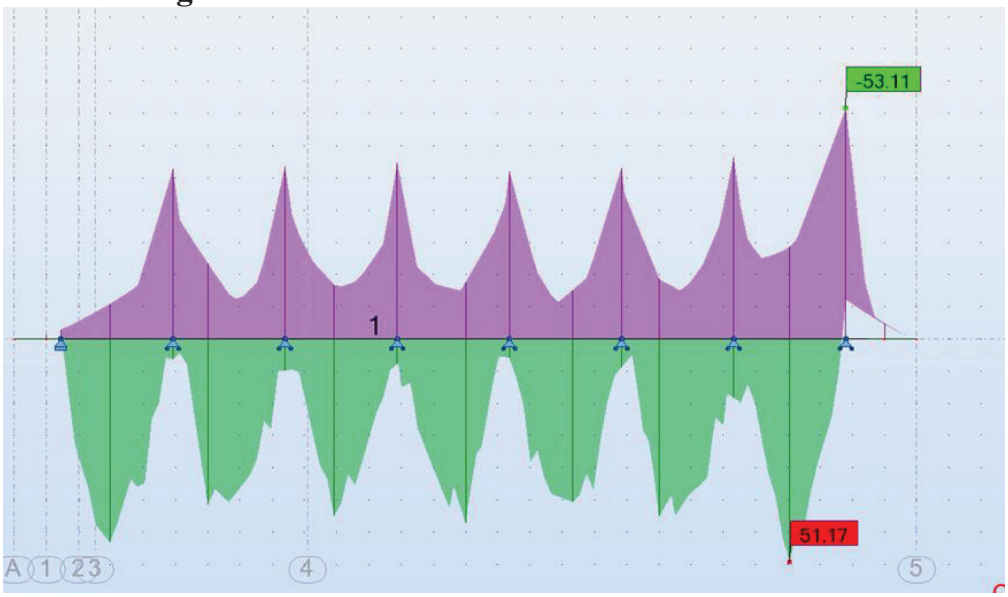


Figure 19: Combinaison du moment max à l'ELU

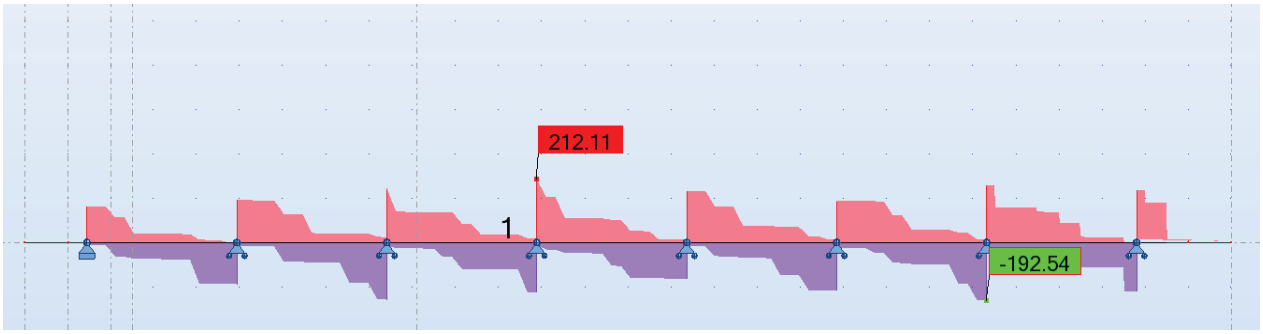


Figure 20: Combinaison de l'effort tranchant max à l'ELU

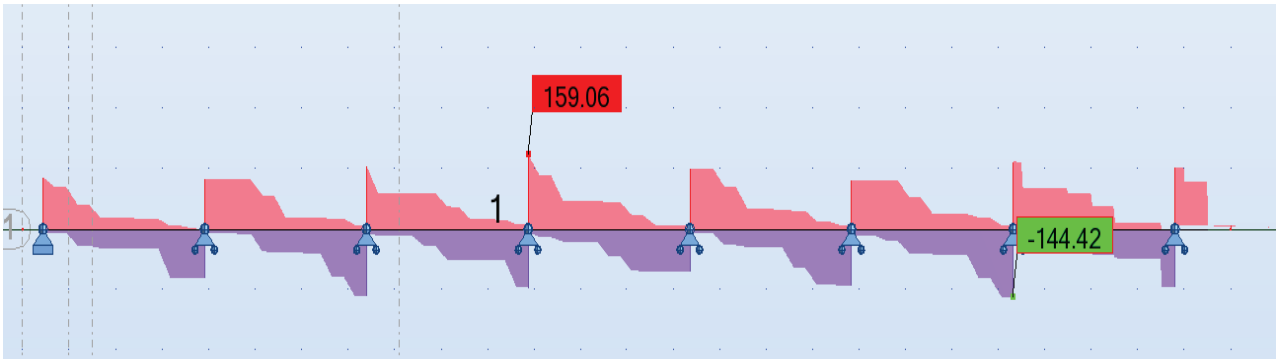


Figure 21: Combinaison de l'effort tranchant max à l'ELS

V.1.1 Le ferraillage de la dalle :

On a utilisé le logiciel ROBOT EXPERT pour ferrailler la dalle transversalement à l'aide des moments sur appui et moments à mi-travée

V.2 Ferraillage Nappe supérieur :

On a le moment sur appui est de M_{maxELU} =53,11 KN.m

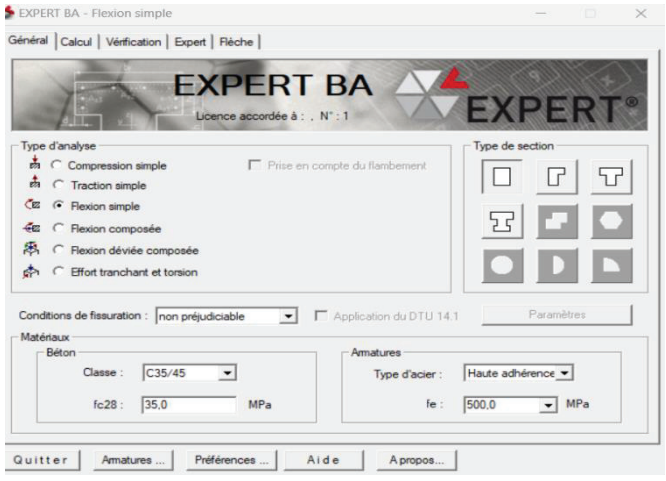


Figure 22: Interface du logiciel ROBOT EXPERT

– Les calculs se font en flexion simple et la condition de fissuration est non préjudiciable

Armature transversale :

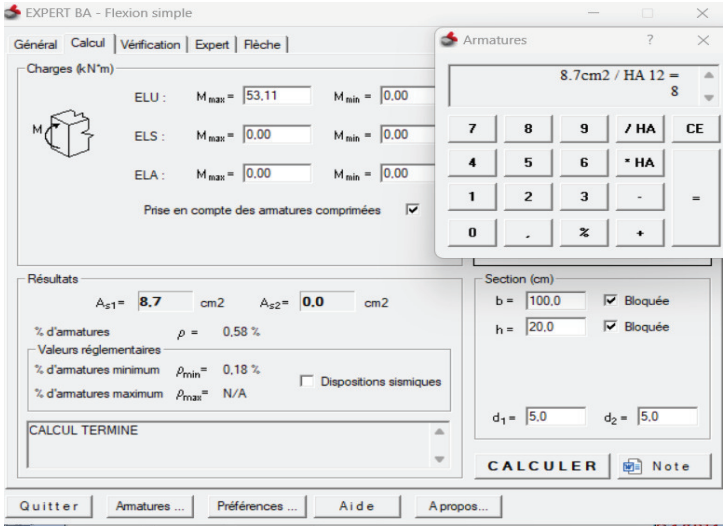


Figure 23: Armature transversale (nappe supérieur)

On trouve que A_{st} =8,7 cm^2 on prendra 8HA12 = 9,05 cm^2 avec un espacement S_t =20 cm.

Armature longitudinale :

$$A_{sl} = \frac{A_{st}}{4} = \frac{9{,}05}{4} = 2{,}26 \text{ cm}^2$$

On optera pour 8HA8 = 4,02 cm^2 avec un espacement de 20 cm.

V.3 Ferraillage de la nappe inférieure :

Le moment à mi-travée on a M_{minELU} = 51,17 KN.m

Armature transversale :

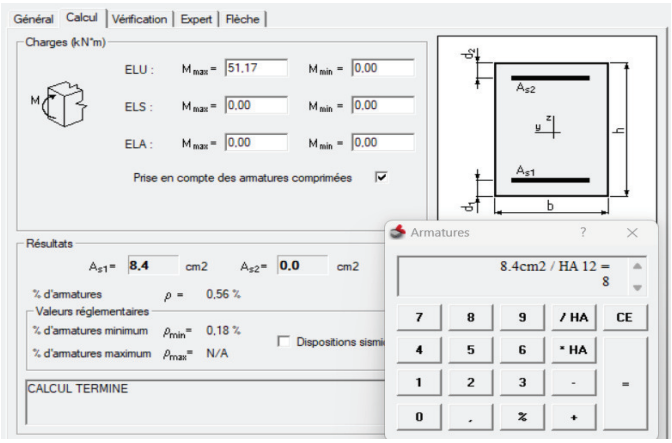


Figure 24: Armature transversale

On a
As = 8,4 cm^2 on prendra 8HA12= 9,05 cm^2 avec un espacement S_t =20 cm.
L'enrobage c = 3cm.

Armature longitudinale :

$A_{sl} = \frac{A_{st}}{4} = \frac{9,05}{4}$ = 2,26 cm^2 et S_t =20 cm.

Donc A_{sl} = 8HA8 = 4,02 cm^2 avec un espacement de 20 cm.

V.3.1 Schéma de ferraillage :

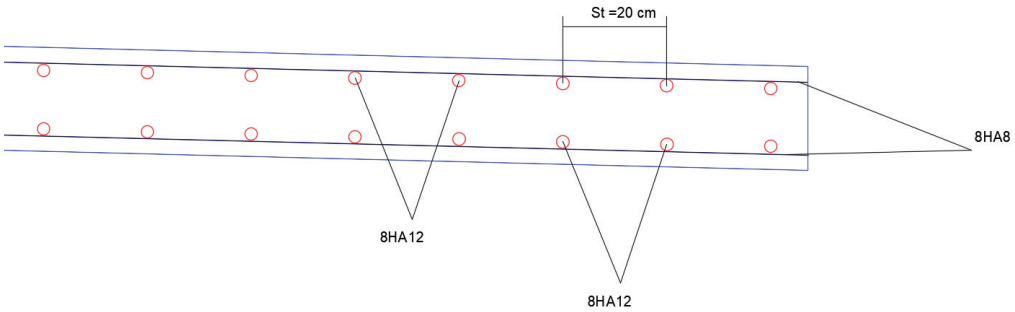


Figure 25: Croquis de ferraillage de la dalle

CHAPITRE IV : ETUDE DE PRECONTRAINTE

VI. CHAPITRE IV : ETUDE DE PRECONTRAINTE

VI.1 Précontrainte par post tension :

La technique de la post-tension utilise le béton durci comme support pour tendre les câbles de précontrainte. L'élément en béton est d'abord coulé avec des réservations pour le passage des câbles. Une fois le béton suffisamment résistant, les câbles de précontrainte sont insérés et tendus à l'aide de vérins. Cette méthode permet d'appliquer des forces de précontrainte plus importantes que la pré-tension, car elle n'est pas limitée par la résistance du banc de préfabrication.

- **Caractéristiques géométriques de la poutre :**

	About		Médiane	
	Poutre seul	Poutre+ dalle	Poutre seul	Poutre+ dalle
B (m^2)	0,85	1,21	0,5827	0,9426
υ' (m)	0,83	1,06	0,8656	1,1460
υ (m)	0,67	0,64	0,6344	0,5540
I_G (m^4)	**0,18**	**0,33**	**0,1532**	**0,2718**
i^2 (m^2)	0,21	0,27	0,26	0,29
ρ	0,38	0,40	0,48	0,45

Tableau VI-1: Caractéristiques géométriques de la poutre

VI.2 Dimensionnement de la précontrainte :

VI.2.1 Calcul du nombre de câbles à mi- travée :

La valeur minimale de la section de précontrainte sera calculée au milieu de la poutre à L/2.

Donc les caractéristiques pris en compte dans le calcul sont celles de la section médiane avec hourdis.

Le nombre de câble est donné par la relation suivante :

$$n \geq \frac{P_{Min}}{P_0}$$

Avec

P_{Min} : la valeur minimale de la précontrainte $P_{Min} = \sup(P_I, P_{II})$

$P0 = \min\{(0{,}8\times f_{prg}\times A_P) ; (0{,}9\times f_{peg}\times A_P)\}$

$$P_I = \frac{\Delta M + \frac{I}{V}\overline{\sigma_{bt1}} + \frac{I}{V'}\overline{\sigma_{bt2}}}{\rho\times h} \quad \text{et} \quad P_{II} = \frac{M_M + \frac{I}{V'}\overline{\sigma_{bt2}}}{V' + \rho\times V - d'}$$

VI.2.2 Calcul de P_{Min} :

On a calculé à partir du logiciel robot les Moments et Efforts tranchants suivants :

Tableau VI-2 : Résultats des moments et efforts tranchants

Résultats Logiciel	
$M_{Gpoutre\ seule}$	1,88 MN.m
M_{max}	6,7 MN.m
M_{min}	3,81 MN.m
V_{max}	0,958 MN
V_{min}	0,483 MN

Caractéristiques du béton :

F_{csup} = 35 MPa

F_{cinf} = 30 MPa

F_{t28} = 2,7 MPa

$\bar{\sigma}_{bc}$ = 21 MPa

$\bar{\sigma}_{bt}$ = -4,05 MPa

$MG_{poutre\ seule}$: Moment du au poids de la poutre seule.

M_{Max} : Moment dû à la combinaison la plus défavorable

M_{min} : Moment du au poids propre G du tablier.

V_{Max} : Effort tranchant dû à la combinaison la plus défavorable.

V_{Min} : Effort tranchant du au poids propre G du tablier.

Tableau VI-3 : Valeur de P_{Min}

$\overline{\sigma_{bt2}}$	-2,70	MPa
$\overline{\sigma_{bt1}}$	-4,05	MPa
d'	0,17	M
P_I	0,34	MN
P_{II}	4,94	MN
P_{Min}	4,94	MN

$$\begin{cases} \overline{\sigma_{bt1}} = -1{,}5\, f_{t28} = -4{,}05 \text{ MPa} \\ \overline{\sigma_{bt2}} = -f_{t28} = -2{,}7 \text{ MPa} \\ d' = 0{,}1 \times h \end{cases}$$

Détermination de P_0 :

P_0 = min {(0,8 x 1860x 0,00168) ; (0,9 x 1674 x 0,00168)}

P_0 = 2,50 MN

On estime les pertes de précontrainte à 25% de P_0 :

On aura : $P_{Min} \leq 0{,}75\ n\ P_0 \Rightarrow n \geq \frac{4{,}94}{0{,}75 \times 2{,}5} = 2{,}63$

Donc on prend 3 câbles de 12T15 à mi travée.

Alors le nombre de câbles à mi- travée est : 3 câbles de 12T15.

VI.2.3 Détermination du nombre de câbles à l'about :

Afin de déterminer le nombre de câbles à l'about, on utilise les caractéristiques de la poutre seule médiane sachant que ces câbles sont tirés à 100% avant la pose de la dalle

Pour cela les contraintes sur les deux fibres supérieure et inférieure doivent être vérifiées :

$$\begin{cases} \sigma sup = \frac{M.V}{I_G} + P\left(\frac{1}{B} + \frac{e_0 V}{I_G}\right) \geq \sigma bt = -1{,}5\, f_{tj}\ (BPEL\ 99) \\ \sigma inf = -\frac{M.V}{I_G} + P\left(\frac{1}{B} - \frac{e_0 V'}{I_G}\right) \leq \sigma bc = 0{,}6\ f_{cj} \end{cases} \quad \text{on a}$$

$$\begin{cases} P \leq 5{,}60 & n \leq 2{,}24 \\ P \leq 10{,}16 & n \leq 4{,}07 \end{cases}$$

On aura donc 2 câbles à l'about.

