

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

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية  
فرنسيس جانسون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson



## Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructures de Base

## Thème

**CONCEPTION ET ETUDE D'UN VIADUC AU  
NIVEAU DE LA 4<sup>EME</sup> ROCADE D'ALGER DE  
PK6+700 AU PK6+917 A LA WILAYA DE AIN  
DEFLA**

**Présenté par :**

KHIER Mohamed Saddek Akli

SAKA Abdelhak

**Encadré par :**

Mr : Y. BABAKHOUYA

**Co-Encadré par :**

Mr : M . AMIEUR

Promotion 2021 / 2022

# REMERCIEMENT

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

Nous exprimons toute notre gratitude à Mr. BABAKHOUYA YUCEF, notre encadrant, pour son encadrement, à sa confiance, à son soutien incessant et à son encouragement permanent.

Nous tenons à remercier chaleureusement notre Co-encadrant Dr. MOHAMED AMIEUR, et toutes les personnes qui m'ont répondu à nos questions.

Nous tenons également à remercier l'ensemble des enseignants de l'ENSTP pour toutes les informations qu'ils nous ont prodigué durant les cinq ans de notre formation

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

Finalement, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à nos familles et mes amis qui nous ont toujours soutenues et à tout ce qui nous ont aidés de proche ou de loin.

# **Dédicace**

*Tout d'abord, je tiens à remercier DIEU clément et miséricordieux de m'avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.*

*Je dédie ce travail à :*

*A mes chers parents qui m'ont donné le meilleur d'eux-mêmes pour mon éducation mais aussi pour leur précieux soutien durant toute ma vie.*

*A mes sœurs : Bacema, Khadidja, Dounia, Safa.*

*A mon ami et frère saka Abdelhak je lui souhaite de réussir dans sa vie*

*A l'encadreur, nous a-t-il aidés et enseignés et nous a appris en ouvrages d'art*

*A mes chère amis : Tyeb bey Hichem, Richa Zakaria, Djaidja Mohammed, Aymen Bourkab, Arar Karim, Mounsif Cherfaoui, Abdeslam, Hamadi Imam, Azzedine, Antri Yassine, Sourakh, Oussama Laouici, Younes, Ammar, khelfhoum, Mohamed dhia, Moumen, Ouali Ali.*

*À l'ensemble des étudiants de ma promotion*

*À tout le corps administratif de l'école qui m'a soutenu*

*Sans oublier tous les enseignants de mon école qui ont grandement contribué à ma formation.*

*Ce modeste travail, ce mémoire de fin d'études, accomplissement d'un cursus qui a duré cinq années d'efforts, de labeur, de persévérance, leur est dédié*

**Khier Mohamed Saddek Akli**

# **Dédicace**

*Tout d'abord, je tiens à remercier DIEU clément et miséricordieux de m'avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.*

*Je dédie ce travail à :*

*A mes chers parents qui m'ont donné le meilleur d'eux-mêmes pour mon éducation mais aussi pour leur précieux soutien durant toute ma vie.*

*A mes frères et sœurs :Fatma, Chahira, Zohra, Siddiq, Ibrahim, Houria, Messaouda, Djamila, Nadia.*

*A mon ami et frère khier Mohamed saddek akli je lui souhaite de réussir dans sa vie*

*A l'encadreur, nous a-t-il aidés et enseignés et nous a appris en ouvrages d'art*

*A mes chère amis :, Richa Zakaria, Tyeb bey Hichem, Djaidja Mohammed, Arar Karim, Mounsif Cherfaoui, Ahmed Fettis, Aymen Khelil, Aymen Bourkab, Hamadi Imam, Azzedine, Khaled, Yassine, Sourakh, Oussama, Younes, Ammar, Khelfhoum, Ouali Ali.*

*À l'ensemble des étudiants de ma promotion*

*À tout le corps administratif de l'école qui m'a soutenu*

*Sans oublier tous les enseignants de mon école qui ont grandement contribué à ma formation.*

*Ce modeste travail, ce mémoire de fin d'études, accomplissement d'un cursus qui a duré cinq années d'efforts, de labeur, de persévérance, leur est dédié*

**Saka abdelhak**

---

## ملخص

---

يهدف هذا العمل المنجز الخاص بمشروع نهاية الدراسة إلى تصميم ودراسة منشأة فنية متمثلة في جسر الذي يدخل في إطار إنجاز الطريق الإجتياي الرابع للجزائر العاصمة بين مدينتي خميس مليانة والمدينة، الواقع بين النقطة الكيلومترية 700+6 الى غاية 917+6. تطرقنا في بداية هذا العمل إلى إعطاء فكرة عامة حول أنواع الجسور، يليه بعد ذلك عرض تقديمي للمشروع متبوع بوضع ثلاث تصاميم أولية ليتم بعدها اختيار التصميم الأكثر ملائمة (جسر ذات روافد من الخرسانة مسبقة الإجهاد) بناء على معايير اقتصادية وتقنية. تمت دراسة المتغير المختار على مرحلتين رئيسيتين: دراسة البنية الفوقية ودراسة البنية التحتية، حيث قمنا بإجراء نموذج للحساب باستخدام برنامج ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS . تم الحساب وفق المعايير والقواعد الوطنية.

**الكلمات المفتاحية:** جسر روافد. مسبقة الاجهاد. اجهاد.

---

## Résumé

---

Dans le cadre du projet de fin d'études qui consiste à faire la conception et étude d'un ouvrage d'art (pont). Notre projet s'inscrit dans le cadre de la réalisation de la quatrième rocade d'Alger entre Khemis Miliana et Medéa, ce dernier est situé entre le point kilométrique 6 + 700 et 6 + 917. On a débuté notre travail par un aperçu général sur les types de ponts, on a entamé par la suite une présentation du projet, qui se suit par une conception et prédimensionnement dans laquelle on a élaboré trois variantes, puis nous avons choisis la variante la plus avantageuse selon les critères économiques et techniques (un pont à poutres en béton précontraint par post-tension). La variante choisie a été étudiée en deux étapes principales : l'étude de la superstructure et l'étude de l'infrastructure, où nous avons fait un modèle pour le calcul à l'aide du logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS. Le calcul a été effectué conformément aux normes et règles nationales.

**Mots-clés :** Pont. Précontrainte. Post-tension. Contraintes

---

## Abstract

---

This completed work of the end-of-study project aims to design and study a technical facility represented by a bridge. It falls within the framework of the completion of the fourth bypass road of Algiers between the cities of Khemis Miliana and Medea, located between the kilometer point 6 + 700 up to 6 + 917. At the beginning of this work, we discussed giving An overview of the types of bridges, followed by a presentation of the project, followed by the development of three preliminary designs, after which the most suitable design (a prestressed concrete joist bridge) is selected based on economic and technical criteria. The chosen variable was studied in two main stages: the study of the superstructure and the study of the infrastructure, where we made a model for the computation. Using the ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS program. Calculation was carried out in accordance with national standards and rules.

**Key words:** bridge. Bypass. Road. Prestressed.

# Sommaire

<b>INTRODUCTION GENERALE.....</b>	<b>1</b>
-----------------------------------	----------

## **CHAPITRE I : GENERALITE SUR LES OUVRAGES D'ARTS**

I.1.	INTRODUCTION .....	2
I.2.	DEFINITION GENERALE SUR LES PONTS .....	2
I.3.	LES DEFERENTES PARTIES DANS LE PONT .....	2
I.4.	LES DIFFERENTES CLASSES DES PONTS.....	3
I.4.1.	Pont construire par encorbellement successive.....	3
I.4.1.1.	Description de la méthode .....	3
I.4.1.2.	Les techniques concurrentes .....	4
I.4.2.	Pont cadre et portique .....	5
I.4.2.1.	Présentation de la structure .....	5
I.4.2.2.	Morphologie.....	6
I.4.3.	Ponts métalliques (pont mixte) .....	6
I.4.4.	Les ponts à poutres.....	7
I.4.5.	Les ponts en arc .....	7
I.4.6.	Les ponts suspendus.....	8
I.5.	CONCLUSION .....	8

## **CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET**

II.1.	INTRODUCTION .....	9
II.2.	PRESENTATION DE L'OUVRAGE .....	9
II.2.1.	Objectif du projet .....	9
II.2.2.	Situation du site.....	9
II.3.	OBSTACLE FRANCHI.....	10
II.4.	LES DONNEES DU PROJET .....	10
II.4.1.	Les données fonctionnelles .....	10
II.4.1.1.	Tracé en plan .....	10
II.4.1.2.	Profil en long .....	10
II.4.1.3.	Profil en travers .....	10
II.4.1.4.	Topographie.....	11

II.4.1.5. Géotechnique .....	11
II.4.1.6. Sismicité du site.....	13
II.4.1.7. Climatologie .....	13
II.5. CONCLUSION .....	13

## **CHAPITRE III : HYPOTHESE DE CALCUL**

III.1. INTRODUCTION .....	14
III.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL .....	14
III.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX.....	14
III.3.1. Béton .....	14
III.3.1.1. Caractéristiques mécaniques .....	14
III.3.1.2. Contraintes admissibles à la compression .....	15
III.3.1.3. Déformation du béton .....	15
III.3.2. Armatures .....	16
III.3.2.1. Armatures passives.....	16
III.3.2.2. Armatures actives.....	17
III.3.2.3. Classe de justification de la précontrainte :.....	17
III.3.2.4. Choix de la nuance d'acier .....	17
III.4. EVALUATION DES ACTION HORS TRAFIC.....	18
III.4.1. Les charges permanentes.....	18
III.4.2. Les charges complémentaires permanentes .....	18
III.4.3. Actions thermiques .....	18
III.4.4. Action dues au vent .....	19
III.5. EVALUATION DES ACTION DUES TRAFIC (SURCHARGES).....	19
III.5.1. Système de charge A(l) .....	19
III.5.2. Système B.....	20
III.5.2.1. Camion Bc.....	20
III.5.2.2. Système Bt : .....	21
III.5.3. Système de charge militaire Mc120.....	21
III.5.4. Convoi exceptionnel D240 :.....	22
III.5.5. Charge horizontale dues au freinage du système Bc et A(l) .....	22
III.5.5.1. Système de charge Bc .....	22
III.5.5.2. Système de charge A(L).....	22
III.6. COMBINAISON D' ACTIONS :.....	23

III.7.	ACTION SISMIQUE .....	23
III.7.1.	Coefficient d'accélération de zone .....	23
III.7.2.	Classification des sites.....	23
III.7.3.	Spectre de réponse.....	24
III.8.	Combinaisons des composantes de l'action sismique (RPOA).....	25
III.9.	CONCLUSION .....	25

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

IV.1.	INTRODUCTION .....	26
IV.2.	CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE .....	26
IV.3.	CRITERE DE CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE .....	26
IV.4.	DEMARCHE DE CONCEPTION .....	26
IV.5.	CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT DE LA VARIANTE (1) : .....	27
IV.5.1.	Conception longitudinale .....	27
IV.5.2.	Conception transversale .....	27
IV.5.3.	Conception de l'infrastructure (pile/culée) .....	28
IV.5.3.1.	Piles.....	28
IV.5.3.2.	Culées.....	29
IV.5.4.	Modélisation et calcul sismique .....	30
IV.5.4.1.	Prédimensionnement des appareils d'appui.....	30
	Modèle de calcul.....	31
IV.5.4.2.	Analyse modale et résultats de calcul .....	32
IV.5.4.3.	Analyse spectrale et résultats de calcul.....	33
IV.6.	CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT DE LA VARIANTE 2 : .....	35
IV.6.1.	Conception longitudinale .....	35
IV.6.2.	Conception transversale .....	35
IV.6.1.	Conception de l'infrastructure (pile/culée) .....	37
IV.6.1.1.	Piles.....	37
IV.6.1.2.	Culées.....	37
IV.6.2.	Modélisation et calcul sismique .....	38
IV.6.2.1.	Prédimensionnement des appareils d'appui.....	38
IV.6.2.2.	Modèle de calcul .....	39
IV.6.2.3.	Analyse modale et résultats de calcul .....	39
IV.6.2.4.	Analyse spectrale et résultats de calcul .....	41

IV.7.	CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT DE LA VARIANTE 3 : .....	43
IV.7.1.	Conception longitudinale .....	43
IV.7.2.	Conception transversale .....	43
IV.7.3.	Conception des poutres principales.....	44
IV.7.4.	Conception des entretoises .....	44
IV.7.5.	Prédimensionnement de l'infrastructure .....	44
IV.7.5.1.	Piles.....	44
IV.7.5.2.	Culées.....	45
IV.7.6.	Modélisation et calcul sismique .....	46
IV.7.6.1.	Prédimensionnement des appareils d'appui.....	46
IV.7.6.2.	Analyse modale et résultats de calcul .....	47
IV.7.6.3.	Analyse spectrale et résultats de calcul.....	49
IV.8.	ANALYSE DES VARIANTES .....	51
IV.8.1.	La variant (01).....	51
IV.8.2.	La variant (02).....	51
IV.8.3.	La variant (03).....	51
IV.9.	DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF DES TROIS VARIANTES : .....	51
IV.10.	CHOIX DE LA VARIANTE .....	54
IV.11.	CONCLUSION .....	54

## **CHAPITRE V : REPARTITION DES EFFORTS**

V.1.	INTRODUCTION .....	55
V.2.	LES CARACTERISTIQUE DU PONT .....	55
V.3.	EVALUATION DES CHARGES .....	55
V.3.1.	Calcule des charges permanentes .....	55
V.3.1.1.	Poids de la poutre .....	55
V.3.1.2.	Poids de l'hourdis.....	56
V.3.1.3.	Poids des Entretoises .....	56
V.3.2.	Calcule des charges complémentaires permanentes.....	56
V.3.2.1.	Poids de revêtement .....	56
V.3.2.2.	Poids de (la corniche +poids des trottoirs).....	57
V.3.2.3.	Poids des glissières de sécurité.....	57
V.4.	EVALUATION DES SURCHARGES : .....	57
V.4.1.	Système de charge A(l) .....	57

V.4.2.	Système de charge B .....	58
V.4.2.1.	Camion BC .....	58
V.4.2.2.	System Bt : .....	58
V.4.3.	Système de charge militaire Mc120 .....	59
V.4.4.	Convoi exceptionnel D240.....	59
V.5.	LES EFFORTS LONGITUDINAUX .....	59
V.5.1.	Calcule des moments fléchissant.....	59
V.5.1.1.	Calcule des moments fléchissant du a la charge permanente.....	59
V.5.1.2.	Calcule du moment fléchissant dû à la surcharge A(l).....	60
V.5.1.3.	Calcule du moment fléchissant dû à la surcharge Bc.....	61
V.5.1.4.	Calcule du moment fléchissant du a la surcharge Bt.....	61
V.5.1.5.	Calcule du moment fléchissant dû à la surcharge Mc120.....	62
V.5.1.6.	Calcule du moment fléchissant dû à la surcharge D240 .....	62
V.5.2.	Calcul des effort tranchants.....	63
V.5.2.1.	Effort tranchant dû au poids propre :.....	63
V.5.2.2.	Calcul des efforts tranchants dû à la surcharge A(l). .....	63
V.5.2.3.	Calcul des efforts tranchants dus à la surcharge Bc. ....	63
V.5.2.4.	Calcul des efforts tranchants dus à la surcharge Bt.....	64
V.5.2.5.	Calcul des efforts tranchants dus à la surcharge Mc120 .....	64
V.5.2.6.	Calcul des efforts tranchants dus à la surcharge Mc120D240 .....	64
V.6.	LA REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS .....	65
V.6.1.	Introduction .....	65
V.6.2.	La méthode de guyon-massonnet.....	65
V.6.3.	Détermination des paramètres de calcul.....	66
V.6.3.1.	Position active des poutres .....	66
V.6.3.2.	Calcul des paramètres $\alpha$ ET $\theta$ .....	66
V.6.4.	Calcul la répartition du moment fléchissant.....	68
V.6.4.1.	Coefficient de répartition transversal $K\alpha$ .....	68
V.6.4.2.	Moment fléchissant engendres sur chaque poutre.....	71
V.6.5.	Conclusion.....	72
V.7.	MODELISATION DU TABLIER .....	72
V.7.1.	Présentation du logiciel Autodesk robot structural analyses.....	72
V.7.2.	Modélisation de la structure .....	72

V.7.2.1. Affectation des charges .....	73
V.7.2.2. Combinaisons d'action .....	77
V.7.1. Conclusion.....	79

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

VI.1. INTRODUCTION .....	80
VI.2. PRINCIPE DU BETON PRECONTRAIN .....	80
VI.3. PRECONTRAINT PAR POST-TENSION .....	80
VI.4. LES DONNEES NECESSAIRES POUR LE CALCUL .....	81
VI.4.1. Caractéristique de câble de précontrainte.....	81
VI.4.2. Caractéristiques des sections :.....	81
VI.4.3. Résultat du moment sur logicielle.....	82
VI.5. CALCUL DU NOMBRE DE CABLES .....	82
VI.5.1. Application au projet.....	83
VI.5.2. Nombre de câble d'about .....	83
VI.6. VERIFICATION DES CONTRAINTES .....	84
VI.6.1. Les étapes de l'exécution .....	84
VI.6.2. Interprétation .....	85
VI.6.3. Conclusion.....	85
VI.7. TRACE DE CABLE.....	85
VI.8. EVALUATION DES PERTES DE PRECONTRAINT .....	87
VI.8.1. Pert par frottement.....	87
VI.8.2. Pertes par recul d'encrage .....	88
VI.8.3. Les pertes déformation instantané de béton .....	89
VI.8.4. Pertes de tension différées.....	89
VI.8.4.1. Perte de tension due au retrait du béton : .....	90
VI.8.4.2. Perte de tension due au fluage du béton : .....	90
VI.8.4.3. Perte de tension due à la relaxation des câbles .....	91
VI.9. CALCULE JUSTIFICATION DES SECTION .....	91
VI.9.1. Limitation des contraintes .....	91
VI.9.2. Justificatif de la poutre à l'ELS.....	92
VI.9.2.1. Justification des contraintes normales .....	92
VI.9.2.2. Vis-à-vis de la contrainte tangentielle.....	94
VI.9.2.3. Armatures longitudinales dans le talon des zones tendues : .....	95

VI.9.3.	Justification de la poutre a l'ELU .....	95
VI.9.3.1.	Justification des bielles de béton.....	95
VI.9.4.	Armature de peau .....	96
VI.9.4.1.	Transversalement .....	96
VI.9.4.2.	Longitudinalement .....	96
VI.9.4.3.	Cadre de talon .....	97
VI.10.	CONCLUSION .....	97

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

VII.1.	INTRODUCTION .....	99
VII.2.	FLECHES ET CONTRE FLECHES.....	99
VII.3.	ETUDE DE L'HOURLDIS .....	100
VII.3.1.	Etude de la flexion transversale .....	100
VII.3.1.1.	Moment fléchissant max et min.....	100
VII.3.2.	Ferraillage.....	101
VII.3.2.1.	Ferraillage nappe supérieure (sur appui) .....	102
VII.3.2.2.	Ferraillage nappe inferieure (mi travée) .....	102
VII.4.	ETUDE DE L'ENTRETOISE.....	102
VII.4.1.	Ferraillage de l'entretoise.....	103
VII.4.1.1.	Ferraillage nappe supérieure.....	103
VII.4.1.2.	Ferraillage nappe inferieure.....	103

## **CHAPITRE VIII : ETUDE SISMIQUE ET EQUIPMENTS DE PONT**

VIII.1.	INTRODUCTION .....	105
VIII.2.	CARACTERISTIQUES DE L'OUVRAGE A L'ETUDE SISMIQUE.....	105
VIII.3.	ANALYSE SISMIQUE.....	105
VIII.3.1.	Analyse monomodale spectrale.....	105
VIII.3.1.1.	Mode totale mise en mouvement par le mode fondamental.....	105
VIII.3.1.2.	Application numérique .....	105
VIII.3.2.	Rectification .....	106
VIII.3.3.	Méthode de spectre de réponse .....	106
VIII.3.3.1.	Domaine d'application .....	106
VIII.3.3.2.	Analyse modale et résultats de calcul après .....	106
VIII.3.3.3.	Analyse spectrale et résultats de calcul .....	107
VIII.4.	EQUIPEMENTS DU TABLIER.....	108

VIII.4.1. Appareil d'appui.....	109
VIII.4.1.1. Choix de type d'appareil d'appuis .....	109
VIII.4.1.2. Dimensionnement de l'appareil d'appui .....	109
VIII.4.1.3. Vérification des appareils d'appuis.....	110
VIII.4.2. DE D'APPUIS.....	112
VIII.4.2.1. Dimensionnement de d'appuis .....	112
VIII.4.2.2. Ferrailage de d'appuis .....	112
VIII.4.3. Joint de chaussée .....	113
VIII.4.3.1. Choix du type de joint .....	113
VIII.4.3.2. Dimensionnement.....	114
VIII.4.3.3. Type de joint.....	115
VIII.4.4. Les corniches .....	115
VIII.5. CONCLUSION .....	116

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

IX.1. INTRODUCTION .....	117
IX.2. ETUDE DE LA PILE .....	117
IX.2.1. Conception de la pile.....	117
IX.2.2. Evaluation des efforts agissants sur la pile.....	117
IX.2.3. Ferrailage de la pile .....	118
IX.2.3.1. Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis du flambement .....	118
IX.2.3.2. Calcul de ferrailage .....	118
IX.2.3.3. Ferrailage transversal.....	121
IX.3. ETUDE DE LA SEMELLE SUR PILE .....	121
IX.3.1. Caractéristique de la semelle.....	121
IX.3.2. Evaluation de la semelle.....	122
IX.3.2.1. Calcul de sollicitation.....	122
IX.3.2.2. Effort revenant à chaque pieu .....	122
IX.3.3. Ferrailage de la semelle.....	122
IX.4. ETUDE DES PIEUX SUR PILE.....	123
IX.4.1. Action sur le pieu .....	123
IX.4.2. Calcul du coefficient d'amortissement du module de WARNER.....	124
IX.4.3. Moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu .....	124
IX.4.4. Ferrailage des pieux .....	124

IX.5.	ETUDE DE CULEE.....	125
IX.5.1.	Pré dimensionnement de la culée.....	125
IX.5.2.	Descend des charges.....	126
IX.5.3.	Étude statique.....	126
IX.5.4.	Étude sismique.....	127
IX.5.4.1.	Evaluation des charges sismiques.....	127
IX.5.4.2.	Evaluation des charges Sismiques due à la poussée dynamique.....	128
IX.5.4.3.	Combinaison des efforts sismique.....	128
IX.5.5.	FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA CULEE.....	129
IX.5.5.1.	Mur de frontal.....	129
IX.5.5.2.	Mur grade grève.....	131
IX.5.5.3.	Etude de la dalle de transition.....	132
IX.5.5.4.	Etude du corbeau d'appui de la dalle de transition.....	133
IX.5.5.5.	Etude des mures en retour.....	134
IX.6.	ETUDE DE LA SEMELLE SUR CULEE.....	135
IX.6.1.	Caractéristique de la semelle.....	135
IX.6.2.	Évaluation de la semelle.....	135
IX.6.2.1.	Calcul de sollicitation.....	135
IX.6.2.2.	Effort revenant à chaque pieu.....	135
IX.6.3.	Ferraillage de la semelle.....	136
IX.7.	ETUDE DES PIEUX SUR CULEE.....	137
IX.7.1.	Action sur le pieu.....	137
IX.7.2.	Calcul du coefficient d'amortissement du module de WARNER.....	137
IX.7.3.	Moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu.....	138
IX.7.4.	Ferraillage des pieux.....	138
IX.8.	CONCLUSION.....	139
	<b>CONCLUSION GENERALE.....</b>	<b>140</b>

## **BIBLIOGRAPHIE**

## **ANNEXES**

# List des figures

## CHAPITRE I : GENERALITE SUR LES OUVRAGES D'ARTS

Figure I-1. Différentes parties d'un pont. ....	3
Figure I-2. Construction symétrique sur une pile. ....	4
Figure I-3. Construction par encorbellement. ....	4
Figure I-4. Construction d'une travée depuis par contre poids. ....	4
Figure I-5. Ouvrage avec murs en ail et retour. ....	5
Figure I-6. Morphologie d'un pont-cadre. ....	6
Figure I-7 Éléments constitutifs d'un pont à poutres métalliques. ....	6
Figure I-8. Pont à poutres. ....	7
Figure I-9. Pont en arc. ....	7
Figure I-10. Ponts suspendus. ....	8

## CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET

Figure II-1. Localisation du projet viaduc (6.7). ....	9
Figure II-2. Tracé en Plan du projet. ....	10
Figure II-3. Profil en long du projet. ....	10
Figure II-4. Profil en travers. ....	11
Figure II-5. Les locations des explorations. ....	12

## CHAPITRE III : HYPOTHESE DE CALCUL

Figure III-1. Courbe Contrainte-Déformation de l'Acier. ....	16
Figure III-2. Les contraintes admissibles de la classe II de la précontrainte. ....	17
Figure III-3. Système de chargement Bc. ....	20
Figure III-4. Système de chargement Bt. ....	21
Figure III-5. Système Mc120. ....	21
Figure III-6. Système D240. ....	22
Figure III-7. Spectre de réponse élastique : composante horizontale. ....	24

## CHAPITRE IV : CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT

Figure IV-1. Modèle de calcul de la variante 1. ....	31
Figure IV-2. Fréquence de sens longitudinal (variante 1). ....	32
Figure IV-3. Fréquence de sens transversal (variante 1). ....	32
Figure IV-4. Coupe transversale d'un voussoir. ....	36

Figure IV-5. Modèle de calcul de la variante 2. ....	39
Figure IV-6. Fréquence de sens longitudinal (variante 2). ....	40
Figure IV-7. Fréquence de sens transversal (variante 2). ....	40
Figure IV-8. Coupe transversale d'un tablier bipoutre. ....	43
Figure IV-9. Modèle de calcul de la variante 3. ....	47
Figure IV-10. Fréquence de sens longitudinal (variante 3). ....	48
Figure IV-11. Fréquence de sens transversal (variante 3). ....	48

## **CHAPITRE V : REPARTITION DES EFFORTS**

Figure V-1. Schéma de la variation de sections. ....	56
Figure V-2 Le moment du a la charge poutre seule. ....	60
Figure V-3. Le moment du a la charge permanente. ....	60
Figure V-4. Disposition de Bc à L/2. ....	61
Figure V-5. Disposition de Bt à L/2. ....	62
Figure V-6. Disposition de Mc120 à L/2. ....	62
Figure V-7. Disposition de D240 à L/2. ....	62
Figure V-8. Position de Bc pour x=0. ....	63
Figure V-9. Position de Bt pour x=0. ....	64
Figure V-10. Position de Mc 120 pour x=0. ....	64
Figure V-11. Position de Mc 120 pour x=0. ....	64
Figure V-12. La poutre équivalente ....	67
Figure V-13. Schéma de valeur $K_{a_{moy}}$ dans charge Bc(1voie) a première poutre. ....	69
Figure V-14. Schéma de valeur $K_{a_{moy}}$ dans charge D240 (1voie) a première poutre. ....	70
Figure V-15. Vue en 3D du tablier. ....	73
Figure V-16. Charges permanentes du tablier. ....	73
Figure V-17. moment fléchissant max : $CMB 1.35(G+D240)+ 0.9T + 0.75\Delta\Theta$ . ....	77
Figure V-18. l'effort tranchant max : $CMB 1.35(G+D240)+ 0.9T + 0.75\Delta\Theta$ ....	78
Figure V-19. moment fléchissant max : $CMB (G+D240+ 0.6T + 0.5\Delta\Theta)$ . ....	78
Figure V-20. l'effort tranchant: $CMB (G+D240+0.6T + 0.5\Delta\Theta)$ ....	78
Figure V-21. Position Poutre le plus sollicité. ....	79

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

Figure VI-1. Schéma représente l'effet de la précontrainte (totale). ....	80
Figure VI-2. Géométrie des câbles ....	86

Figure VI-3. L'angle de déviation des câbles .....	86
Figure VI-4.frottements le long du câble lors de la mise en tension .....	87
Figure VI-5. Diagramme des contraintes à mi travée.....	95
Figure VI-6. Ferrailage de la poutre. ....	97

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

Figure VII-1. Flèche max de la poutre due à poids propre.....	99
Figure VII-2. La flèche max de la poutre due à la mise en tension de la précontraintes....	99
Figure VII-3. Flèche max de la poutre à ELS.....	100
Figure VII-4. Moment -Dalle ELS.....	101
Figure VII-5. Moment -Dalle ELU.....	101
Figure VII-6. Ferrailage de la dalle. ....	102
Figure VII-7. Modélisation de l'entretoise. ....	102
Figure VII-8. Diagramme de moment pour l'entretoise.....	103
Figure VII-9. Diagramme d'effort tranchant pour l'entretoise.....	103
Figure VII-10. Ferrailage de l'entretoise.....	104

## **CHAPITRE VIII : ETUDE SISMIQUE ET EQUIPMENTS DE PONT**

Figure VIII-1. Fréquence de sens longitudinal.....	107
Figure VIII-2. Fréquence de sens transversal.....	107
Figure VIII-3. Appareil d'appui en élastomère fretté.....	109
Figure VIII-4.ferrailage des appuis.....	113
Figure VIII-5. Dimension de la corniche préfabriquée.....	116

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

Figure IX-1. Dimension de la pile.....	117
Figure IX-2.Abaque de Walther.....	119
Figure IX-3.ferrailage de pile.....	121
Figure IX-4. Ferrailage des pieux.....	125
Figure IX-5.les dimensions des éléments de la culée.....	125
Figure IX-6. modele de calcule mur en retour avec logiciel.....	134
Figure IX-7. Ferrailage des pieux sur culée.....	138
Figure IX-8. Ferrailage semelle sur pile.....	139
Figure IX-9. Ferrailage des éléments de la culée.....	139

# Liste des tableau

## CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET

Tableau II-1. Les informations relatives aux forages. ....	12
--	----

## CHAPITRE III : HYPOTHESE DE CALCUL

Tableau III-1. Les caractéristiques mécaniques du béton. ....	14
Tableau III-2. Les contraintes admissibles du béton. ....	15
Tableau III-3. Les contraintes admissibles des armatures passives. ....	16
Tableau III-4. Gradient thermique. ....	19
Tableau III-5. Coefficients $a_1$ . ....	19
Tableau III-6. Valeur de $V_0$ pour le coefficient $a_2$ . ....	20
Tableau III-7. Valeur de $bc$ . ....	21
Tableau III-8. Les coefficients multiplicateurs des actions ....	23

## CHAPITRE IV : CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT

Tableau IV-1. Prédimensionnement de la 1ère variante. ....	28
Tableau IV-2. Choix et dimensions de la pile retenue pour la variante 1. ....	29
Tableau IV-3. Choix et dimensions de la culée retenue pour la variante 1. ....	30
Tableau IV-4. Les dimensions des appareils d'appui retenus (variante 1). ....	31
Tableau IV-5. Le résultat de mode propre (variante 1). ....	32
Tableau IV-6. Le résultat d'analyse spectrale (variante 1). ....	33
Tableau IV-7. Les dimensions de la section transversale du voussoir. ....	36
Tableau IV-8. Choix et dimensions de la pile retenue pour la variante 2. ....	37
Tableau IV-9. Choix et dimensions de la culée retenue pour la variante 2. ....	38
Tableau IV-10. Les dimensions des appareils d'appui retenus (variante 2). ....	38
Tableau IV-11. Le résultat de mode propre (variante 2). ....	39
Tableau IV-12. Le résultat d'analyse spectrale (variante 2). ....	41
Tableau IV-13. Pré dimensionnement des poutres métalliques. ....	44
Tableau IV-14. Pré dimensionnement des entretoises. ....	44
Tableau IV-15. Récapitulatif de prédimensionnement des piles pour la variante 3. ....	45
Tableau IV-16. Choix et dimensions de la culée retenue pour la variante 3. ....	46
Tableau IV-17. Les dimensions des appareils d'appui retenus (variante 3). ....	46
Tableau IV-18. Le résultat de mode propre (variante 3). ....	47

Tableau IV-19. Le résultat d'analyse spectrale (variante 3).....	49
Tableau IV-20. Devis estimatif de la première variante.....	51
Tableau IV-21. Devis estimatif de la deuxième variante.....	52
Tableau IV-22. Devis estimatif de la troisième variante .....	53

## **CHAPITRE V : REPARTITION DES EFFORTS**

Tableau V-1. La classe du pont fonction de la largeur roulable.....	55
Tableau V-2. Tableau récapitulatif des charges.....	57
Tableau V-3. Valeurs de la charge A(l).....	58
Tableau V-4. Valeurs de la charge Bc.....	58
Tableau V-5. Valeurs de la charge Bt.....	59
Tableau V-6. Calcul des réactions RA et RB.....	60
Tableau V-7. Calcul du moment fléchissant dû à A(l).....	61
Tableau V-8. Calcul de l'effort tranchant dû à A(l).....	63
Tableau V-9. Résultats des moments et efforts tranchants max.....	65
Tableau V-10. Numérotation des poutres et positions active.....	66
Tableau V-11. Valeurs de coefficient $K\alpha$ .....	68
Tableau V-12. Valeurs de coefficient $K\alpha_{moy}$ .....	70
Tableau V-13. Moments fléchissant pour chaque poutre.....	71
Tableau V-14. Moment fléchissant (KN.m) pour chaque poutre à ELU.....	71
Tableau V-15. Moment fléchissant (KN.m) pour chaque poutre à ELS.....	72
Tableau V-16. Moment interne A ELU/ELS de la poutre la plus sollicité.....	72
Tableau V-17. Affectation de Surcharge A(l).....	74
Tableau V-18. Modélisation des charges mobiles.....	75
Tableau V-19. Modélisation des actions de température.....	76
Tableau V-20. Efforts longitudinaux internes à ELU/ELS des poutres.....	77
Tableau V-21. Moment interne A ELU/ELS de la poutre la plus sollicité.....	79

## **CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE**

Tableau VI-1. Caractéristique de câble de précontrainte.....	81
Tableau VI-2. Les caractéristiques géométriques de la poutre (about/médiane).....	82
Tableau VI-3. Calcule de Pmin.....	83
Tableau VI-4. Calcul nombre des câbles .....	83
Tableau VI-5 Première et Deuxième phase.....	84

Tableau VI-6. Troisième et quatrième phase.....	85
Tableau VI-7. Les résultats de calcul de vérification final. ....	85
Tableau VI-8. Les paramètres de calcul de câble .....	86
Tableau VI-9. les paramètres de tracé de câbles.....	87
Tableau VI-10 Valeurs des pertes dues aux frottements. ....	88
Tableau VI-11. Les valeurs de l , k et d. ....	88
Tableau VI-12. Valeurs des pertes dues au recul à l'ancrage.....	88
Tableau VI-13. Valeurs de calcul Pertes par déformation instantanée du béton .....	89
Tableau VI-14 .Valeur des Pertes par fluage. ....	90
Tableau VI-15 .Pertes par relaxation .....	91
Tableau VI-16. Les pertes totales .....	91
Tableau VI-17. Limitation des contraintes .....	92
Tableau VI-18. Caractéristiques de chaque phase de vérification. ....	92
Tableau VI-19. Vérification des contraintes normales Phases 1 et 2. ....	93
Tableau VI-20. Vérification des contraintes normales Phases 3 et 4. ....	93
Tableau VI-21. Effort de précontrainte.....	94
Tableau VI-22. Contrainte tangentielle « $\tau$ ». ....	95
Tableau VI-23. Détermination de $\tau_u$ .....	96
Tableau VI-24. Détermination de $\beta_u$ . ....	96

## **CHAPITRE VIII : ETUDE SISMIQUE ET EQUIPMENTS DE PONT**

Tableau VIII-1. Le résultat de mode propre. ....	106
Tableau VIII-2. Le résultat d'analyse spectrale. ....	107
Tableau VIII-3. Dimensionnement de l'épaisseur de l'appareil. ....	110
Tableau VIII-4.détermination de la charge critique de flambement.....	111
Tableau VIII-5. Modèles des joints $W_d$ .....	115

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

Tableau IX-1. La hauteur des piles. ....	117
Tableau IX-2.évaluation des efforts des appuis a L'EIS.....	118
Tableau IX-3. Évaluation des efforts des appuis a L'EIA. ....	118
Tableau IX-4. Évaluation des efforts de semelle a L'EIA. ....	122
Tableau IX-5 :la capacité portance du sol.....	122
Tableau IX-6.les valeurs du moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu.....	124

Tableau IX-7.les dimensions des éléments de la culée.....	125
Tableau IX-8.Evaluation des efforts du la culée.....	126
Tableau IX-9.combinaisons des efforts à ELS. ....	126
Tableau IX-10.Combinaisons des efforts à ELU.....	127
Tableau IX-11.Détermination de $K_{ad}$ .....	127
Tableau IX-12.évaluations des charges. ....	128
Tableau IX-13.calcul les poussées dynamiques. ....	128
Tableau IX-14.récapitulatif des charges sismiques dues à la culée seule.....	128
Tableau IX-15. Évaluations des charges Sismique due au tablier.....	128
Tableau IX-16. Combinaisons des efforts à ELA.....	129
Tableau IX-17.sollicitation sur mur frontal. ....	129
Tableau IX-18 combinaisons des efforts à ELS sur mur frontal. ....	130
Tableau IX-19. Combinaisons des efforts à ELU sur mur frontal.....	130
Tableau IX-20 moment $M_p/k$ du a une charge locale en fonction de h.....	132
Tableau IX-21. evaluation des effort pour la dalle de transition. ....	133
Tableau IX-22.combinaisons des moment et effort tranchants pour la dalle de transition.....	133
Tableau IX-23. Évaluation des efforts de semelle de la culée a L'EIS.....	135
Tableau IX-24.les valeurs du moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu.....	138



# **INTRODUCTION GENERALE**



## INTRODUCTION GENERALE

Dans le cadre de notre formation d'Ingénieur à l'école Nationale Supérieure des Travaux Publics, le projet de fin d'études que nous avons choisi était d'étudier un viaduc construit en béton précontraint par post-tension, qui a été réalisé pour contourner la ville de KHEMIS MILIANA avec la ville de MEDEA.

Après avoir collecté des données naturelles et fonctionnelles, on va proposer des différentes variantes, après on sélectionne la meilleure variante après présélection et analyse qualitative multicritères, la variante retenue, sera étudié à partir du tablier jusqu'aux fondations. Le tablier est constitué d'une dalle et d'éléments porteurs qui varient d'un pont à l'autre. Ces éléments seront étudiés et dimensionnés selon des réglementations très précises (BAEL, BPEL, SETRA, etc.) pour supporter des charges permanentes et opérationnelles, principalement des contraintes en moments fléchissant et en efforts tranchants, où le tablier est modélisé par des logiciels de calcul basé sur la méthode élément finis ,fait pour les déterminer avec plus d'exactitude et de précision.

Enfin, des études d'infrastructures, en commençant par des études sismiques, déterminent le ferrailage nécessaire en tenant compte de l'action dynamique (sismique) et de dimensionnement des équipements nécessaires au bon fonctionnement de l'ouvrage.

Pour ce faire, nous avons passé trois mois d'entraînement, de travail et de travail acharné, en espérant que le travail serait à la hauteur.



# CHAPITRE I

---

## GENERALITE SUR LES OUVRAGES D'ART



## I.1. INTRODUCTION

Les ponts primitifs ne supportaient vraisemblablement qu'une circulation piétonne et devaient répondre à des besoins locaux (franchissement d'une rivière ou d'un ravin).

Leur construction faisait appel aux matériaux trouvés sur place lianes, bois, pierres. On peut se faire une idée de leur conception en examinant les ouvrages construits dans les régions restées pratiquement isolées du reste du monde ne fait aucun doute que les ponts en lianes ont été construits bien avant le premier arc en maçonnerie, même si ces deux types d'ouvrages ont été précédés par des arches naturelles de roche, comme on en trouve en Ardèche ou à Lexington (Virginie). Les éléments porteurs des passerelles suspendues primitives étaient des câbles formés de lianes ou de bambous Tressés, attachés à chaque extrémité à des rochers ou à des troncs d'arbres. La conception la plus simple consistait à ne tendre qu'un seul câble à travers l'obstacle à franchir, portant une nacelle tirée par des cordes. Un autre système était constitué de plusieurs câbles supportant une sorte de hamac réalisé avec des lianes. Ce n'était pas très confinable pour marcher.

Aussi, les passerelles les plus élaborées comportaient-elles un platelage en bois constitué de rondins assemblés, accrochés aux câbles par de véritables suspentes en lianes tressées. On rencontre encore ce type de pont en Afrique et en Asie.

Les premiers ponts en pierre étaient constitués par une grosse pierre assez plate, formant dalle, reposant sur deux appuis. Leur portée était nécessairement très limitée du fait du poids de cette dalle et de la mauvaise résistance à la traction de la pierre. Une passerelle de ce type, construite en 850 av. J.-C., existe encore à Smyrne. Ces ainsi ponts primitifs furent construits de la façon suivante. Des pierres, convenablement aillées, étaient disposées de part et d'autre de l'obstacle à franchir en lits horizontaux, chaque assise dépassant légèrement l'assise précédente jusqu'à ce que les deux paniers soient assez rapprochées pour que l'intervalle puisse être couvert par une seule pierre. On obtenait ainsi des ouvrages, permettant de franchir de faibles portées, ayant l'apparence de voûtes. C'est ainsi que furent réalisées des portes d'assez grandes dimensions ou la couverture d'édifices en Egypte, en Grèce archaïque ou dans la civilisation précolombienne. La portée des passerelles en bois, bien que supérieure du fait de la meilleure résistance du bois à la traction par rapport à la pierre, fut, au départ, limitée par la longueur des troncs d'arbres. Toutefois, la possibilité de réaliser des assemblages a progressivement permis de franchir des portées plus imposantes.

## I.2. DEFINITION GENERALE SUR LES PONTS

Un pont est un ouvrage d'art en élévation construit in situ, permettant à une voie de circulation.

Dit voie portée de franchir un obstacle naturel à l'artificiel : rivière, vallée, route, voie ferrée, La voie portée peut être une voie routière (pont), route, piéton, ferroviaire pont rail.

## I.3. LES DEFERENTES PARTIES DANS LE PONT

Un pont est composé des parties suivantes :

### ➤ **Tablier**

C'est la partie de pont supportant la voie portée est reportant l'effort sur les appuis.

### ➤ Les appuis

Appuis d'extrémité, appelés culées qui assurent la liaison avec le sol et les remblais : transmettant au sol les efforts dus aux différentes charges par l'intermédiaire des fondations, le tablier dans le pont repose sur ses appuis par l'intermédiaire d'appareils d'appui, conçue pour transmettre dans les meilleures conditions possibles.

### ➤ Les fondations

Elles permettent d'assurer la liaison entre les appuis et le sol.

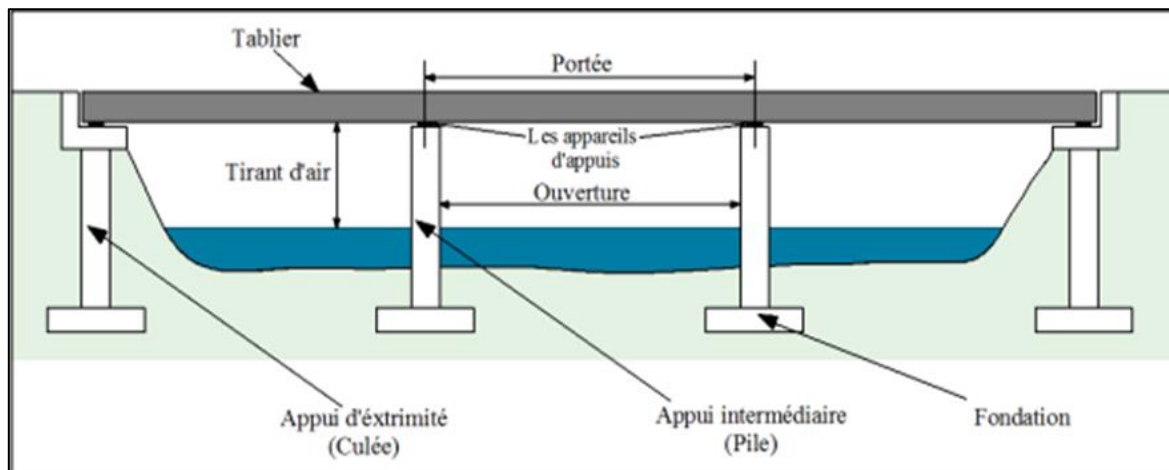


Figure I-1. Différentes parties d'un pont.

## I.4. LES DIFFERENTES CLASSES DES PONTS

Il n'existe pas de typologie idéale. Les ponts peuvent être classés suivant différents critères : le matériau principal utilisé, le procédé de construction ou le fonctionnement mécanique. C'est ce dernier critère qui est retenu dans la présentation qui suit.

La conception architecturale générale d'un ouvrage de franchissement fixe fait appel aux trois modes fondamentaux de fonctionnement mécanique des structures (flexion, compression et traction) pour donner cinq types de ponts fixes : les ponts cadres portiques, les ponts à poutres, les ponts en arc, les ponts suspendus et les ponts métalliques.

### I.4.1. Pont construire par encorbellement successive

La construction par l'encorbellement successive qui consiste à exécuter un ouvrage élément par élément sans contact avec le sol

Dans le domaine du béton précontraint la construction par encorbellement successive s'applique majoritairement à des ponts dont le tablier peut être assimilés à des poutres droite ou courbe en plan et sont construits à partir de leur appui avec des voussoirs coulés en place ou préfabriqués.

#### I.4.1.1. Description de la méthode

Ce mode de construction consiste à exécuter l'essentiel du tablier d'un pont sans cintre ni échafaudages au sol, en opérant par tronçons successifs dénommés voussoirs, chacun de ces éléments étant construit en encorbellement par rapport à celui qui le précède. Après exécution d'un voussoir, les câbles de précontrainte qui aboutissent à ses extrémités sont mis en tension,

ce qui permet de les plaquer contre les voussoirs précédents et de constituer ainsi une console autoporteuse pouvant servir d'appui pour la suite des opérations.

- En général symétriquement, de part et d'autre d'une pile, de façon à minimiser les moments transmis à cet appui lors de l'exécution ; la double console obtenue est alors dénommée fléau.

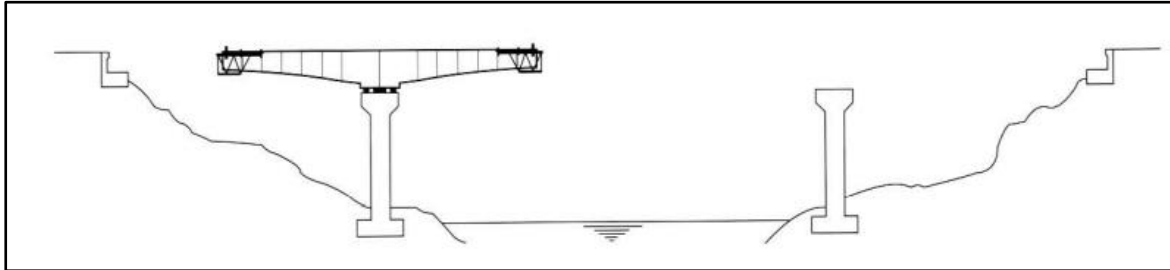


Figure I-2. Construction symétrique sur une pile.

- Parfois dis symétriquement, d'un seul côté d'un fléau, l'autre fléau étant déjà clavé avec la travée adjacente.

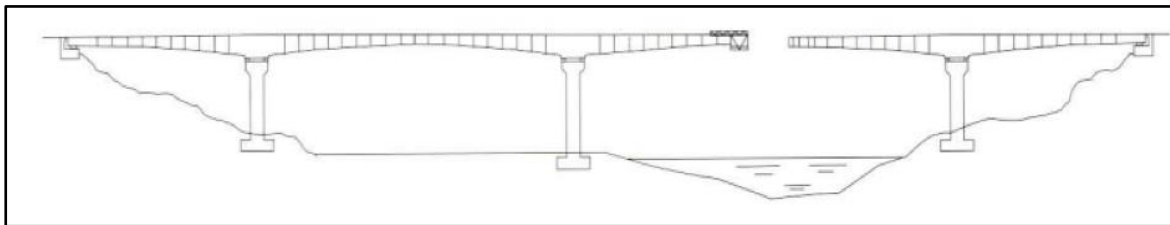


Figure I-3. Construction par encorbellement.

- Exceptionnellement à partir d'une culée, le moment de renversement apporté par la console étant alors équilibré par un contre poids dimensionné en conséquence et faisant partie du tablier lui-même.

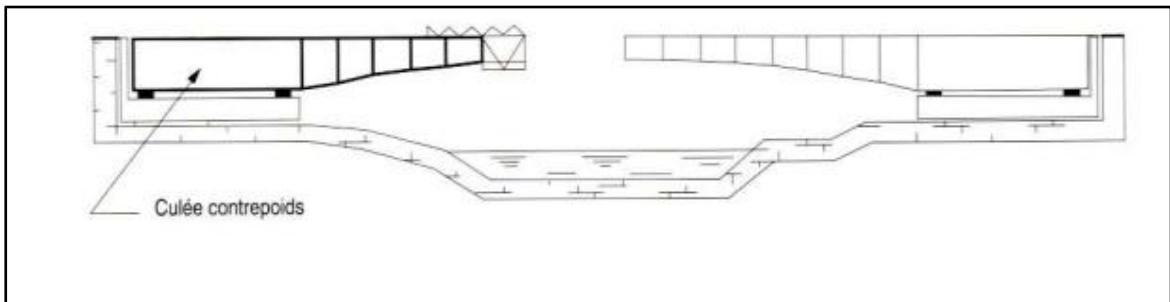


Figure I-4. Construction d'une travée par contre poids.

#### I.4.1.2. Les techniques concurrentes

Actuellement, des ponts à caisson en béton précontraint construits par encorbellements Successifs sont projetés pour des portées comprises entre 60 m et 300 m. Dans ces gammes portées très larges, cette technique est en Concurrence avec différentes autres solutions. Pour des portées inférieures à 80 m, les ponts construits par encorbellements successifs sont le plus souvent de hauteur constante. Ils sont en concurrence avec les ponts à poutres en ossature mixte acier-béton. Si la géométrie de la voie portée le permet, ils sont aussi en concurrence avec les ponts poussés en béton précontraint, dont le domaine économique s'étend de 35 à 70 m de portée.

Pour des portées comprises entre 70 m et 120 m, les ponts construits par encorbellements peuvent être de hauteur constante ou variable. Ils sont en concurrence avec les ponts à poutres à ossature mixte acier-béton. Pour des raisons fonctionnelles ou esthétiques, des ponts à caisson mixte acier béton ou des ponts à haubans sont parfois aussi projetés dans cette gamme de portées. Pour des portées comprises entre 100 m et 200 m. les ponts construits par encorbellements successifs sont presque toujours de hauteur variable et sont concurrencés par les ponts à caisson mixte ou métallique (au-dessus de 140 m) et par le pont à haubans. Dans cette gamme de portées, des solutions de caisson en béton précontraint à âmes métalliques légères peuvent également s'avérer économiques.

#### **I.4.2. Pont cadre et portique**

##### **I.4.2.1. Présentation de la structure**

Les ouvrages à une travée du type pont-cadre ou portique en béton armé constituent la majorité des franchissements en passage inférieur lorsque la largeur de la voie franchie est faible ou moyenne (jusqu'à une vingtaine de mètres) et lorsque le biais n'est pas trop accusé.

Ils se présentent comme une ouverture rectangulaire dans le talus, assortie de murs de tête dont la fonction est de maintenir les terres, en remblai ou en déblai ou à la fois en remblai et déblai.

L'aspect de l'ouvrage est très influencé par son ouverture ainsi que par ses murs de tête et, dans une moindre mesure, par la largeur de la plate-forme de la voie portée. C'est ce que montrent, avec deux dispositions des murs de tête, les figures 1 et 2 dans le cas le plus courant : la voie portée (autoroute) est en remblai, la voie franchie à une ouverture d'une dizaine de mètres, le biais est faible.

Lorsque la largeur de la brèche franchie est plus importante, il est avantageux de chercher à implanter un appui intermédiaire afin de réduire la longueur des travées et, par voie de conséquence, l'épaisseur du tablier. On peut envisager, selon les cas, un cadre ou un portique double, de conception voisine de celle d'un cadre ou d'un portique simple

Les cadres et portiques sont généralement coulés en place. Cependant, leur conception rustique est également adaptée à une préfabrication qui peut porter sur l'ensemble de l'ouvrage, ou seulement sur certaines de ses parties (piédroits et murs de tête par exemple)



**Figure I-5. Ouvrage avec murs en ail et retour.**

**I.4.2.2. Morphologie**

La conception de ces ouvrages est très simple : le gabarit à enjamber est enveloppé par une structure monolithique en béton armé, en forme de U renversé. Les jambes du U, qui constituent les piédroits, sont reliées par la traverse, qui fait office de tablier.

- 1 ; 2 : demi-ouvrages
- 3 : mur en retour suspendu
- 4 : mur en retour indépendant
- 5 : mur en aile en T renversé
- 6 : caillebotis

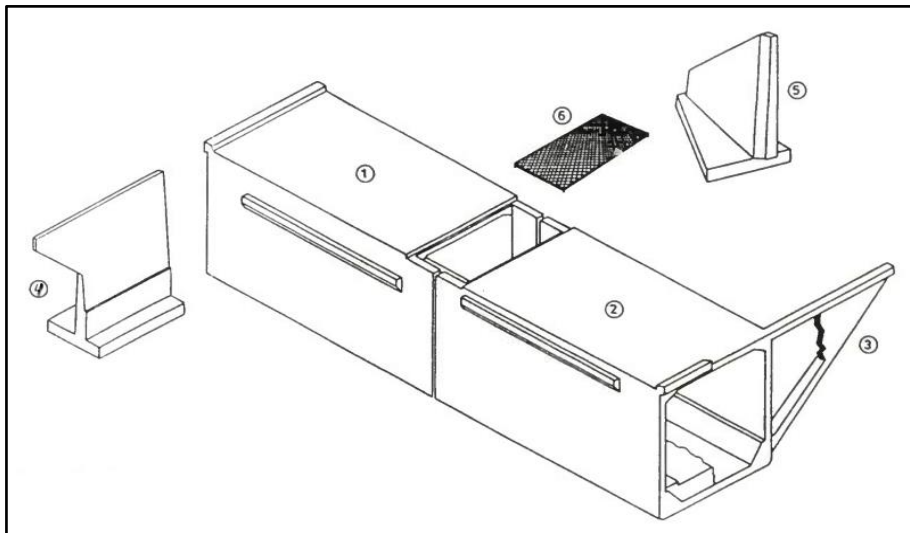


Figure I-6. Morphologie d'un pont-cadre.

**I.4.3. Ponts métalliques (pont mixte)**

Un pont mixte est constitué par l'association d'une ossature métallique et d'une dalle en béton armé par l'intermédiaire de connecteurs empêchant le glissement et le soulèvement de la dalle par rapport à l'ossature.

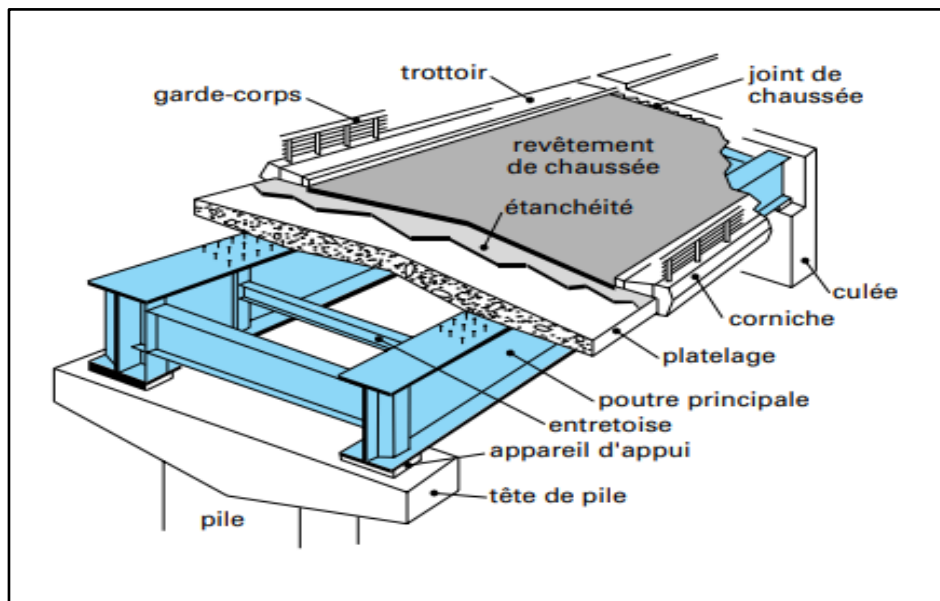


Figure I-7 Éléments constitutifs d'un pont à poutres métalliques .

#### I.4.4. Les ponts à poutres

Sous le terme de ponts à poutres, on regroupe tous les ouvrages dont la structure porteuse reprend les charges essentiellement par son aptitude à résister directement à la flexion, les réactions d'appui étant verticales ou quasi verticales. Le tablier est généralement, une structure linéaire dont les travées peuvent être indépendantes, continues ou exceptionnellement posséder des parties en console. Cette structure linéaire est réalisée à l'aide de poutres principales, parallèles à l'axe du pont, éventuellement reliées transversalement par des pièces de pont et des entretoises.



Figure I-8. Pont à poutres.

#### I.4.5. Les ponts en arc

Pour ces ouvrages, dont la structure porteuse fonctionne essentiellement en compression, les réactions d'appui sont inclinées ; la composante horizontale de la réaction s'appelle la poussée. De telles structures ne sont envisageables que si elles peuvent prendre appui sur un rocher résistant. Sous cette condition, le domaine de portée des ponts en arc est très étendu (jusqu'à 500 m).

Les arcs modernes sont généralement dotés d'articulations à leur naissance. On distingue les arcs à tablier supérieur, pour lesquels le tablier est au-dessus de l'arc, les arcs à tablier intermédiaire ou inférieur lorsque le tablier est situé dans la hauteur ou au-dessous de l'arc.



Figure I-9. Pont en arc.

#### I.4.6. Les ponts suspendus

Sont des ponts dont les éléments porteurs principaux sont des câbles auxquels les réactions du tablier sont transmises par des suspentes. Ces câbles porteurs métalliques passent au sommet de pylônes et sont ancrés dans des culées de dimensions imposantes. Ces ouvrages sont le plus souvent à trois travées ; les travées latérales sont généralement des travées suspendues, quelquefois des travées indépendantes



Figure I-10. Ponts suspendus.

#### I.5. CONCLUSION

Ce chapitre a présenté un bref historique des anciens ponts, on a défini quelques éléments d'ouvrage d'art (Tablier, les appuis, les fondations), on a aussi défini les classes des ponts et les méthodes de réalisation de chaque pont et les matériaux utilisés, ces informations nous aident à choisir la conception la plus optimale pour le projet.



# CHAPITRE II

---

## PRESENTATION DU PROJET



## II.1. INTRODUCTION

La conception d'un pont doit satisfaire un certain nombre d'exigences, puisqu'il est destiné à offrir un service d'usagers, on distingue les exigences fonctionnelles qui sont les caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement et les exigences naturelles qui sont l'ensemble des éléments de son environnement, influents sur sa conception, ces exigences seront présentées en détail dans ce chapitre.

Le projet de réalisation du contournement de la ville de KHEMIS-MILIANA sur la 4<sup>ème</sup> rocade est le prolongement de la ville KHEMIS MILIANA– MEDIA. Il prend origine de l'intersection de l'autoroute Est-Ouest et la ville de MEDIA. Passant par un relief très compliqué, à savoir un nombre important des grands travaux déblais / remblais, des viaducs moyennement élevés.

## II.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

### II.2.1. Objectif du projet

Le travail présenté a pour but la conception et l'étude d'un ouvrage d'art, il servira de franchissement un oued et route.

### II.2.2. Situation du site

Le projet a été réalisé par l'entreprise YÜKSEL PROJE, il s'agit d'un viaduc de 217 m de longueur qui se trouve entre le PK 6+700.00 et le PK6+917.00 dans la wilaya d'AIN DEFLA. C'est le viaduc V6.7 qui est représenté dans la figure suivante :



Figure II-1. Localisation du projet viaduc (6.7).

### II.3. OBSTACLE FRANCHI

D'après le plan du site, l'ouvrage sert à franchir un obstacle naturel « Oued » et un autre artificiel « Route ».

### II.4. LES DONNEES DU PROJET

#### II.4.1. Les données fonctionnelles

##### II.4.1.1. Tracé en plan

L'alignement en plan donne la définition géométrique du tracé en plan de l'axe de la voie. Ce projet présente un alignement légèrement courbé, le tracé est indiqué sur le schéma suivant.

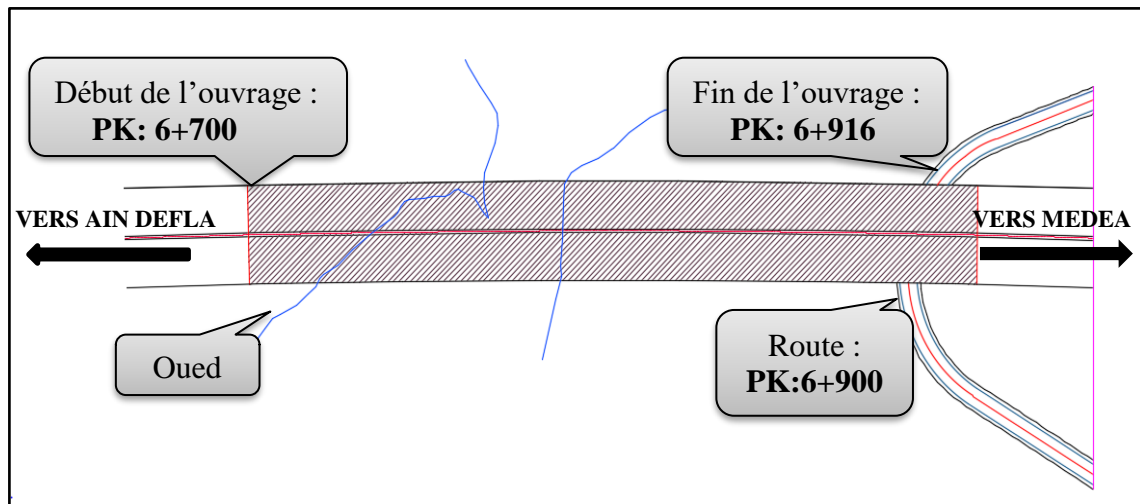


Figure II-2. Tracé en Plan du projet.

##### II.4.1.2. Profil en long

Le profil en long est la ligne située sur l'axe de l'ouvrage, définissant en élévation du tracé en plan, il doit être défini en prenant en compte de nombreux paramètres. Longitudinalement, le tracé de la voie routière présente une pente de 5 % côté gauche et 2 % côté droit.