VI.2.3.1 Caractéristiques des matériaux :

Les câbles utilisés sont des câbles de 12T15 avec les caractéristiques suivantes :

Section de 1T15 : 140 mm2
Section de 12T15 : 1680 mm2
f_{prg} : 1860 MPa
f_{peg} : 1674 MPa
Diamètre de la gaine D : 80 mm
Coefficient de frottement angulaire f : 0,18 rad^{-1}
Coefficient de frottement linéaire ϕ : 2×10^{-3} m^{-1}
Recul d'ancrage g : 6 mm
Relaxation à 1000h ρ_{1000h} : 2,5% Très Basse Relaxation (TBR)
Module d'élasticité de l'acier de précontrainte E_P: $1{,}9\times10^5$ MPa
μ_0 : 0,43
Contrainte à l'origine σ_{p0} : 1488 MPa
Resistance de l'acier Fe : 500 MPa
σ_s : 434,783 MPa

VI.2.4 Vérification des contraintes :

On place deux câbles en intrados et un câble en extrados, ensuite on vérifie les contraintes à mi travée sur 4 phases qui sont les suivantes :

Phase 01 : Après 7 jours

Tableau VI-4 : Caractéristiques de la phase 01

f_{c7}	23,18 MPa
f_{t7}	1,99 MPa
$\overline{\sigma_{bt2}}$	-1,39 MPa
$\overline{\sigma_{bt1}}$	-2,99 MPa
$\overline{\sigma_{bc}}$	13,91 MPa
ΔP	10 %
Nombre de câbles	2

- La mise en tension est à 50 %.
- Les pertes considérées sont de 10 %.

Phase 02 : Après 28 jours

Tableau VI-5 : Caractéristiques de la phase 02

$\mathbf{f_{c28}}$	35,00 MPa
$\mathbf{f_{t28}}$	2,70 MPa
$\overline{\sigma_{bt2}}$	-1,89 MPa
$\overline{\sigma_{bt1}}$	-4,05 MPa
$\overline{\sigma_{bc}}$	21,00 MPa
ΔP	10 %
Nombre de câbles	2

- La mise en tension des câbles qui sera à 100 % au 28éme jours.
- Les pertes considérées sont de 10 %.

Phase 03 : Après coulage de la dalle
On pose les poutres sur leurs appuis définitifs et on coule l'hourdis sur place.

Pour cette phase on a :

- Les pertes considérées à 15 %
- Poids propre de l'hourdis coulé sur place.

Tableau VI-6: Caractéristiques de la phase 03

$\mathbf{f_{c28}}$	35,00 MPa
$\mathbf{f_{t28}}$	2,7 MPa
$\overline{\sigma_{bt2}}$	-1,89MPa
$\overline{\sigma_{bt1}}$	-4,05 MPa
$\overline{\sigma_{bc}}$	21,00 MPa
ΔP	15 %
Nombre de câbles	3

Phase 04 : En service

Pour cette dernière phase on considère :

- Mise en tension qui est déjà faite à 100 %.
- Les pertes considérées sont de 25 %.

Tableau VI-7: Caractéristiques de la phase 04

f_{c28}	**35,00 MPa**
f_{t28}	**2,70 MPa**
$\overline{\sigma_{bt2}}$	**-1,89MPa**
$\overline{\sigma_{bt1}}$	**-4,05 MPa**
$\overline{\sigma_{bc}}$	**21,00 MPa**
ΔP	**25%**
Nombre de câbles	**3**

Disposition des câbles :

A l'about :

D'après les recommandations du BPEL on choisit de prendre :

B=50 cm

A=55cm

C= 45 cm

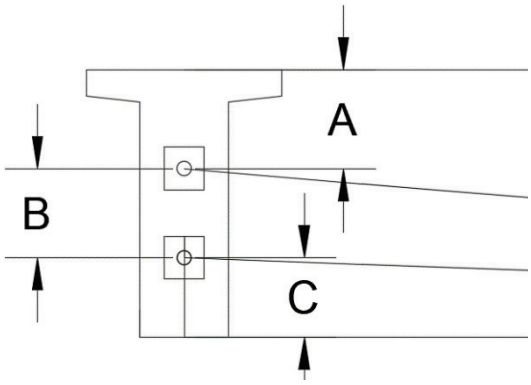


Figure 26: Positionnement des câbles à la section d'about

À mi travée :

Selon les recommandations du BPEL on a :

$d1 > \emptyset = 0{,}08\,m \Rightarrow d1 = 0{,}12\,m$

$d2 = \emptyset + d1 = 0{,}2\,m$

$d3 = 3\emptyset + d2 = 0{,}44\,m$

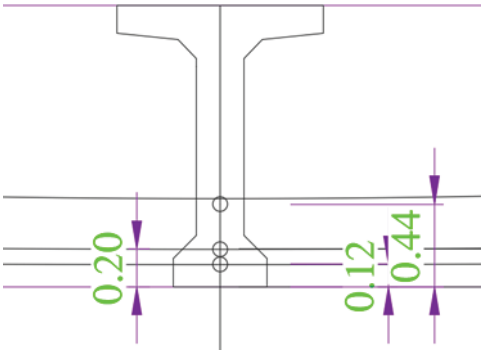


Figure 27 : Positionnement des câbles à mi-travée

VI.2.4.1 Détermination de l'angle de relevage :

L'angle de relevage α est donné par la formule suivante :

$$\frac{Arc\,sin(V_M - \bar{V})}{p} \leq \alpha \leq \frac{Arc\,sin(V_m - \bar{V})}{p}$$

Avec : V_M : effort tranchant maximum à l'E.L.S

On a V_M= 0,96 MN

Tableau VI-8: Caractéristiques de la section d'about avec hourdis

b_n	0,42 m
B_n	1,20 m^2
P	5,62 MPa
σ_x	4,69 MPa
$\bar{\tau}$	2,83 MPa
$\bar{V}$	1,61 MPa

$-6{,}70 \leq \alpha \leq 21{,}89$

On choisit pour la première famille en intrados les angles suivants :

- $\alpha_1 = 2°$
- $\alpha_2 = 5°$

La deuxième famille de câble qui est en extrados on prendra un angle de α_3= 21° selon les recommandations du guide SETRA cela permet de limiter la longueur des encoches et de réduire d'effort tranchant.

V_m : effort tranchant minimum sous le poids propre la poutre seule

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

$\bar{\tau}$: contrainte tangentielle limite à l'E.L.S $\bar{\tau} = \sqrt{0{,}4 \times f_{tj}(f_{tj} + \frac{\sigma_x}{3})}$

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

Bn : surface nette de la section d'about + hourdis ; $B_n = B_{brute} - n \times \frac{3{,}14 \times \emptyset^2}{4}$

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

n : nombre de gaines par lit n = 1

b_0 : largeur brute

Allure des câbles :

Le tracé adopté suit une courbe parabolique. Définie par l'équation suivante ;
$Y= ax^2+bx + c$ on a pris l'origine du repère le point d'ancrage.

Les équations des 3 câbles sont les suivantes :

Tableau VI-9 : Équations des câbles

	Équation
Câble 1	$Y= (1{,}183\times 10^{-3})x^2 - 0{,}0395x + 0{,}45$
Câble 2	$Y= (2{,}689\times 10^{-3})x^2 - 0{,}0898x + 0{,}95$
Câble 3	$Y= (6{,}67\times 10^{-3})x^2 - 0{,}169x + 1{,}5$

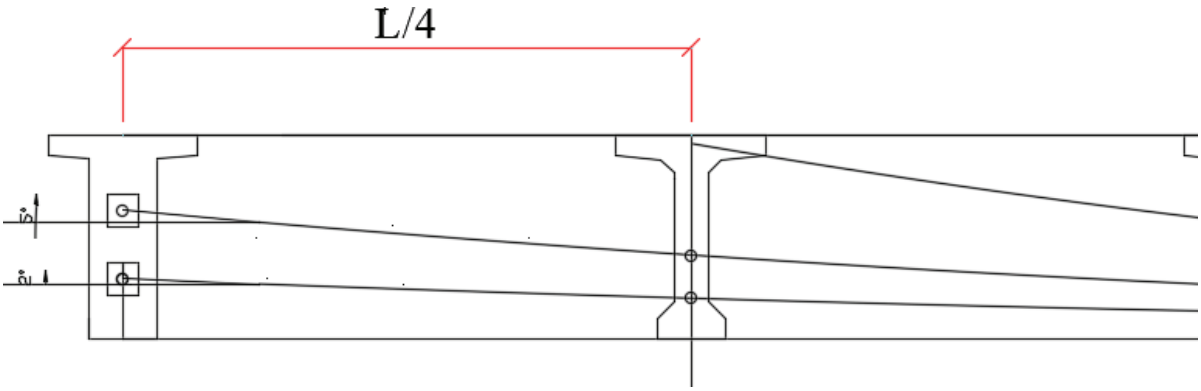


Figure 28 : Représentation de l'allure des câbles longitudinale

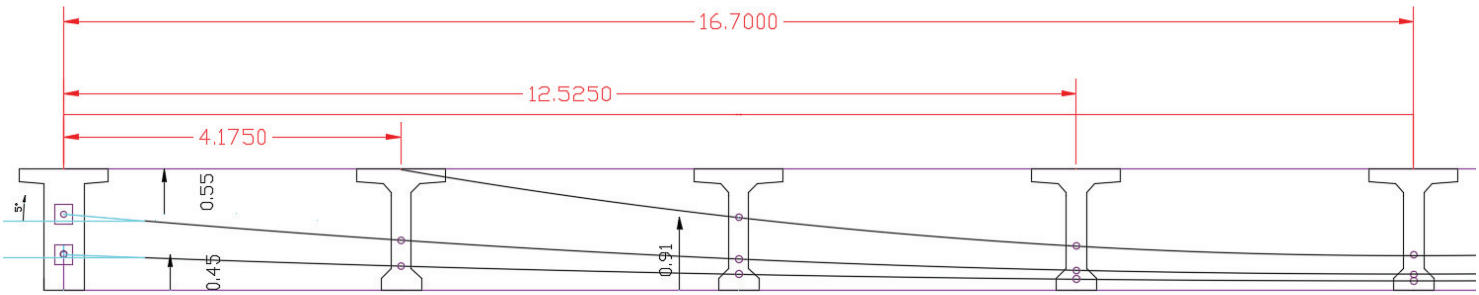


Figure 29 : Répartition longitudinale des cables

VI.3 Calcul des pertes :

D'après Robert CHAUSSIN

VI.3.1 Pertes instantanées :

VI.3.1.1 Perte par frottement :

$$\sigma_p(x) = \sigma_{p0} \times (1 - e^{-(f\times\alpha+\varphi\times x)})$$

f = 0,18 (rd-1)

ϕ = 0,002 (m-1)

La tension à l'origine σ_{p0} =min {(0,8 x $f$prg) ; (0,9 x $f$peg)} = 1488 MPa

α : L'angle de relevage du câble en rad.
x : la longueur du câble calculée à l'aide du logiciel AutoCAD.
f : Coefficient de frottement du câble dans les courbes, tel que f = 0,18/rad. (BPEL99)
φ : Perte relative de tension par mètre, telle que φ= 0,002/m. (BPEL 99).

On a les résultats sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau VI-10 : Résultats des pertes par frottements

	N° câble	X(m)	α	fα+ φx	$\Delta\sigma_\varphi$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\varphi\ Moy}$(MPa)	$\Delta\sigma_{\varphi\ Moy}$(%)
X=0L	C1	0,0000	0,0395	0,0071	10,5423	17,2032	0,0116
	C2	0,0000	0,0898	0,0162	23,8641		
	C3	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
X=L/8	C1	4,1768	0,0296	0,0137	20,2304	25,2081	0,0169
	C2	4,1845	0,0674	0,0205	30,1858		
	C3	0,0000	0,1693	0,0305	44,6513	44,6513	0,0300
X= L/4	C1	8,3484	0,0198	0,0203	29,8342	33,1273	0,0223
	C2	8,3484	0,0449	0,0248	36,4204		
	C3	4,1817	0,0564	0,0185	27,3027	27,3027	0,0183
X= L/2	C1	16,7000	0,0000	0,0334	48,8784	48,8784	0,0328
	C2	16,7000	0,0000	0,0334	48,8784		
	C3	12,5250	0,0000	0,0251	36,8114	36,8114	0,0247

VI.3.1.2 Pertes dues au recul d'ancrage :

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

Avec

$$\lambda = \frac{f\times\alpha}{l} + \varphi \qquad \text{et} \qquad d = \sqrt{\frac{E_p g}{\sigma_{p0}\lambda}}$$

Tableau VI-11: Caractéristiques des pertes dues au recul d'encrage

N° câble	l/2 (m)	λ(m^{-1})	d (m)
C1	16,7	0,0024	17,77
C2	16,7	0,0030	16,07
C3	12,525	0,0020	19,57

Tableau VI-12: Résultats des pertes dues au recul d'encrage

0L	L/4	L/2
$\Delta\sigma_{p(0)}$ (MPa)	**$\Delta\sigma_{p(l/4)}$ (MPa)**	**$\Delta\sigma_{p(l/2)}$ (MPa)**
128,29	**68,02**	**7,74**
141,91	**68,16**	**0,00**
116,49	**66,79**	**17,09**

VI.3.1.3 Perte par déformation instantanée :

Cette perte est due à des déformations instantanées du béton dues à l'action des armatures de précontrainte et aux autres actions permanentes :

$\Delta\sigma_{racc} = \frac{E_P}{E_{ij}} \sigma_{bj}$(BPEL 91).

E_P : module d'élasticité de l'acier = $1{,}9\times10^5$Mpa.

Tableau VI-13: Tracé des câbles aux différentes positions de la poutre

	Yi (m)		
	X = 0	X = L/4	X = L/2
C1	0,45	0,2025	0,12
C2	0,95	0,3875	0,20
C3	1,5	0,91	0,44

E_{ij} : module de déformation longitudinale instantanée du béton. $E_{ij} = 11000\sqrt{f_{cj}}$

– **Famille 01 câbles en intrados :**

σ_{bj} : contrainte du béton $\sigma_{bj} = \frac{P}{B} + \frac{P\times e^2}{I_n} + \frac{M_{poutre}\times e}{I_n}$

Avec $P = n\times1680(\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{recul} - \Delta\sigma f_{rott})$

e = - (V'- y).