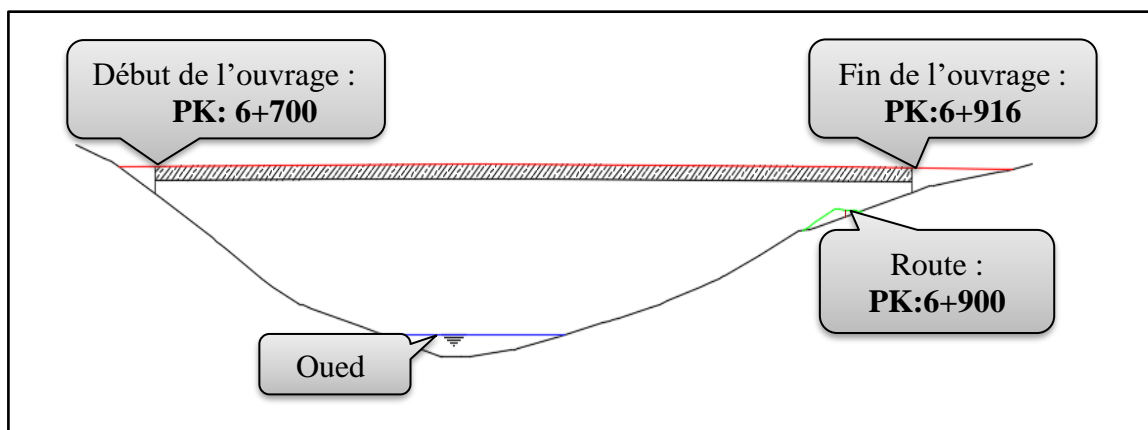


Figure II-3. Profil en long du projet.

##### II.4.1.3. Profil en travers

Dès l'étude d'avant-projet, il est nécessaire de connaître la largeur de la chaussée et la bande d'arrêt d'urgence. Pour la chaussée, il est important de définir la largeur des trottoirs

(s'ils existent) et la largeur roulable, avant l'établissement de l'avant-projet détaillé. Ce projet contient deux chaussées bidirectionnelles à trois voies dans chaque sens.

Le profil en travers de la chaussée est défini par :

- Largeur totale :  $L_T = 13.25$  m
- Nombre de voies de circulations = 3 voies.
- La pente du versant : 2.5%.
- Deux trottoirs de 0.75 m et 0.5 m de largeur.

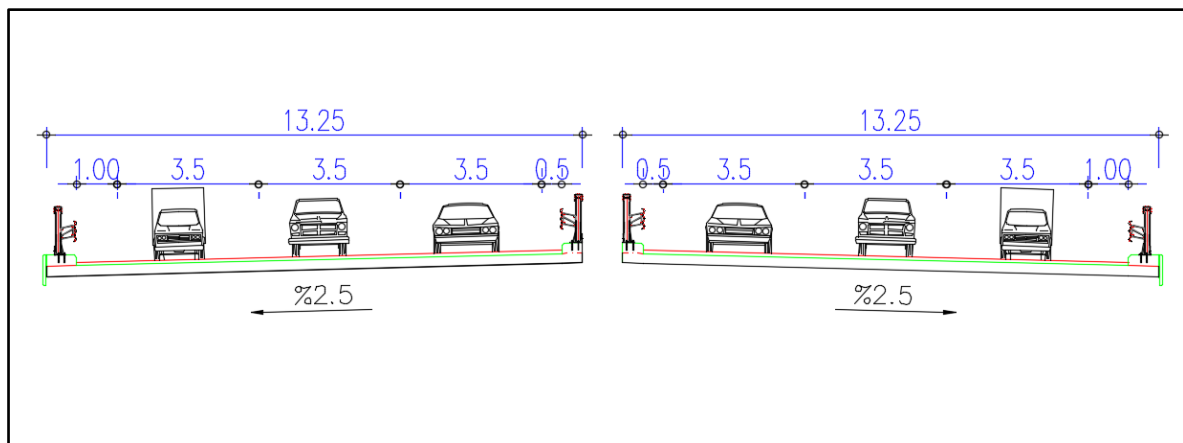


Figure II-4. Profil en travers.

## II.4.2. Les données naturelles

### II.4.2.1. Topographie

Notre ouvrage se situe dans un relief très compliqué qui se caractérise par une topographie accidentelle.

### II.4.2.2. Géotechnique

Les données géotechniques sont évidemment fondamentales dans l'étude d'un ouvrage. Non seulement elles déterminent le type de fondation des appuis, mais elles constituent l'un des éléments du choix de la solution pour le franchissement projeté.

Elles sont obtenues à partir d'une reconnaissance qui doit donner les informations désirées sur le terrain naturel, le niveau de la nappe et les niveaux possibles de fondation,

Elle doit donner également des indications quantitatives sur la nature des terrains rencontrés tel que :

- Paramètres mécaniques de résistance (pour les problèmes de capacité portante).
- Paramètres rhéologiques (pour les problèmes de tassement et de fluage).
- Compacité (pour les problèmes de terrassement).
- Perméabilité (pour les problèmes d'épuisement ou de bétonnage dans les fouilles).

#### ➤ Essais in situ :

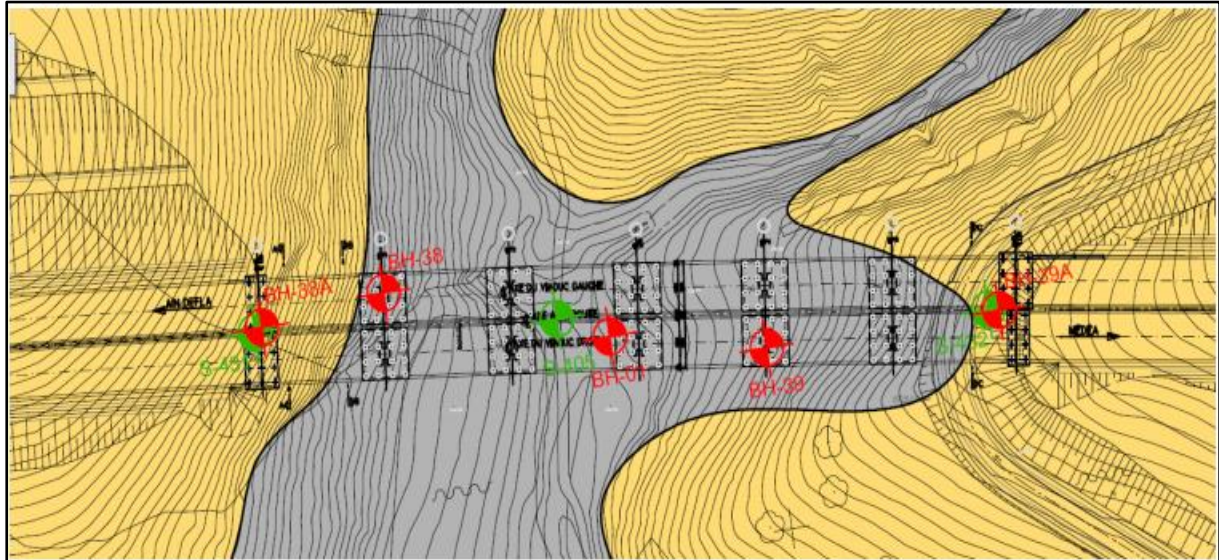
Sur le site, le laboratoire chargé de l'étude a procédé à la réalisation des reconnaissances in situ suivantes :

- Essai de pénétration standard **SPT**.
- Essai de pressiomètre **PMT**.

Le programme d’investigation géotechnique consiste à l’exécution des essais suivants.

- 3 forages d’exploration de sol (S-431, S-405 et S-432) ont été effectués.
- 4 forages d’exploration de sol (BH-38, BH-38A, BH-01, BH-39 et BH-39A) ont été effectués par l’entrepreneur MAPA.

Les locations des explorations sont fournies dans la **Figure** ci-dessous.



**Figure II-5. Les locations des explorations.**

**Tableau II-1. Les informations relatives aux forages.**

N DU FORGE	Profondeur	PK	X	Y	Z
S 431 (COBA)	21.40	6+700	442407.25	4010021.99	374
BH-38(MAPA)	27.00	6+733	442444.72	4010026.84	353
BH-38(MAPA)	30.00	6+698	442409.40	4010023.04	373.5
S 405 (COBA)	16.30	6+782	442492.19	4010013.01	343
BH-01(MAPA)	22.00	6+796	442506.25	4010006.29	338.7
BH-39(MAPA)	30.00	6+841	442549.75	4009997.03	350
S 432 (COBA)	25.27	6+904	442613.22	4009997.61	370
BH-39(MAPA)	30.00	6+913	442616.14	4009996.96	373

➤ Essais au laboratoire :

Divers essais mécaniques et chimiques ont pu être exécutés, selon la nature et la structure des sols, sur les échantillons prélevés au niveau du site, selon les modes opératoires en vigueur au laboratoire, en particulier :

- Densité sèche  $\gamma_d$  ( $t/m^3$ ).
- Essai à la compression simple RC (bar).
- Limites.

### II.4.2.3. Sismicité du site

Selon le RPOA 2008, la région d'AIN DEFLA est située dans la zone IIb, d'élévée sismicité. Sachant que la présente étude porte sur la réalisation d'un ouvrage d'art dont appartient au Groupe 2 (pont important) ce qui signifie que le coefficient d'accélération à conférer pour le dimensionnement de cette architecture sera de ( $A = 0.25$ ).

### II.4.2.4. Climatologie

#### ❖ La température :

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

A défaut de justification plus précise on adopte les variations de températures suivantes : Algérie de nord  $+35^{\circ}\text{C}$  et  $-15^{\circ}\text{C}$  (RCPR).

#### ❖ Le vent :

Les efforts engendrés sur les structures par le vent, sont fixés par le RCPR. Donc on prend une surcharge du vent répartie de :

- $1.25 \text{ KN/m}^2$  en cours de réalisation.
- $2 \text{ KN/m}^2$  pour les ouvrages on service.

## II.5. CONCLUSION

Dans ce chapitre on a présenté les différentes données naturelles et fonctionnelles relatives à l'ouvrage, fait objet de mon projet fin d'études, sa situation géographique ainsi que l'obstacle franchit, en se basant sur les données recueillies, on entamera le chapitre qui suit « Conception générale ».



# CHAPITRE III

---

## HYPOTHESES DE CALCUL



### III.1. INTRODUCTION

La conception de l'ouvrage serait donc incomplète si elle ne comportait pas de détails concernant le choix de la qualité des matériaux de construction, pour cela on va définir dans ce chapitre les caractéristiques des matériaux et, les caractéristiques les références de calculs et les hypothèses conçues en relation directe avec le calcul à venir.

### III.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL

Le calcul des structures sera effectué conformément aux :

- Règles B.A.E.L. 91 modifiées 99 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limites.
- Règles B.P.E.L. 91 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint, suivant la méthode des états limites.
- Règles R.C.P.R « Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes ».
- Fascicule 62 titre V pour le pré-dimensionnement des fondations.
- Règles R.P.O.A 2008 : Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art.
- Guide SETRA (service d'étude technique des routes et autoroutes)
- Guide RCPR (Règles définissant les charges appliquer pour le calcul et les épreuves de pont route).
- Document SETRA, (Octobre 1977) " Appuis des tabliers PP73 Calculs complémentaires ferrillages types ".

### III.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

#### III.3.1. Béton

##### III.3.1.1. Caractéristiques mécaniques

Béton est un terme générique qui désigne un matériau monolithique de construction composite fabriqué à partir de granulats (sable, graves) agglomérés par un liant.

**Tableau III-1. Les caractéristiques mécaniques du béton.**

	Elément	Type	$f_{c28}$ (MPa)	$f_{t28}$ (MPa)
Superstructure	Tablier	C 35/45	35	2.7
Infrastructure	Propreté	C 16/20	16	1.56
	Pieux	C 30/37	30	2.4
	Fondations	C 30/37	30	2.4
	Elévations	C 30/37	30	2.4

**Remarque :**

- La densité du béton est de 25 kN/m<sup>3</sup>. -  $f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28}$ .

**III.3.1.2. Contraintes admissibles à la compression**

➤ **A l'ELU :**

$$f_{bu} = 0.85 \times f_{cj} / (\theta \times \gamma_b) \text{ (MPa)}$$

Il est à noter que le coefficient  $\theta$  dépend de la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée, Aussi, le coefficient  $\gamma_b$  étant un coefficient réducteur de résistance, prend les valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \theta = 1 & \text{si } t > 24\text{h} \\ \theta = 0.9 & \text{si } 1\text{h} \leq t \leq 24\text{h} \\ \theta = 0.85 & \text{si } t < 1\text{h} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{ll} \gamma_b = 1.5 & \text{en situation durable.} \\ \gamma_b = 1.5 & \text{en situation transitoire.} \\ \gamma_b = 1.15 & \text{en situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

➤ **A l'ELS :**

$$f_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \text{ (MPa)}$$

**Tableau III-2. Les contraintes admissibles du béton.**

Etat	Contraintes limites		Tablier	Elévations & Fondations	Pieux
ELU	$f_{bu}$ (MPa)	$\gamma_b = 1.50$	19.83	17.00	17.00
		$\gamma_b = 1.15$	30.43	26.08	26.08
ELS	$f_{bc}(\overline{\sigma}_{bc})$ (MPa)		21.00	18.00	18.00

**III.3.1.3. Déformation du béton**

➤ **Longitudinalement**

Le module de déformation longitudinale du béton "E<sub>ij</sub>" défini par les règles B.A.E.L est comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} E_{ij} = 11\,000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}, \text{ Module de déformation instantanée du béton } < 24\text{h.} \\ E_{ij} = 3\,700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}, \text{ Module de déformation sous chargement de longue durée.} \end{array} \right.$$

➤ **Transversalement :**

Selon la loi de Hooke, la formule du module d'élasticité transversale est :

$$G = E/2 (1 + \nu)$$

Avec  $\nu$  étant le coefficient de poisson représenté par le rapport entre la déformation latérale et déformation longitudinale, tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \nu = 0.2 \text{ à l'état limite de service.} \\ \nu = 0.3 \text{ à l'état limite ultime (plasticité).} \end{array} \right.$$

III.3.2. Armatures

III.3.2.1. Armatures passives

Le type d'armatures choisies est un acier à haute adhérence de nuance Fe E500 qui présente les caractéristiques suivantes :

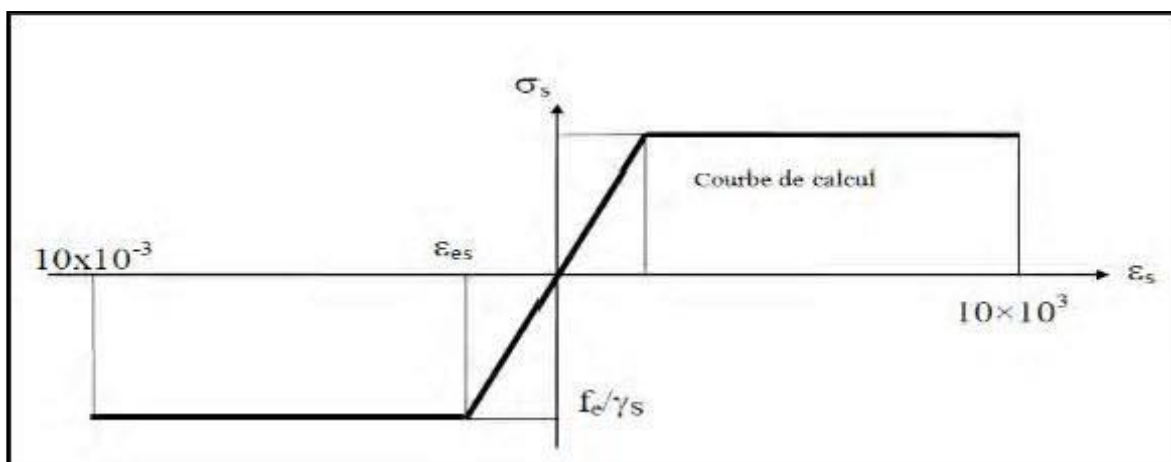
- Limite d'élasticité :  $f_e = 500$  MPa.
- Module de déformation plastique :  $E_s = 200\ 000$  MPa.
- Densité de l'acier  $\gamma = 78$  KN/m<sup>3</sup>.

➤ **Contraintes admissibles :**

Le tableau ci-dessous présente les valeurs des contraintes admissibles selon le B.A.E.L :

**Tableau III-3. Les contraintes admissibles des armatures passives.**

Fissuration	Formule de la contrainte limite		Valeur obtenue (MPa)	
			Super	Infra
Peu nuisible	$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$	S-Durable ou transitoire : $\gamma_s = 1.15$	434.78	434.78
		S-Accidentelle : $\gamma_s = 1$	500.00	500.00
Préjudiciable	$\sigma_s = \max \left\{ \frac{1}{2} \times f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{tj}} \right\}$ , $n = 1.6$ pour HA		250.00	250.00
Très préjudiciable	$\sigma_s = \max \left\{ 0.4 \times f_e ; 88 \sqrt{n \times f_{tj}} \right\}$ , $n = 1.6$ pour HA		200.00	200.00



**Figure III-1. Courbe Contrainte-Déformation de l'Acier.**

**III.3.2.2. Armatures actives**

Les armatures actives sont des câbles à très haute résistance dont la fabrication nécessite différents traitements thermomécaniques ainsi qu'une augmentation du taux de carbone par rapport aux aciers classiques.

Les câbles Freyssinet sont définis comme suit :

- Un chiffre indiquant le nombre de torons constituant le câble.
- La lettre T signifiant qu'il s'agit d'un câble à torons.
- Un second chiffre définissant le type de torons.

Les armatures de précontraintes choisies sont constituées de torons 12T15 TBR (très basse relaxation) les caractéristiques suivantes :

- Résistance ultime :  $f_{prg} = 1860$  MPa.
- Limite élastique :  $f_{peg} = (0.9 \times f_{prg}) = 1676$  Mpa.
- Module d'élasticité :  $E_p = 190\ 000$  MPa.
- Section droite d'un toron :  $A_{p1toron} = 140$  mm<sup>2</sup>.
- Diamètre du gain :  $\Phi = 80/100$  mm
- Coefficient de relaxation des câbles à 1 000 heures :  $\rho = 2.5$  %.
- Coefficient de recul d'encrage :  $g = 6$  mm
- Unité de précontrainte : 12 torons.
- Section de 12T15 = 1680 mm<sup>2</sup>.

La valeur max de la tension à l'origine  $\sigma$  doit être :

- $\sigma_0 = \min(0.8f_{prg}, f_{peg}) = \min(1488 ; 1676) = 1488$  Mpa
- $f_{peg}$  : limite élastique conventionnelle à 0.1%.  $\sigma_0$  : Contrainte de rupture garantie.
- Coefficient de frottement :  $f = 0.18$  rad.

**III.3.2.3. Classe de justification de la précontrainte**

**Classe II** : cette classe admet les contraintes de traction dans le béton, mais pas la formation des fissures.

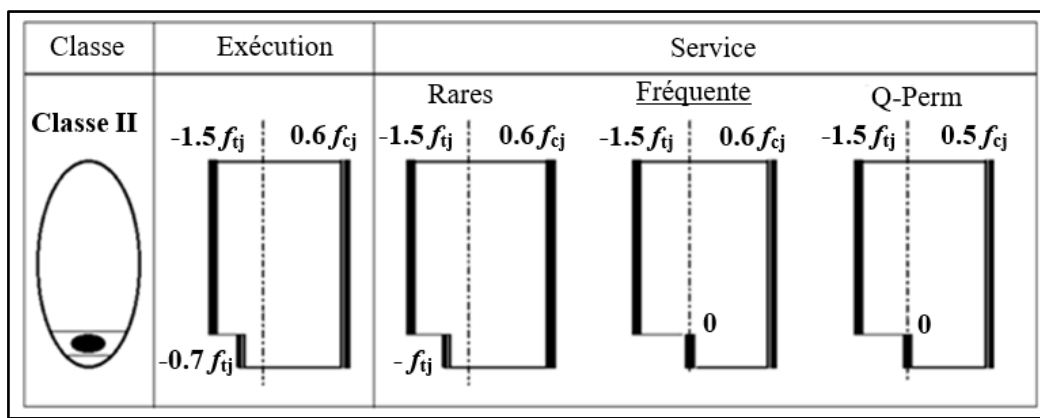


Figure III-2. Les contraintes admissibles de la classe II de la précontrainte.

**III.3.2.4. Choix de la nuance d'acier**

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

III.4. EVALUATION DES ACTION HORS TRAFIC

III.4.1. Les charges permanentes

Les actions permanentes comprennent le poids propre de la structure porteuse, et les compléments des charges permanentes qui sont des éléments non porteurs et installations fixes ; on les appelle équipements du pont.

➤ Poids de la poutre

$$P_{\text{poutre}} = \gamma \sum_{i=1}^n S_i \times L_i$$

n : nombre des poutres    Si : l'air de la section    Li : longueur de la section

γ : poids volumique Fixe à

(γ<sub>b</sub> = 25 KN/m<sup>3</sup> du béton    γ<sub>acier</sub> = 78 KN/m<sup>3</sup> du charpente métallique).

➤ Poids de l'hourdis

$$P_{\text{hourdis}} = e \times L \times \gamma_b$$

Avec : e : épaisseur de l'hourdis.

L : largeur du tablier.    γ<sub>b</sub>: poids volumique du béton.

➤ Poids de l'entretoise

$$P_{\text{entretoise}} = S \times e \times \gamma_b$$

S : la section transversale.    e = longueur de la section    γ<sub>b</sub>: poids volumique du béton.

➤ Poids total des charges permanentes

$$P_{CP} = P_{\text{poutre}} + P_{\text{hourdis}} + P_{\text{entretoise}}$$

III.4.2. Les charges complémentaires permanentes

- Poids de revêtement.
- Poids de la corniche + poids des trottoirs.
- Poids de Garde de corps.
- Poids des glissières de sécurité.

➤ Poids total des compléments des charges permanentes

$$P_{CCP} = P_{rv} + P_{tr} + P_{co} + P_{gs}$$

**Le poids total du tablier :**

$$G = P_{CP} + P_{CCP}$$

III.4.3. Actions thermiques

➤ Variation uniforme

En Algérie du nord (climat température) : +35°C et – 15°C

➤ Gradient thermique

Selon le RCPR les valeurs numériques de gradient thermique dans le tableau c'est dessous :

**Tableau III-4. Gradient thermique.**

	En phase de construction	En service
	Gradient (°)	Gradient (°)
Type 1 (Tablier métallique)	± 18	± 10
Type 2 (Tablier mixte)	± 15	± 8
Type 3 (Tablier béton)	± 12	± 7

**III.4.4. Action dues au vent**

Les engendré sont introduits dans les calculs comme des pressions horizontale statiques appliques aux surfaces frappées leurs intensité assimiler à une valeur caractériser

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

**III.5. EVALUATION DES ACTION DUES TRAFIC (SURCHARGES)**

Les surcharges prises en compte dans nos calculs sont celles préconisées par le RCPR et qui sont : A(l), Bc, Br, Bt, Mc120, D240.

**III.5.1. Système de charge A(l)**

La charge A(L), exprimées KN par mètre carré et donnée en fonction de la longueur Chargée L :

$$A(l) = 2.3 + \frac{360}{l + 12}$$

**Déterminer a<sub>1</sub>, a<sub>2</sub> :**

a<sub>1</sub> est en détermine fonction de la classe du pont, et du nombre des voies chargées :

**Tableau III-5. Coefficients a<sub>1</sub>.**

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

$$a_2 = V_0/V.$$

$V = Lr/N=3.67$   $V_0$ : dépend de la classe

Tableau III-6. Valeur de  $V_0$  pour le coefficient  $a_2$ .

Classe de pont	$V_0$
1 <sup>er</sup> classe	3.5m
2 <sup>eme</sup> classe	3m
3 <sup>eme</sup> classe	2.75m

On a un pont de 1<sup>ère</sup> classe.

Donc pour :  $V_0=3.5$  m

$$a_2 = 3.5/3.67=0.95$$

### III.5.2. Système B

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

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

Dans notre projet on ajoute les deux charges de système Bc et Bt.

#### III.5.2.1. Camion Bc

Il se compose de deux (02) camions de 30 ton (300 KN) par voie de circulation, la valeur des charges de ce système est multipliée par un coefficient « bc » fonction du nombre de voie et de la classe du pont.

On explique Les position des caractéristiques des charge de système Bc plus détaillé dans la figure suivante.

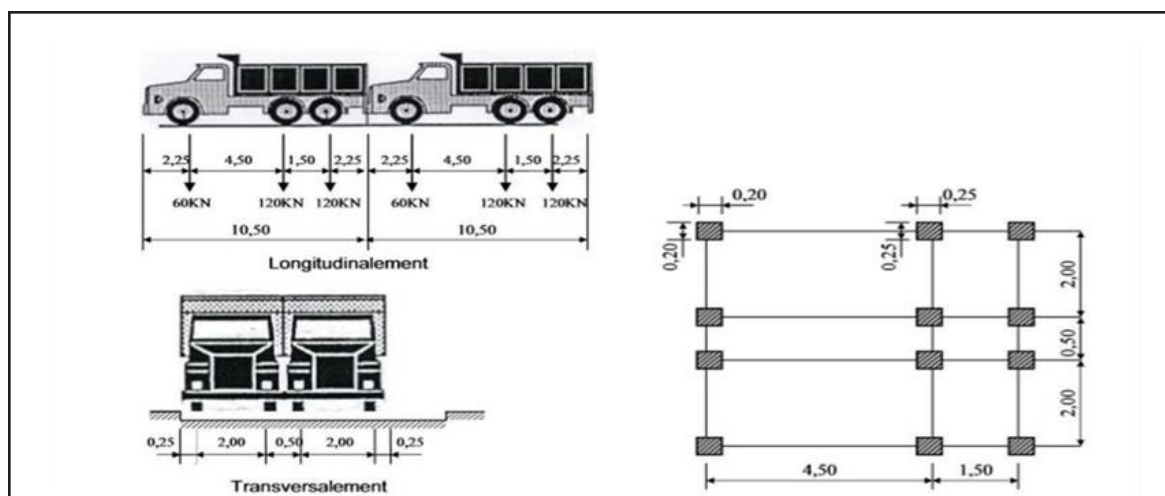


Figure III-3. Système de chargement Bc.

Tableau III-7. Valeur de bc.

Nombre de voies		1	2	3	4	> 5
Classe de pont	Première	1.2	1.1	0.95	0.8	0.7
	Deuxième	1	1	-	-	-
	Troisième	1	0.8	-	-	-

**III.5.2.2. Système Bt**

Le système Bt comporte deux (02) groupe de deux (02) essieux à deux (02) roues simples, la charge de chaque essieu 8t (80 KN), les charges sont multipliées Par un coefficient « bt » fonction de la classe du pont.

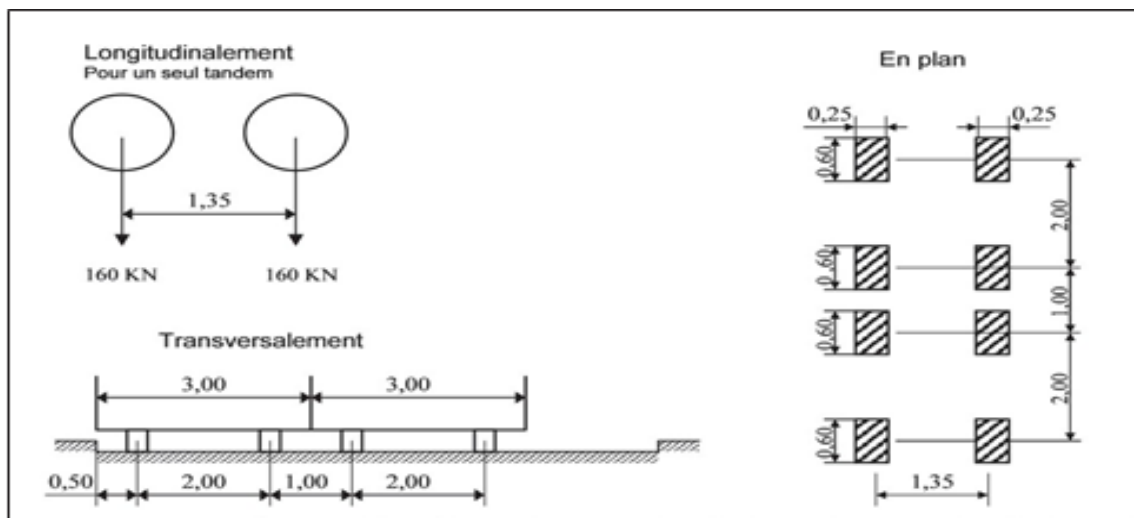


Figure III-4. Système de chargement Bt.

**III.5.3. Système de charge militaire Mc120**

Un véhicule type du système de chargement Mc120 a une charge totale de 110 tons (1100KN) disposé comme suite :

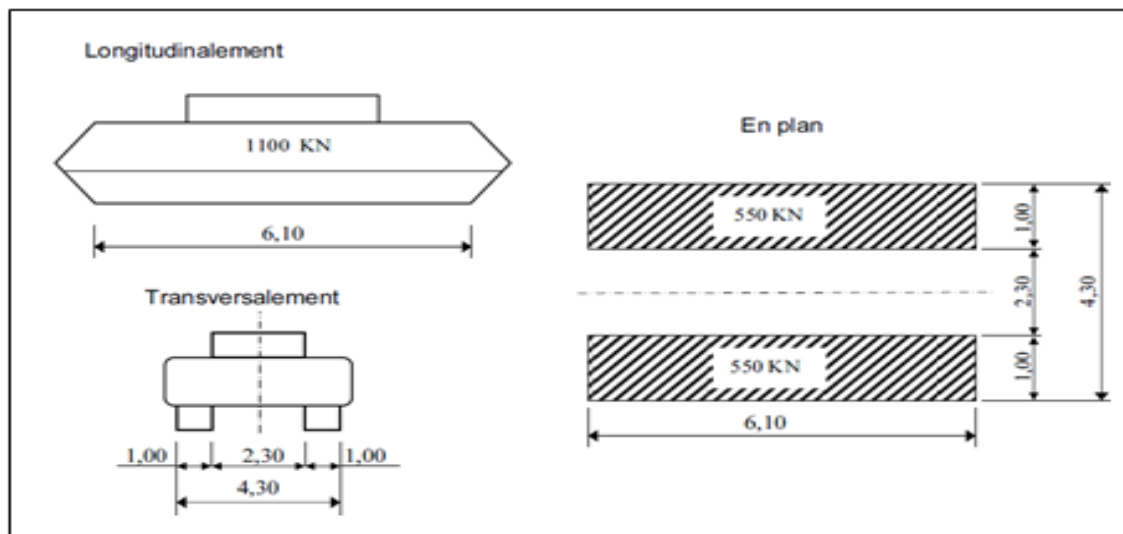


Figure III-5. Système Mc120

➤ **Coefficient de majoration dynamique**

Les calculs des réactions se fait en considérant les charges comme étant statique, mais en effet l'effet d'une charge statique est inférieur à celle qui est dynamique, donc les surcharges du système (B et MC) sont multipliées par des coefficients de majoration dynamique. Ce coefficient est déterminé par la formule.

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

Avec :

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

G : sa charge permanente.

S : sa charge B maximale.