Tableau VI-14: Données relatives aux calculs des pertes

E_P	$1{,}9\times10^5$	MPa
M_g	1,88	MN
E_{ij}	35981,73	MPa
B	0,58	m²
I_G	0,15	m⁴
Nombre de câbles	2	

Tableau VI-15: Pertes par raccourcissement famille 01

Câble 01	X(m)	0	L/4	L/2
	P(MN)	4,96	4,90	4,84
	Yi	0,45	0,20	0,12
	e(m)	0	0,57	0,71
	M_g (MN.m)	0	1,52	1,88
	B(m²)	0,85	0,58	0,58
	I(m^4)	0,18	0,15	0,15
	σ_{bj}	5,85	13,16	15,50
	$\Delta\sigma_{racc}$ (Mpa)	15,44	34,74	40,91
Câble 02	X(m)	0	L/4	L/2
	P(MN)	4,92	4,88	4,84
	Y_i	0,95	0,39	0,20
	e(m)	0,00	0,57	0,71
	M_g (MN.m)	0,00	1,52	1,88
	B(m²)	0,85	0,58	0,58
	I(m4)	0,18	0,15	0,15
	σ_{bj}	5,79	13,07	15,50
	$\Delta\sigma_{racc}$ (Mpa)	15,30	34,52	40,91

– **Famille 02 câble en extrados :**

La section à considérer est la section de la poutre +hourdis. Le raccourcissement du béton provoque simultanément des pertes dans les câbles de la 1 ère et la 2 -ème famille.
On a donc

$$\sigma_{bj}= \frac{P_1}{B_p} + \frac{P_1 \times {e_1}^2}{I_p} + \frac{M_p \times e_1}{I_p} + \frac{P_2}{B_t} + \frac{P_2 \times {e_2}^2}{I_t} + \frac{M_t \times e_2}{I_t}$$

P1 = 2× 1680(σ_{p0}- $\Delta\sigma_{recul}$-$\Delta\sigma f_{rott}$-$\Delta\sigma_{racc}$) pour la 1ère famille.
P2 = 1×1680(σ_{p0}- $\Delta\sigma_{recul}$-$\Delta\sigma_{frott}$) pour la 2eme famille

Tableau VI-16 : Pertes par raccourcissement famille 02

	X(m)	0	L/4	L/2
Câble 03	P_1(MN)	4,49	4,53	4,86
	P_2 (MN)	2,49984	2,453971502	2,437996828
	B_p	0,85	0,58	0,58
	B_t	1,21	0,9426	0,9426
	e_1	0,00	0,5706	0,7100
	e_2	0,00	0,23	0,71
	I_p	0,18	0,15	0,15
	I_t	0,33	0,27	0,27
	M_p	0	1,52	1,88
	M_t	0	0,8	1,11
	σ_{bj}	-	24,70	36,22
	$\Delta\sigma_{racc}$ (Mpa)	-	65,21	95,63

VI.3.1.4 Perte instantanées totales :

$\Delta\sigma_i = \Delta\sigma_0(x) + \Delta\sigma_g(x) + \Delta\sigma_{pi}(x)$

Tableau VI-17: Pertes instantanées totales

X(m)	0	L/4	L/2
C1	154,27	132,59	97,53
C2	181,08	139,10	89,79
C3	-	159,31	149,54
Câbles famille 01 $\Delta\sigma_i$ (MPa)	167,68	135,84	93,66
Câble famille 02 $\Delta\sigma_i$ (MPa)	-	159,31	149,54

VI.3.2 Perte différée :

VI.3.2.1 Perte par retrait :

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

$\varepsilon_r = 2\times10^{-4}$

Tableau VI-18: Pertes différées

$\Delta\sigma_r$ (MPa)	38,00
$\Delta\sigma_r$ (%)	0,0255

VI.3.2.2 Perte par relaxation :

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

$\rho_{1\,000} =$ 2,5%

$\mu_0 =$ 0,43

$f_{prg} =$ 1860

$\sigma_{p0} =$ 1488

Tableau VI-19: Pertes par relaxation

Câble 01	X(m)	0	l/4	l/2
	σ_{pi}	1 333,73	1 355,41	1 390,47
	u(x)	0,72	0,73	0,75
	$\Delta\sigma_{\rho}$ (MPa)	57,42824442	60,73174923	66,23477526
Câble 02	X(m)	0	l/4	l/2
	σ_{pi}	1 306,92	1 348,90	1 398,21
	u(x)	0,70	0,73	0,75
	$\Delta\sigma_{\rho}$ (MPa)	53,44930434	59,73286042	67,47562146
Câble 02	X(m)	0	l/4	l/2
	σ_{pi}	1 488,00	1 328,69	1 338,46
	u(x)	0,80	0,89	0,90
	$\Delta\sigma_{\rho}$ (MPa)	82,584	92,26532232	94,26240013

VI.3.2.3 Pertes par fluage :

$$\Delta\sigma_{pfl}(x) = \frac{E_p}{E_{bij}} \times (2\sigma_M(x) - n.\frac{A_p}{B}[\Delta\sigma p_r(x) + \frac{5}{6}\Delta\sigma p_\rho(x)] \times \left[1 + \frac{B \times e_P^2}{I_G}\right]$$

Tableau VI-20: Pertes par fluage

Nombre de câbles	2	3	3
X	0	8,35	16,7
B	1,21	0,9426	0,9426
I	0,33	0,2718	0,2718
e (m)	-0,36	-0,65	-0,81
ω_0	0,004077422	0,0131	0,0174
M	0	2,41	2,99
σ_G	0	-5,72	-8,87
σ_M	5,38	11,85	15,06
$\Delta\sigma_i$ (MPa)	167,68	143,67	112,29
$\Delta\sigma_{diff}$ (MPa)	84,19897865	113,1096869	116,0689437
$\Delta\sigma_{pfl}$ (MPa)	55,04	117,38	148,40
%	0,03699	0,078886	0,09973

VI.3.2.4 Les pertes différées totales :

Tableau VI-21: Pertes différées totales

X(m)	0	L/4	L/2
$\Delta\sigma_r$ (MPa)	38,00	38,00	38,00
$\Delta\sigma_\rho$ (MPa)	55,44	75,18	80,56
$\Delta\sigma_{fl}$ (MPa)	55,04	117,38	148,40
$\Delta\sigma_d$ (MPa)	139,24	218,03	253,53

VI.3.2.5 Calcul du pourcentage des pertes :

Tableau VI-22: Pourcentages des pertes

	0	8,35	16,7
$\Delta\sigma_{Inst}$	167,68	147,18	112,29
$\Delta\sigma_{Diff}$	139,24	218,03	253,53
$\Delta\sigma_T$	306,92	365,22	365,82
%	20,63	24,54	24,58

Pertes (%) = $\frac{\Delta\sigma_T}{3\sigma_{P0}}$

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

VI.4 Justification de la poutre :

VI.4.1 Caractéristiques des sections:

Tableau VI-23: Caractéristiques géométriques des sections

		H (m)	B_{nette} (m^2)	v_n (m)	v'_n (m)	I_{nG} (m^4)	ρ (%)
x=0,5	Poutre seule	1,5	0,8389	0,6702	0,8298	0,1743	37,36021
	Poutre + Dalle	1,7	1,1988	0,639	1,061	0,3302	40,62694
x=L/4	Poutre seule	1,5	0,5726	0,6272	0,8728	0,1439	45,90803
	Poutre + Dalle	1,7	0,9325	0,5466	1,1534	0,2692	45,79063
x=3L/8	Poutre seule	1,50	0,5676	0,6197	0,8803	0,1461	47,18
	Poutre + Dalle	1,70	0,9275	0,5404	1,1596	0,2627	45,20
x=L/2	Poutre seule	1,50	0,5676	0,6174	0,883	0,1418	45,85
	Poutre + Dalle	1,70	0,9275	0,5390	1,161	0,2616	45,07

VI.5 Vérification à L'ELS :

- **Effort de précontrainte P :**

P_0=2,50 MN

P_1= 1,02 P_0 – 0,8 ΔP

P_2= 0,98 P_0 – 1,2 ΔP

Mt : Mise en tension

Tableau VI-24: Pourcentage des pertes en fonction de la mise en tension

	Nombre de câbles	Mt(%)	ΔP	d (x=0,5)	d (x=L/4)	d (x=3L/8)	d (x=L/2)
Phase 1	2	50	4%	0,67	0,50	0,32	0,25
Phase 2	2	100	8%	0,67	0,50	0,32	0,25
Phase 3	3	100	10%	0,67	0,50	0,32	0,25
Phase 4	3	100	24,58%	0,67	0,50	0,32	0,25

VI.5.1 Vérification des phases :

Tableau VI-25: Vérification des quatre phases

		Phase 1				Phase 2			
		x=0,5	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0,5	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		0,16	0,65	0,57	0,63	0,16	0,65	0,57	0,63
M_{Els}		0,000	1,380	1,760	1,880	0,0000	1,3800	1,7600	1,8800
P1 (MN)		2,47	2,47	2,47	2,47	4,80	4,80	4,80	4,80
P2 (MN)		2,34	2,34	2,34	2,34	4,45	4,45	4,45	4,45
σ_p (MPa)	σ_{sup}	0,00	6,01	7,47	8,19	0,00	6,01	7,47	8,19
	σ_{inf}	0,00	-8,37	-10,60	-11,70	0,00	-8,37	-10,60	-11,70
σ_{P1} (MPa)	σ_{sup}	1,41	-2,72	-1,57	-2,42	2,74	-5,28	-3,05	-4,69
	σ_{inf}	4,85	14,12	12,79	14,05	9,41	27,38	24,79	27,24
σ_{P2} (MPa)	σ_{sup}	1,33	-2,57	-1,49	-2,29	2,54	-4,89	-2,83	-4,35
	σ_{inf}	4,58	13,34	12,07	13,27	8,72	25,38	22,98	25,25
σ_{Max} (MPa)	σ_{sup}	**1,41**	**3,29**	**5,89**	**5,77**	**2,74**	**0,74**	**4,42**	**3,49**
	σ_{inf}	**4,85**	**5,75**	**2,18**	**2,35**	**9,41**	**19,01**	**14,19**	**15,54**
σ_{Min} (MPa)	σ_{sup}	**1,33**	**3,44**	**5,98**	**5,90**	**2,54**	**1,12**	**4,64**	**3,84**
	σ_{inf}	**4,58**	**4,97**	**1,47**	**1,57**	**8,72**	**17,01**	**12,37**	**13,55**

		Phase 3				Phase 4			
		x=0,5	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0,5	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		0,39	0,65	0,84	0,91	0,39	0,65	0,84	0,91
MEls		**0,0000**	**2,1400**	**2,5000**	**3,0000**	**0**	**4,8**	**5,2000**	**6,70**
P1 (MN)		7,03	7,03	7,03	7,03	6,17	6,17	6,17	6,17
P2 (MN)		6,41	6,41	6,41	6,41	5,14	5,14	5,14	5,14
σp (MPa)	σsup	0,00	4,35	5,14	6,18	0,00	9,75	10,70	13,80
	σinf	0,00	-9,17	-11,04	-13,31	0,00	-21,19	-22,95	-29,74
σP1 (MPa)	σsup	0,52	-1,78	-4,63	-5,56	2,55	-1,57	-4,07	-4,89
	σinf	14,73	27,19	33,77	35,88	5,82	23,90	29,67	31,53
σP2 (MPa)	σsup	0,47	-1,63	-4,23	-5,08	-0,59	-1,30	-3,39	-4,07
	σinf	13,45	24,83	30,83	32,76	13,45	24,83	30,83	32,76
σMax (MPa)	σsup	**0,52**	**2,56**	**0,51**	**0,62**	**2,55**	**8,18**	**6,63**	**8,91**
	σinf	**14,73**	**18,03**	**22,73**	**22,57**	**5,82**	**2,71**	**6,72**	**1,79**
σMin (MPa)	σsup	**0,47**	**2,72**	**0,91**	**1,10**	**-0,59**	**8,44**	**7,31**	**9,74**
	σinf	**13,45**	**15,66**	**19,79**	**19,44**	**13,45**	**3,64**	**7,88**	**3,02**

VI.5.2 Justification des contraintes tangentielles :

Pour cette vérification on doit vérifier pour cela les inégalités suivantes :

$\tau^2 \leq 0{,}4\ f_{tj}\ (f_{tj} + \frac{2}{3}\sigma_x) = \tau^{-2}{}_1$

$\tau^2 \leq 2\ \frac{f_{tj}}{f_{cj}}\ (0{,}6f_{tj} - \sigma_x)(f_{tj} + \frac{2}{3}\sigma_x) = \tau^{-2}{}_2$

Avec :

σ_x : contrainte normale longitudinale $\sigma_x = \frac{P\ cos\alpha i}{B}$

τ: contrainte tangentielle de cisaillement $\tau_u = \frac{Vred.S(y)}{In.bn}$

V_{red} : effort tranchant réduit ; $V_{red}=V_{ser}$ -$\sum$P sinαi

- **Calcul de la contrainte τ_0 :**

Tableau VI-26: Valeurs de la contrainte τ_0

Phase	Poutre	Vser	P	Psina	Vred	S	In	bn	τo
1	Poutre seule	0,24	2,358992563	0,28778172	-0,047781717	0,31	0,17	0,42	-0,20233768
2	Poutre seule	0,24	2,218145126	0,27059925	-0,030599247	0,31	0,17	0,42	-0,12957636
3	Poutre+hourdis	0,37	2,159663894	0,26346492	0,106535082	0,31	0,27	0,42	0,29209895
4	Poutre +hourdis	0,48	1,984220201	0,24206193	0,237938069	0,31	0,27	0,42	0,65238096

➢ **Calcul de la contrainte σ_0 :**

Tableau VI-27: Valeurs de la contrainte σ_0

phase	poutre	P	Pcos alpha	B	sigmax
1	Poutre seule	2,358992563	4,707581962	0,8490	5,544855079
2	Poutre seule	2,218145126	4,426508225	0,8490	5,213790607
3	Poutre+ hourdis	2,159663894	4,309803666	1,21	3,565062177
4	Poutre +Hourdis	1,984220201	3,959689986	1,21	3,275448744

On a

$\sigma_x < 0,4\ f_{cj}$ donc on doit verifier que $\tau < \bar{\tau}_1$

Tableau VI-28: Vérification des contraintes tangentielles

Phase	f_{tj}	f_{cj}	τ^2_0	$\bar{\tau}_1$	Conclusion
1	1,99	23,18	0,040940537	6,00052031	CV
2	2,70	35,00	0,016790032	8,54689386	CV
3	2,70	35	0,085321795	6,76626715	CV
4	2,70	35	0,425600922	6,45348464	CV

VI.5.3 Justification à l'ELU :

Tableau VI-29: Données de calculs

V_{ult} =	1,29	MPa
V_{red} =	1,00	MPa
S_n =	0,31	m^3
I_n =	0,17	m^4
b_n =	0,42	m

➢ **Vérification de l'inclinaison des bielles :**

L'angle de fissuration le plus probable par rapport à la ligne médiane de la poutre ne doit pas dépasser 30°. Cet angle est calculé selon la formule suivante :

$$\text{tg } 2\beta_u = \frac{2\tau u}{\sigma x}$$

$\beta = 28,14° \leq 30°$ La condition est vérifiée.

Tableau VI-30: Inclinaison des bielles

B_n =	1,20	m²
σ_x=	5,54	MPa
τ_u =	4,24	MPa
β_u=	**28,44**	°

La deuxième étape consiste à déterminer la section des armatures transversale At,
On a :

τ_u =	4,24	MPa
f_e =	500,00	MPa
f_{t28} =	2,70	MPa
b_n =	0,42	m
γ_s =	1,15	

VI.6 Ferraillage de la poutre :

- **Armatures passives transversales :**

$$\frac{A_{tmin}}{S_t \times b_n \times \gamma_s} \times fe \geq (\tau_{redU} - \frac{f_{tj}}{3})\tan\beta_u$$

$S_t \leq \min(0{,}8h\ ; 3b_0; 1m) = \min(1{,}2; 1{,}5; 1) = 1$ m
On a :

$$\frac{A_t}{S_t} = 18{,}64 \text{ cm2/m} > \frac{A_{tmin}}{S_t} = 5{,}796 \text{ cm}^2\text{/m}.$$

Avec : A_t : section minimale des armatures transversales.
b_n : largeur réduite au sens du BPEL 91.
S_t : espacement des armatures. St < min (0,8h, 0,3bâme, 1m) = min (1,2 ; 1,5 ; 1) = 1m
On prendra S_t = 0,2 m

- **Les armatures de peau :**

Selon le BPEL, la section des armatures de peau disposées parallèlement à la section transversale d'une poutre doit être d'au moins 2 cm² par mètre de largeur de parement, mesurée perpendiculairement à leur direction. De plus, la section des armatures de peau disposées parallèlement à la fibre moyenne d'une poutre doit être d'au moins 3 cm² par mètre de longueur de parement, mesurée perpendiculairement à leur direction, sans être inférieure à 0,10 % de la section du béton de la poutre.