**III.5.4. Convoi exceptionnel D240**

Le convoi exceptionnel de type D240, comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 240 ton (2400KN) de poids total disposé comme suite :

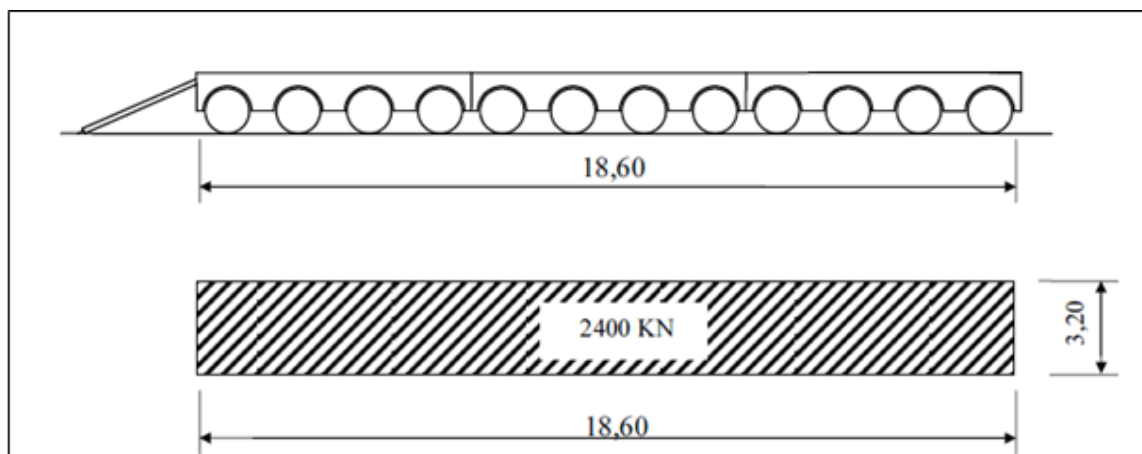


Figure III-6. Système D240.

**III.5.5. Charge horizontale dues au freinage du système Bc et A(l)**

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

**III.5.5.1. Système de charge Bc**

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

**III.5.5.2. Système de charge A(L)**

L'effort de freinage correspondant à la charge A est égal à :

$$F = \frac{A \times S}{20 + 0.0035 \times S}$$

S : désigne en mètres carrés la surface chargée.

**III.6. COMBINAISON D’ACTIONS**

Il convient de combiner les différentes actions qui peuvent s’exercer sur l’ouvrage, pour obtenir les sollicitations correspondantes aux différents états limites à considérer, mais d’abord il faut le multiplier ces actions par des coefficients de pondérations qui sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

➤ **ELU**

- 1.35 G + 1.6A(L)+ 0.9T + 0.75ΔΘ
- 1.35 G + 1.6Bc + 0.9T + 0.75ΔΘ
- 1.35 G + 1.6Bt + 0.9T + 0.75ΔΘ
- 1.35 G + 1.35D240 + 0.9T + 0.75ΔΘ
- 1.35G+1.35Mc120 + 0.9T + 0.75ΔΘ

➤ **ELS**

- G + 1.2A(L) + 0.6T + 0.5ΔΘ
- G + 1.2Bc + 0.6T + 0.5ΔΘ
- G + 1.2Bt + 0.6T + 0.5ΔΘ
- G + D240 + 0.6T + 0.5ΔΘ
- G + Mc120 + 0.6T + 0.5ΔΘ

**Tableau III-8. Les coefficients multiplicateurs des actions**

Actions	E.L.U	E.L.S
Poids propre G	1.35	1
Charge à caractère civil (A(L), B)	1.6	1.2
Convoi Mc120	1.35	1
Système militaireD240	1.35	1

**III.7. ACTION SISMIQUE**

Les actions sismiques prises en compte seront conformes au RPOA. La classification de la zone sismique de l’ouvrage est traitée dans le chapitre précédant (zone IIb : sismicité élevée).

**III.7.1. Coefficient d’accélération**

Le coefficient d’accélération de zone défini en fonction de la zone sismique IIb et de l’importance du pont (Groupe de pont 2), d’où : (A = 0.25).

**III.7.2. Classification de site**

D’après l’étude géotechnique, le site est de classe S3 (site meuble).

III.7.3. Spectre de réponse

➤ Composante horizontale

Le spectre de réponse élastique (Sae) pour les deux composantes horizontales est donné en fonction de la période élastique (T) et du taux d'amortissement (ξ) de l'ouvrage, par la formule :

$$S_{ae}(T, \xi)_{(m/s^2)} = \begin{cases} A g S (1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta A g S & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta A g S (\frac{T_2}{T}) & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5 \eta A g S (\frac{3 T_2}{T^2}) & T \geq 3s \end{cases}$$

Sachant que :

- A : coefficient d'accélération.
- g : accélération de la pesanteur 9.81 m/s<sup>2</sup>.
- S : coefficient de site (S = 1.2).
- T<sub>1</sub>, T<sub>2</sub> : périodes caractéristiques associées au site (T<sub>1</sub> = 0.20 s, T<sub>2</sub> = 0.50 s).
- η : facteur de correction de l'amortissement (η = √7 / (2 + ξ)).
- ξ : taux d'amortissement (ξ = 5 %).
- T : période fondamentale de l'ouvrage (T = √M/K).
- M : masse totale du système.
- K : rigidité totale du système.

D'où on obtient la courbe ci-dessous :

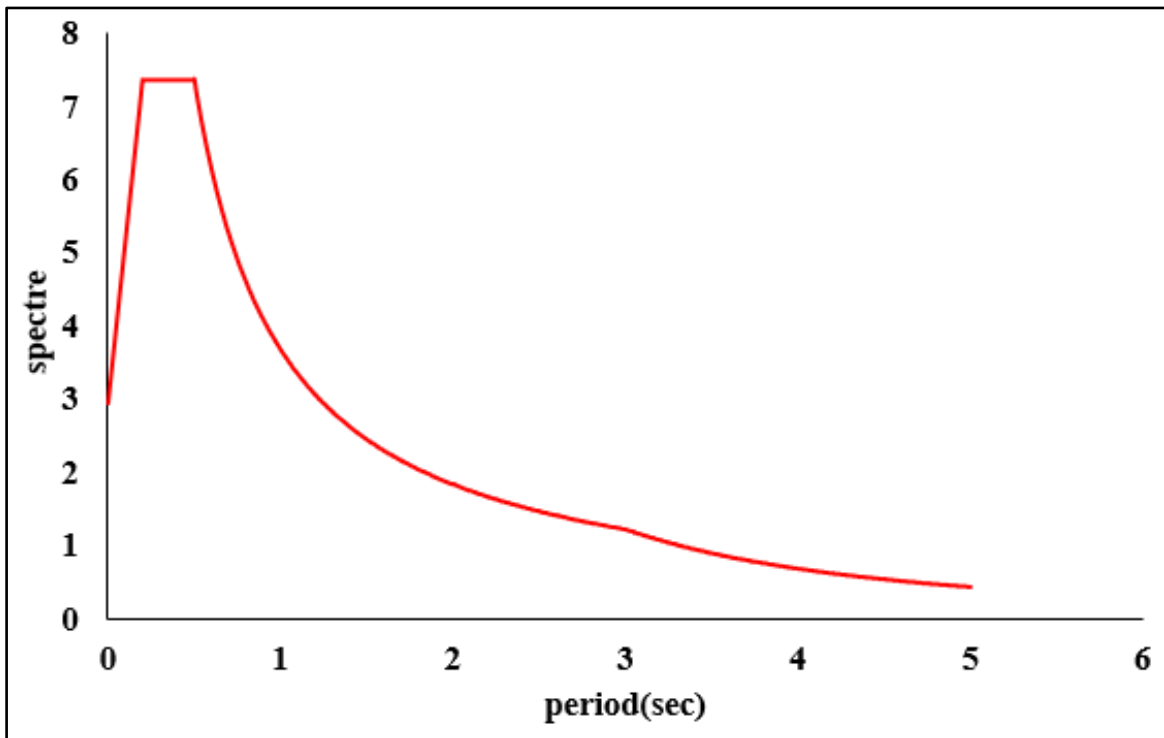


Figure III-7. Spectre de réponse élastique (composante horizontale).

### III.8. Combinaisons des composantes de l'action sismique (RPOA)

Selon RPOA, les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble sont combinés de la manière suivante :

$$E_x \pm 0.3 E_y \pm 0.3 E_z$$

$$E_y \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_z$$

$$E_z \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_y$$

$$G + P + 0.4\Delta t + D + \Psi Q$$

$E_x$ ,  $E_y$  et  $E_z$  : sont les effets des actions sismiques dans chacune des directions respectives X, Y et Z.

G : valeur nominale des charge permanentes.

P : force de précontrainte éventuelles.

Q : actions variables des charges d'exploitation.

$\Delta t$  : désigne les variations de température.

D : Les déformations différées des matériaux (retrait et fluage du béton).

### III.9. CONCLUSION

Les charges évaluées dans ce chapitre vont être introduites avec le logiciel « Autodesk RobotStructural analysis Professional 2019 – Version étudiant » afin de déterminer les efforts maximaux sur lesquels est basé le dimensionnement de la structure qui sera abordé dans les chapitres suivant.

Et ainsi que le respect des réglementations, notamment en matière des normes de construction et aussi les conditions de travail, l'environnement, qualité d'exécution.



# CHAPITRE IV

---

## CONCEPTION ET PRE DIMENSIONNEMENT



## IV.1. INTRODUCTION

La conception est l'étape clé qui permettra l'optimisation d'un ouvrage projeté d'un point de vue technique, économique et esthétique. Divers paramètres sont pris en compte pour aboutir à la conception qui répondra au mieux aux besoins et exigences déterminées en amont du projet.

Dans ce qui suivra, il sera question de procéder à une analyse multicritère entre différentes variantes minutieusement pré-dimensionnées.

## IV.2. CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE

L'optimisation technique et économique de l'ouvrage de franchissement projeté vis-à-vis de l'ensemble des La conception d'un pont résulte, le plus souvent, d'une démarche itérative dont l'objectif est contraintes naturelles et fonctionnelles imposées, tout en intégrant un certain nombre d'exigences de qualité architecturale ou paysagère.

## IV.3. CRITERE DE CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE

Pour aboutir au meilleur choix, à la fois sur les plans technique (réalisation et entretien), économique et esthétique. Il doit d'une part bien connaître la gamme des solutions possibles, avec leurs sujétions, leurs limites et leur coût, et d'autre part être en mesure de recenser et d'évaluer les contraintes avec la plus grande précision possible, afin de limiter au maximum les risques pendant l'exécution.

Dans le cas de notre franchissement, plusieurs variantes peuvent être envisagées, mais, tout d'abord, nous citons les différents critères de choix qui sont :

- L'obstacle à franchir et la voie portée (route, rails...etc.)
- La fonction mécanique : isostatique ou hyperstatique.
- La disposition en plan : droits, biais, courbes.
- Leur durée de vie prévue : définitive ou provisoire.
- Les profils de la chaussée : en long, en travers, en plan.
- La nature du sol de fondation et les positions possibles des appuis.
- Le gabarit à respecter et la brèche de l'ouvrage.
- Les conditions d'exécution et d'accès à l'ouvrage.

## IV.4. DEMARCHE DE CONCEPTION

### ➤ PROPOSITION DES VARIANTES

Afin de définir les solutions possibles pour le franchissement en question, il est important de faire le tour des différents types de ponts, à savoir :

**Les ponts :** 1-en béton armé 2-métalliques 3-mixtes 4-en béton précontraint

- Chacun de ces ouvrages est justifié suivant les contraintes et sa géométrie.
- L'implantation d'un type d'ouvrage est justifiée suivant le rapport technico- économique.
- La portée dominante d'un ouvrage (c'est -à-dire la plus grande travée) est un facteur déterminant du type d'ouvrage.

La proposition de trois variantes de conception pour l'ouvrage qui sont les suivantes :

- **1ère Variante** : Pont à poutres précontraintes préfabriquées.
- **2ème Variante** : Pont voussoirs construit par encorbellements successifs.
- **3ème Variante** : Pont mixte (bipoutre métallique a entretoise).

#### IV.5. CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT DE LA VARIANTE (1) : « Pont à Poutres Préfabriquées en Béton Précontraint par Post-tension »

Les deux types de tabliers Pour cette famille (pont à poutres précontraintes préfabriquées) sont :

- Les ponts à poutres précontraintes de type VIPP (par post-tension).
- Les ponts à poutres préfabriquées précontraintes de type PRAD (par adhérence).

Ces deux types de tabliers présentent de nombreux points communs. Ils diffèrent essentiellement par la technologie employée pour réaliser la précontrainte. La post-tension, permettant une mise en œuvre sur chantier, conduit à une préfabrication sur le site, tandis que la pré-tension, ou précontrainte par adhérence, est essentiellement mise en œuvre sur des bancs de préfabrication en usine.

Les ponts à poutres précontraintes du type VIPP (Pont à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension) font partie de la famille des ponts à poutres supportant une dalle en béton armé.

Le tablier est constitué de poutres longitudinales de hauteur constante, elles sont souvent parallèles et équidistantes et sont solidarisiées entre elles par des entretoises et un hourdis de faible épaisseur.

Ces poutres comportent une large table de compression, formant la membrure supérieure, et des talons, constituant la fibre inférieure, ces deux éléments étant reliés par une âme de faible épaisseur. Les poutres ainsi réalisées ont un bon rendement mécanique qui permet à la structure d'atteindre des portées allant de 30 à 50 mètres.

##### IV.5.1. Conception longitudinale

Le choix des portées est conditionné par les possibilités d'implantation des appuis, étape essentielle dans la recherche des solutions envisageables tout en restant dans l'intervalle de portée possible pour la gamme des ponts VIPP.

Le respect des contraintes de la brèche franchie, permette de dégager les zones où les appuis pourront être implantés.

Pour cette variante, on propose une coupe longitudinale composée de 6 travées équidistantes avec des poutres de 36 m de longueur, pour avoir une longueur totale de l'ouvrage de 217 m.

##### IV.5.2. Conception transversale

Le pré dimensionnement a été fait suivant le guide de conception SETRA [VIPP/ 1996]. On a un tablier de largeur de 13.25 m et une longueur de 217 mètres.

Le Tableau suivant Présente les valeurs des dimensions du pont.

Tableau IV-1. Prédimensionnement de la 1ère variante.

Elément	Formule	Valeur retenue
Hauteur de la poutre	$L/20 \leq h \leq L/17$ m L : portée de la poutre.	h = 1.8 m
Epaisseur de la dalle	$0.16 \leq e \leq 0.25$ m	e = 0.25 m
Hauteur totale du tablier	Ht = h+e	Ht = 2.05m
Entraxe entre les poutres	$1.3 \leq \lambda \leq 2$ m	$\lambda = 1.7$ m
Entraxe des poutres de rive	La : dépend de la largeur de l'ouvrage et de l'entraxe des poutres.	La = 9.8 m
Nombre de poutres	$N = \frac{L_a}{\lambda} + 1$	8 poutres
Largeur de la table de compression	$b \geq 0.6$ h	b = 1.1 m
Epaisseur de la table de compression	$E \geq 0.1$ m	e = 0.15 m
Largeur du talon	bt = Bt/N Avec : $B_t = \frac{1 \times L^2}{H_t \times K}$ $1100 \leq K \leq 1300$	bt = 0.60m
L'épaisseur du talon	$10 \text{ cm} \leq e_t \leq 20 \text{ cm}$	et = 0.20 m
Epaisseur d'âme	Section d'about	b0 = 0.60 m
	Section à mi- travée	b0 = 0.25 m
Pente de la face inférieure de la table de compression	$1/15 \leq \text{Tan } \alpha \leq 1/10$	$\alpha = 6^\circ$
Gousset de la table de compression	/	$\beta = 45^\circ$
Gousset du talon	$1 \leq \text{Tan } \theta \leq 1.5$	Tan $\theta = 1$ $\theta = 45^\circ$
Entretoise d'about	/	0.30 × 1.20m2

### IV.5.3. Conception de l'infrastructure (pile/culée)

#### IV.5.3.1. Piles

Le rôle de pile est primordial dans le fonctionnement mécanique du tablier. Le tablier peut être totalement encastré ou simplement appuyé, afin de transmettre toutes les charges qui lui sont appliquées vers le sol support par l'intermédiaire de la semelle et des pieux (en cas de fondations profondes).

La conception des piles est tributaire du type et du mode de construction du tablier, du type et du mode d'exécution des fondations, et de certaines contraintes naturelles fonctionnelles liées au site.

Le tableau ci-après décrit notre choix des piles pour cette variante.

**Tableau IV-2. Choix et dimensions de la pile retenue pour la variante 1.**

Elément		Valeur / Description	Figure
Hauteur	P1	26.50 m	
	P2	36.30 m	
	P3	36 m	
	P4	27.90 m	
	P5	14.90	
Chevêtre	Dimensions	2.20 × 10.80 × 1.25 (m×m×m)	
Section	Forme	Viol (pile est vide)	
	Dimensions	Largeur total 2.75 m Largeur vide 1.35m Longuerue total 6m Longuerue total 3.2m	
Fondation	Type	Profonde sur 16 pieux : Φ = 1.20 m	
	Dimensions semelle	13 × 13 × 3 (m×m×m)	

**IV.5.3.2. Culées**

La culée est un élément fondamental de la structure de tout ouvrage dont le rôle est double. En effet, une culée joue à la fois le rôle d'appui du tablier de part le fait qu'elle soit soumise aux mêmes efforts que les piles, mais aussi le rôle de mur de soutènement car elle subit l'effet résultant de la poussée des terres et des surcharges de remblais.

Vu les résultats géotechniques, et les données naturelles du site, le recours à des culées remblayées semblent être la meilleure solution pour notre pont. La conception et l'exécution de ce type de culée sont réputées pour être relativement simples.

En règle générale, une culée remblayée est toute culée ayant un aspect extérieur sous la forme d'un mur de front encastré sur une semelle, surmonté par un mur de garde-grève et prolongé par des murs en retour ou en ailes (murs latéraux).

Ce type de culée se compose des éléments suivants :

- Le mur de front sur lequel s'appuie le tablier de l'ouvrage.

- Deux murs en retour servant à assurer le soutènement des terres de remblais qui sont substitué par des murs de soutènement.
- Un mur garde-grève qui protège l’about du tablier en retenant les terres d’une part et qui assure la fixation du joint de chaussée d’autre part.
- Une dalle de transition destinée à atténuer les effets des dénivellations se produisant entre la chaussée courante et l’ouvrage tout en assurant le confort de l’usager.

Tableau IV-3. Choix et dimensions de la culée retenue pour la variante 1.

Elément		Valeur	Figure
Mur frontal	Hauteur	5.80 m	
	Epaisseur	1.45 m	
	Longueur	13.25 m	
Mur garde grève	Hauteur	2.47 m	
	Epaisseur	0.35 m	
	Longueur	13.25 m	
Mur en retour	Epaisseur	0.70 m	
Dalle de transition	Hauteur	0.30 m	
	Largeur	4.00 m	
Fondation	Type	Profondeur : 8 pieux $\Phi = 1.20$ m	
	Dimensions semelle	$6.0 \times 13.45 \times 1.5$ (m×m×m)	

IV.5.4. Modélisation et calcul sismique

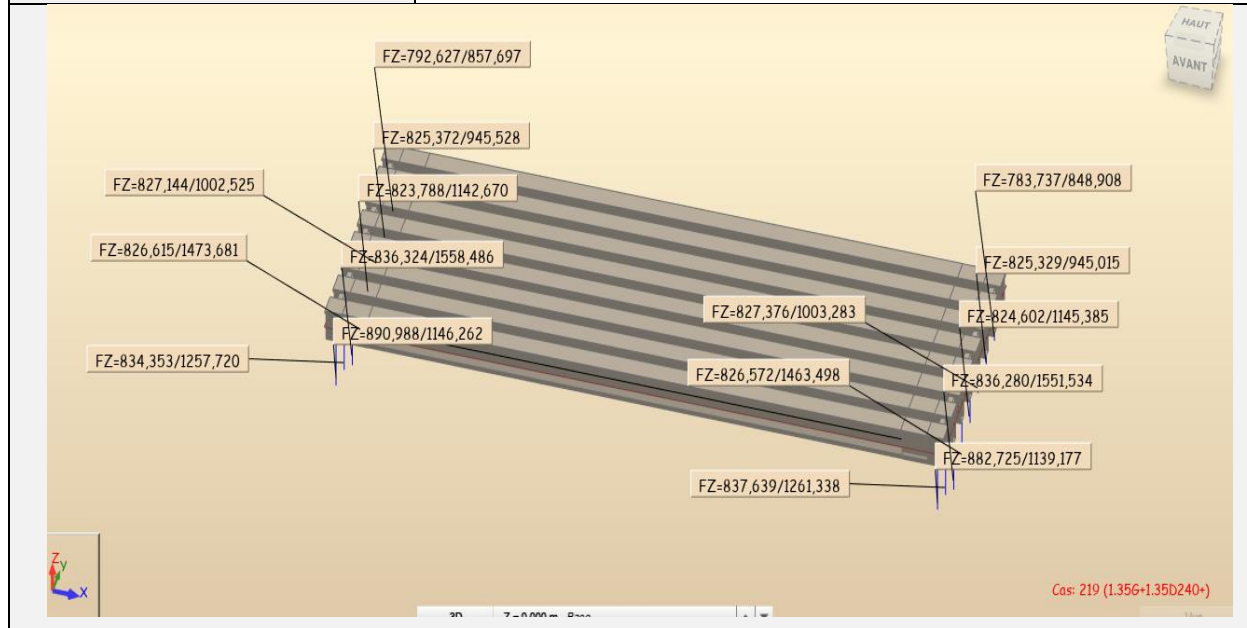
IV.5.4.1. Prédimensionnement des appareils d’appui

Chaque poutre repose sur l'appui par l'intermédiaire d'un appareil d'appui. Compte tenu de l'intensité relativement faible des réactions transmises par les poutres et du grand nombre de ces appareils, on utilise habituellement des appareils d'appuis de type B en élastomère fretté.

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV-4. Les dimensions des appareils d'appui retenus (variante 1).

	Appareil d'appui de la pile
Rmax (MN)	1.6
a × b (mm <sup>2</sup> )	400 × 400
T (mm)	70
Détails	<ul style="list-style-type: none"> <li>- 4 feuilles d'élastomère : <math>t_i = 12</math> mm.</li> <li>- 5 frettes métalliques : <math>t_s = 2</math> mm</li> <li>- Enrobage extérieur = 6 mm.</li> <li>- Enrobage des chants = 4 mm.</li> </ul>



Pour la liaison tablier-pile, on utilise la commande nœuds compatibles.

**Modèle de calcul**

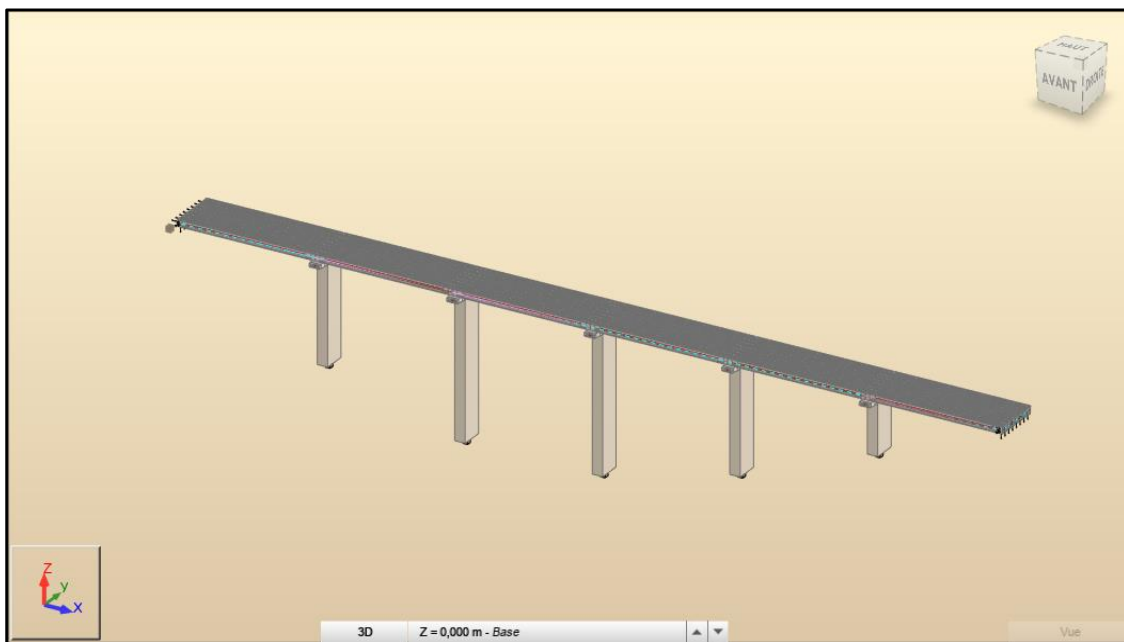


Figure IV-1. Modèle de calcul de la variante 1.

IV.5.4.2. Analyse modale et résultats de calcul

Tableau IV-5. Le résultat de mode propre (variante 1).

Mode	Fréquence	Période	Participation modèle UX	Participation modèle UY(cm)
1	0.89	1.13	44.18	0.00
2	1.07	0.93	0.16	0.00
3	1.14	0.88	0.00	31.13
4	1.2	0.83	11.38	31.13
5	1.21	0.83	0.03	31.31

Après calcul des modes propres à l'aide du logiciel, dont les résultats seront donnés en annexe, on obtiendra :

- Une période **T = 1.13 s** dans le sens longitudinal avec une participation de **44.18 %** de la masse modale. Modélisation dans cette figure

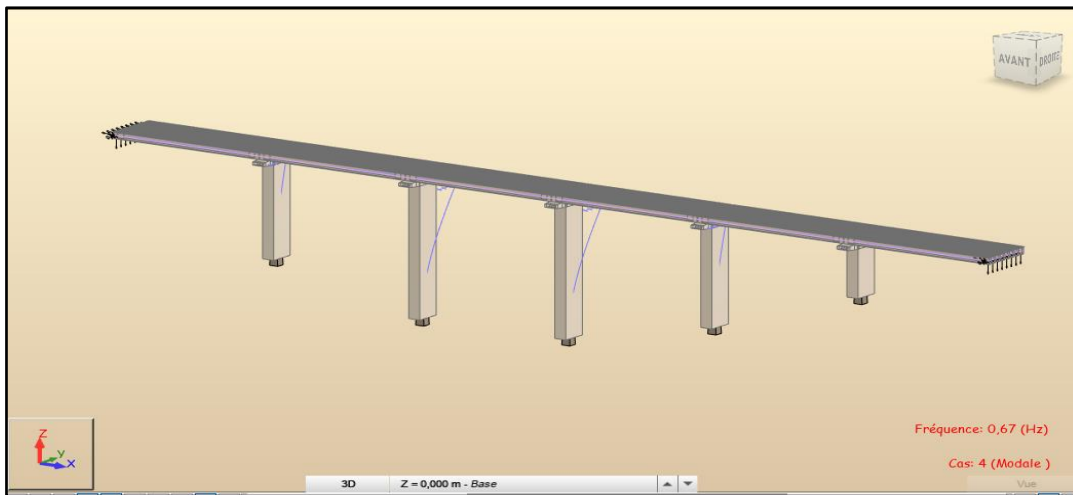


Figure IV-2. Fréquence de sens longitudinal (variante 1).

Une période **T = 0.88 s** dans le sens transversal avec une participation de **31.13 %** de la masse modale, Modélisation dans cette figure :

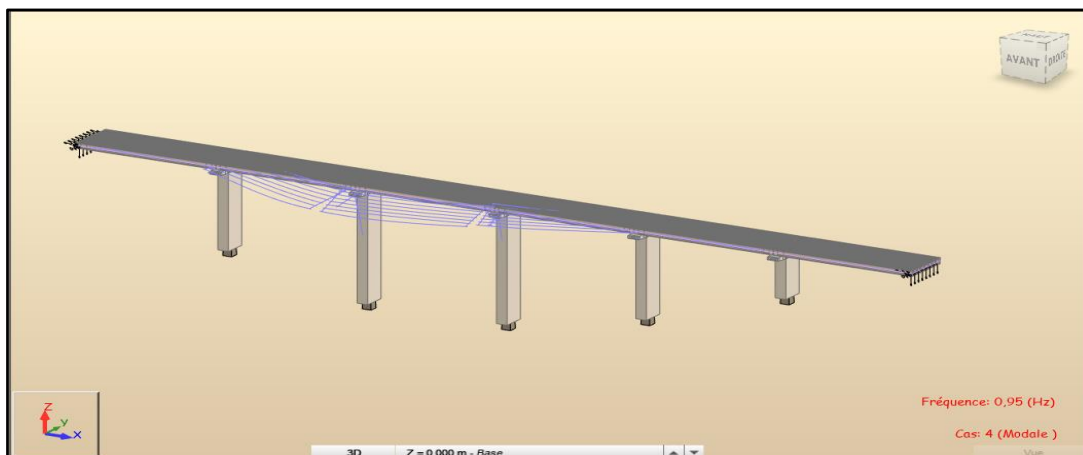
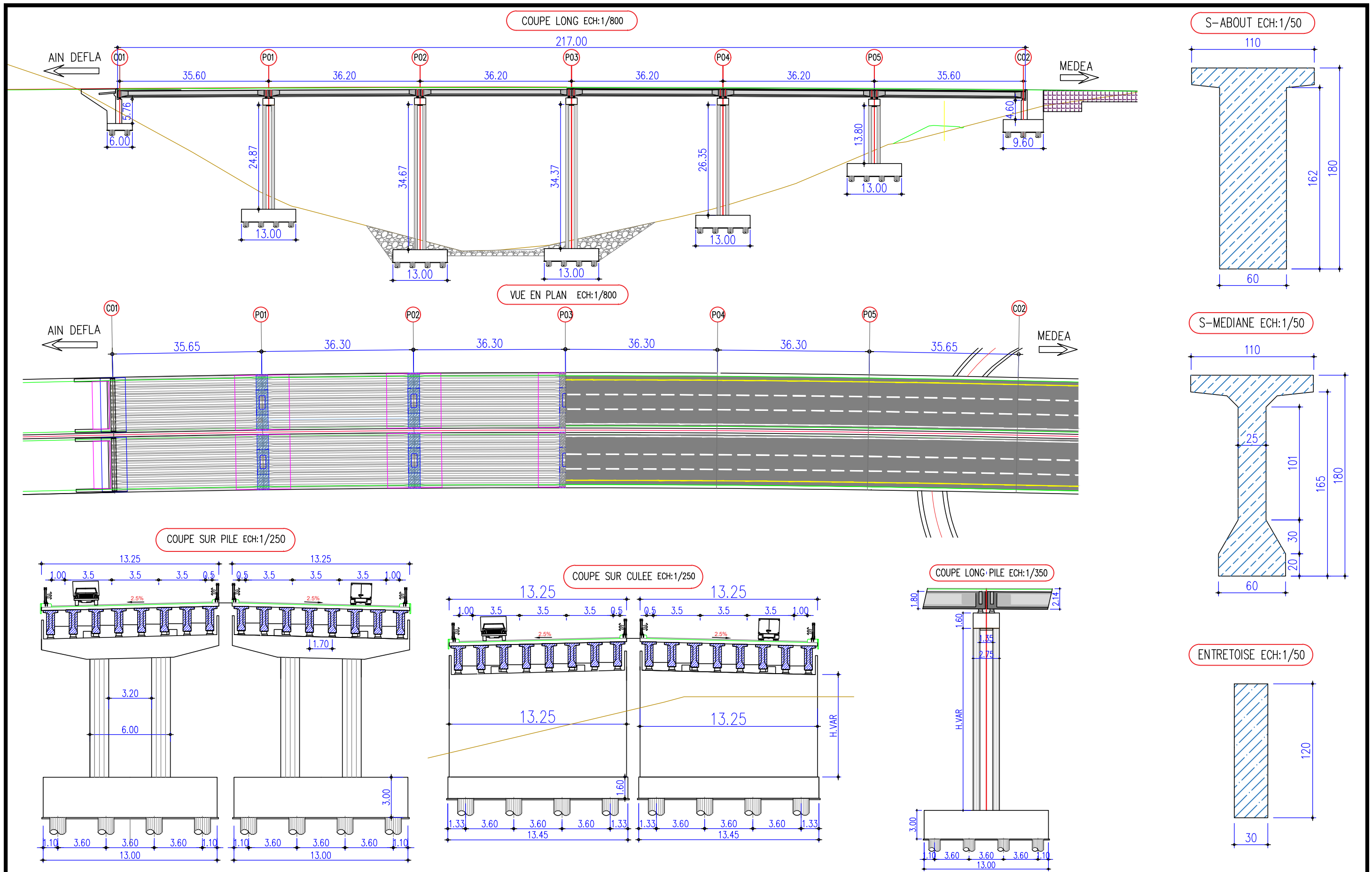


Figure IV-3. Fréquence de sens transversal (variante 1).