On opte pour :
Longitudinalement :
$A_{Smin} = 0{,}1\%B_{net} = 0{,}1\%.0{,}5676 = 5{,}676\ cm^2 \Rightarrow 6HA12$
Transversalement :
$A_{Smin} = 2cm^2 \Rightarrow 4HA8$

VI.6.1 Justification du béton :

On a : $$\tau_u < \frac{f_{c28}}{6}$$

$\tau_u = 4{,}24$ MPa
$f_{c28} = 35{,}00$ MPa

$4{,}24 < 5{,}83$ contrainte vérifiée

- **Zone d'about :**

➢ **Frettage de surface :**

On a :

$$A_s = 0{,}04\frac{Max(F_{j0})}{\sigma_{s\,lim}}$$

$$\boldsymbol{\sigma_{mj} = \frac{P_{j0}}{b.d_j}}$$

$\sigma_s = 434{,}78$ MPa
$P_0 = 2{,}22$ MPa

$A_s =$ **2,04 cm²** on prendra un cadre de HA12 (2,26 cm^2)

➢ **Effet d'éclatement :**

$C_1 = 0{,}55$ m
$C_2 = 0{,}50$ m

➢ **Contrainte de traction du béton :**

Tableau VI-31: Vérification des contraintes de traction

σ_t (MPa)	Condition	Observation	Observation
2,27	3,38	Condition Vérifiée	Condition Vérifiée
2,31	3,38	Condition Vérifiée	Condition Vérifiée

Avec :

$$\sigma_{tej}=0.5\left(1-\frac{a_j}{d_j}\right)x\frac{P_{j0}}{b\ x\ d_j}\leq 1.25\ f_{tj}$$

- **Contrainte moyenne de compression**

Tableau VI-32: Vérification des contraintes de compression

σ_t (MPa)	Condition	Observation	Observation
2,27	3,38	Condition Vérifiée	Condition Vérifiée
2,31	3,38	Condition Vérifiée	Condition Vérifiée

Avec :

$$\sigma_{mj}=\frac{P_{j0}}{b\ x\ d_j}\leq\frac{2}{3}f_{cj}$$

Nous avons les données suivantes :

a =	0,24	m
d1 =	0,55	m
d2 =	0,50	m
Ft =	2,70	MPa
b =	0,5	m
Fc =	35	MPa

Choix des armatures :

$$A_e = Max\begin{cases}0.25\left(1-\frac{a_j}{d_j}\right)x\frac{P_{j0}}{\sigma_{S\,lim}}\\ 0.15\frac{P_{j0}}{\sigma_{S\,lim}}\end{cases}$$

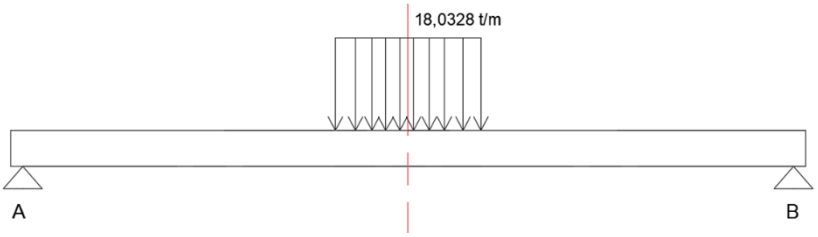
A_e = 7,65 cm² On choisit 4 cadres de HA12 (9,05 cm^2).

CHAPITRE VI : Répartition Longitudinale

VII. CHAPITRE VI : Répartition Longitudinale

VII.1 Calcul du moment max Mc120 :

Figure 30 : Représentation de la charge Mc120 pour le calcul du moment Max



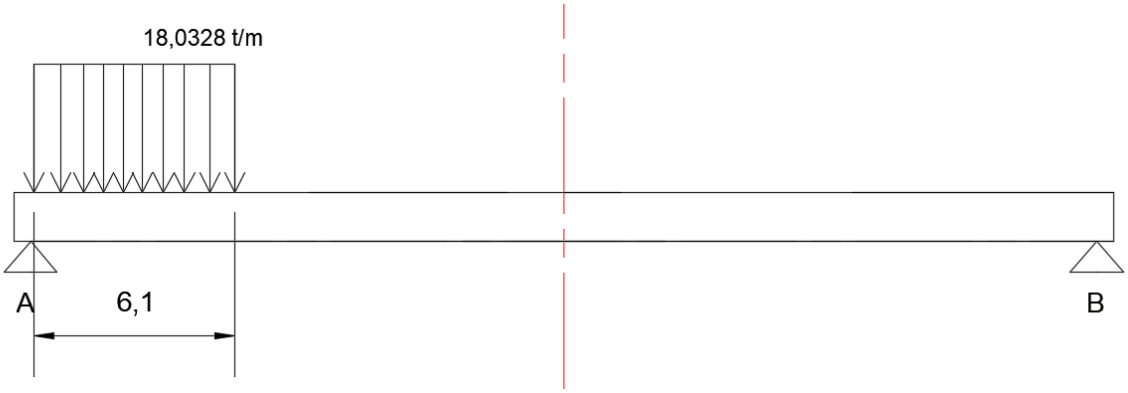
$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow 32{,}4\ R_B - 18{,}0328 \times (\tfrac{6{,}1}{2} + 13{,}15)(6{,}1) = 0$$

$$\Rightarrow \mathrm{R_B} = \mathrm{R_A} = \frac{18{,}0328 \times \left(\frac{6{,}1}{2} + 13{,}15\right)(6{,}1)}{32{,}4} = 55\ \mathrm{t}$$

$$\mathrm{M_{max}} = 55 \times 16{,}2 - (18{,}0328)(3{,}05)\frac{(3{,}05)}{2}$$

$$\mathrm{M_{Mc120max}} = \mathrm{M_{max}} \times \delta = 807{,}125 \times 1{,}072 = 865{,}238\ \mathrm{t.m}$$

Figure 31 : Représentation de la charge Mc120 pour le calcul de l'effort tranchant Max



VII.2 Calcul de l'effort max :

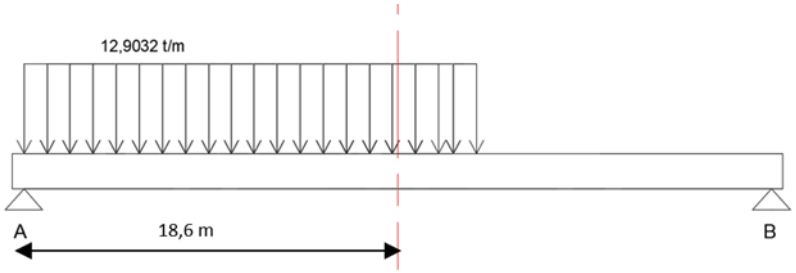
$$\sum M_{/B} = 0 \Rightarrow -32{,}4\ R_A + 18{,}0328 \times (29{,}35) \times (6{,}1) = 0$$

$$R_A = \frac{18{,}0328 \times (29{,}35) \times (6{,}1)}{32{,}4} = 99{,}645\ \mathrm{t}$$

$$T_{Mc120max} = R_A \times \delta = 99{,}645 \times 1{,}072 = 106{,}819\ \mathrm{t}$$

VII.3 Calcul de l'effort tranchant max D240 :

Figure 32: Représentation de la charge D240 pour le calcul de l'effort tranchant Max



L'effort tranchant max :

$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow 32{,}4\ R_B - 18{,}6 \times \left(\frac{18{,}6}{2}\right)(12{,}9032) = 0 \Rightarrow R_B = 68{,}89\ \text{t} = 688{,}9\ \text{kN}$

$T_{D240max} = R_A = 240 - 68{,}89 = 171{,}11\ \text{t} = 1711{,}1\ \text{kN}$

VII.4 Calcul du moment max D240 :

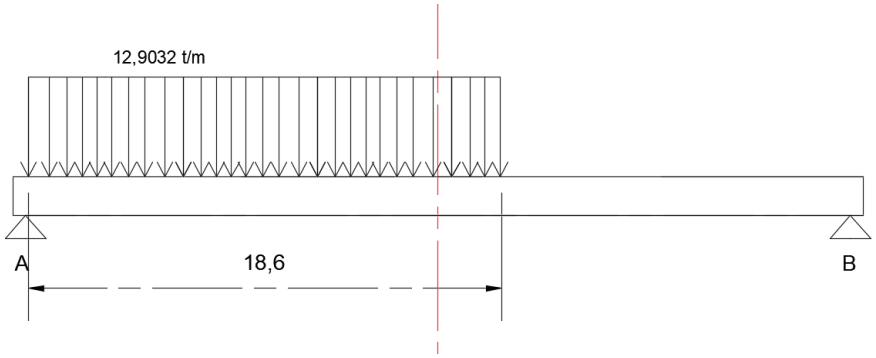
$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow 32{,}4\ R_B - 18{,}0328 \times (\frac{6{,}1}{2} + 13{,}15) \times (6{,}1) = 0$

$\Rightarrow R_B = R_A = \frac{12{,}9032 \times \left(\frac{18{,}6}{2} + 6{,}9\right)(18{,}6)}{32{,}4} = 120\ \text{t} = 1200\ \text{kN}$

$M_{max} = 120 \times 16{,}2 - (12{,}9032)(9{,}3)\frac{(9{,}3)}{2}$

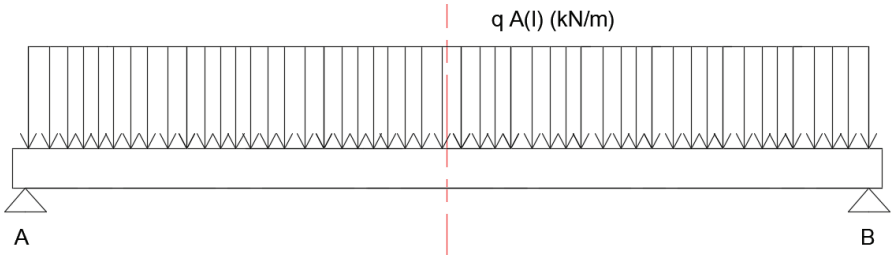
$M_{D240max} = 1386{,}001\text{t.m} = 13860{,}01\ \text{kN.m}$

Figure 33: Représentation de la charge D240 pour le calcul du moment Max



VII.5 Effort tranchant max A(l) :

Figure 34: Représentation de la charge A(l) pour le calcul de l'effort tranchant Max



$$T_{max} = \frac{A \times l}{2}$$

VII.6 Moment max A(l) :

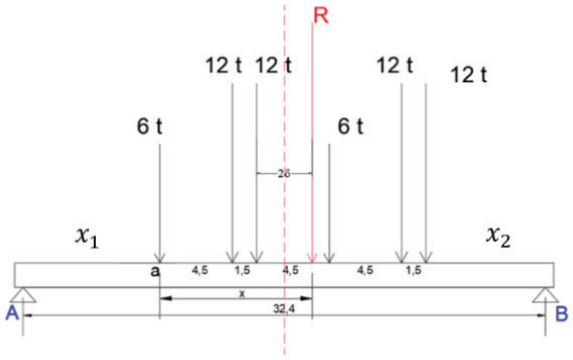
$$M_{max} = \frac{A \times l^2}{8}$$

Tableau VII-1: Résultats des efforts tranchants et moments Max

Nombre de voies chargeés	Al (kN/m)	M_{max} (kN.m)	T_{max} (kN.m)
une voie	35,80	4698,109546	580,0135242
deux voies	71,61	9396,219093	1160,027048
trois voies	96,67	12684,89577	1566,036515
quatre voies	107,41	14094,32864	1740,040573

VII.7 Moment flechissant max Bc:

Figure 35: Représentation de la charge Bc pour le calcul du moment Max



$\sum M_{/a} = 0 \Rightarrow 12\times(16,5) + 12\times(15) + 6\times(10,5) + 12\times(6) + 12\times(4,5) = 60 \times x$

$\Rightarrow x = \frac{12\times(16,5) + 12\times(15) + 6\times(10,5) + 12\times(6) + 12\times(4,5)}{60} = 9,45$ m

$9,45 - 2\delta = 6$

$\delta = 1,725$ m

$\delta + x_1 + 6 = \frac{32,4}{2} = 16,2$ m

$x_1 = 8,475$

$x_1 + x_2 = 32,4 - 16,5 \Rightarrow x_2 = 7,425\ m$

$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow 32,4\ R_B - 6\times(8,475) - 12\times(12,975) - 12\times(14,475) - 6\times(18,975) - 12\times(23,475) - 12\times(24,975) = 0$

$\Rightarrow R_B = \frac{6\times(8,475) + 12\times(12,975) + 12\times(14,475) + 6\times(18,975) + 12\times(23,475) + 12\times(24,975)}{32,4} =$ 33,194 t = 331,94 kN

$R_A = 268,06$ kN

$M_{max} = 268,06 \times 14,475 - 60\times6 - 120\times1,5$

$M_{max} = 3340,17\ kN.m$

$M_{Bcmax} = \delta_{Bc}\times n\times b_{Bc}\times M_{max}$

Avec n : nombre de voies

Tableau VII-2 : Valeurs de l'effort tranchant sous chargement Bc

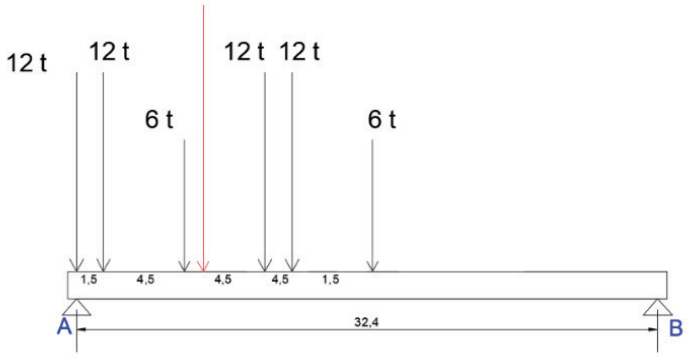
Nombre de voies	bc	δ	T_{max} (kN)	T_{Bcmax} (kN)	$T_0 = T_{max}/8$ (kN)
1	1,2	1,0722	469,45	604,0287341	75,50359176
2	1,1	1,0842	938,9	1119,782748	139,9728435
3	0,95	1,0918	1408,35	1460,754704	182,5943379
4	0,8	1,0958	1877,8	1646,081342	205,7601677

Tableau VII-3 : Valeurs du moment Max sous chargement Bc

Nombre de voies	bc	δ	M_{max} (kN.m)	M_{Bcmax} (kN.m)	$M_0 = M_{max}/8$ (kN.m)
1	1,2	1,0722	3340,170	4297,707	537,213
2	1,1	1,0842	6680,340	7967,334	995,917
3	0,95	1,0918	10020,510	10393,373	1299,172
4	0,8	1,0958	13360,680	11711,985	1463,998

VII.8 Effort tranchant max

Figure 36: Représentation de la charge Bc pour le calcul de l'effort tranchant Max



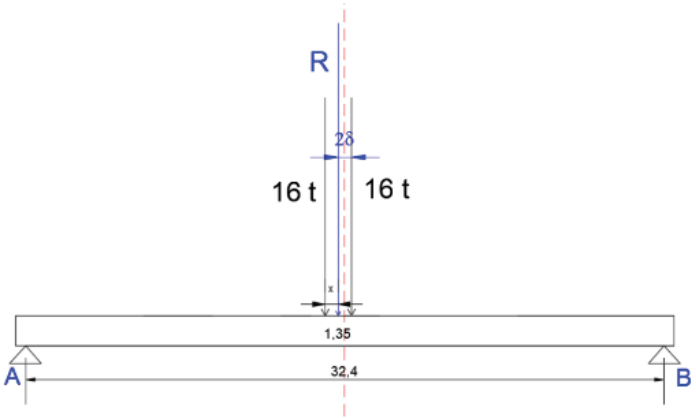
$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow 32{,}4\ R_B - 4230 = 0 \Rightarrow R_B = 130{,}55$ kN

$T_{max} = R_A = 600 - 130{,}55 = 469{,}45$ kN

$T_{Bcmax} = \delta_{Bc} \times n \times b_{Bc} \times T_{max}$

VII.9 Moment fléchissant max Bt :

Figure 37: Représentation de la charge Bt pour le calcul du moment Max



$\sum M_{/a} = 0 \Rightarrow 160 \times (1{,}35) = 320 \times x$

$\Rightarrow x = \frac{160 \times (1{,}35)}{320} = 0{,}675$ m

$2\delta = 0{,}675$

$\delta = 0{,}3375$ m

$\delta + x_1 + 0.675 = \frac{32,4}{2} = 16,2$ m

$x_1 = 15,1875$

$x_1 + x_2 = 32,4 - 1,35 \Rightarrow x_2 = 15,8625$ m

$\sum M_{/B} = 0 \Rightarrow 32,4\ R_A - 160 \times(1,35 + 15,8625) - 160 \times(15,8625) = 0$

$\Rightarrow R_A = \frac{160 \times(1,35+15,8625)+160 \times(15,8625)}{32,4} = 163.333$ kN

$R_B = 156,67$ kN

$M_{max} = R_A \times(1,35 + 15,1875) - 160 \times(1,35)$

$M_{max} = 2485,119\ kN.m$

$M_{Btmax} = \delta_{Bc} \times n \times b_{Bt} \times M_{max}$

Avec n : nombre de files

Nombre de tandems	bt	δ	M(kN.m)	M_{Btmax} (kN.m)	$M_0 = M_{Btmax}$ /8 (kN.m)
un tandem	1,2	1,0590	2485,119	3158,089	394,761
deux tandems	1,2	1,0660	4970,238	6357,928	794,741

Tableau VII-4 : Valeurs du moment Max dues au chargement Bt

VII.10 Effort tranchant max :

$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow 32,4\ R_B - 160 \times 1,35 = 0 \Rightarrow R_B = 6,67$ kN

$T_{max} = R_A = 320 - 6,67 = 293,33$ kN

$T_{Btmax} = \delta_{Bc} \times n \times b_{Bt} \times T_{max}$

Figure 38 : Représentation de la charge Bt pour le calcul de l'effort tranchant max

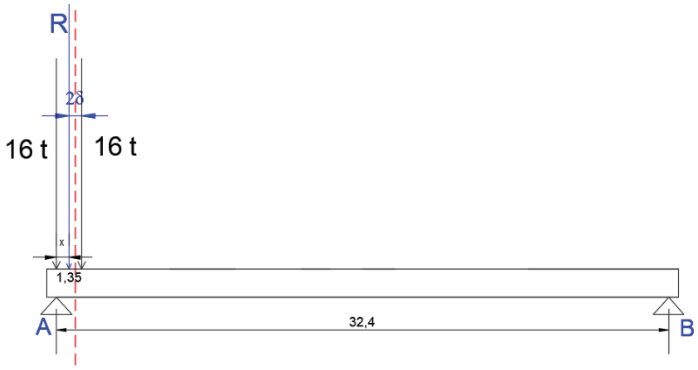


Tableau VII-5: Valeurs de l'effort tranchant max T_{Bmax} de la charge Bt

T(kN)	T_{Btmax} (kN)	$T_0 = T_{Btmax}$ /8 (kN)
293,33	372,763764	46,5954705
586,66	750,455472	93,806934

CHAPITRE VII : ETUDE TRANSVERSALE

VIII. CHAPITRE VII : ETUDE TRABSVERSALE :

VIII.1 CHOIX DE LA METHODE :

Le paramètre d'entretoisement « θ » est défini par la formule suivante pour choisir la méthode :

$$\boldsymbol{\theta} = \frac{\boldsymbol{b}}{\boldsymbol{L}} \times \sqrt[4]{\frac{\boldsymbol{\rho_p}}{\boldsymbol{\rho_E}}} \rightarrow \begin{cases} Si\ \theta < 0.3 \rightarrow La\ méthode\ de\ J.Courbon \\ Si\ \theta \geq 0.3 \rightarrow La\ méthode\ de\ Guyon - Massonnet. \end{cases}$$

Avec :

$\boldsymbol{\rho_p}$: Rigidité flexionnelle de la poutre.

$\boldsymbol{\rho_E}$: Rigidité flexionnelle de l'entretoise.

VIII.2 Présentation de la méthode de Guyon-Massonnet :

- La méthode Guyon-Massonnet est une méthode pratique qui permet de déterminer la section la plus sollicitée transversalement et de calculer les dalles ou les réseaux de poutres. Elle est largement utilisée pour le calcul des tabliers de ponts. D'abord conçue pour les dalles isotropes, elle a été développée pour les dalles orthotropes. Toutefois, elle requiert plusieurs ajustements pour le calcul des véritables ouvrages.
- La méthode repose sur l'idée d'une travée indépendante, de portée L et de largeur 2b, dont l'ossature est formée par une poutraison croisée de m poutres longitudinales (portée L, espacement L1) et de (n) entretoises (portée 2b, espacement b1) intermédiaires, disposées transversalement. La rigidité de flexion $B_p = EI_p$ et la rigidité de torsion $C_p = GK_p$ sont les mêmes pour toutes les poutres. De la même manière, toutes les entretoises présentent une même rigidité de flexion $B_E = EI_E$ et une rigidité de torsion $C_E = GK_E$.

- **Les deux paramètres fondamentaux (paramètres sans dimension)**

• paramètre d'entretoisement θ : a été déduit par Guyon en calculant les grillages sans tenir compte de la torsion $\boldsymbol{\theta} = \frac{\boldsymbol{b}}{\boldsymbol{L}} \times \sqrt[4]{\frac{\boldsymbol{\rho_p}}{\boldsymbol{\rho_E}}}$

Avec : b : demi-largeur de la dalle

l : portée de la travée

Le paramètre θ détermine la souplesse de l'entretoisement, plus grand est θ, plus souple est l'entretoisement

• paramètre de torsion α :

L'équation différentielle d'un grillage simple des poutres dont les rigidités sont reparties :

$$\rho_p \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + (\gamma_p + \gamma_E) \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \rho_E \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = q(x,y)$$

Tel que : $\gamma_p + \gamma_E = 2\alpha\sqrt{\rho_p \times \rho_E}$

Alors il résulte :

$$\boldsymbol{\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2\sqrt{\rho_p \times \rho_E}}\ ou : 0 \leq \alpha \leq 1}$$

Avec :

$\gamma_p = \frac{C_p}{b_1}$: Rigidité torsionnelle des poutres par unité de largeur.

$\gamma_E = \gamma_D = \frac{C_D}{L1}$: Rigidité torsionnelle des entretoises (dalle) par unité de largeur.

Et : $C_p = \frac{G}{3} \times \left[\sum h_i {b_i}^3 + \frac{b_1 d^3}{2}\right]$ avec : $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 0.4167E$

$C_D = 2GI_D$

Tel que :

ν : Coefficient de poisson. ($\nu = 0.2$)

E : module de déformation longitudinale du béton.

G : module de déformation transversale du béton.

h_i, b_i: Dimensions de la poutre équivalente.

b_1: Entraxe des poutres.

d: Epaisseur de l'hourdis.

I_D: Inertie de la dalle.

VIII.3 Détermination des paramètres adimensionnels θ et α :

VIII.3.1 Calcule de paramètre d'entretoisement θ :

a) Calcule de la rigidité flexionnelle de la poutre" $\boldsymbol{\rho_p}$"

- **Calcul du moment d'inertie équivalente de la poutre"$\boldsymbol{I_p}$":**

Remarque :

La poutre préfabriquée présente des sections variables, donc on doit calculer son inertie moyenne équivalente qui vaut : $I_p = I_0 + \frac{8}{3\pi}(I_m - I_0)$

Avec :

I_0:Moment d'inertie de la poutre à l'about avec hourdis.

I_m:Moment d'inertie de la poutre en section médiane avec hourdis.

On a deux variation de l'inertie :

$\boldsymbol{I_{01} = 30444840{,}8\ cm^4}$

$\boldsymbol{I_m = 27672152{,}22 cm^4}$

Alors : $I_p = I_0 + \frac{8}{3\pi}(I_m - I_0) = \mathbf{30444840{,}8} + \frac{8}{3\pi}(\mathbf{27180000 - 30444840{,}8})$

$$\rightarrow \boldsymbol{I_p = 27672152{,}2}$$

Les facteurs essentiels de calcule :

Largeur totale du tablier :	La=14 m
Nombre de poutre :	n=8

Espacement des poutres :	b_1=1,74 m
Une bande de longueur du tablier :	L1= 1 m
Épaisseur de l'hourdis :	d=0.2m.
Inertie de la poutre :	$I_p = 31100483{,}62 cm^4$
La largeur active :	b= nb_1/2= 6.96m

Alors : $\boldsymbol{\rho_p = \frac{EI_p}{b_1} = \frac{27672152{,}2483{,}62}{166} E = 153734{,}179\ E}$

$\boldsymbol{153734{,}179\ E}$

b) Calcule rigidité flexionnelle de la dalle ρ_E:

- **Calcule de I_D :**

Remarque :

L'inertie de l'entretoise est négligeable, pour cela, le hourdis jouera le rôle des entretoises, alors le moment d'inertie d'une entretoise ($I_E = I_D$).

Donc on prend une bande de 1m de largeur et 0,2m d'épaisseur de la dalle :

$$\boldsymbol{I_D} = \frac{L1 \times d^3}{12} = \frac{100 \times 20^3}{12} = 66666.67 cm^4$$

Alors : $\boldsymbol{\rho_E = \rho_D = \frac{EI_D}{L_1} = \frac{66666.67}{100} E = 666.67E}$

c) Le paramètre d'entretoisement « θ » :

$$\theta = \frac{b}{L} \times \sqrt[4]{\frac{\rho_p}{\rho_E}} = \frac{6.96}{32.4} \times \sqrt[4]{\frac{153734,179\ E}{666.67E}} = 0.87$$

On a donc $\boldsymbol{\theta} > 0.3$ donc on peut appliquer la méthode de Guyon-Massonnet

VIII.3.2 Calcule de paramètre de torsion α :

a) **Calcule de rigidité torsionnelle des poutres"γ_p" :**

Pour le calcul de la rigidité torsionnelle de la poutre, il est nécessaire de travailler avec une section équivalente.

On calcul D'après Autocad, nous avons :

S1=H1× 1.1 =0.2252m²

S2=H2× 0.50 =0.1219m²

Alors :

$$H1 = \frac{S1}{1.1} = \frac{0{,}2252}{1.1} = 20{,}5cm$$

$$H2 = \frac{S2}{0.5} = 24{,}38cm$$

$$Alors : H3 = 150 - H1 - H2 = 94cm$$

$Alors$:

$$C_p = \frac{G}{3} \times \left[\sum h_i {b_i}^3 + \frac{b_1 d^3}{2}\right]$$

$$C_p = \left[110 \times 20{,}5^3 + 50 \times 24{,}38^3 + 94 \times 25^3 + \frac{174 \times 20^3}{2}\right] \times \frac{0.4167E}{3}$$

Alors : $C_p = 55560E$

Donc : $\boldsymbol{\gamma_p = \frac{C_p}{b_1} = \frac{55560E}{174} = 2516{,}35956\, E}$

b) **Calcule de la rigidité torsionnelle de la dalle :** "$\boldsymbol{\gamma_D}$"

$$C_D = 2GI_D = 2 \times 0.4167 \times E \times 66666.67 = 55560.0028E$$

Donc : $\boldsymbol{\gamma_D = \frac{C_D}{L1} = \frac{55560.0028E}{100} = 555.600028E}$

c) **La paramètre de torsion α :**

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2\sqrt{\rho_p \times \rho_E}} = \frac{2516{,}35956E + 555.600028E}{2\sqrt{153734{,}179E \times 666.67E}} = 0{,}152$$

$\Rightarrow$ **Alors :** $\boldsymbol{\theta = 0{,}87}$ **et** $\boldsymbol{\alpha = 0.152}$

VIII.3.3 Détermination des coefficients de répartition transversale K_0:

Le coefficient de répartition transversale K dépend du paramètre de l'entretoisement **θ**, du paramètre de torsion **α** et de l'ordonnée relative (y) et de la section où on veut étudier le moment.

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

$Si : 0.3 \leq \theta \leq 1 \rightarrow K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\alpha^\beta \;\; tel\ que : \;\; \beta = 1 - \exp(\frac{0.065 - \theta}{0.665})$

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

Telle que : K_0: valeur de k pour $\alpha = 0$.

K_1: valeur de k pour $\alpha = 1$.

a) Évaluation des valeurs de K:

On a : $\theta = 1.055$ alors on faire une interpolation entre les tableaux de $\theta = 0{,}85$ et $\theta = 0{,}9$

⇒ **Le tableau suivant donne le coefficient K_0 pour θ = 0,87**

Tableau VIII-1 : Valeurs de K_0 et K_1

Théta=0.87	Alfa=0=> K0								
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,3443	0,3110	1,0498	1,7405	2,0932	1,7405	1,0498	0,3110	-0,3443
b/4	-0,4898	-0,0432	0,4924	1,1103	1,7405	2,0689	1,7027	0,9894	0,2075
b/2	-0,4264	-0,1855	0,0965	0,4924	1,0498	1,7027	2,1520	2,0244	1,6646
3b/4	-0,2366	-0,2257	-0,1855	-0,0432	0,3110	0,989	2,0244	3,2195	4,2209
B	-0,0320	-0,2365	-0,4264	-0,5371	-0,4138	0,2075	1,6646	4,2209	7,7366

Théta=0.87	Alfa=1=> K1								
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,5692	0,73068	0,96862	1,27236	1,46632	1,27236	0,96862	0,73068	0,5692
b/4	0,33764	0,45558	0,63998	0,92108	1,27236	1,51782	0,82301598	1,14388	0,95504
b/2	0,20476	0,28706	0,42006	0,63998	0,96862	1,3828	1,71354	1,68894	1,56668
3b/4	0,13118	0,19002	0,28706	0,45558	0,73068	1,14388	1,68894	2,21738	2,4703
B	0,08742	0,13118	0,20476	0,33764	0,5692	0,95504	1,56668	2,4703	3,64578

Tableau VIII-4: Valeurs de Kalphamoy sous A(l) 1 voie chargée

A(l) : 1 voie chargé			
P	S	LC	Kalphamoy
PI	2,309	3,13	0,73769968
PII	1,9229	3,13	0,61434505
PIII	1,0636	3,13	0,33980831
PIV	0,1811	3,13	0,05785942
PV	0,6396	3,13	0,20434505

Tableau VIII-2: Valeurs de Kalphamoy sous A(l) 2 voies chargées

A(l) : 2 voie chargé			
P	S	LC	Kalphamoy
PI	7,5446	6,26	1,20520767
PII	6,5848	6,26	1,05188498
PIII	3,9897	6,26	0,63733227
PIV	1,202	6,26	0,19201278
PV	1,4481	6,26	0,23132588

Tableau VIII-3: Valeurs de Kalphamoy sous A(l) 3 voies chargées

A(l) : 3 voie chargé			
P	S	LC	Kalphamoy
PI	12,2943	9,39	1,30929712
PII	13,0349	9,39	1,38816826
PIII	9,9112	9,39	1,05550586
PIV	5,1609	9,39	0,54961661
PV	3,2447	9,39	0,34554846

Tableau VIII-5: Valeurs de Kalphamoy sous A(l) 4 voies chargées

A(l) : 4 voie chargé			
P	S	LC	Kalphamoy
PI	13,7981	12,52	0,3
PII	17,192	12,52	1,37316294
PIII	16,7422	12,52	1,33723642
PIV	14,269	12,52	1,13969649
PV	14,2367	12,52	1,13711661

Tableau VIII-6: Valeurs de Kalphamoy sous Bc 1 voie chargée

	Bc: 1voie chargé		
P	K1	K2	Kalpha moy
PI	0,3536	1,1657	0,75965
PII	0,2546	0,8448	0,5497
PIII	0,1483	0,4714	0,30985
PIV	0,0188	0,088	0,0534
PV	-0,1028	-0,2709	-0,18685

Tableau VIII-7: Valeurs de Kalphamoy sous Bc 2 voies chargées

	Bc: 2voie chargé				
P	K1	K2	K3	K4	Kalphamoy
PI	0,3536	1,1657	1,3328	1,8503	1,1756
PII	0,2546	0,8448	0,9781	1,5073	0,8962
PIII	0,1483	0,4714	0,5493	0,9339	0,525725
PIV	0,0188	0,088	0,1123	0,3078	0,131725
PV	-0,1028	-0,2709	-0,2972	-0,2982	-0,242275

Tableau VIII-8: Valeurs de Kalphamoy sous Bc 3 voies chargées

	Bc: 3voie chargé						
P	K1	K2	K3	K4	K5	K6	Kalphamoy
PI	0,3536	1,1657	1,3328	1,8503	1,9069	1,9031	1,41873333
PII	0,2546	0,8448	0,9781	1,5073	1,5883	2,1689	1,22366667
PIII	0,1483	0,4714	0,5493	0,9339	1,0027	1,6535	0,79318333
PIV	0,0188	0,088	0,1123	0,3078	0,351	0,8918	0,29495
PV	-0,1028	-0,2709	-0,2972	-0,2982	-0,2768	0,1088	-0,18951667

Tableau VIII-9: Valeurs de Kalphamoy sous Bc 4 voies chargées

	Bc: 4voie chargé								
P	K1	K2	K3	K4	K5	K6	K7	K8	Kalphamoy
PI	0,3536	1,1657	1,3328	1,8503	1,9069	1,9031	1,7743	1,105	1,4239625
PII	0,2546	0,8448	0,9781	1,5073	1,5883	2,1689	2,2139	1,7332	1,4111375
PIII	0,1483	0,4714	0,5493	0,9339	1,0027	1,6535	1,8229	2,3088	1,11135
PIV	0,0188	0,088	0,1123	0,3078	0,351	0,8918	1,0869	2,1102	0,62085
PV	-0,1028	-0,2709	-0,2972	-0,2982	-0,2768	0,1088	0,305	1,6871	0,106875

Tableau VIII-11 : Valeurs de Kalphamoy sous MC120

MC120		
S	LC	Kalpha moy
8,0122	2	4,0061
7,8799	2	3,93995
5,688	2	2,844
2,7654	2	1,3827
1,0395	2	0,51975

Tableau VIII-10: Valeurs de Kalphamoy sous D240

	D240		
P	S	LC	Kalpha moy
PI	6,1667	3,2	1,92709375
PII	5,9692	3,2	1,865375
PIII	4,2008	3,2	1,31275
PIV	1,9581	3,2	0,61190625
PV	0,5963	3,2	0,18634375

CHAPITRE IX : ETUDE SISMIQUE

IX. CHAPITRE IX : ETUDE SISMIQUE

Les équipements de pont couvrent un ensemble de dispositifs de fonctionnement très divers dont le but est de rendre un tablier de pont apte à remplir sa fonction, Ils permettent d'assurer la sécurité et le confort des usagers comme le garde-corps et le joint de chaussée, Ils permettent de protéger la structure et ses abords en favorisant son bon fonctionnement.