IV.5.4.3. Analyse spectrale et résultats de calcul

Tableau IV-6. Le résultat d'analyse spectrale (variante 1).

Sens de séisme	Déplacement maximal (cm)	Sollicitations à la base de La Pile
Longitudinal	20.85	FX = 3204.681 FY = 743.653 MX = 25559.35 MY = 110144.88
Transversal	14.577	FX =940.225 FY =5262.611 MX =1882402.030 MY =32588.201



**IV.6. CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT DE LA VARIANTE 2 :****« Pont en Béton Précontraint Construit par Encorbellements Successifs ».**

La méthode de construction par encorbellement successif est très utile pour des portées moyennement grandes où on peut atteindre les 150 m. Elle est très avantageuse dans les sites urbains où on doit toujours assurer la fluidité du trafic des voies avoisinées.

Cette méthode consiste à construire le tablier du pont à partir des piles soit en coulant les voussoirs sur place ou en utilisant des voussoirs préfabriqués, choix pour lequel on a opté pour cette variante.

**IV.6.1. Conception longitudinale**

Pour cette deuxième variante on propose une coupe longitudinale composée d'une travée principale de 99 m et deux travées de rives de 59 m pour avoir une longueur totale de l'ouvrage de 21 m.

**Découpage des voussoirs :**

Le découpage dépend du matériel de levage et manutention disponible, on peut atteindre généralement des longueurs de voussoirs courants entre 2 et 2.6 m.

Dans notre cas on opte pour des voussoirs courants de 5 m de longueur, des voussoirs sur pile de 6.1 m et des voussoirs de clavage de 3 m, ce qui nous donne :

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

**IV.6.2. Conception transversale**

Les importants porte-à-faux réalisés en phase de construction imposent d'utiliser une section transversale présentant une bonne résistance à la torsion. C'est l'une des raisons qui nous conduisent à adopter des sections en forme de caisson. Ces sections comportent également.

Un hourdis inférieur qui abaisse le centre de gravité et confère au câblage une bonne efficacité sur pile, ce qui est fondamental, la construction par encorbellements successifs aboutissant à de très importants moments négatifs.

Un hourdis supérieur est essentiellement conditionné par sa résistance à la flexion transversale et par la possibilité de placer des câbles de précontrainte longitudinaux.

Deux âmes pleines qui sont conditionnées par leurs résistances à l'effort tranchant et la possibilité de placer des câbles de précontrainte longitudinale.

D'après le guide de conception de SETRA : Pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs, on propose le dimensionnement de la section transversale de l'ouvrage.

La figure ci-dessous précise les notations utilisées :

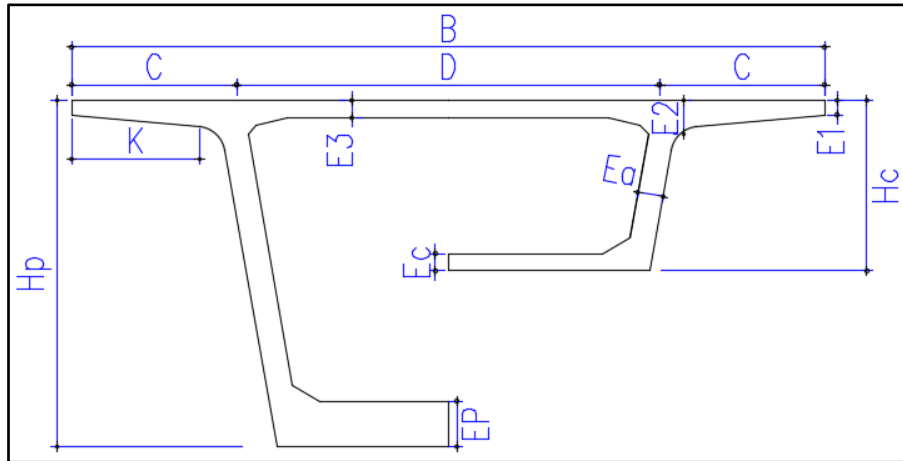


Figure IV-4. Coupe transversale d'un voussoir.

La Figure IV-4 précise les notations utilisées, alors que les valeurs optées sont listées dans le tableau ci-après :

Tableau IV-7. Les dimensions de la section transversale du voussoir.

Elément		Formule	Valeur retenu
Hp: hauteur du voussoir sur pile.		$L/HP=14+L/45$	6.10 m
Hc : hauteur du voussoir de clef.		$L/Hc=19+L/7$	3 m
B : Largeur de voussoir.		Largeur de voussoir est égale à la largeur de voie.	13.25m
C		$C = B / 4$	3.30m
D		$B-2*C$	6.650m
Epaisseur de l'hourdis supérieur e1		$E1 \geq 20$ ou 25 cm	0.25 m
Ea : épaisseur de l'âme.		$Ea > 0.26+L/500$	0.45m
E2, E3 : épaisseur de l'hourdi supérieur aux sections considérées (voir schéma)	E2	$K/5 \geq E2 \geq K/7$ cm ; $K = C - Ea/2$	0.45m
	E3	$E3 \geq D/25$ cm.	0.35m
Inclinaison de l'âme		10 à 30 %	10%
Ec : épaisseur de l'hourdi inférieur en clef.		$Ec > \max (18 ; \Phi ; Ea/3)$	0.30m
Ep : épaisseur de l'hourdi inférieur sur pile.		35 à 80 cm	0.80m
Gousset supérieur		30 à 45 degrés	45
Gousset inférieur		30 à 45 degrés	30

**IV.6.3. Conception de l’infrastructure (pile/culée)**

**IV.6.1.1. Piles**

Les piles sont des appuis qui travaillent essentiellement à transmettre les charges de la structure aux fondations.

Pour cette variante, selon les documents SETRA, on a choisi des piles de type voile qui ont une section répondant aux exigences du rendement mécanique ainsi que pour leur esthétique.

Les dimensions des piles sont définies dans le tableau ci-après :

**Tableau IV-8. Choix et dimensions de la pile retenue pour la variante 2.**

Elément		Valeur / Description	Figure
Hauteur	P1	26 m	
	P2	17.3 m	
Section	Forme	Voil (pile est vide)	
	Dimensions	Largeur total 4 m	
		Largeur vide 2 m	
Fondation	Type	Profonde sur 12 pieux : $\Phi = 1.20\text{ m}$	
	Dimensions semelle	13 × 13 × 3 (m×m×m)	

**IV.6.1.2. Culées**

La culée est un élément fondamental de la structure de tout ouvrage dont le rôle est double. En effet, une culée joue à la fois le rôle d’appui du tablier de part le fait qu’elle soit soumise aux mêmes efforts que les piles, mais aussi le rôle de mur de soutènement car elle subit l’effet résultant de la poussée des terres et des surcharges de remblais.

Concernant les culées de cette variante, on a choisi le même type de culée (remblayée) que celui de la variante 1.

Les dimensions des culées sont définies dans le tableau ci-après :

Tableau IV-9. Choix et dimensions de la culée retenue pour la variante 2.

Elément		Valeur	Figure
Mur frontal	Hauteur	4.50 m	
	Epaisseur	2.20 m	
	Longueur	13.25 m	
Mur garde grève	Hauteur	3.75 m	
	Epaisseur	0.45 m	
	Longueur	13.25 m	
Mur en retour	Epaisseur	0.70 m	
Dalle de transition	Hauteur	0.30 m	
	Largeur	4.00 m	
Fondation	Type	Profonde sur 8 pieux : $\Phi = 1.20$ m	
	Dimensions semelle	6.0×13.25×1.6 (m×m×m)	

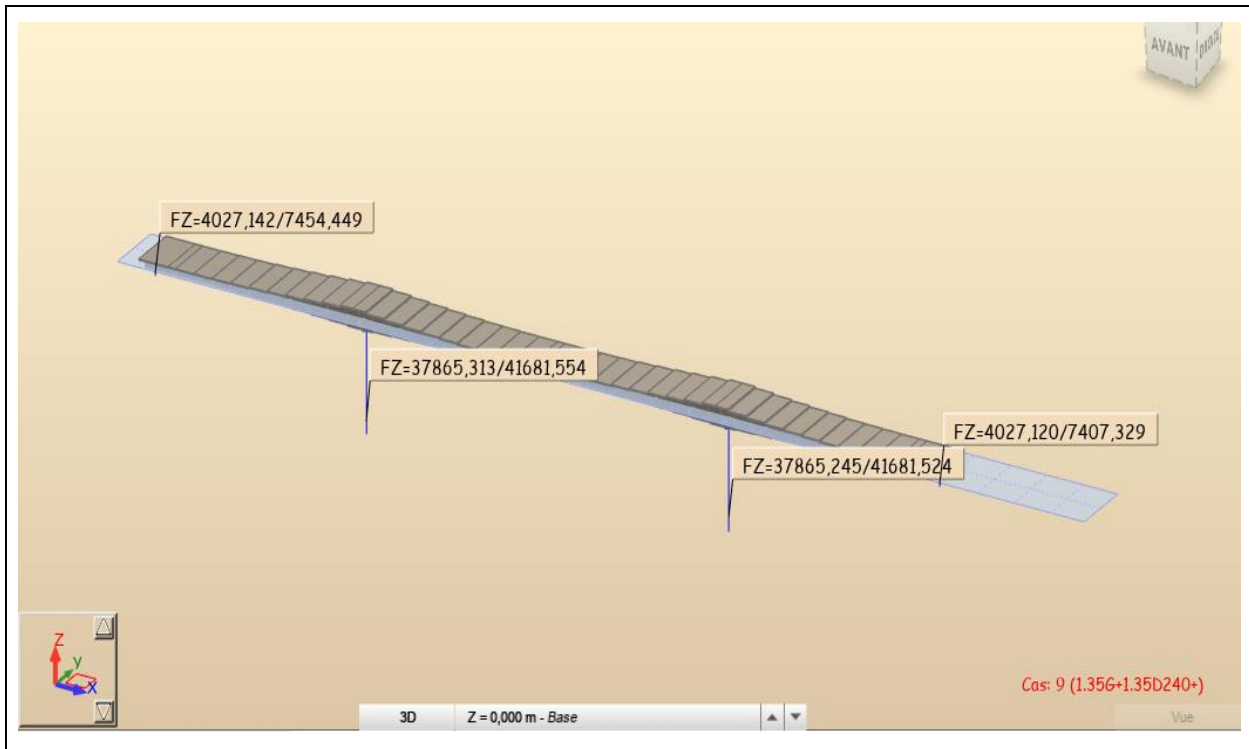
IV.6.4. Modélisation et calcul sismique

IV.6.1.3. Prédimensionnement des appareils d'appui

Un pont voussoir est posé sur l'appui par l'intermédiaire de deux appareils d'appuis de type B en élastomère fretté, les dimensions de ces appareils sont définies dans le tableau suivant.

Tableau IV-10. Les dimensions des appareils d'appui retenus (variante 2).

	Appareil d'appui de la pile	Appareil d'appui de la culée
Rmax (MN)	10,42025	3,727
a × b (mm <sup>2</sup> )	700 × 800	400× 500
T (mm)	138	75
Détails	<ul style="list-style-type: none"> <li>- 5 feuilles d'élastomère : <math>t_i = 20</math>mm.</li> <li>- 6 frettes métalliques : <math>t_s = 3</math>mm.</li> <li>- Enrobage extérieur = 10mm.</li> <li>- Enrobage des chants = 4mm.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- 4feuilles d'élastomère : <math>t_i = 12</math>mm.</li> <li>- 5frettes métalliques : <math>t_s = 3</math>mm.</li> <li>- Enrobage extérieur = 6mm.</li> <li>- Enrobage des chants = 4mm.</li> </ul>



IV.6.1.4. Modèle de calcul

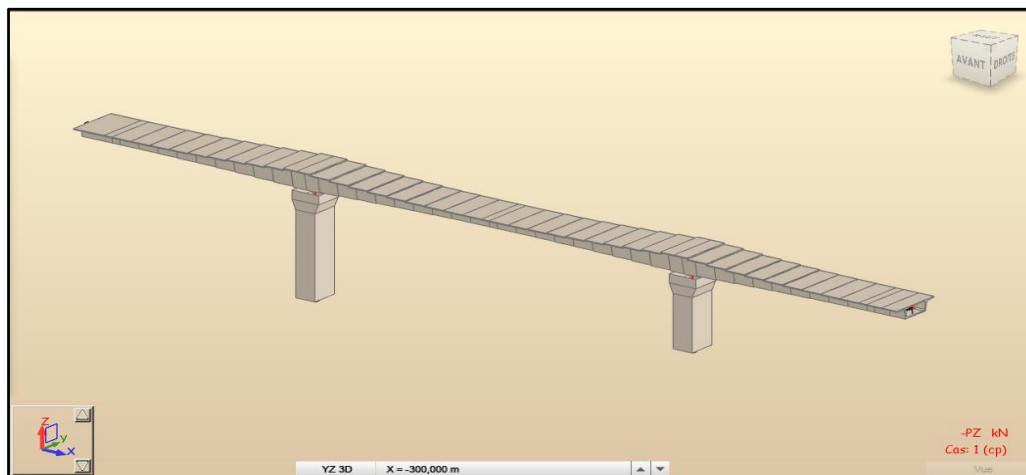


Figure IV-5. Modèle de calcul de la variante 2.

Pour la liaison tablier-pile, on utilise la commande nœuds compatibles.

IV.6.1.5. Analyse modale et résultats de calcul

Tableau IV-11. Le résultat de mode propre (variante 2).

Mode	Fréquence	Période	Participation modèle UX	Participation modèle UY
1	0.46	2.16	78.88	0.00
2	0.46	2.16	0.00	77.61
3	0.51	1.95	0.00	0.13
4	1.06	0.95	0.00	0.23
5	2.61	0.38	0.00	0.01

Après calcul des modes propres à l'aide du logiciel, dont les résultats seront donnés en annexe, on obtiendra :

Une période  $T = 2.16 \text{ s}$  dans le sens longitudinal avec une participation de 78.88 % de la masse modale. Modélisation dans cette figure.

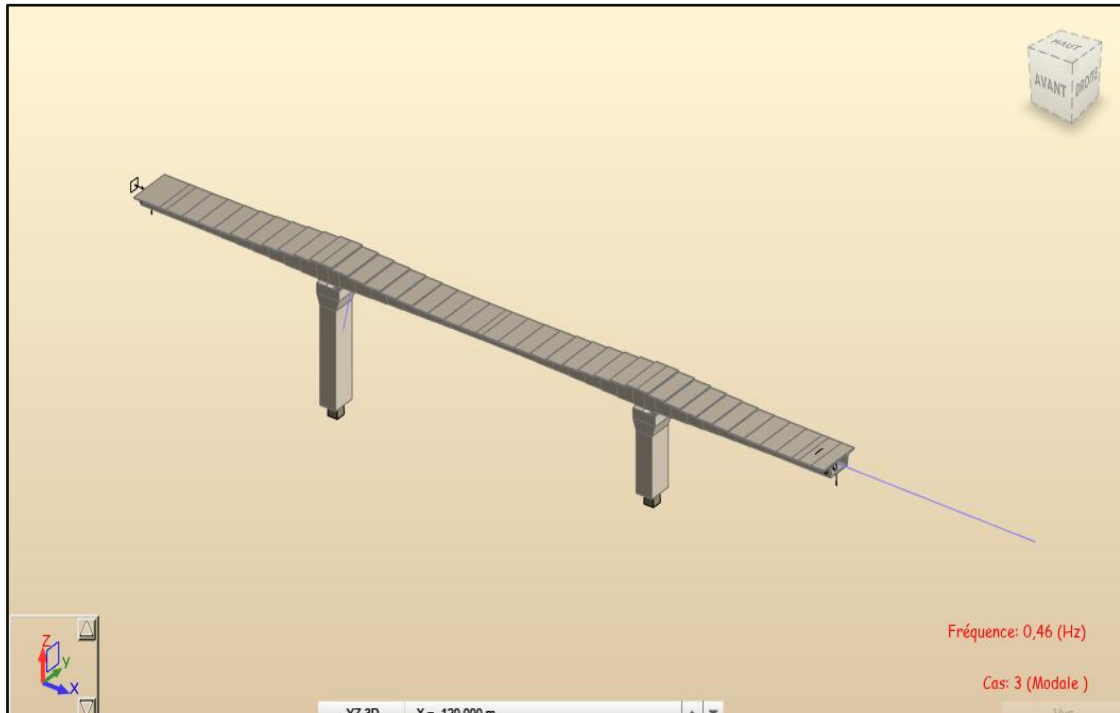


Figure IV-6. Fréquence de sens longitudinal (variante 2).

Une période  $T = 2.16 \text{ s}$  dans le sens transversal avec une participation de 77.61 % de la masse modale, Modélisation dans cette figure :

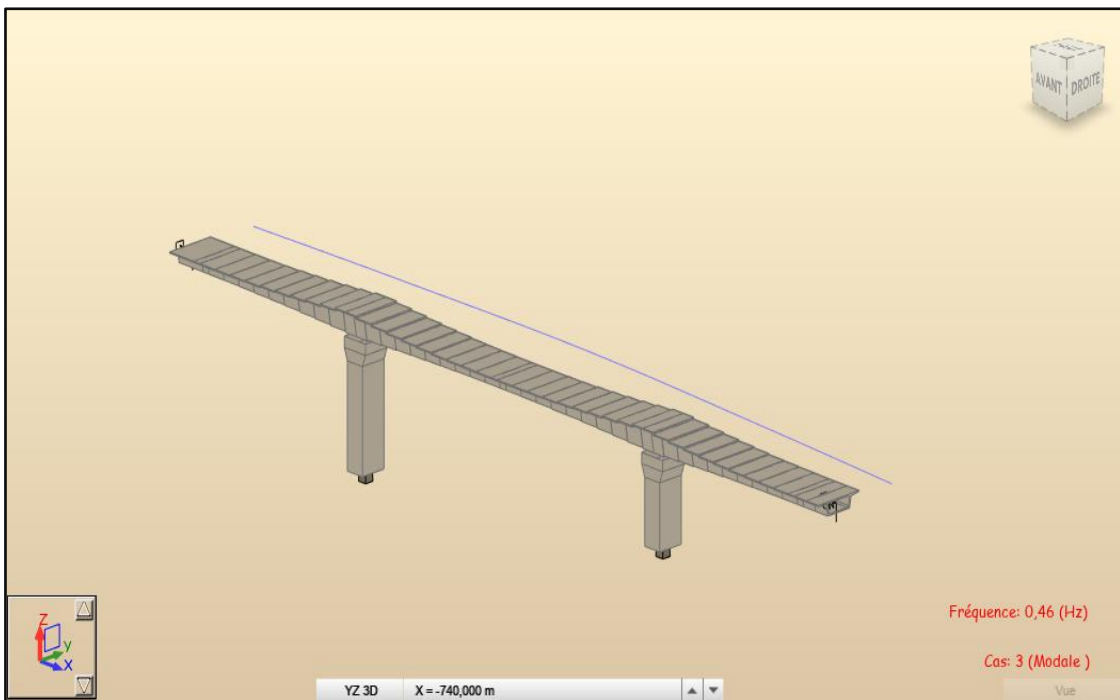
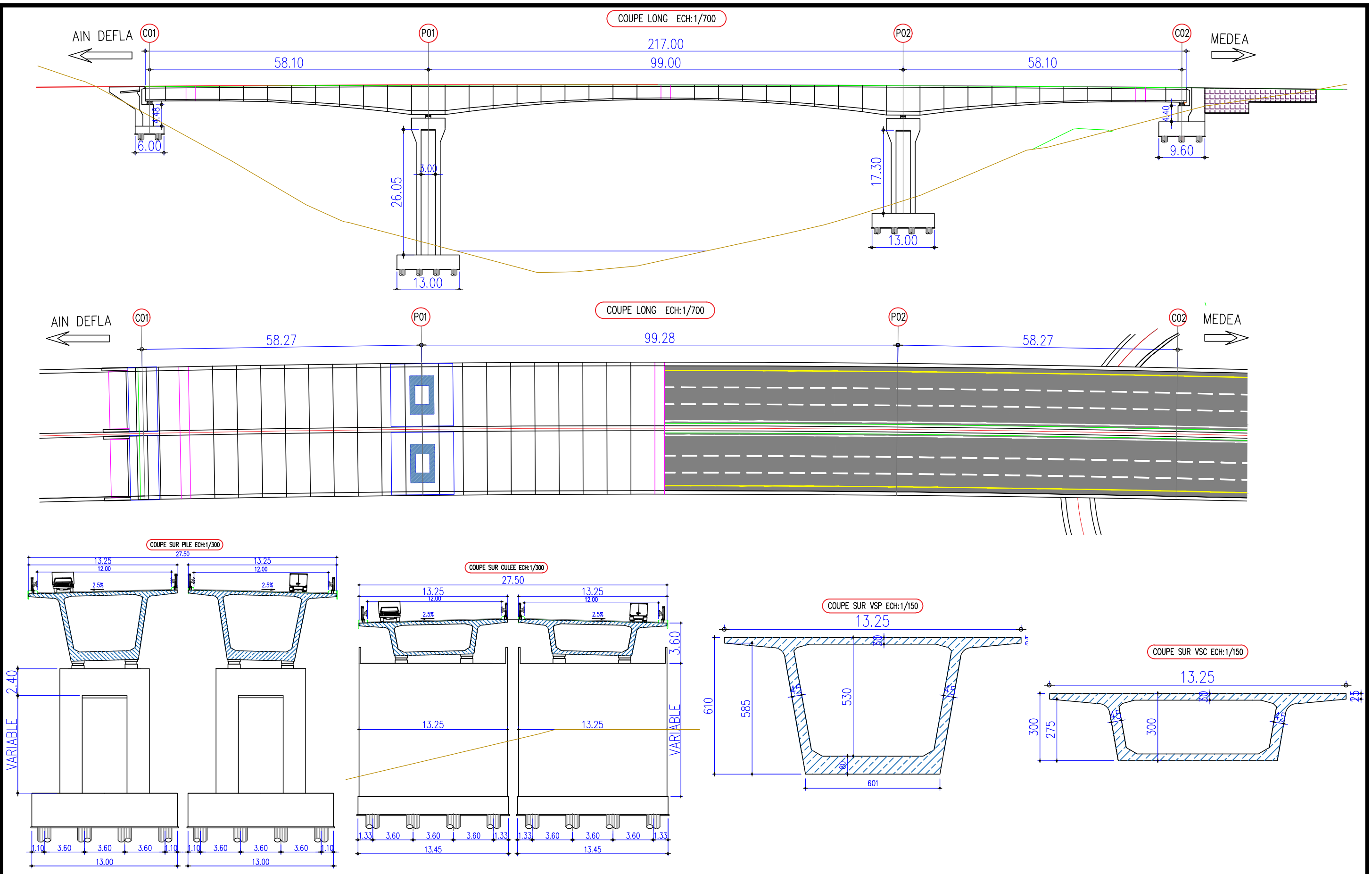


Figure IV-7. Fréquence de sens transversal (variante 2).

IV.6.1.6. Analyse spectrale et résultat de calcul

Tableau IV-12. Le résultat d'analyse spectrale (variante 2).

Sens de séisme	Déplacement maximal (cm)	Sollicitations à la base de La Pile
Longitudinal	21.5	$FX = 8180.987$ $FY = 2595.402$ $MX = 66946.484$ $MY = 210450.735$
Transversal	22.7	$FX = 2454.299$ $FY = 8651.310$ $MX = 223154.033$ $MY = 63135.300$



Thème: Conception et étude d'un viaduc au niveau de la 4<sup>me</sup> rocade d'Alger de pk6+700 au pk6+917 a la wilaya de Ain defla

Chapitre IV :Conception et prédimensionnement.

Variante N°02:«Pont en béton précontraint construit par encorbellement successive».

Page:42



## IV.7. CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT DE LA VARIANTE 3 :

## « Pont mixte en bipoutres métallique ».

Un pont mixte est constitué par l'association d'une ossature métallique et d'une dalle en béton armé par l'intermédiaire de connecteurs empêchant le glissement et le soulèvement de la dalle par rapport à l'ossature.

La conception des ponts mixtes est principalement liée au nombre et à la nature des poutres métalliques. La conception transversale de ce pont est guidée par :

- Le rapport poids du tablier/coût de la charpente métallique
- Le coût de fabrication et de montage de la charpente métallique
- Les critères d'élanement : Les critères de résistance à la torsion

La structure métallique est composée de deux poutres. C'est, actuellement, la conception la plus fréquente car elle réduit le nombre des assemblages, coûteux en temps d'usinage. Un tablier mixte est constitué par l'association d'un squelette métallique et d'une dalle en béton armé par l'intermédiaire de connecteur empêchant le glissement et le soulèvement de la dalle par rapport au squelette.

La gamme usuelle des portées pour les ponts mixtes va 30 à 110m pour les travées continues et de 25 à 90 m environ pour les travées indépendantes.

## IV.7.1. Conception longitudinale

On propose dans cette variante à projeter un pont mixte bipoutre à hauteur constante composé de deux travées principales de 62 m de longueur et deux travées de rives de 46 m de longueur, ce qui résulte une longueur totale de pont égale à 216 m.

## IV.7.2. Conception transversale

Le tablier est de largeur égale à 13.25 m, la conception correspondante à cette largeur consiste à appuyer la dalle longitudinalement sur les deux poutres.

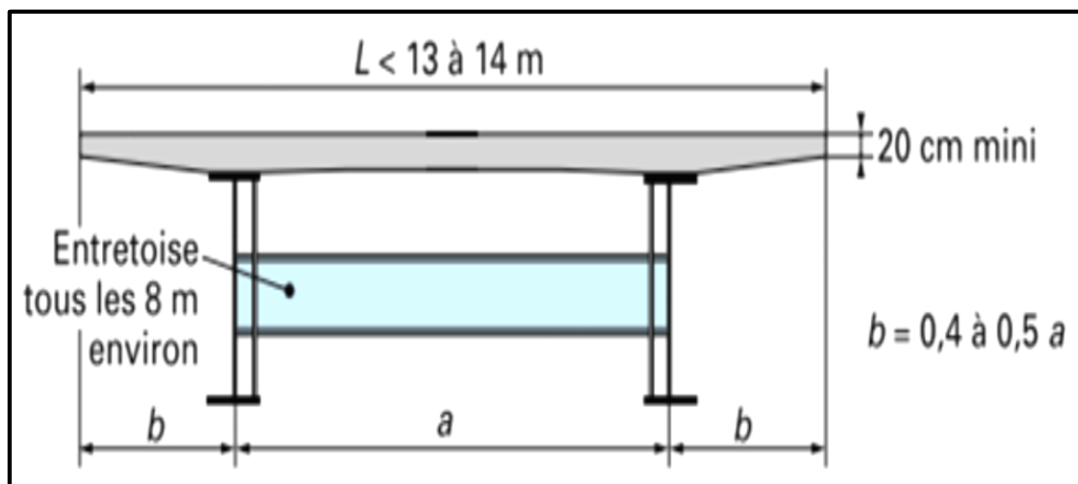


Figure IV-8. Coupe transversale d'un tablier bipoutre.

$0.5 L \leq a \leq 0.55 L \rightarrow$  On opte pour :  $a = 7$  m, par conséquence :  $b = 3.125$  m.

### IV.7.3. Conception des poutres principales

Les poutres principales sont des profilés en acier reconstitués avec profil en I soudés en usine, les dimensions optées sont résumées dans le tableau ci-après.

**Tableau IV-13. Pré dimensionnement des poutres métalliques.**

Eléments	Ration usuel	Valeur (mm)
Epaisseur de la dalle en Béton armé	200 à 230 mm	230
Hauteur de poutres	$H = L/28$	2200
Epaisseur de l'âme	$t_w \geq 0.005 \times d$	30
Epaisseur semelle supérieure	$20 \leq t_s \leq 150$	40
Epaisseur de la semelle inférieure	$20 \leq t_i \leq 150$	50
Largeur semelle supérieure.	$400 \text{ mm} \leq b_s \leq 1000 \text{ mm}$	650
Largeur semelle inférieure.	$500 \text{ mm} \leq b_i \leq 1\ 200 \text{ mm}$	850

### IV.7.4. Conception des entretoises

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

Au stade du pré dimensionnement, on pourra prévoir un IPE600 avec un espacement de  $e = 6.6 \text{ m}$ , et leurs dimensions transversales sont résumées dans le tableau ci-dessous.

**Tableau IV-14. Pré dimensionnement des entretoises.**

Eléments	Valeur (mm)
Hauteur de l'entretoise	600
Largeur de la semelle b	200
Epaisseur de la semelle $t_f$	20
Epaisseur de l'âme $t_w$	10

### IV.7.5. Prédimensionnement de l'infrastructure

#### IV.7.5.1. Piles

- La conception des piles est fonction d'un très grand nombre de paramètres :

Aquatique, terrestre, Mode de construction du tablier, Hauteur de la brèche à franchir, Mode d'exécution des fondations.

➤ Le choix du type des piles fait appel à quatre critères :

Critères géométriques, Critères économiques, Critères esthétiques Critères mécaniques.

On opte pour des piles en formes de voile.

Tableau IV-15. Récapitulatif de prédimensionnement des piles pour la variante 3.

Elément		Valeur / Description	Figure
Hauteur	P1	26.80m	
	P2	33.60m	
	P3	17.25 m	
Chevêtre	Dimensions	2.70 × 13.00 × 2.00 (m×m×m)	
Section	Forme	Voile évidé	
	Dimensions	Largeur total 2.70 m Largeur vide 1.50m Longuerue total 6m Longuerue total 4.5m	
Fondation	Type	Profonde sur : 12 pieux $\Phi = 1.20$ m	
	Dimensions semelle	13 × 13 × 3 (m×m×m)	

IV.7.5.2. Culées

Concernant les culées de cette variante, on a choisi le même type de culée (remblayée) que celui de la variante 1 et 2, ses dimensions sont définies, selon le document « Projet et construction des ponts : Généralités – Fondations – Appuis – Ouvrages courants ».

Tableau IV-16. Choix et dimensions de la culée retenue pour la variante 3.