IX.1 APPAREIL D'APPUI :

Les poutres reposent sur les appuis (pile et culée) par l'intermédiaire d'appareils d'appuis dont le rôle est de transmettre les efforts verticaux et horizontaux dus à la charge permanente et aux charges d'exploitation.

IX.1.1 Choix du type d'appareil d'appui :

Le choix de l'appareils d'appuis élastomère fretté Type B : appareil d'appui comportant au moins deux frettes et entièrement enrobé, Ils comportent n+1 frettes métalliques et n feuillets d'élastomère d'épaisseur constante, Ils sont enrobés sur leur périphérie d'une épaisseur d'élastomère d'au moins 4 millimètres et sur les faces supérieures et inférieures d'un demi feuillet e= ti / 2.

Selon Guide Technique SETRA

IX.1.2 Aire de l'appareil d'appui :

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

$$\sigma_{max} = \frac{R_{max}}{a.b} \leq \sigma_{admissible} \quad \text{avec} \qquad \sigma_{admissible} = 20MPa$$

σmax : contrainte de compression admissible de l'appareils d'appuis.
$Rmax$: Réaction d'appui à ELU.
$Rmax$ = 1,29 MN du logiciel ROBOT la réaction max de la poutre.
On trouve a × b ≥ 645 cm², on prend a×b=300×300mm².

IX.1.3 L'épaisseur de l'appareil d'appui T :

La vérification de la condition de non-flambement pour déterminer la hauteur de L'élastomère :

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$$

$$30\ mm \leq T \leq 60\ mm$$

IX.1.4 Dimensionnement des frettes :

Pour déterminer les épaisseurs des couches de l'appareil d'appui, on vérifie les conditions
sur la contrainte de traction des frettes suivantes :

$$\sigma_m = \frac{R_{max}}{a.b} = 14.33\ MPa$$

$$\beta = \frac{a.b}{c.G.(a+b)} = 6.25$$

Avec
σe : contrainte limite de traction des frettes (σe =235MPA).
G : le module de cisaillement notre G=1.2%MPA.
Et ts= 2,93 mm.
On prendra : Feuillets d'élastomère : ti = 10 mm.
Frettes métalliques de : ts = 3 mm.
Enrobage des chants : 4 mm.
Enrobage extérieur : 2.5mm.
T : épaisseur totale de l'élastomère.
Tb : hauteur totale de l'appareil d'appui. Tb = (n × ti) + ((n+1)×ts) + (2×e)
n : nombre de feuillets élémentaires .

IX.1.5 CALCUL SISMIQUE

De façon générale, l'analyse d'un pont se fait par 02 méthodes :
• La méthode spectrale monomodale (mode fondamental).
• La méthode du spectre de réponse (analyse dynamique linéaire).

C'est selon certaines conditions citées dans le RPOA qu'on choisit la méthode à appliquer au pont.

IX.1.6 CONDITION D'APPLICATION DE LA METHODE MONOMODALE

IX.1.6.1 1 er condition (masse modale) :

La masse modale (masse totale mise en mouvement par le mode fondamental) doit être supérieure à 70 % de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation (fûts et chevêtre). Autrement dit la masse des piles Mp doit être inférieur à 43 % de la masse totale du tablier MT.

MT = LxG

• G : Poids du tablier par mètre linéaire.

• L : Longueur du pont.

Nous obtenons : MT = 65 112,95 KN

Évaluation des raideurs :

Calcul du poids des piles Mp :

Avec : Kpile=n 3EI/h^3 et E= 33 000 MPa

Tableau IX-1 : Résultat des masses des piles

Piles	H_{moy} (m)	D (m)	I (m^4)	n Fût	$k_{Fût}$ (MN/m)	Masse de fut+ Chevetre	
P1	2,88	1,5	0,25	3	3088,12	38151	113750
P2	9,39	1,5	0,25	3	89,10	124388,2	113750
P3	17,18	1,5	0,25	3	14,55	227581,3	113750
P4	22,26	1,5	0,25	3	6,69	294875,4	113750
P5	22,9	1,5	0,25	3	6,14	303353,4	113750
P6	20,47	1,5	0,25	3	8,60	271163,5	113750
P7	21,28	1,5	0,25	3	7,66	281893,5	113750
P8	19,97	1,5	0,25	3	9,26	264540,1	113750

On aura M_p = 2715,9465 kg < 0,43 M_T = 2799,857 kg condition vérifiée

On à $k_{app\text{-}appui} = \frac{G \times a \times b}{e}$ donc $K_{app\text{-}appui}$ = 1,96 (MN/m

$$k_{appui} = \frac{1}{\frac{1}{K_{pile}} + \frac{1}{K_{App\ Appui}}}$$

- **Calcul des raideurs K_{appuis} :**

Tableau IX-2 : Résultats des raideurs d'appui

Piles	$k_{Fût}$ (MN/m)	$k_{Ap\text{-}d'appui}$ (MN/m)	$n_{A\text{-}Apps}$	K_{appuis} (MN/m)
P1	3088,12	1,96	16	31,10
P2	89,10	1,96	16	23,23
P3	14,55	1,96	16	9,94
P4	6,69	1,96	16	5,51
P5	6,14	1,96	16	5,14
P6	8,60	1,96	16	6,75
P7	7,66	1,96	16	6,16
P8	9,26	1,96	16	7,15

- **Calcul des raideurs des culées :**

Tableau IX-3: Résultats des raideurs des culée C1 et C2

Culées	$k_{Ap\text{-}d'appui}$ (MN/m)	$n_{A\text{-}Apps}$	K_P (MN/m)
C1	1,96	8	15,71
C2	1,96	8	15,71

- **Rigidité longitudinale totale du système**

$$K_{longi} = \sum K_{pile} + \sum K_{culée} = 126{,}40 \ \text{(MN/m)}$$

IX.1.7 Détermination des actions longitudinales :

La classe de l'ouvrage est : Groupe 2 (ouvrage très important)
Zone sismique de : classée (zone III)
Donc le coefficient d'accélération de zone A est A =0,3
L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$Sae\,(T,\xi)_{(m/s^2)} = \begin{cases} AgS\left(1+\frac{T}{T_1}(2.5\eta-1)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta AgS & T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta AgS\left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 \le T \le 3.0s \\ 2.5\eta AgS\left(\frac{3T_2}{T^2}\right) & T \ge 3.0s \end{cases} \qquad (3.1)$$

g : accélération de la pesanteur (=9,81m/s²)
T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site
S : coefficient de site
A : est donnée dans le tableau 3.1
η : facteur de correction de l'amortissement ($\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$)
ξ : taux d'amortissement défini en 4.2.4

Avec :
A : Coefficient d'accélération de zone A = 0,30
S : Coefficient de site S2 S =1,10 du (Tableau 3.3 RPOA)
T1 et T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site soit,

T1 = 0,15s et T2 = 0,40s pour un site S2

η : Facteur de correction d'amortissement soit : η = 1

- **Évaluation de la période propre de l'ouvrage et de sa déformée :**

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{M}{K}} = 1,43 \text{ s}$$

- **Évaluation des forces statiques équivalentes du tablier :**

– **Réponse sismique :**
On a : T2 = 0,4 < T = 1,43 < 3,00 s
Donc Sa est donnée par la 3eme branche
Sa = 2.5*A*η*S*g*(T2/T) formule en fct de T
Sa = 2,27 m/s²

– **Effort total :**
$F_{longi} = M \times S_a$ = 14781,50 KN

- **Déplacement du tablier par rapport au sol :**

$$d^{tablier}_{longitudinal} = \frac{T^2}{4x\pi^2} xSa$$ d_{long} = 0,117 m déplacement de sol

IX.1.8 Répartition des éfforts :

Piles	Kappui (MN/m)	KT (MN/m)	F (kN)	Fappui (kN)
C1	15,71	126,40	14781,5	1837,0
P1	31,10	126,40	14781,5	3637,0
P2	23,23	126,40	14781,5	2716,2
P3	9,94	126,40	14781,5	1162,8
P4	5,51	126,40	14781,5	644,8
P5	5,14	126,40	14781,5	600,8
P6	6,75	126,40	14781,5	789,6
P7	6,16	126,40	14781,5	719,8
P8	7,15	126,40	14781,5	836,5
C2	15,71	126,40	14781,5	1837,0

- **Composante Transversale :**

Détermination de la raideur transversale de la structure :

Piles	Hmoy (m)	I (m4)	kFût (MN/m)
P1	2,88	102,88	426372,01
P2	9,39	102,88	12301,82
P3	17,18	102,88	2008,61
P4	22,26	102,88	923,40
P5	22,9	102,88	848,12
P6	20,47	102,88	1187,44
P7	21,28	102,88	1056,94
P8	19,97	102,88	1278,89

Ka-app = **1,96 (MN/m)**

Tableau IX-4: : Distribution des forces sismiques transversal sur chaque appui

Appui	K	M	T	Sa	Fi
	(MN/m)	Kg	S	m/s²	KN
P1	31,42	833 930,00	1,02	3,16	2 637,20
P2	31,34	877 048,58	1,05	3,08	2 701,17
P3	30,93	928 645,16	1,09	2,97	2 761,52
P4	30,38	962 292,22	1,12	2,90	2 786,00
P5	30,30	966 531,22	1,12	2,88	2 788,06
P6	30,61	950 436,27	1,11	2,92	2 778,97
P7	30,51	955 801,25	1,11	2,91	2 782,38
P8	30,66	947 124,55	1,10	2,93	2 776,69
C1/C2	15,71	814 854,50	1,43	2,26	1 843,40

- **Composante Verticale :**

L'action sismique verticale est calculée par travée :
b : paramètre dépendant de la réaction d'appui considérée et du rapport de travée
L : longueur travée L = 33,4 m
μ : masse linéique du tablier μ = 21603,5 kg/ml
On a les paramètres b et a
bc = 0,24 pour les culées
bp 1 et 8 = 0,64
bp 2 et 5 = 0,9
bp 3 et 6 = 0,9
bp 4 et 7 = 0,9
a = 6,3
Rc = 1090,994124 KN
Rp 1,8 = 2909,317663 KN
Rp 3,6 = 4091,227963 KN
Rp 2,5 = 4091,227963 KN
Rp 4,7 = 4091,227963

- **Combinaisons des efforts** :

$E_{long} = Ex + 0.3 \times (Ey + Ez)$ du RPOA (eq4.15)

Tableau IX-5: Combinaison des composantes de l'action sismiques

Appui	EX(KN)	EY(KN)	EZ(KN)	E1(KN)	E2(KN)	E3(KN)
C1	1836,99	1 843,40	1090,994	2 717,30	2 721,79	2 195,11
P1	3636,97	2 637,20	2909,318	5 300,93	4 601,08	4 791,57
P2	2716,19	2 701,17	4091,228	4 753,91	4 743,39	5 716,44
P3	1162,79	2 761,52	4091,228	3 218,61	4 337,72	5 268,52
P4	644,82	2 786,00	4091,228	2 707,99	4 206,82	5 120,47
P5	600,85	2 788,06	4091,228	2 664,64	4 195,69	5 107,90
P6	789,57	2 778,97	4091,228	2 850,63	4 243,21	5 161,79
P7	719,80	2 782,38	4091,228	2 781,88	4 225,69	5 141,88
P8	836,53	2 776,69	2909,318	2 542,33	3 900,44	3 993,28
C2	1836,99	1 843,40	1090,994	2 717,30	2 721,79	2 195,11

CONCLUSION

x. Conclusion générale :

Le projet de fin d'étude constitue une étape cruciale entre la formation académique et le monde professionnel, offrant au futur ingénieur l'opportunité de mettre en pratique les connaissances théoriques accumulées durant cinq années de formation.

Le choix de conception et de dimensionnement validé par des calculs et des vérifications minutieuses des éléments de la structure, prenant en compte les sollicitations et déformations prévues, tout en respectant les réglementations en vigueur (RCPR, RPOA, BAEL, BPEL).

Les quatre mois de travail dédiés à ce projet ont été particulièrement enrichissants. Ils nous ont permis d'approfondir notre compréhension des défis techniques liés à la conception et au dimensionnement des structures, de développer de nouvelles compétences en analyse et en résolution de problèmes, et de renforcer notre capacité à travailler de manière rigoureuse et méthodique.

En conclusion, ce projet a non seulement consolidé notre formation théorique, mais a également facilité notre transition vers le monde professionnel en nous donnant une expérience pratique précieuse. Nous sommes désormais mieux préparés à aborder les défis complexes de l'ingénierie et à contribuer efficacement à des projets de grande envergure dans notre future carrière.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

XI. Références bibliographiques :

- SETRA. (Février 1996). Ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension. 46, avenue Aristide Briand - B.P. 100-92223 Bagneux Cedex-FRANCE.
- SETRA. (Juin 2003). Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs, Guide de conception. 46, avenue Aristide Briand -B.P. 100-92223 Bagneux Cedex France.
- Document SETRA, (Septembre 2009) "ponts mixtes acier-béton ". Ministère de l'écologie, de l'énergie, de développement durable et de la mer (France).
- SETRA (octobre 1985). Ponts mixtes acier-béton bipoutres, Guide de conception. 46, avenue Aristide Briand B.P. 100-92223 Bagneux Cedex France.
- Document SETRA, (Octobre 1977) " Appuis des tabliers PP73 Calculs complémentaires ferraillages types SETRA. 46 Avenue Aristide Briand BP 10092 223- BAGNEUX.
- A. BERNARD-GELY, J.A.CALGARO (1994). Conception des Ponts. Paris : Presse de l'École Nationale des Ponts et Chaussées.
- Règles définissant les charges à appliquer pour les calculs et les épreuves des ponts routes RCPR, Document Technique Règlementaire DTR, Ministère Des Travaux Publics, Algérie, 2009.
- Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art RPOA (2008). Ministère des travaux publics.
- BAEL91. (Mars 1992). Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
- BPEL99. (Avril 1992). Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites.
- BELAOURA Mbarek, (2022/2023) " Cours de béton précontraint". École nationale supérieure des travaux publics d'Alger.

- ZOURGUI Nadjib (2022/2023) "Cours de ponts". École nationale supérieure des travaux publics d'Alger.
- Projet de fin d'études "Conception et étude du viaduc V5 sur la pénétrante reliant la ville de Tizi-Ouzou à l'Autoroute Est-Ouest au PK 15+500". Mr Aghiles BEGRICHE, Mr Achour MENASRI. ENPA.
- Projet de fin d'études "Conception et étude d'un ouvrage d'art sur la pénétrante autoroutière « BEJAIA-AHNIF » du PK63+095.650 au PK63+360.350". Mme KERMIA Nesrine, Mr LOUNIS Soufiane. ENSTP.

ANNEXES

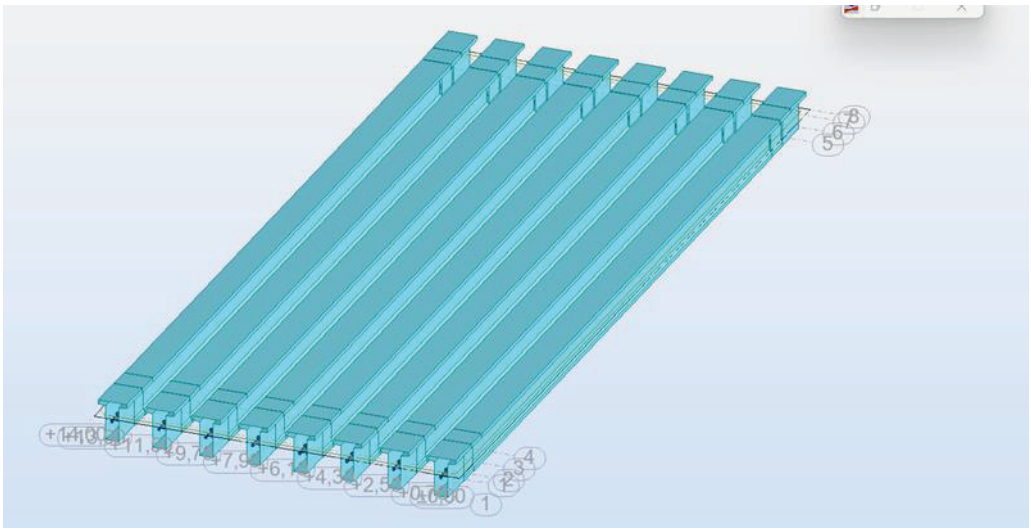


Figure 1 : Modélisation du tablier avec poutres

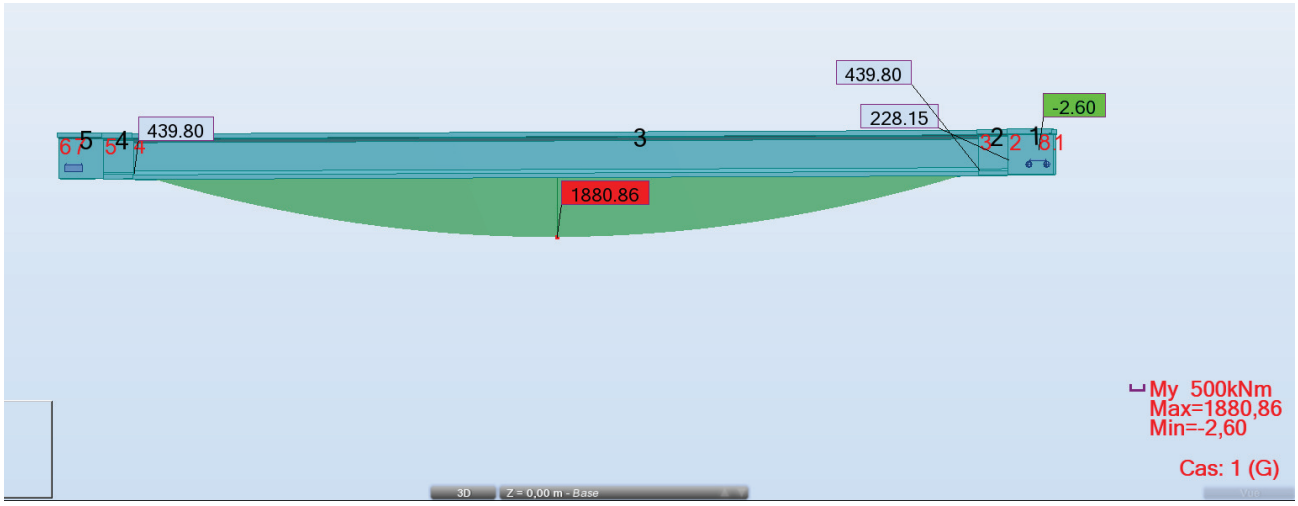


Figure 2 : Moment fléchissant sous poids propre de la poutre seule

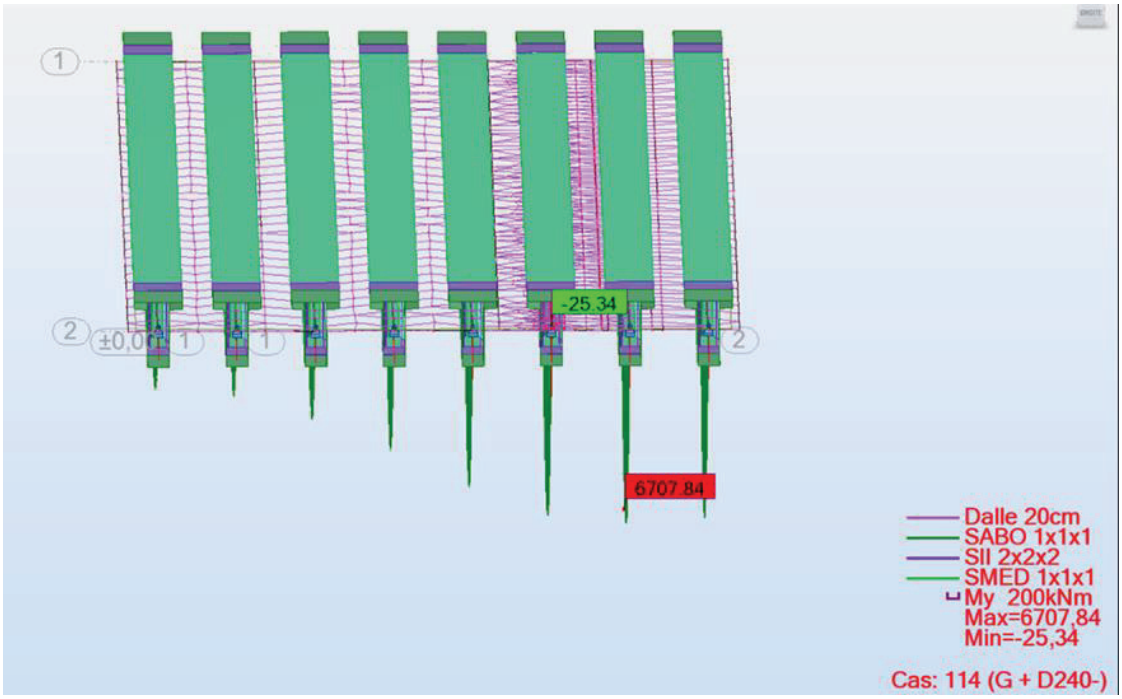


Figure 3 : Moment fléchissant sous combinaison G+D240

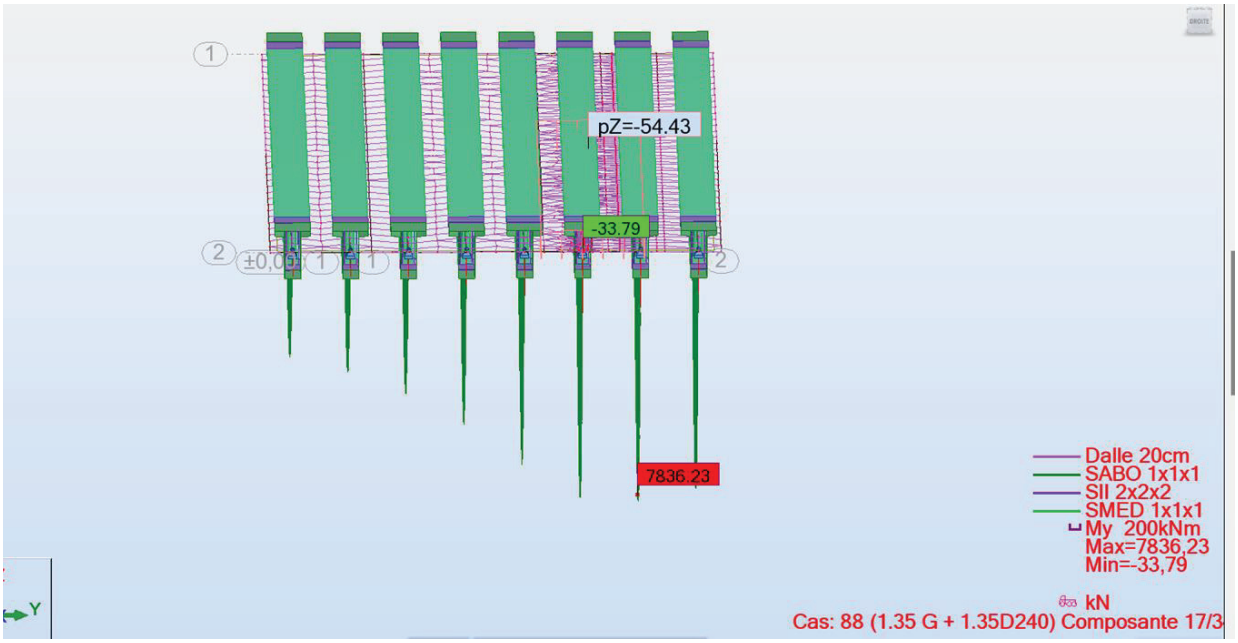


Figure 4 : Moment fléchissant sous combinaison 1,35G+1,35D240

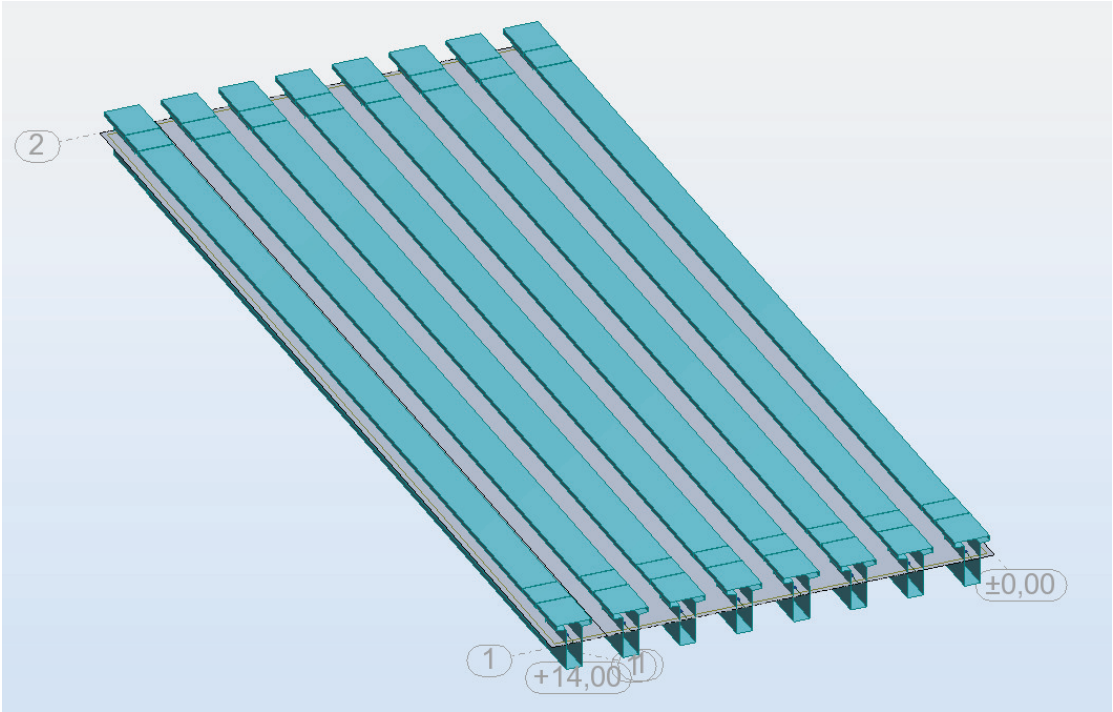


Figure 5 : Modélisation du tablier avec hourdis

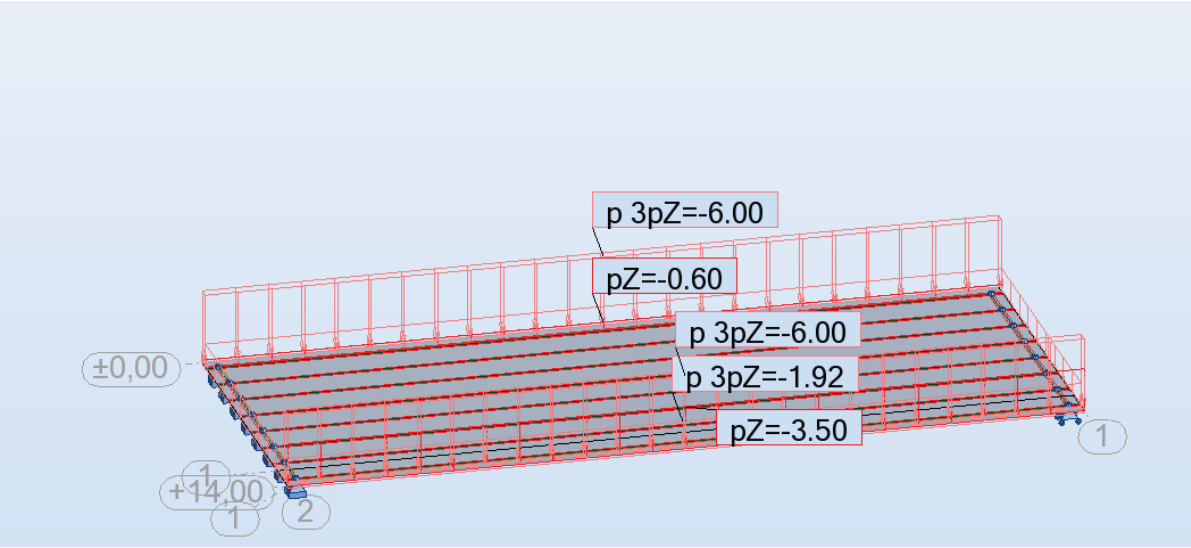