Elément		Valeur	Figure
Mur frontal	Hauteur	5.25m	
	Epaisseur	1.60 m	
	Longueur	13.25 m	
Mur garde grève	Hauteur	2.97 m	
	Epaisseur	0.40 m	
	Longueur	13.25 m	
Mur en retour	Epaisseur	0.70 m	
Dalle de transition	Hauteur	0.30 m	
	Largeur	4.00 m	
Fondation	Type	Profonde sur 8 pieux : $\Phi = 1.20 \text{ m}$	
	Dimensions semelle	$6 \times 13.25 \times 1.6$ (m×m×m)	

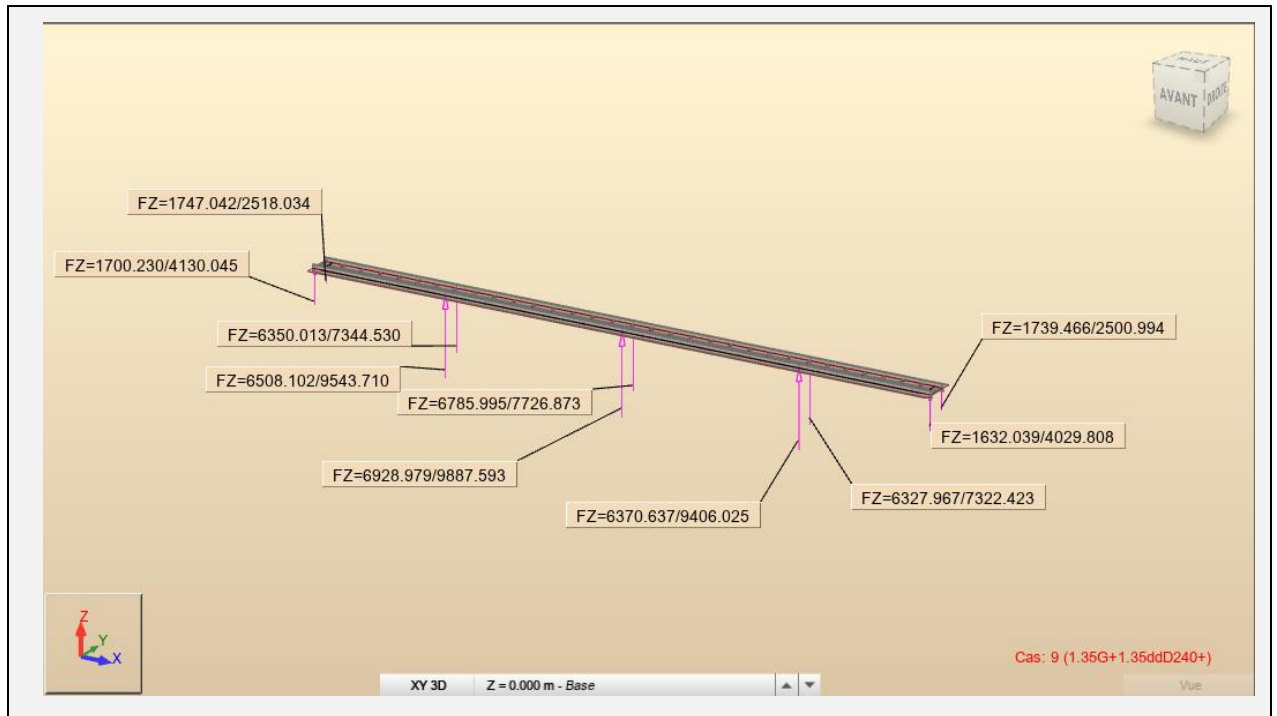
IV.7.6. Modélisation et calcul sismique

IV.7.6.1. Prédimensionnement des appareils d'appui

Un pont mixte est posé sur l'appui par l'intermédiaire de deux appareils d'appuis de type B en élastomère fretté, les dimensions de ces appareils sont définies dans le tableau suivant :

Tableau IV-17. Les dimensions des appareils d'appui retenus (variante 3).

	Appareil d'appui de la pile	Appareil d'appui de la culée
Rmax (MN)	9.887	4,13
a × b (mm <sup>2</sup> )	700 × 800	450 × 500
T (mm)	138	90
Détails	5 feuilles d'élastomère : $t_i = 20 \text{ mm}$ . 6 frettes métalliques : $t_s = 3 \text{ mm}$ . Enrobage extérieur = 10 mm. Enrobage des chants = 4 mm.	5 feuilles d'élastomère : $t_i = 12 \text{ mm}$ . 6 frettes métalliques : $t_s = 3 \text{ mm}$ . Enrobage extérieur = 6 mm. Enrobage des chants = 4 mm.



Modèle de calcul

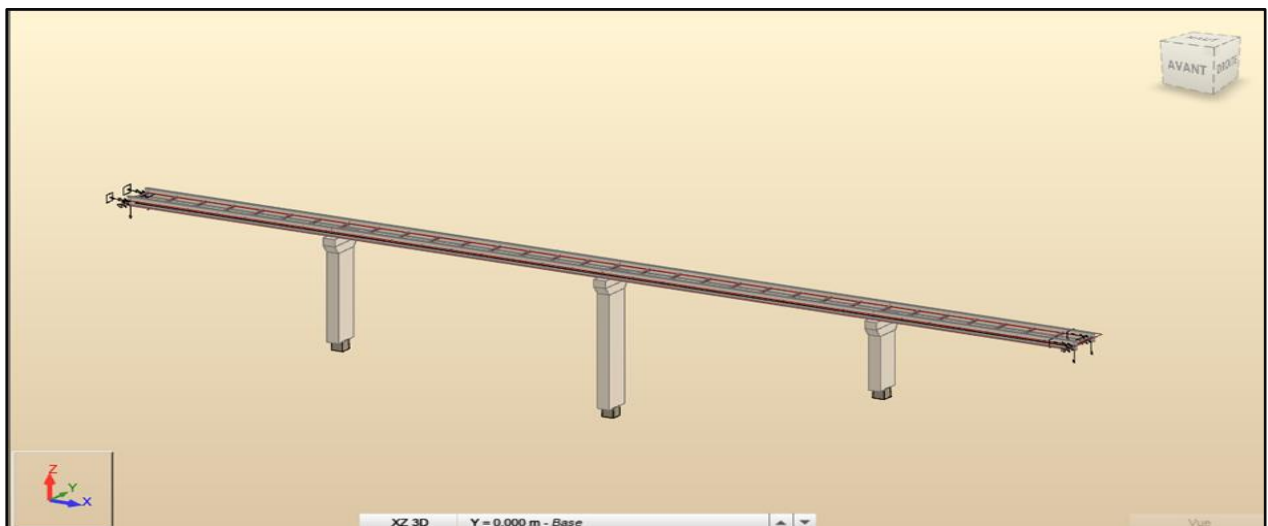


Figure IV-9. Modèle de calcul de la variante 3.

Pour la liaison tablier-pile, on utilise la commande nœuds compatibles.

IV.7.6.2. Analyse modale et résultats de calcul

Tableau IV-18. Le résultat de mode propre (variante 3).

Mode	Fréquence	Période	Participation modèle UX	Participation modèle UY
1	0.39	2.56	82.81	0.00
2	0.41	2.43	0.00	73.03
3	0.5	2.01	0.00	0.05
4	0.91	1.10	0.00	0.54
5	0.95	1.06	3.94	0.00

Après calcul des modes propres à l'aide du logiciel, dont les résultats seront donnés en annexe, on obtiendra :

Une période  $T = 2.56$  s dans le sens longitudinal avec une participation de **82.81 %** de la masse modale. Modélisation dans cette figure

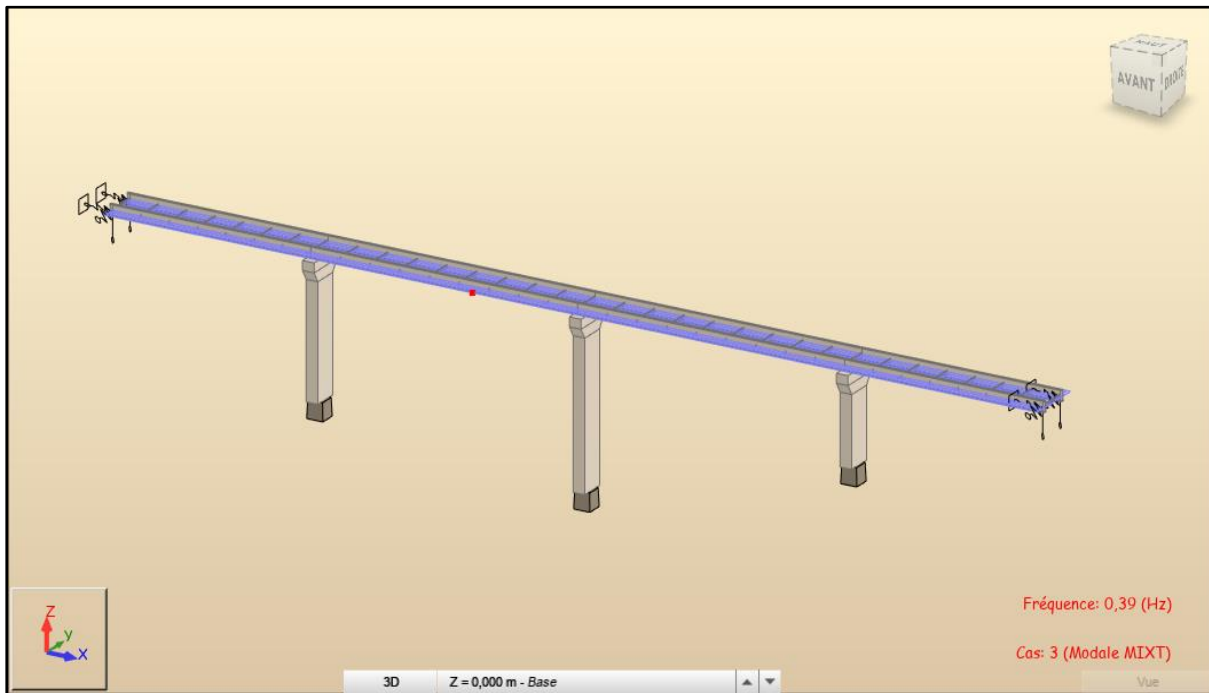


Figure IV-10. Fréquence de sens longitudinal (variante 3).

Une période  $T = 2.43$  s dans le sens transversal avec une participation de **73.03 %** de la masse modale, Modélisation dans cette figure :

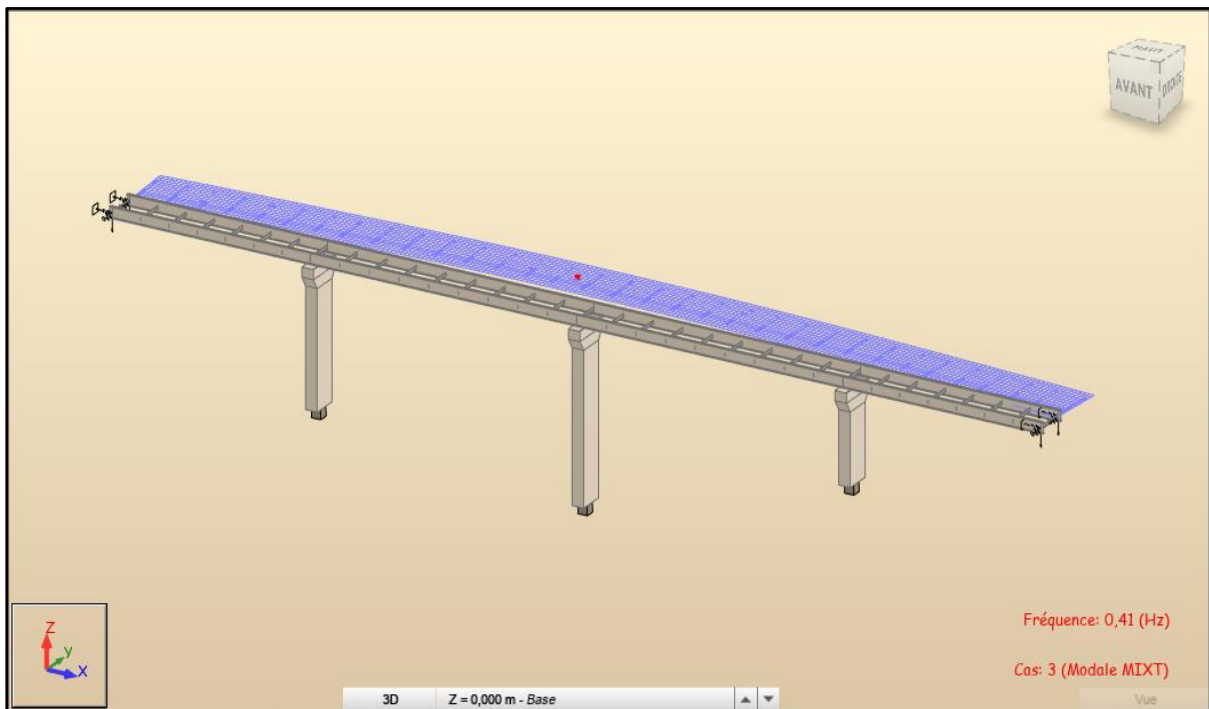
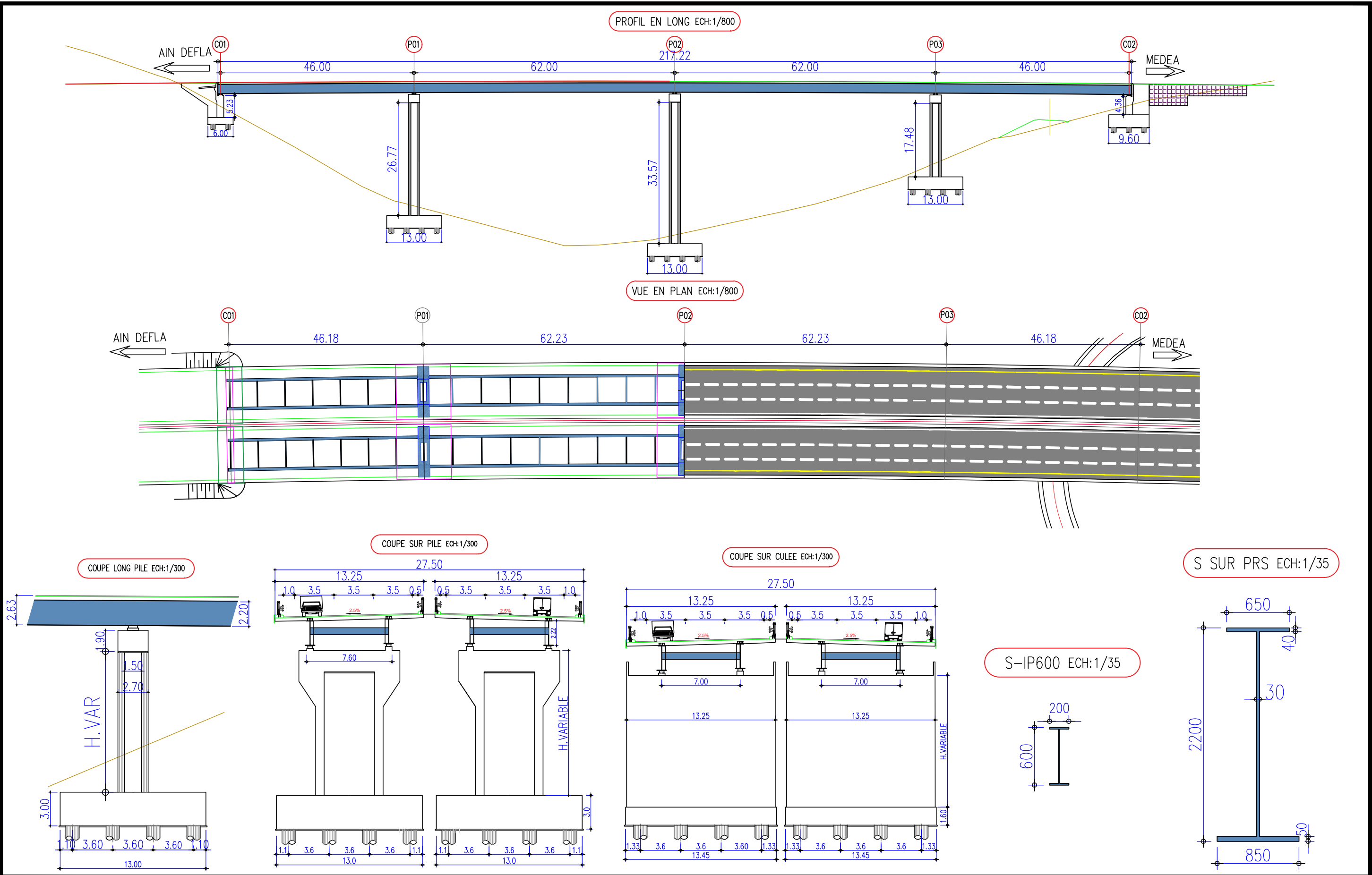


Figure IV-11. Fréquence de sens transversal (variante 3).

IV.7.6.3. Analyse spectrale et résultats de calcul

Tableau IV-19. Le résultat d'analyse spectrale (variante 3).

Sens de séisme	Déplacement maximal (cm)	Sollicitations à la base de La Pile
Longitudinal	26.73	$F_x = 3729.617$ KN. $F_y = 2033.609$ KN. $M_x = 52788.06$ KN.m $M_y = 98478.52$ KN.m
Transversal	25.51	$F_x = 3729.549$ KN. $F_y = 2.895$ KN. $M_x = 82.987$ KN.m $M_y = 98476.63$ KN.m



**IV.8. ANALYSE DES VARIANTES**

Sur cette phase, on fait une comparaison entre les trois variantes sur la base des critères qui relient aux avantages et inconvénients de chaque variante afin de choisir le type de pont qui répond au mieux aux besoins, en tenant compte dans cette analyse les facteurs suivants :

L'économie. L'entretien. L'exécution. L'esthétique.

**IV.8.1. La variante (01)**

➤ **Pour l'économie :**

- Les coffrages peuvent être utilisés plusieurs fois.
- La possibilité d'assemblage des éléments sans échafaudage.
- La présence d'une unité de fabrication des poutres pas loin du site de l'ouvrage.
  - **Pour l'entretien :** L'absence totale d'une pathologie grave.
  - **Pour L'exécution :**
- Le mécanisme de préfabrication permet une économie de temps
- Les délais de réalisation sont généralement moins importants que dans les autres variantes.

**IV.8.2. La variante (02)**

➤ **Pour l'économie :** La procédure de réalisation est nettement couteuse (préfabrication, transport, mise en place...), Consommation importante des matériaux (béton, acier.....etc.).

➤ **Pour l'entretien :** L'absence totale d'une pathologie grave.

➤ **Pour L'exécution :**

- Demande d'une main d'œuvre très qualifiée et des moyens importants.
- Le délai est très long par rapport aux autres variantes

**IV.8.3. La variante (03)**

➤ **Pour l'économie :** Ce cas demande la préfabrication des poutres (soudure), et le transport.

➤ **Pour l'entretien :** sera un problème majeur pour ce type d'ouvrage, nécessite un entretien périodique (peinture).

➤ **Pour L'exécution :** Demande une main d'œuvre très qualifiée. - Vérification de la stabilité est mise en jeu à tous les stades d'exécution.

**IV.9. DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF DES TROIS VARIANTES**

**Tableau IV-20. Devis estimatif de la première variante.**

Désignations des postes	U	Quantités	Prix unitaire	Montant (DA)
<b>Poste 1 béton</b>				
Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	M2	500,00	6700,00	3350000,00
Béton RN 30 pour semelles (piles. Culées)	M3	4500.00	16000.00	72000000.00
Béton RN 30 pour piles	M3	2100.00	16000.00	33600000.00

Béton RN 30 pour culées	M3	300.00	16000.00	4800000.00
Béton RN 35 pour poutres en béton précontraint préfabriquées + hourdis + entretoises	M3	2957.30	18000.00	53231400.00
<b>TOTAL (Poste 1)</b>				<b>165950000.00</b>
<b>Poste 2 : Acier</b>				
Acier haute adhérence Fe E500 A pour infrastructure est semelle	T	675.00	160000.00	108000000.00
Acier haute adhérence Fe E500 A pour superstructure	T	500.00	160000.00	80000000.00
Acier de précontrainte par posttension pour les poutres	T	190.00	550000.00	104500000.00
Acier haute adhérence Fe E500 A élévation pile et culé	T	360	160000.00	57600000.00
<b>TOTAL (Poste 2)</b>				<b>350100000.00</b>
<b>TOTAL HORS TAXES</b>				<b>516050000.00</b>
<b>TVA 19 %</b>				<b>98049500.00</b>
<b>TOTAL EN TTC</b>				<b>614099500.00</b>
<b>Six cent Quatorze Million Quatre-vingt-Dix-neuf Mille Cinq Cent Dinar et zéro centime.</b>				

Tableau IV-21. Devis estimatif de la deuxième variante.

DESIGNATIONS DES POSTES	U	Quantités	Prix unitaire	Montant (DA)
<b>Poste 1 béton</b>				
Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	M2	139.39	6700.00	933 926.40
Béton RN 30 pour semelles (piles. Culées)	M3	2 028.00	16000.00	32 448 000.00
Béton RN 30 pour piles	M3	1 349.88	16000.00	21 598 080.00
Béton RN 30 pour culées	M3	311.00	16000.00	4 976 000.00
Béton RN 35 pour voussoirs en béton précontraint	M3	2 500.00	35000.00	87 500 000.00
<b>TOTAL (Poste 2)</b>				<b>147 462 000.00</b>
<b>Poste 2 : Acier</b>				
Acier haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure et élévation piles et culée.	T	1000.00	160000.00	160000000.00

Acier haute adhérence Fe E50 A pour voussoirs en béton précontraint préfabriqués	T	1 000.00	160000.00	160 000 000.00
Acier de précontraint par posttension pour voussoirs préfabriqués	T	250.00	600000.00	150 000 000.00
<b>TOTAL (Poste 2)</b>				<b>398 640 000.00</b>
<b>TOTAL HORS TAXES</b>				<b>546 102 000.00</b>
<b>T V A 19 %</b>				<b>103 759 380.00</b>
<b>TOTAL EN TTC</b>				<b>649 861 380.00</b>
<b>Six cent Quarante-neuf Million huit cent Soixante et un Mille Trois cent Quatre-vingt Dinar et zéro centime.</b>				

Tableau IV-22. Devis estimatif de la troisième variante

DESIGNATIONS DES POSTES	U	Quantités	Prix unitaire	Montant (DA)
<b>Poste 1 béton</b>				
Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	M2	175.00	6700.00	1172500
Béton RN 30 pour semelles (piles. Culées)	M3	2998.00	16000.00	47968000
Béton RN 30 pour piles et culée.	M3	1300.00	18000.00	23400000
Béton RN35 pour tablier	M3	1200.00	20000.00	24000000
<b>TOTAL (Poste 1)</b>				<b>96540500</b>
<b>Poste 2 : Acier</b>				
Acier haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure est semelle	T	450.00	160000.00	72000000
Acier haute adhérence Fe E50 A pour superstructure(dalle)	T	236.00	160000.00	37760000
Fourniture Acier laminé pour poutres	T	471.00	600000.00	282600000
Acier haute adhérence Fe E500 A pour élévation (pille culée)	T	509.00	160000.00	81440000
<b>TOTAL (Poste 2)</b>				<b>473800000.00</b>
<b>TOTAL HORS TAXES</b>				<b>570340500.00</b>
<b>T V A 19 %</b>				<b>108364695.00</b>
<b>TOTAL EN TTC</b>				<b>678705195.00</b>
<b>Six Cent soixante-dix-huit Million sept cent cinq Mille cent quatre-vingt-quinze Dinar et zéro Centime.</b>				

**IV.10. CHOIX DE LA VARIANTE**

L'aspect esthétique n'est pas important pour les sites isolés ou non urbain, alors le choix de la variante se base sur le côté technique.

Aussi, on a pris en compte la difficulté d'exécution des variantes 2 et 3 qui exige une main d'œuvre qualifiées et spécialisées surtout pour le domaine de la charpente métallique (soudage et boulonnage).

D'autre part, le pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs présente un coût élevé et le pont mixte à un coût élevé par rapport au pont à poutres en béton précontraint.

Le choix de la variante se base sur les résultats de l'étude sismique car notre projet est situé dans une zone à sismicité élevée.

La modélisation sismique des trois variantes nous permettant de définir les déplacements dynamiques après on choisir la variante (01) qui ait un petit déplacement par rapport les autres variantes.

**IV.11. CONCLUSION**

Sur la base d'une comparaison entre les variantes et par des raisons financement et sismicité, alors on conclut que la première variante, Pont à poutre précontraint (VIPP), est la plus optimale et elle fera l'objet d'une étude plus détaillée dans la suite de ce mémoire.



# CHAPITRE V

---

## REPARTITION DES EFFORTS



## V.1. INTRODUCTION

Dans ce chapitre, on va calculer toutes les charges permanentes et les surcharges appliquées au tablier suivant le RCPR (Règlement de charge des ponts et routes) et à partir les données déjà présentées dans les chapitres précédents. Ensuite, on va calculer toutes les sollicitations longitudinaux et transversaux manuellement et par logiciel.

## V.2. LES CARACTERISTIQUE DU PONT

### ➤ Largeur roulable

La largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou Bordures. Pour notre pont routier  $L_r = 12$  m.

### ➤ Largeur chargeable

La largeur chargeable se déduit de la largeur roulable.

$$L_c = L_r - 0.5 = 11.5 - 0.5 = 11 \text{ m.}$$

### ➤ Class du pont

Les ponts sont rangés en 3 classes, en fonction de la largeur roulable et de leur distance.

Notre pont a une largeur roulable  $L_r = 11.50 \text{ m} > 7 \text{ m}$ .

**Tableau V-1. La classe du pont fonction de la largeur roulable.**

Classe	$L_r$
1	$l_r > 7$
2	$5.5 < l_r \leq 7$
3	$l_r \leq 5.5$

**Donc notre ouvrage est de classe 1.**

Par convention, les chaussées comportant un nombre de voies de circulation égal a la partie entière du quotient par 3 de leur largeur chargeable.

$$N = (L_c/3) = [11/3] = 3.33$$

Donc on a trois voies de circulation.

## V.3. EVALUATION DES CHARGES

### V.3.1. Calcul des charges permanentes

Les actions permanentes comprennent le poids propre de la structure porteuse, et les compléments des charges permanentes qui sont des éléments non porteurs et installations fixes :

On les appelle équipements du pont.

#### V.3.1.1. Poids de la poutre

$$P_{\text{poutre}} = \gamma b \sum_{i=1}^n S_i \times L_i$$

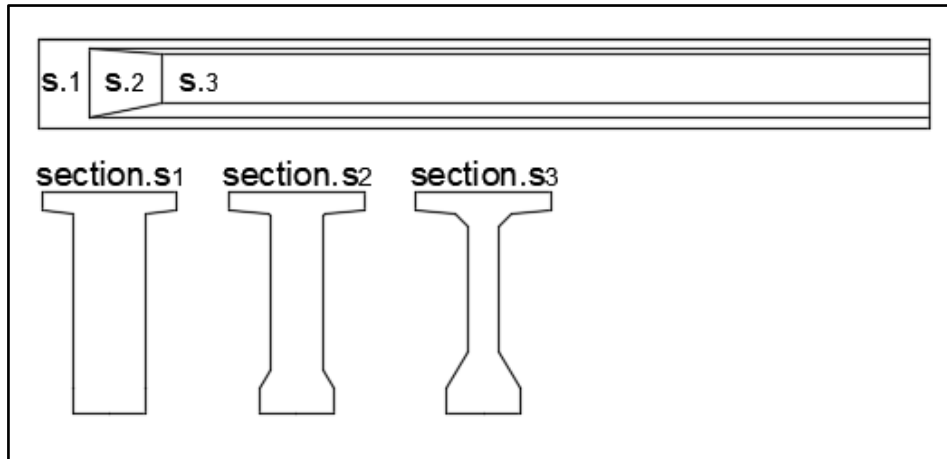


Figure V-1. Schéma de la variation de sections.

$$P_{\text{poutre}} = 25 \times (1.161 \times 2 + 0.9266 \times 3 + 31 \times 0.7285) = 692.13 \text{ KN}$$

$$P_{\text{poutre-t}} = 692.13 \times 8 = 5537.04 \text{ KN} = 153.8 \text{ KN/ml}$$

**N.B** : Les surfaces à partir de l’Auto-Cade pour plus de détaille veuillez consulter l’Annexe A.

### V.3.1.2. Poids de l’hourdis

L’épaisseur d’hourdis est de 25 cm.

$$P_{\text{hourdis}} = e \times L \times \gamma_b$$

Avec :

e : épaisseur de l’hourdis.      L : largeur du tablier.       $\gamma_b$ : poids volumique du béton.

$$P_{\text{hourdis}} = 25 \times 0.25 \times 13.25 = 82.81 \text{ KN/ml} = 2981.25 \text{ KN}$$

### V.3.1.3. Poids des Entretoises

Épaisseur l’entretoise est de 35 cm pour la zone d’about et de 25cm pour la zone intermédiaire.

$$P_{\text{entretoise}} = S \times e \times \gamma_b$$

$$P_{\text{entretoise}} = 71.615 \text{ KN.} \quad \text{Pour deux entretoise : } P = 143.23 \text{ KN}$$

#### ➤ Le poids total des charges permanentes

$$P_{\text{CP}} = P_{\text{poutre-t}} + P_{\text{hourdis}} + P_{\text{entretoise}}$$

$$P_{\text{CP}} = 5537.04 + 2981.25 + 143.23 = 8696.78 \text{ KN}$$

## V.3.2. Calcule des charges complémentaires permanentes

### V.3.2.1. Poids de revêtement

$$P_{\text{rv}} = e \times L \times \gamma_{\text{bb}}$$

e: épaisseur de revêtement      L: largeur du revêtement       $\gamma_{\text{bb}}$ : poids volumique de revêtement

$$P_{\text{rv}} = 0.08 \times 12 \times 25 = 24 \text{ KN/ml} = 864 \text{ KN}$$

**V.3.2.2. Poids de (la corniche +poids des trottoirs)**

$$P_{CO+TR}=(S_{co}+S_{tr}) \times \gamma_b$$

$S_{co}$  : section de la corniche.  $S_{tr}$  : section de trottoirs.  $\gamma_b$  : poids volumique du béton.

$$P_{CO+TR}=(0.0556+0.325) \times 25=9.515 \text{ KN/ml}=342.54 \text{ KN}$$

**V.3.2.3. Poids des glissières de sécurité**

Donnée par 1 KN/ml. Pour les deux côtés de la chaussée.

$$P_{gl}= 1 \times 2 = 2\text{KN/ml} =72\text{KN}$$

➤ **Poids total des compléments des charges permanentes**

$$P_{CCP} = P_{rv}+P_{co+tr}+ P_{gl}$$

$$P_{CCP} =24 +9.515+2=35.515 \text{ KN/ml}$$

**Tableau V-2. Tableau récapitulatif des charges.**

Les charges	Elément	Poids (KN/ml)	Poids total (KN)
CP	Poutres	153.80	5537.04
	Dalle	82.81	2981.25
	Entretoise	3.98	143.24
CCP	Revêtement	24	864
	Corniche + trottoirs	9.52	342.54
	Les garde-corps	2	72
<b>G(une seule travée)</b>	276.1		9940.07

**V.4. EVALUATION DES SURCHARGES**

Les surcharges prises en compte dans nos calculs sont celles préconisées par le RCPR et qui sont : A(L), Bc, Br, Bt, Mc120, D240, les surcharges du trottoir St.

On va calcule les surcharges appliquées au tablier qu’ils ont définis dans le **chapitre III**

**V.4.1. Système de charge A(l)**

La charge A(l), exprimées KN par mètre carré et donnée en fonction de la longueur Chargée l.

$$A(l)=2.3+\frac{360}{l+12}$$

Avec : l=36 m ; on a  $A(l)=2.3+\frac{360}{36+12} =9.8 \text{ KN/ml}$ .

On détermine les coefficients  $a_1, a_2$  de chaque voie. Dans les (Tableau III-5) et (Tableau III-6).

AN : pour première voie.

$$A_1(l) = \max(a_1 \times A(l); 4 - 0.002l)$$

$a_1 = 1$  Pour une voie chargée. (Tableau III-5)

Donc :

$$A_1(l) = \max(1 \times 9.8 ; 4 - 0.002 \times 36) = \max(9.8 ; 3,928) = 9.8 \text{ KN/m}^2$$

$$a_2 = 3.5 / 3.67 = (0.95)$$

$$A_1(l) \times a_1 \times a_2 = 9.80 \times 1 \times 0.95 = 9.35 \text{ KN/m}^2$$

On applique la même méthode pour deuxième et troisième voies et résume le résultat dans le tableau suivant.