Figure 6 : Modélisation des charges complémentaires permanentes

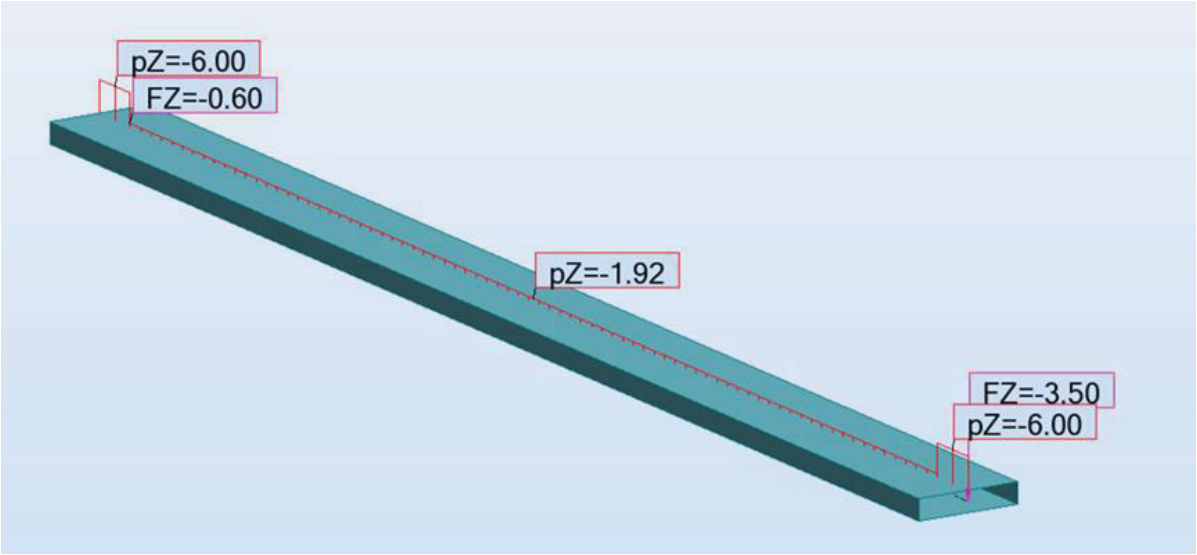


Figure 7 : Modélisation de la dalle sur 1ml de longueur

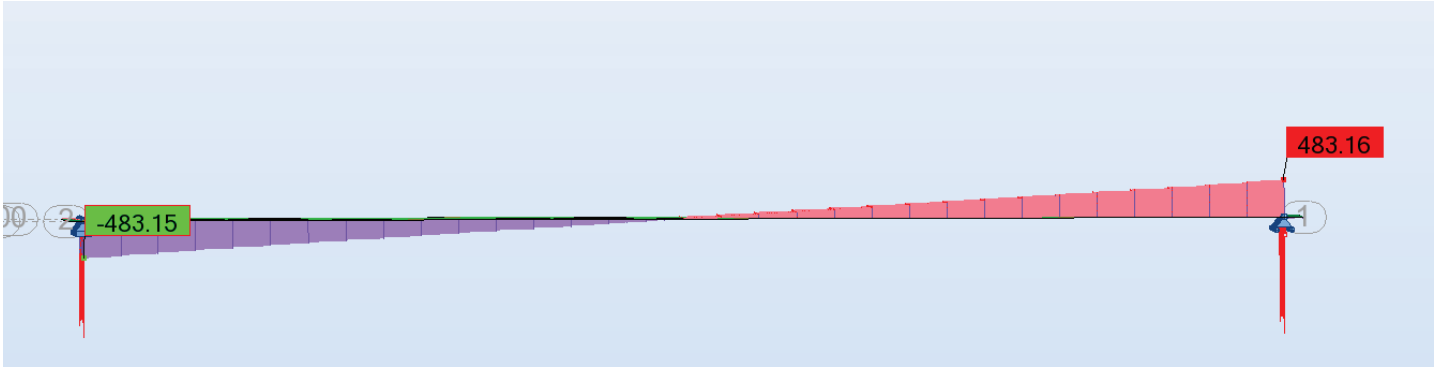


Figure 8 : Effort tranchant maximum sous poids propre G

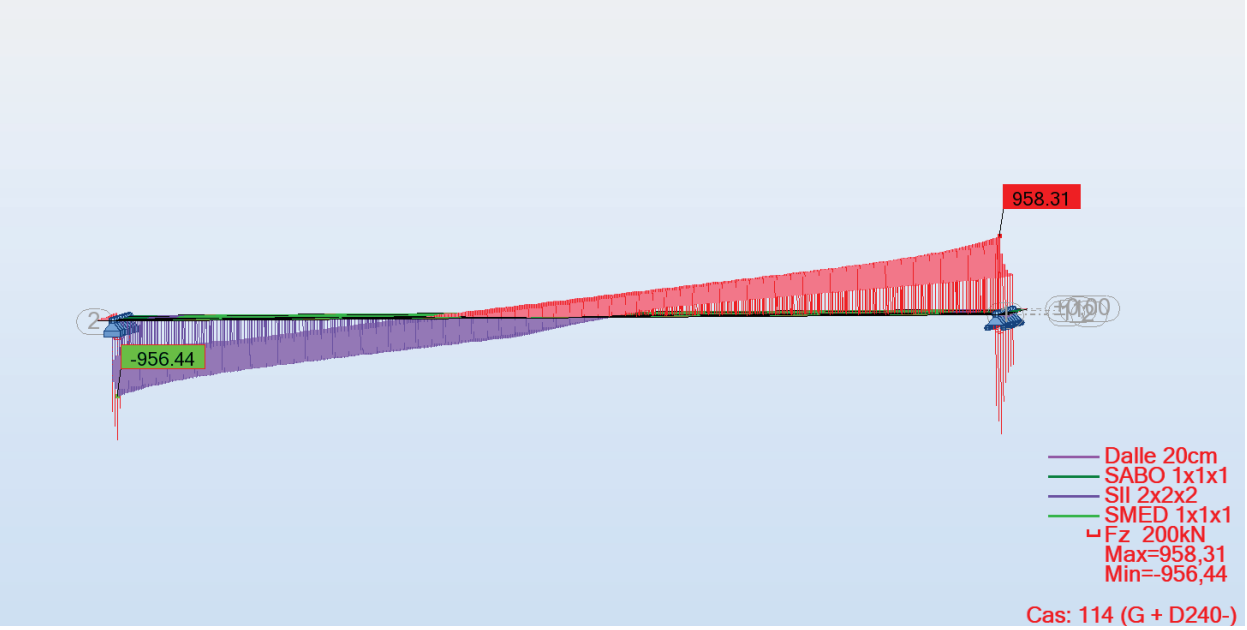


Figure 9 : Effort tranchant maximum sous G+D240

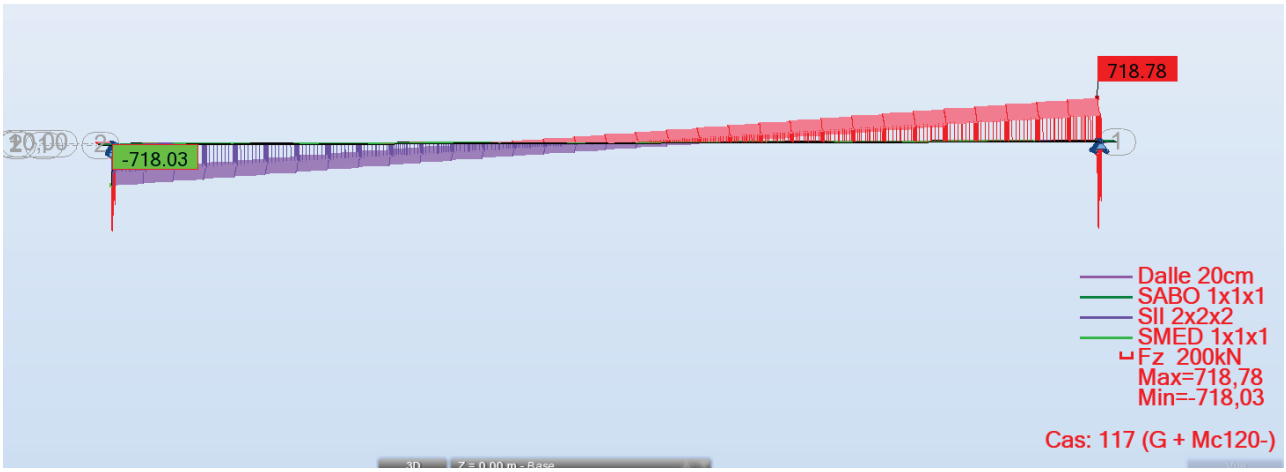


Figure 10 : Effort tranchant sous G+MC120

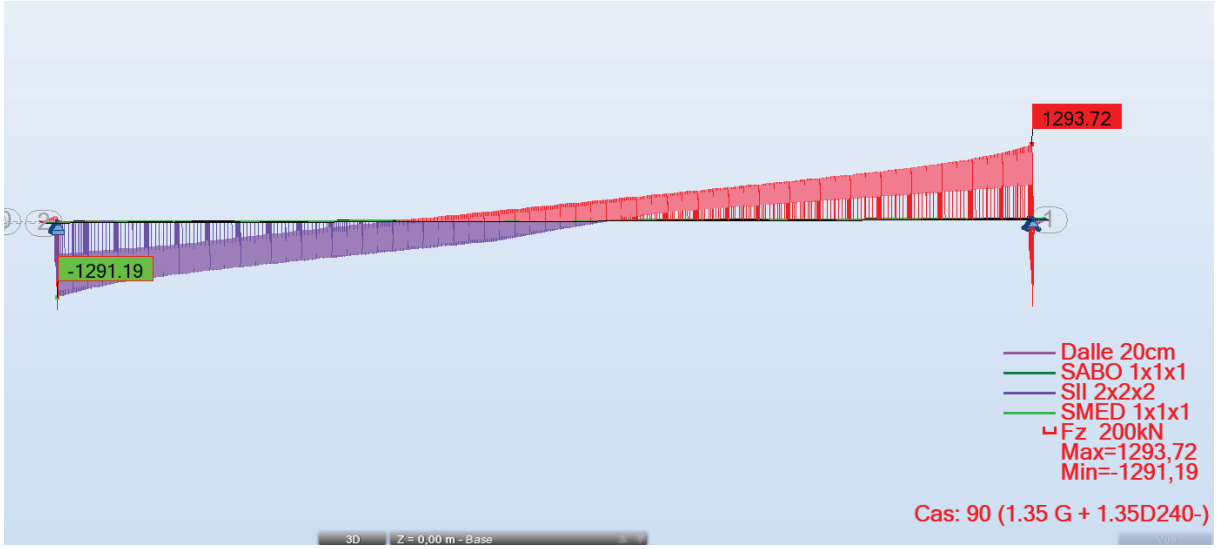


Figure 11 : Effort tranchant sous 1,35G+1,35D240

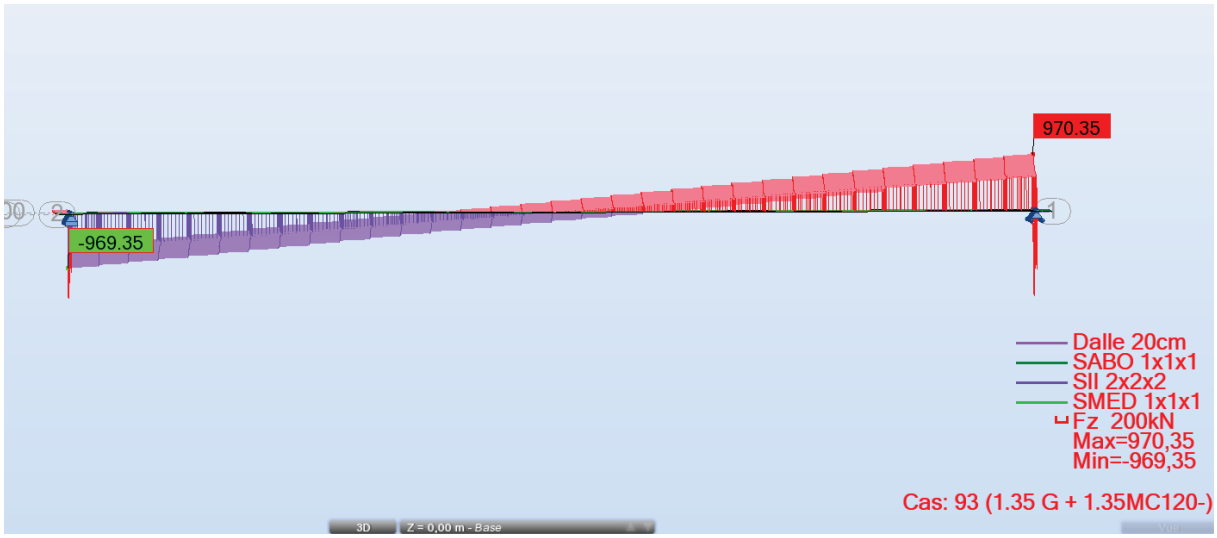


Figure 12 : Effort tranchant sous 1,35G+1,35MC120



Figure 13 : Caisse de sondage carotté sur une profondeur de 0,00-2,40 m



Figure 14 : Caisse de sondage carotté sur une profondeur de 2,40-6,00 m



Figure 15 : **Caisse de sondage carotté sur une profondeur de 6,00-8,40 m**



Figure 16 : Caisse de sondage carotté sur une profondeur de 27,90-30,10

Figure 17 : Exemple d'essai de Sondage carotté

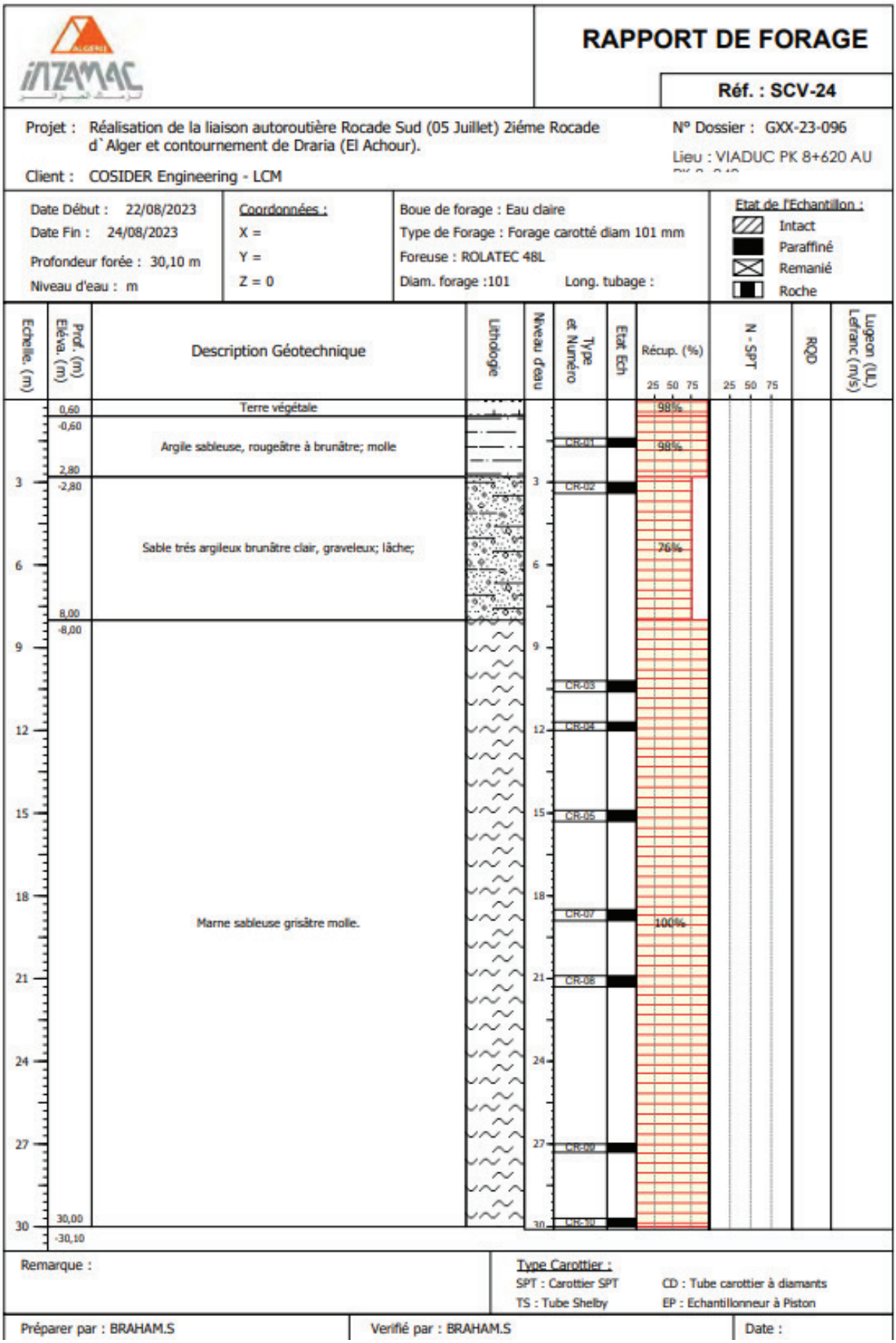


Figure 18 : Exemple d'un essai Pressiométrique