**Tableau V-3. Valeurs de la charge A(l).**

N des voies	L (m)	A(l) (KN/m2)	a <sub>1</sub>	a <sub>2</sub>	A(l)xa <sub>1</sub> x(KN/m2)	Lv (m)	A(l)(KN/ml)
1	36	9.80	1	0.95	9.35	3.67	34.30
2	36	9.80	1	0.95	9.35	7.33	68.60
3	36	9.80	0.9	0.95	8.42	11.00	92.61

#### V.4.2. Système de charge B

##### V.4.2.1. Camion BC

Calcule la charge  $Q_{BC}$

AN : pour première voie :  $bc = 1.2$  pour premier voie. ()

$$S_1 = Bc \times bc = 600 \times 1.2 = 720$$

Détermine le Coefficient de majoration dynamique pour première voie.

$$\delta_{bc1} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 36} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{9940.4}{720}} = 1.059 \text{ Donc : } S_1 \times \delta_{bc1} = 762.48 \text{ KN}$$

On applique la même méthode pour deuxième et troisième voies et résume le résultat dans le tableau suivant.

**Tableau V-4. Valeurs de la charge Bc.**

N° des voies	Bc (kN)	bc	S=Bc x bc (kN)	δ	S x δ(KN)
1	600	1.2	720	1.059	762.48
2	1200	1.1	1320	1.068	1409.84
3	1800	0.95	1710	1.074	1835.72

##### V.4.2.2. System Bt

Calcule la charge  $Q_{Bt}$

AN : pour première voie :  $bt = 1.2$

$$S_1 = Bt \times bt = 320 \times 1.2 = 384 \text{ KN}$$

Détermine le Coefficient de majoration dynamique pour première voie.

$$\delta_{bt1} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 36} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{9940.4}{384}} = 1.055$$

Donc :  $S_1 \times \delta_{bt1} = 404.94 \text{ KN}$

On applique la même méthode pour deuxième et troisième voies et résume le résultat dans le tableau suivant.

**Tableau V-5. Valeurs de la charge Bt.**

N° des voies	Bt (KN)	bt	S=Bt x bt (KN)	δ	S x δ(KN)
1	320	1.2	384	1.055	404.94
2-3	640	1.2	768	1.060	814.195

**V.4.3. Système de charge militaire Mc120**

**Calcul de la charge  $Q_{Mc120}$**

Détermine le Coefficient de majoration dynamique pour première voie.

$$\delta_{mc120} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 36} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{9940.4}{1100}} = 1.065$$

Donc :  $S \times \delta_{mc120} = 1171.43 \text{ KN}$ .

**V.4.4. Convoi exceptionnel D240**

Calcul de la charge  $Q_{D240}$ .

$$Q_{D240} = \frac{240}{18.6} = 129.03 \text{ KN/ml}$$

**V.5. LES EFFORTS LONGITUDINAUX**

**V.5.1. Calcul des moments fléchissant**

Pour calcul les moments fléchissant des charges dans les tous cas des positions des charge on utilise les méthodes calcul de RDM.

**V.5.1.1. Calcul des moments fléchissant du a la charge permanente**

On détermine le moment fléchissant dans les sections d'abscisses,  $x = 0.5 \text{ L}$

➤ **Poutre seule**

On a :

$$P_{poutre-t} = 692.13 \times 8 = 5537.04 \text{ KN}$$

$$P_{poutre-t} = 153.8.04 \text{ KN/ml}$$

$G_p = 19.22 \text{ KN/ml}$

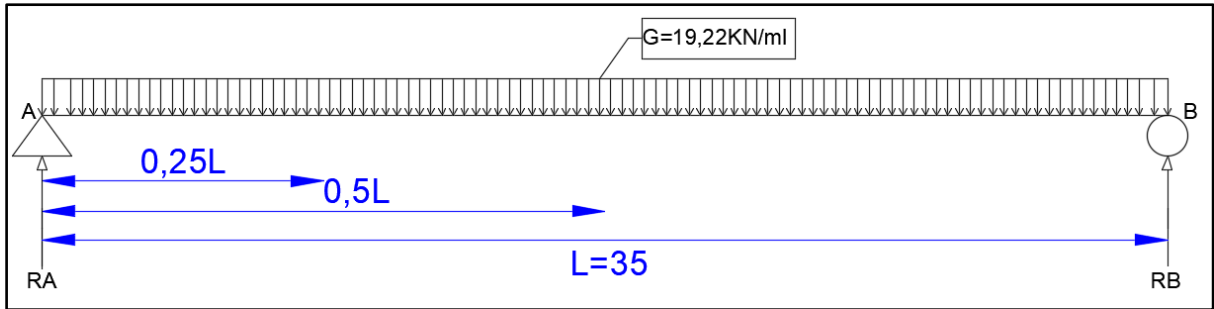


Figure V-2 Le moment du a la charge poutre seule.

Calcul des réactions  $R_A$  et  $R_B$

$$R_A = R_B = \frac{G \times L}{2} = \frac{19.22 \times 35}{2} = 336.35 \text{ KN}$$

$$M_{x=0.5L} = \frac{G \times L^2}{8} = \frac{19.22 \times 35^2}{8} = 2943.0625 \text{ KN.m}$$

➤ **Poutre et dalle et complément de charge permanent**

$G = 276.1 \text{ KN/ml}$

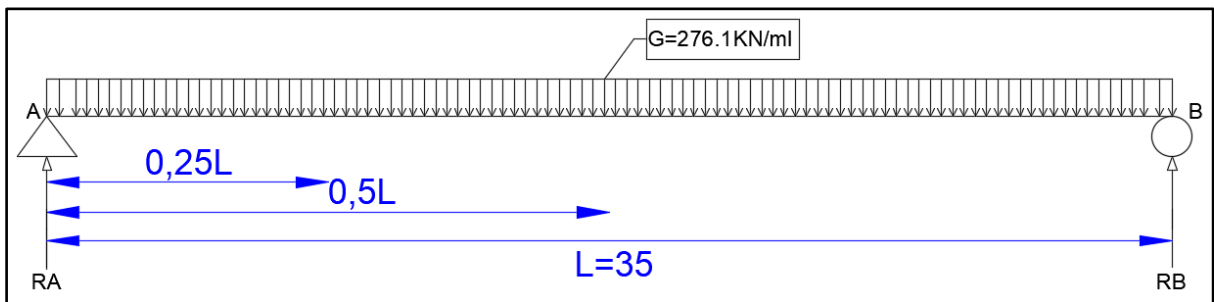


Figure V-3. Le moment du a la charge permanente.

Calcul des réactions  $R_A$  et  $R_B$

$$R_A = R_B = \frac{G \times L}{2} = \frac{276.1 \times 35}{2} = 4831.75 \text{ KN}$$

$$M_{x=0.5L} = \frac{G \times L^2}{8} = \frac{276.1 \times 35^2}{8} = 42277.81 \text{ KN.m}$$

**V.5.1.2. Calcul du moment fléchissant dû à la surcharge A(l)**

On détermine le moment fléchissant dans les sections d'abscisses,  $x = 0.5 L$ . le résultat de calcul dans les tableaux suivants.

Tableau V-6. Calcul des réactions  $R_A$  et  $R_B$ .

Paramètre	Formule	Voie chargée	
Réactions ( $R_A = R_B$ )	$R_A = R_B = A(l) \times \frac{L}{2}$	1 VC	600.25 KN
		2 VC	1200.5 KN
		3 VC	1620.67 KN

Tableau V-7. Calcul du moment fléchissant dû à A(l).

Paramètre	Formule	Voie chargée	Total (KN.m)	Sur un Poutre (KN.m)
Moment fléchissant à l'abscisse : X = 0.5 L	$\frac{A(L) \times L^2}{8}$	1 VC	5252.18	656.51
		2 VC	10504.37	1313.04
		3 VC	14180.90	1772.61

**V.5.1.3. Calcule du moment fléchissant dû à la surcharge Bc**

Théorème de BARRE :

Le moment fléchissant est maximum au droit de l'essieu de façon que cet essieu et la résultante du convoi se trouvant symétriquement par rapport à l'axe de la poutre. La résultante peut se trouver soit à droite soit à gauche de l'axe de la poutre.

Pour  $x=0.5L$

Soit  $X_R$  la distance entre l'essieu de 6 t à gauche de la médiane et la résultante  $R$  comme le montre la figure suivante :

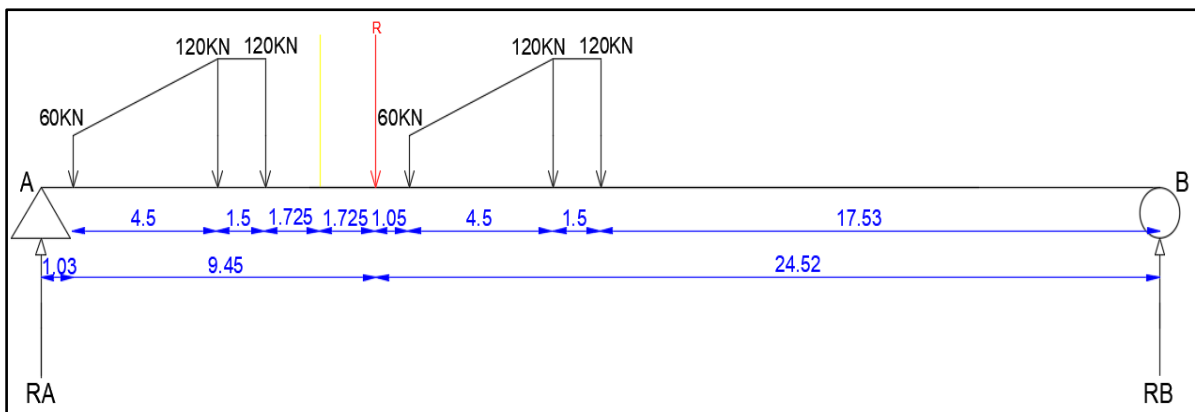


Figure V-4. Disposition de Bc à L/2.

$$\sum M/c = 0 \Rightarrow (120 \times 4.5) + 120 \times 6 + 60 \times 10.5 + 120 \times 15 + 120 \times 16.5 - 600 \times X_R = 0$$

$$600 X_R = 5670 \text{ kN.m}$$

donc :

$$X_R = 9.45 \text{ m}$$

$$2a = x - 6 = 3.45 \text{ m} \Rightarrow a = 1.725 \text{ m}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow R_A \times 24.52 = 600 \times 15.77 \Rightarrow R_A = 270.34 \text{ KN}$$

$$\sum M/O = 0 \Rightarrow M = R_A \times 15.775 - 60 \times 6 - 120 \times 1.5 \Rightarrow M = 3724.61 \text{ KN.m}$$

**V.5.1.4. Calcule du moment fléchissant du a la surcharge Bt**

Un seul cas se présente pour la position R par rapport à l'axe médiane. Appliquons le Théorème de Barré, on aura :

Pour  $x=0.5L$

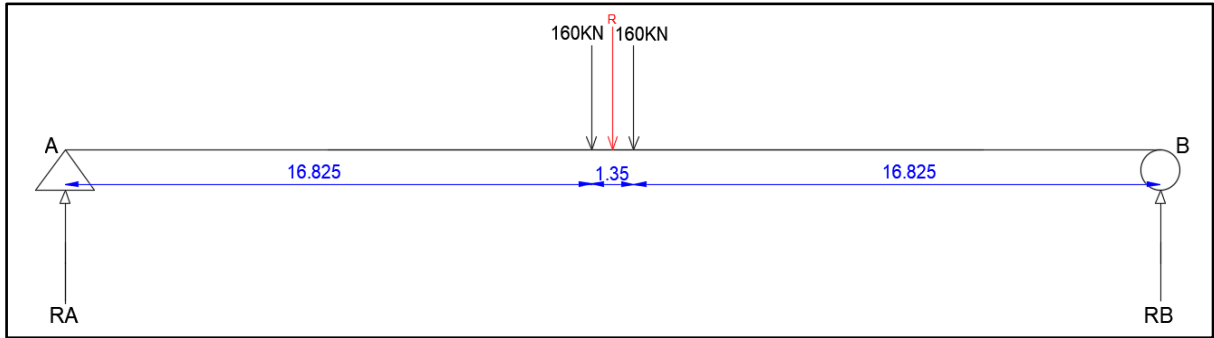


Figure V-5. Disposition de Bt à L/2.

A cause de la symétrie  $R_B = R_A = 160 \text{ kN}$

$$M(0.5L) = 160 \times 17.5 - 160 \times \frac{1.35}{2} \quad M = 2692 \text{ KN.m}$$

**V.5.1.5. Calcul du moment fléchissant dû à la surcharge Mc120**

Calcul du moment fléchissant M à la section dangereuse (0.5 L)

$$Q_{Mc120} = \frac{1100}{6.1} = 180.32 \text{ KN/ml}$$

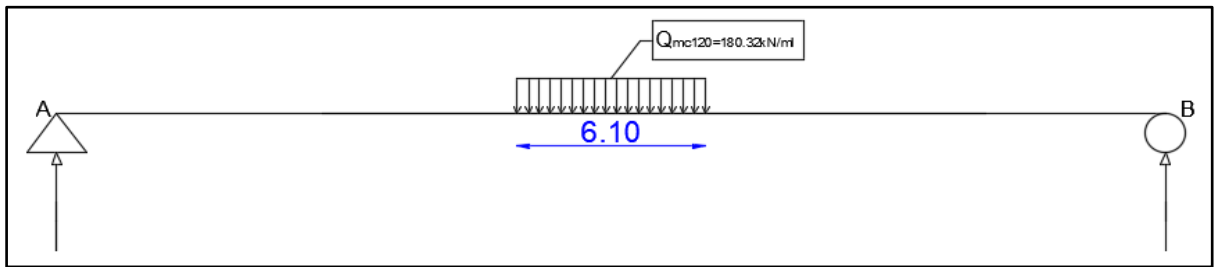


Figure V-6. Disposition de Mc120 à L/2.

A cause de la symétrie  $R_B = R_A = 550 \text{ KN}$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow M = R_A \times 17.5 + 180.32 \times \left(\frac{3.05^2}{2}\right) = 10463.7134 \text{ KN.m}$$

**V.5.1.6. Calcul du moment fléchissant dû à la surcharge D240**

Calcul du moment fléchissant M à la section :  $x = 0.5 L$

$$Q_{D240} = \frac{2400}{18.6} = 129.03 \text{ KN/ml}$$

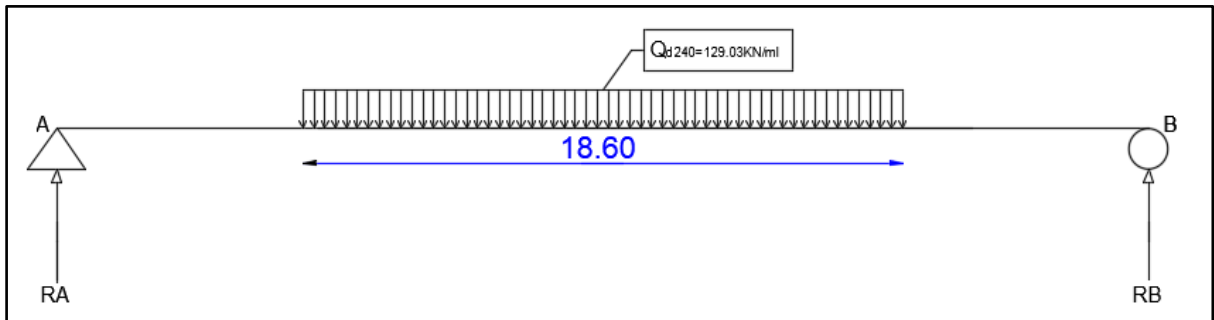


Figure V-7. Disposition de D240 à L/2.

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

$\sum M/A = 0 \Rightarrow M = R_B \times 17.5 - 129.03 \times \left(\frac{9.3^2}{2}\right) = 15420.09 \text{ KN.m}$

**V.5.2. Calcul des effort tranchants**

**V.5.2.1. Effort tranchant dû au poids propre**

Calcul des réactions  $R_A$  et  $R_B$  :

$G = 276.1 \text{ KN/ml}$

$R_A = R_B = \frac{G \times L}{2} = \frac{276.1 \times 35}{2} = 4831.75 \text{ KN}$

Calcul de l'effort tranchant à  $X = 0$

$T_{X=0} = R_A = 4831.75 \text{ KN}$

**V.5.2.2. Calcul des efforts tranchants dû à la surcharge A(l).**

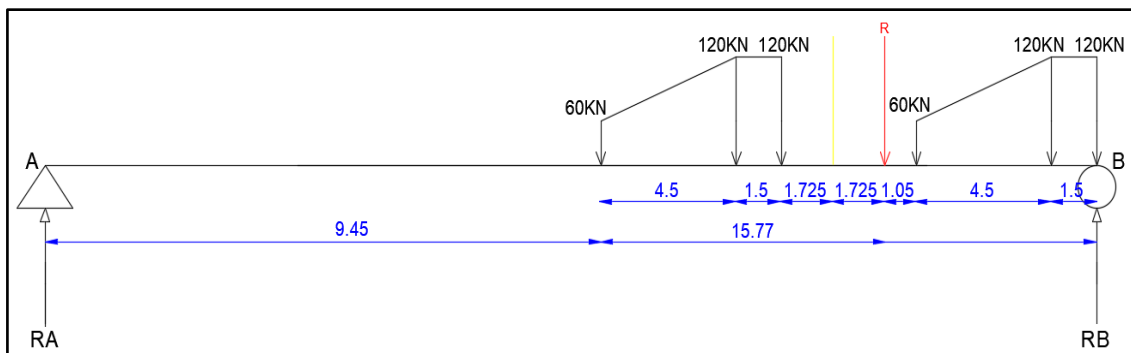
Calcul de l'effort tranchant à  $X = 0$ , le résultat de calcul dans les tableaux suivants.

**Tableau V-8. Calcul de l'effort tranchant dû à A(l).**

Paramètre	Formule	Voie chargée	Résulta (KN)
<b>L'effort tranchant X=0</b>	$T_{1V} = A(l)_{1V} \times \frac{L}{2}$	1 VC	600.25
	$T_{2V} = A(l)_{2V} \times \frac{L}{2}$	2 VC	1200.5
	$T_{3V} = A(l)_{3V} \times \frac{L}{2}$	3 VC	1620.675

**V.5.2.3. Calcul des efforts tranchants dus à la surcharge Bc.**

L'effort tranchant à la section  $X = 0$



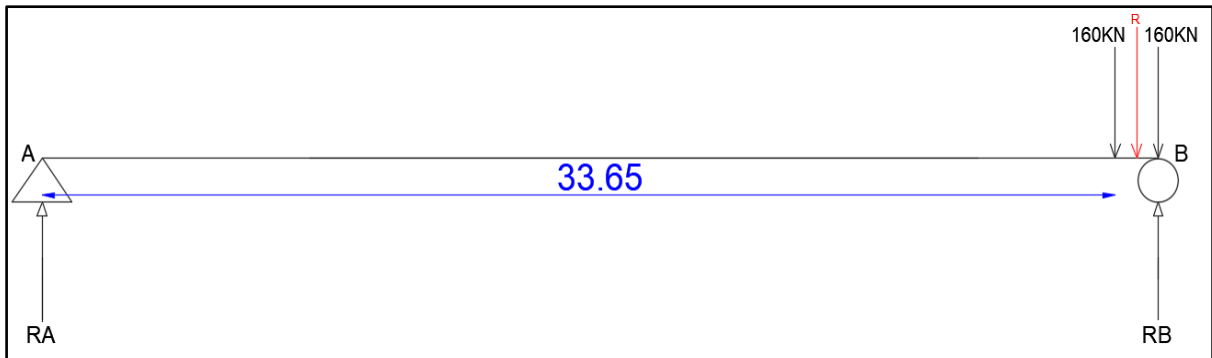
**Figure V-8. Position de Bc pour x=0.**

$\sum M/A = R_B \times 35 - 120 \times 35 - 120 \times 33.5 - 60 \times 29 - 120 \times 24.5 - 120 \times 23 - 60 \times 18.5 = 0$

$R_B = 507.86 \text{ kN} \Rightarrow T_{(x=0)} = 507.86 \text{ KN}$

**V.5.2.4. Calcul des efforts tranchants dus à la surcharge Bt**

Calcul de l'effort tranchant à la section : X= 0



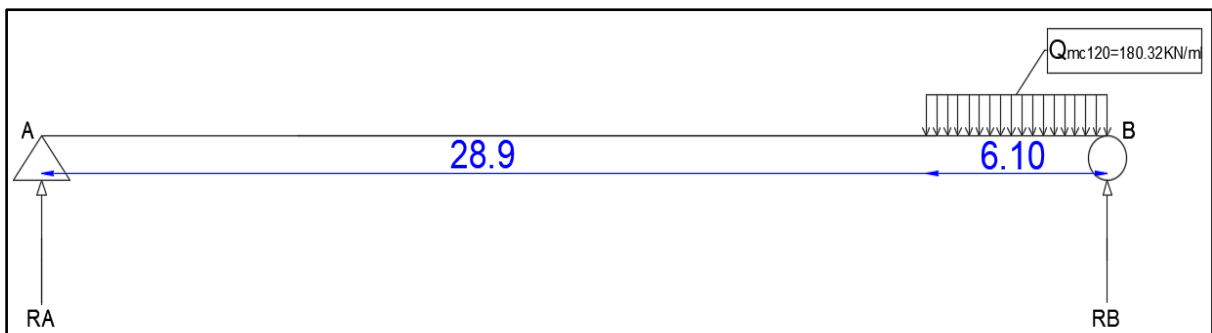
**Figure V-9. Position de Bt pour x=0.**

$$\Sigma M/A = R_B \times 35 - 160 \times 35 - 160 \times 33.65 = 0 \Rightarrow T(x=0) = 313.83 \text{ KN}$$

**V.5.2.5. Calcul des efforts tranchants dus à la surcharge Mc120**

Calcul de l'effort tranchant à la section : X = 0

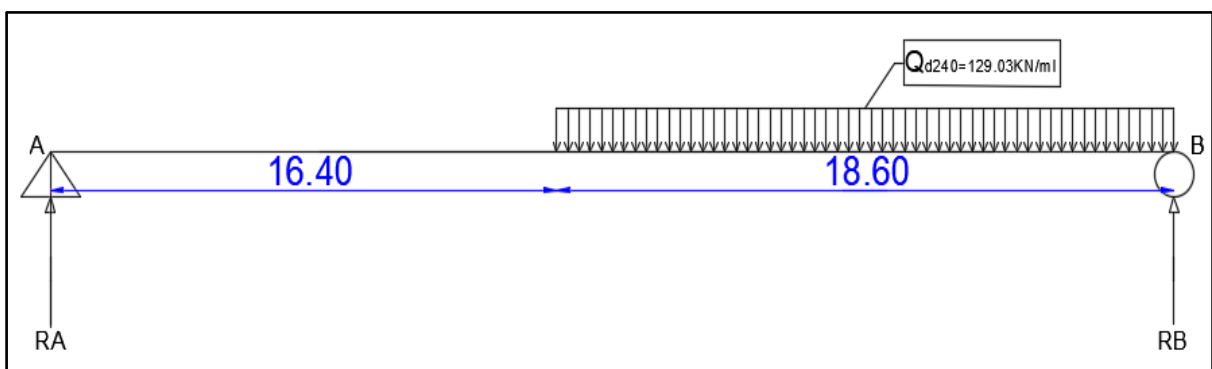
$$\Sigma M/A=0 \Rightarrow R_B \times 35 - 1100 \times (35 - 3.05) = 0 \Rightarrow R_B = 1004.14 \text{ KN} \Rightarrow T(x=0) = 1004.14 \text{ KN}$$



**Figure V-10. Position de Mc 120 pour x=0.**

**V.5.2.6. Calcul des efforts tranchants dus à la surcharge Mc120D240**

Calcul de l'effort tranchant à la section : x = 0L



**Figure V-11. Position de Mc 120 pour x=0.**

$$\Sigma M/A=0 \Rightarrow R_B \times 35 - 2400 \times (35 - 9.3) = 0 \Rightarrow R_B = 1762.28 \text{ kN} \quad T(x=0) = 1762.28 \text{ KN}$$

Ont résumé les résultats des moments et efforts tranchants dans le tableau suivant :

Tableau V-9. Résultats des moments et efforts tranchants max.

Charge et surcharge		Tmax (KN)	Mmax (KN.m)	Coeff correcteur	Coeff de majoration dynamique	Tmax (KN)	Mmax (KN.m)	Mmax/Poutre (KN.m)
Charge permanent G		4831.75	42277.81	/	/	4831.74	42277.81	5284.72
A(l)	1 voie	600.25	656.51	0.95	/	570.237	525.21	65.65
	2 voies	1200.5	1313.04	0.95	/	1140.47	1050.43	131.30
	3 voies	1620.67	1772.61	0.855	/	1385.67	1418.09	177.26
Bc	1 voie	507.86	3724.61	1.2	1.059	645.00	4733.23	591.65
	2 voies	507.86	3724.61	1.2	1.068	1301.74	8751.34	1093.91
	3 voies	507.86	3724.61	0.95	1.074	1963.59	11400.65	1425.08
Bt	1 tandem	313.83	2692	1.2	1.055	397.30	3408.07	426.00
	2 tandems	313.83	2692	1.2	1.060	798.38	6848.44	856.05
Mc120		1004.14	10463.71	/	1.065	1066.21	11143.85	1392.98
D240		1762.28	15420.09	/	/	1762.28	15420.09	1927.51

## V.6. LA REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

### V.6.1. Introduction

Les méthodes d'analyse structurale seront rangées dans deux familles distinctes :

- La première considère que les sections transversales sont rigoureusement indéformables (Méthode de J. COURBON)
- La seconde prend en compte, d'une façon plus ou moins accentuée, la déformabilité des sections (Méthode de GUYON-MASSONET-BARREZ(GMB))

Dans ce chapitre, on va calculer la répartition transversale des efforts à l'aide de la méthode GUYON-MASSONET- BARREZ.

### V.6.2. La méthode de guyon-massonnet

La méthode de Guyon-Massonnet reste l'une des plus simples et les plus utilisées, elle donne

des résultats satisfaisants par rapport aux autres méthodes, car la rigidité transversale du tablier n'est pas négligeable. Elle consiste pour chaque effort à tracer la ligne d'influence de son coefficient de répartition transversale et cela pour les différentes excentricités de charges ( $e = b$  ;  $e = \frac{3}{4}b$  ;  $e = \frac{1}{2}b$  ;  $e = \frac{1}{4}b$  ;  $e = 0$ ) et pour les neuf sections de la largeur de dalle

$$(y = \pm b ; y = \pm \frac{3}{4}b ; y = \pm \frac{1}{2} b ; e = \pm \frac{1}{4}b ; y = 0).$$

On déplacera les charges de façon à obtenir les plus grandes ordonnées et on retiendra

pour le calcul des efforts ; l'excentricité qui donne les plus grandes valeurs des coefficients. Ainsi on pourra déterminer les facteurs de répartition transversale ( $\kappa\alpha$ ,  $\varepsilon\alpha$ ,  $\mu\alpha$ ) et les sollicitations (moments fléchissant, efforts tranchants) avec exactitude dans n'importe quelle partie du tablier.

**V.6.3. Détermination des paramètres de calcul**

La largeur active est (2b).

Le pont est constitué de 8 poutres espacées de  $b_0 = 1.7$  m, donc la largeur active du pont sera :

$$2b = nb_0 = 8 \times 1.7 \quad \text{alors : } 2b=13.6 \text{ m} \quad \text{donc : } b =6.8 \text{ m}$$

**V.6.3.1. Position active des poutres**

Nous étudierons la moitié de la dalle fictive soit une largeur  $b=6.8$ , comportant 4 poutres.

Les positions des poutres seront alors calculées à partir de l'axe de symétrie du pont, la position de la poutre N°i sera donc  $(1,7i + 0.85)$

La position active d'une poutre est le rapport entre sa position et la largeur de la dalle b.

La position active de la poutre  $P_x$  :  $\frac{1.7 \times b}{6.8}$

On obtient le tableau suivant :

**Tableau V-10. Numérotation des poutres et positions active.**

Poutre	1	2	3	4	5	6	7	8
Position	-0.875b	-0.625b	-0.375b	-0.125b	0.125b	0.375b	0.625b	-0.875b

**V.6.3.2. Calcul des paramètres  $\alpha$  et  $\theta$ .**

**V.6.3.2.1 Paramètre d'entretoisement  $\theta$**

$$\theta = \frac{b}{L} \sqrt[4]{\frac{\rho_p}{\rho_E}}$$

$\rho_p$  : La rigidité flexionnelle de la poutre par unité de longueur.

$\rho_E$  : Rigidité flexionnelle de l'entretoise par unité de longueur.

$b_1$ : distance entre axe entre les poutres

➤ **Rigidité flexionnelle de la poutre(/ml)**

$\rho_p = E \cdot I_p / b_1$  Avec  $b_1=1.7$  m et  $L_1= 1$  m.  $I_p= 0.3030$

$\rho_p = 0.3030E / 1.7 = 0.178E$

➤ **Rigidité flexionnelle de la dalle (/ml)**

$I_D = (L_1 d^3 / 12) = 100 \times (25)^3 / 12$ .  $I_D = 0.001320833 \text{ m}^4$ .

$$\rho_D = \rho_E = E \times I_D / L_1 = 0.001320833E$$

$$\text{Donc : } \theta = \frac{b}{L} \sqrt[4]{\frac{\rho_p}{\rho_E}} = \frac{6.8}{36} \sqrt[4]{\frac{0.178E}{0.001320833E}} = 0.64$$

**V.6.3.2.2 Paramètre de torsion  $\alpha$  :**

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{\sqrt{\rho_p \cdot \rho_{pE}}}$$

$C_p$  : rigidité torsionnelle de la poutre.

$C_E$  : rigidité torsionnelle de l'entretoise.

$\gamma_p$  : La rigidité torsionnelle de la poutre par unité de longueur.

$\gamma_E$  : Rigidité torsionnelle de l'entretoise par unité de longueur.

$G$  : module de déformation transversale du béton (module de cisaillement)

$E$  : module de déformation longitudinal du béton (module de Young).

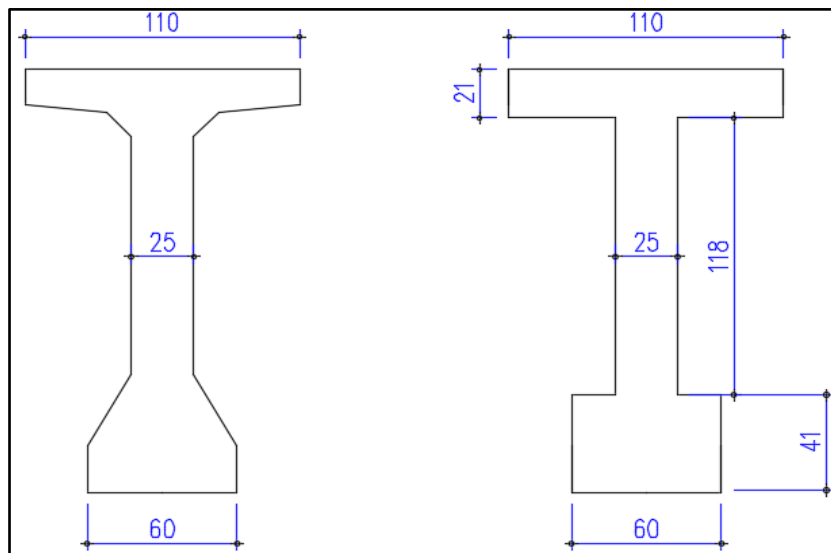
$\nu$  : coefficient de poisson égal à 0.2

➤ **Rigidité torsionnelle de la poutre (/ml)**

$$\gamma_p = \frac{C_p}{b_1}$$

$$C_p = \frac{G \times E}{3} \sum b_i \times H_i^3 + \frac{h \times a}{2}$$

$h$  : Épaisseur de la dalle.       $b_i$  : la plus grande portée.       $H_i$  : la plus petite coté.



**Figure V-12. La poutre équivalente**

$$C_p = \frac{0.416E}{3} \left[ (0.60 \times 0.41^3 + 1.10 \times 0.21^3 + 1.18 \times 0.25^3 + 1.70 \times \frac{0.25^3}{2}) \right]$$

$$C_p = 0.0115E \quad \text{Donc : } \gamma_p = \frac{0.0115E}{1.70} = 0.00679E$$

➤ **Rigidité torsionnelle de l'entretoise (/ml)**

$$\gamma_E = \frac{C_E}{L_1} \text{ Avec : } C_E = C_D = 2.G.I_E$$

$$I = C_D = (b d^3/12) = 1 \times (0.25^3)/12 = 0.00130283$$

$$C_E = C_D = 2 \times (0.4166E) \times 0.001302083 = 0.0010849$$

$$\gamma_E = \frac{0.0010849E}{1} = 0.0010849E$$

$$\text{Donc } \alpha = \frac{0.00679 + 0.0010849}{2 \times \sqrt{0.178 \times 0.001320833}} = 0.25$$

**V.6.4. Calcul la répartition du moment fléchissant**

**V.6.4.1. Coefficient de répartition transversal  $K\alpha$**

Ils dépendent :

- Du paramètre de l'entretoisement  $\theta$  et du paramètre de torsion  $\alpha$ .
- De l'excentricité relative (e/b).
- De l'ordonnée relative (y/b) de la section où on veut étudiée le moment.
- La section où on veut étudier le moment (la section la plus sollicitée).

Les valeurs de K pour ( $\alpha=0$  et  $\alpha=1$ ) dans le cas de  $\theta$  entre (0 et 2), sont consignée dans les tableaux de MASSONET, donc pour un calcul rigoureux de K dans le cas  $\alpha$  ( $0 < \alpha < 1$ ) on utilisera les formules d'interpolation de SATTLER.

Pour  $\theta = 0.64$  donc:  $0.1 < \theta < 1$   $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \times \alpha^\beta$

Où :  $\beta = 1 - e^{\left[\frac{0.065 - \theta}{0.663}\right]}$        $\beta = 1 - e^{\left[\frac{0.065 - 0.64}{0.663}\right]} = 0.578$

Avec :

$k_0$  : valeur de K correspondant à  $\alpha = 0$        $k_1$  : valeur de K correspondant à  $\alpha = 1$

On fait une interpolation de la valeur de  $K_\alpha$  pour  $\alpha=0.25$  et  $\theta=0.64$  depuis les 4 tableaux de coefficients pour  $\theta=0.65$  et  $\theta=0.6$  et  $\alpha=0$  et  $\alpha=1$  ; pour obtenir le tableau ci-dessous (voir le tableau dans l'annexe (Annex D. 1))

**Tableau V-11. Valeurs de coefficient  $K\alpha$**

$\theta = 0.64$		$K\alpha$							
e \ Y									
	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P1	0.277	0.560	0.853	1.137	1.343	1.366	1.209	0.978	0.738
P2	-0.005	0.253	0.531	0.836	1.154	1.421	1.540	1.515	1.444
P3	-0.180	0.024	0.253	0.531	0.882	1.305	1.750	2.130	2.440
P4	-0.303	-0.162	0.006	0.241	0.596	1.119	1.840	2.730	3.698

Pour aboutir à  $K_{\text{moy}}$ , on trace la ligne d'influence, en plotant :  $K = K(e)$  pour chaque

poutre, comme notre cas, on a 08 poutre par symétrie on peut intéresser que par les moitiés (4 poutres).

Pour calculer ou métré le coefficient  $K_{\alpha moy}$ , leur méthode ça change en fonction de la nature de chargement :

- Pour des surcharges concentrées ( $B_c, B_t$ ) : On mesure la longueur entre l'impact de l'essieu avec tablier et l'intersection avec la courbe d'influence. Par exemple : pour  $B_t$  ou  $B_c$  une voie chargée on fait la moyenne des deux longueurs.

$$K_{\alpha moy} = \sum_{i=1}^n \frac{K_i}{n}$$

Avec :

$K_i$  : ordonnée K au droit de la surcharge ;       $n$  : nombre de charges du convoi.

Exemple : pour premier poutre et de surcharges  $B_c(1\text{voie})$ .

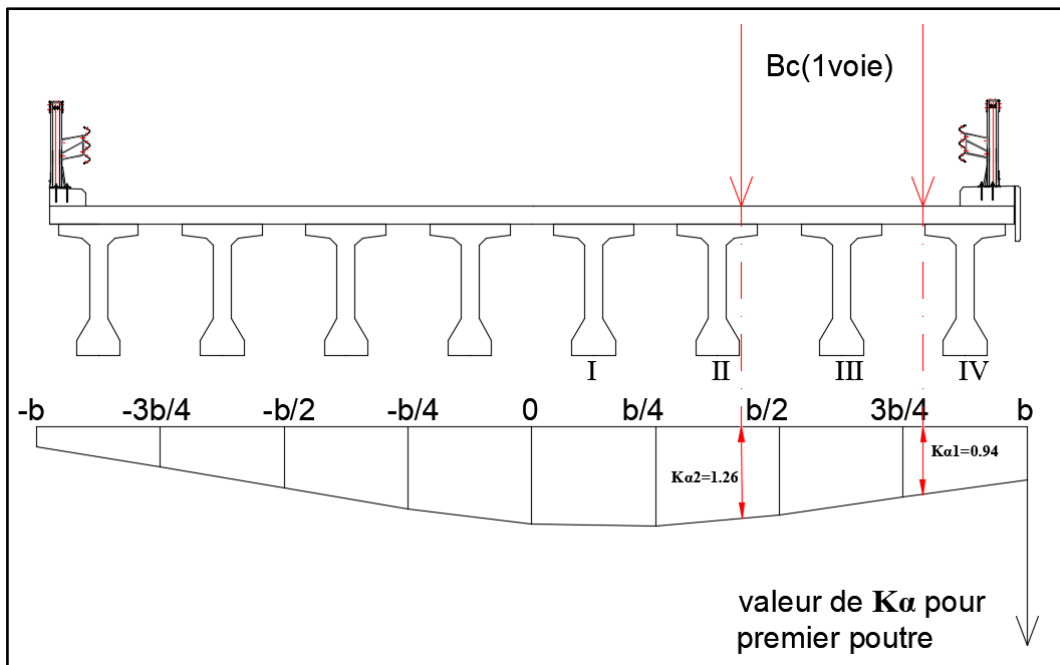


Figure V-13. Schéma de valeur  $K_{\alpha moy}$  dans charge  $B_c(1\text{voie})$  a premiere poutre.

$$K_{\alpha moy(Bc1V1P)} = \sum_{i=1}^2 \frac{K_i}{n} = \frac{1.26+0.94}{2} = 1.1$$

Pour des surcharges surfaciques ( $A(1), B_r, MC120, D240$ ) : on calcule la surface encadrée par l'impact de l'essieu avec le tablier de pont et l'intersection avec la courbe d'influence divisé par la largeur chargeable (largeur de la voie pour ( $A(1)$ ) ou la longueur d'impact pour ( $Mc120$ ), ou la longueur de convoi pour ( $D240$ )) (pour plus de détails voir l'annexe D.2).

$$K_{\alpha moy} = \sum_{i=1}^n \frac{S}{l}$$

Avec :

$S$  : aire du graphe sous la largeur chargée ;

l : largeur chargée.

Exemple : pour première poutre et de surcharges D240.

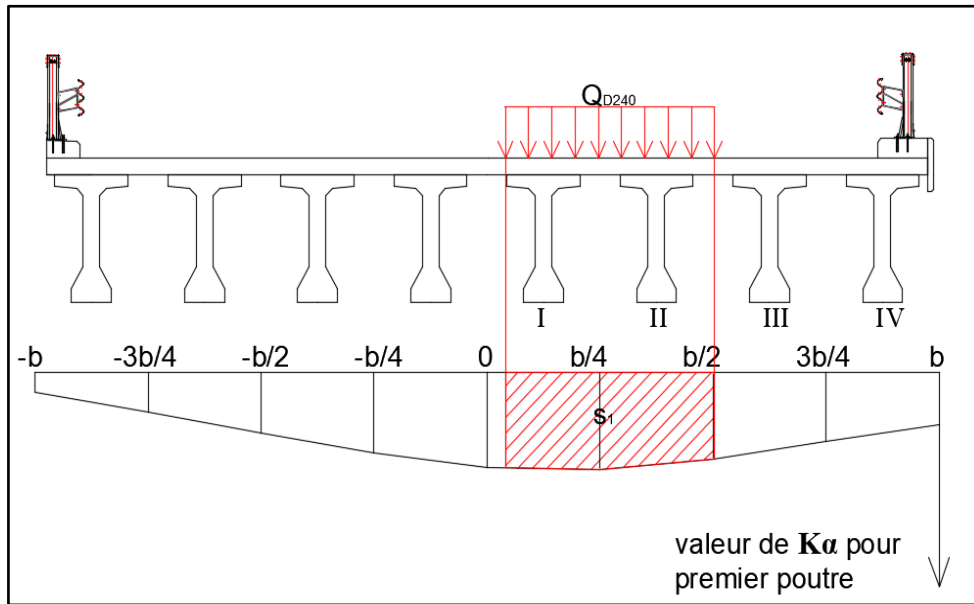


Figure V-14. Schéma de valeur  $K_{\alpha moy}$  dans charge D240 (1voie) a première poutre.

$$K_{\alpha moy(d2401p)} = \sum_{i=1}^2 \frac{S_i}{l_{d240}} = \frac{4.3369}{3.2} = 1.35$$

On résume les valeurs de  $K_{\alpha moy}$  dans le tableau suivant.

Tableau V-12. Valeurs de coefficient  $K_{\alpha moy}$ .

Convois		Poutre	Poutre	Poutre	Poutre
A(l)	1 voie	1.1775	1.5050	1.7665	1.9533
	2 voies	1.2312	1.3097	0.5023	1.2829
	3 voies	1.0824	1.0265	0.9512	0.8980
Bc	1 voie	1.1000	1.5000	1.8950	2.2550
	2 voies	1.2075	1.4225	1.5625	1.6375
	3 voies	1.1850	1.2650	1.3050	1.3117
Bt	1 tandem	1.0800	1.5200	1.9600	2.3600
	2 tandems	1.2050	1.4275	1.5950	1.7175
Mc120		1.6777	1.4561	1.8521	1.1840
D240		1.3553	1.4039	1.2328	1.3193

V.6.4.2. Moment fléchissant engendrés sur chaque poutre

Le calcul de moment longitudinal réparti de chaque poutre et chaque système de chargement multiplier le coefficient  $K_{\alpha_{moy}}$  par le moment longitudinal moyen ( $M_0$  de chaque poutre).

$$M_{pi}(x) = K_{\alpha_{moy}} \times M_0$$

Tableau V-13. Moments fléchissant pour chaque poutre.

Surcharge	Mmax (KN.m)	Poutre I		Poutre II		Poutre III		Poutre IV		
		$K_{\alpha_{moy}}$	Mp	$K_{\alpha_{moy}}$	Mp	$K_{\alpha_{moy}}$	Mp	$K_{\alpha_{moy}}$	Mp	
A(l)	1 voie	65.65	1.17	77.30	1.50	98.81	1.77	115.97	1.95	128.24
	2voies	131.30	1.23	161.66	1.31	171.97	0.50	65.96	1.28	168.44
	3voies	177.26	1.08	191,87	1.02	181.96	0.95	168.61	0.90	157.90
BC	1 voie	591.65	1.10	650.82	1.50	887.48	1.89	1121.18	2.25	1334.18
	2voies	1093.91	1.21	1.13	1.42	1556.96	1.56	1709.24	1.64	1791.29
	3voies	1425.08	1.18	1688.72	1.26	1802.73	1.59	2273.00	1.31	1869.28
BT	1 voie	426.01	1.08	460.09	1.52	647.53	1.96	834.98	2.36	1005.38
	2voies	856.06	1.20	1031.55	1.43	1222.02	1.59	1365.41	1.72	1470.28
MC120	1392.98	1.68	2337.00	1.46	2028.32	1.85	2579.94	1.18	1649,29	
D240	1927.51	1.35	2612.35	1.40	2706.03	1.23	2376.24	1.32	2542.96	

Selon le (chapitre III) on utilise les combinaisons de charge pour complet le tableau de moment fléchissant sont comme de suite :

Tableau V-14. Moment fléchissant (KN.m) pour chaque poutre a ELU.

Combinaison	Poutre I	Poutre II	Poutre III	Poutre IV
1,35G+1,6A(l)(3voie)	7441.37	7425.52	7404.16	7387.02
1,35G+1,6Bc(3voie)	9836.33	10018.75	10771.18	10125.23
1,35G+1,6Bt(2voie)	8784.86	9089.61	9319.04	9486.83
1,35(G+Mc120)	10289.33	9872.61	10617.30	9360.92
1,35(G+D240)	10661.05	10787.52	10342.30	10567.38

Tableau V-15. Moment fléchissant (KN.m) pour chaque poutre à ELS.

Combinaison	Poutre I	Poutre II	Poutre III	Poutre IV
G+1,2A(1)(3voie)	5514.97	5503.08	5487.06	5474.21
G+1,2Bc(3voie)	7311.19	7448.00	8012.33	7527.86
G+1,2Bt(3voie)	6522.59	6751.15	6923.22	7049.06
G +Mc120	7621.73	7313.05	7864.66	6934.02
G +D240	7897.08	7990.76	7661.00	7827.69

### V.6.5. Conclusion

A partir des résultats précédents, on constate que la poutre la plus sollicitée dans notre pont est la **poutre II**. (Par analogie avec le chapitre modélisation c'est la **poutre 3**)

Tableau V-16. Moment interne A ELU/ELS de la poutre la plus sollicité.

Désignation	Moment (KN.m)
ELU :1.35(G+D240)	10787.52
ELS : G+D240	7990.76

## V.7. MODELISATION DU TABLIER

### V.7.1. Présentation du logiciel Autodesk robot structural analyses

Le logiciel Robot Structural Analyses Professional propose aux ingénieurs structure des fonctionnalités de simulation et d'analyse structurelle évoluées pour des structures vastes et complexes de la construction. Ce logiciel d'analyse structurelle offre un flux de travail plus fluide et une meilleure interopérabilité avec le logiciel Autodesk® Revit® Structure afin d'étendre le processus de maquette numérique intelligente du bâtiment (BIM). Processus, permettant aux ingénieurs d'exécuter rapidement des analyses et des simulations détaillées de nombreuses structures.

### V.7.2. Modélisation de la structure

#### Les étapes de la modélisation

La modélisation est la partie essentielle dans l'étude d'une structure ; quel que soit la complexité du modèle, elle a pour objet l'élaboration d'un modèle capable de décrire d'une manière plus au moins approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions. En général, la modélisation d'un ouvrage comprend :

- Définition de la structure,
- Définition des différentes sections de l'ouvrage,
- Définition des matériaux utilisés (béton, acier...etc.)
- Définition des conditions d'appuis,
- Le choix de la méthodologie de calcul,

- La définition des cas de charge et des combinaisons de calcul.

Dans notre cas, la modélisation est effectuée comme suit :

- Etant donné que l'ouvrage est isostatique avec 06 travées indépendantes, on étudiera une seule travée de 36 m qui contient 8 poutres avec une dalle de 25 cm d'épaisseur.
- La structure est définie par des éléments poutres,
- La section de l'ouvrage est une poutre en I modélisé par ses dimensions réelles. Elle est définie par le logiciel Auto CAD, puis introduite dans le logiciel Robot.
- La dalle est définie comme un élément panneau.
- Les poutres sont appuyées sur un appui simple d'un côté et d'un autre coté sur un appui double.

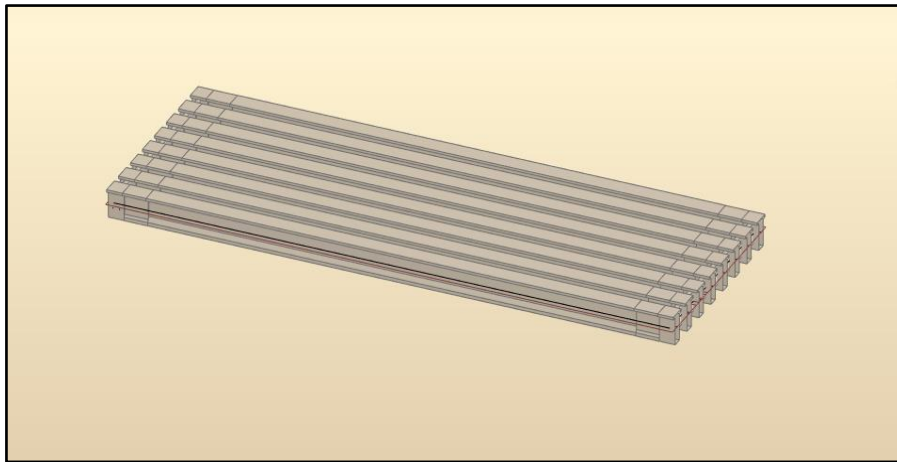


Figure V-15. Vue en 3D du tablier.

V.7.2.1. Affectation des charges

V.7.2.1.1 Charges permanentes

La charge constituée par le poids propre des éléments en béton armé (poutres, dalles et entretoises) sont calculées automatiquement par le logiciel et les compléments des charges permanentes (garde-corps, corniche, revêtement, trottoirs...)

Les diagrammes des sollicitations sous combinaison maximale a ELU :

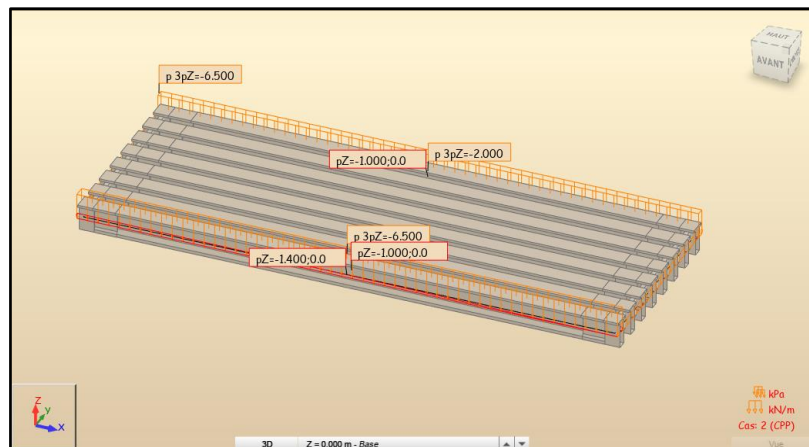
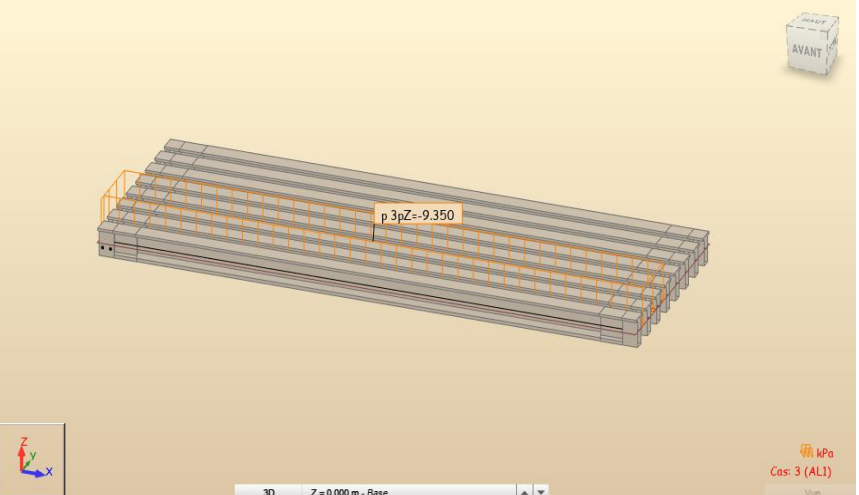
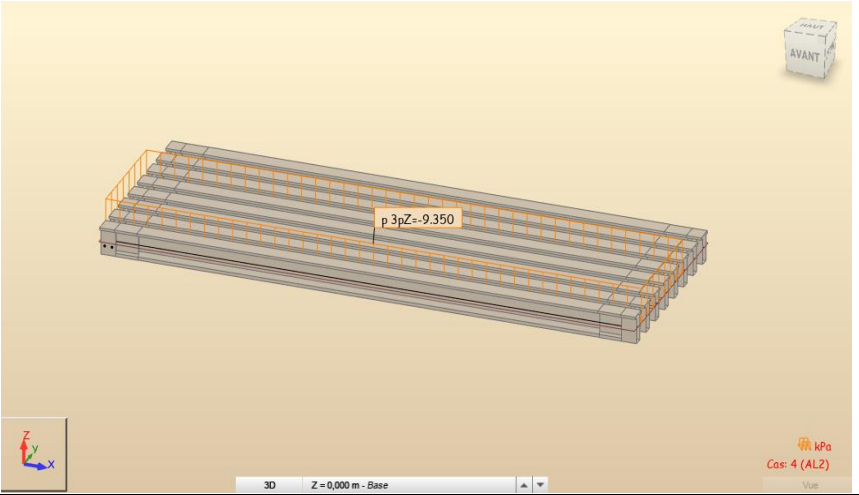
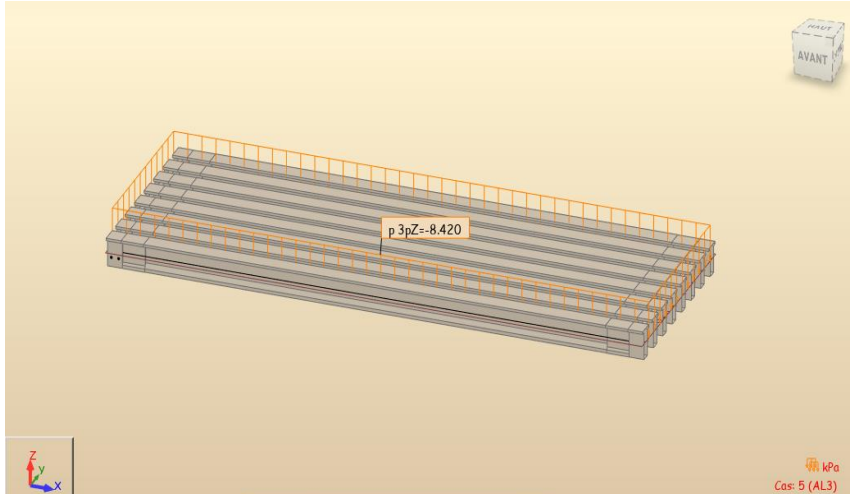


Figure V-16. Charges permanentes du tablier.

V.7.2.1.2 Surcharge A(I)

Les surcharges A(I) sont modélisées comme des charges réparties sur une partie ou la totalité du la larguer chargeable.

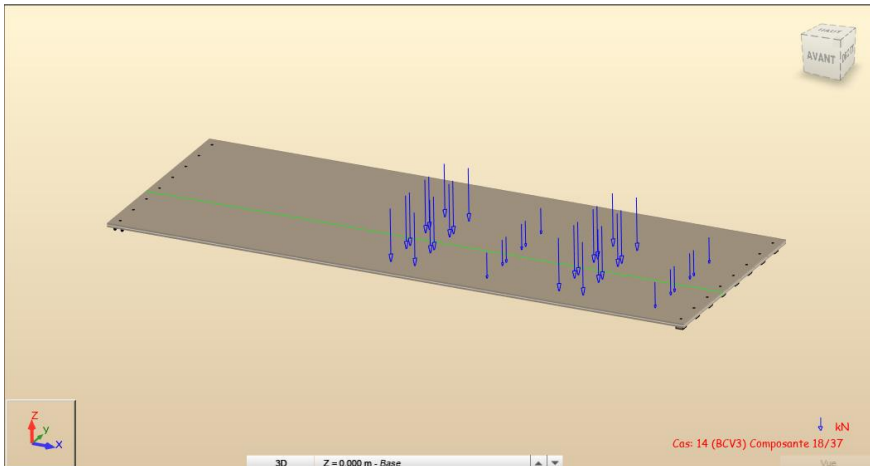
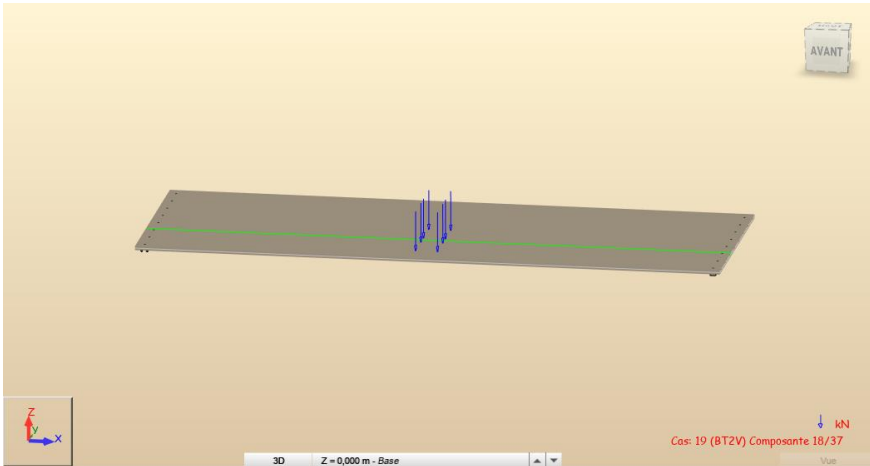
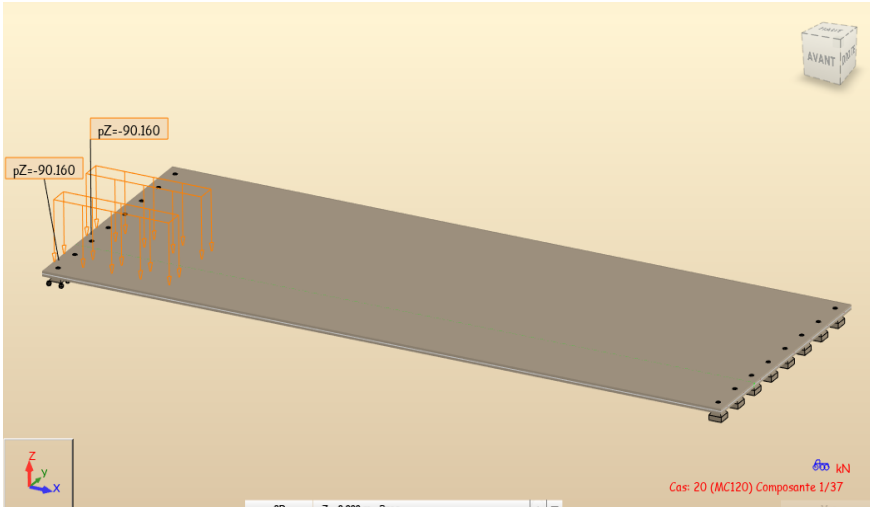
Tableau V-17. Affectation de Surcharge A(I).

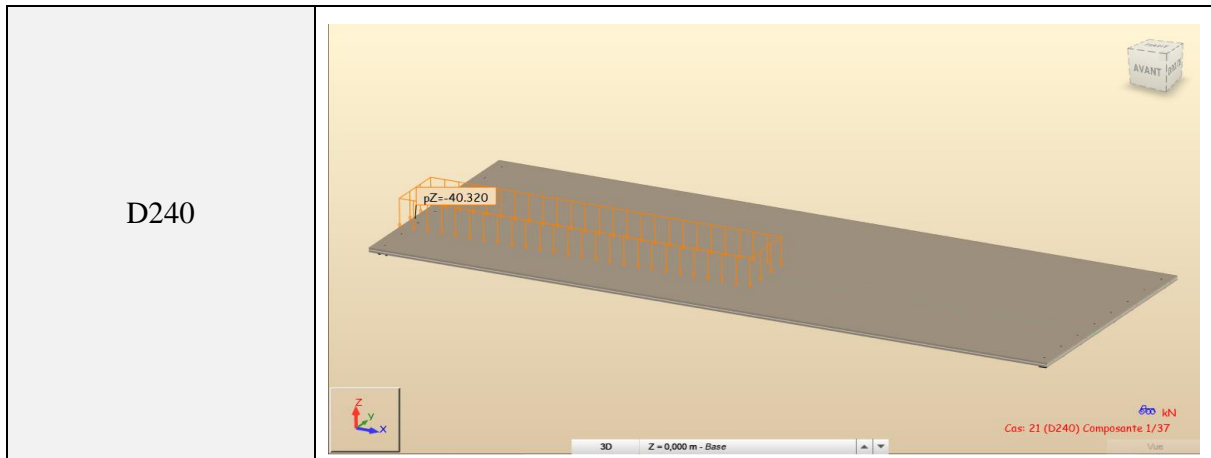
Surcharges	Affectation
A(I) (1 voie chargée)	
A(I) (2 voie chargée)	
A(I) (3 voie chargée)	

V.7.2.1.3 Les surcharges mobiles

Les charges (Bc, Bt, MC120, D240) sont appliquées suivant des lignes de circulation qui ont été définies en relation avec l'axe de la voie, les charges mobiles ont été appliquées pour chaqueline avec l'excentricité nécessaire à positionner le véhicule dans la position désirée.

Tableau V-18. Modélisation des charges mobiles.

Surcharges	Affectation
bc (3 voie chargée)	
bt (2 voie chargée)	
Mc120	



V.7.2.1.4 Action thermique

On définit l'affectation de la température dans le tableau suivante.

Tableau V-19. Modélisation des actions de température.

Action	Affectation
<p>La température qui est prise égal <math>25^{\circ}\text{C}</math> à appliquer sur tous les éléments de la structure.</p>	
<p>Un gradient thermique de <math>8^{\circ}\text{C}</math> à appliquer sur la dalle.</p>	

V.7.2.2. Combinaisons d'action

Selon le R.C.P.R et chapitre III on doit considérer les combinaisons de charges suivantes :

Tableau V-20. Efforts longitudinaux internes à ELU/ELS des poutres.

Désignation	Moment en travée (KN.m)	L'effort tranchant aux appuis (KN)
<b>ELU</b>		
1.35G+1.6AL3 + 0.9T + 0.75ΔΘ	9626.153	1107.041
1.35G+1.6BC3 + 0.9T + 0.75ΔΘ	10089.533	1232.975
1.35G+1.6BT3 + 0.9T + 0.75ΔΘ	9096.850	1151.931
1.35(G + Mc120) + 0.9T + 0.75ΔΘ	10044.053	1074.424
1.35(G + D240) + 0.9T + 0.75ΔΘ	10646.756	1366.718
<b>ELS</b>		
G+1.2 AL3+ 0.6T + 0.5ΔΘ	7166.766	823.814
G +1.2BC3+ 0.6T + 0.5ΔΘ	7493.060	918.270
G+1.2Bt3+ 0.6T + 0.5ΔΘ	6748.548	857.487
G+Mc120+ 0.6T + 0.5ΔΘ	7431.781	796.505
G+ D240+ 0.6T + 0.5ΔΘ	7895.971	1014.816

➤ Les diagrammes des sollicitations sous combinaison maximale a ELU :

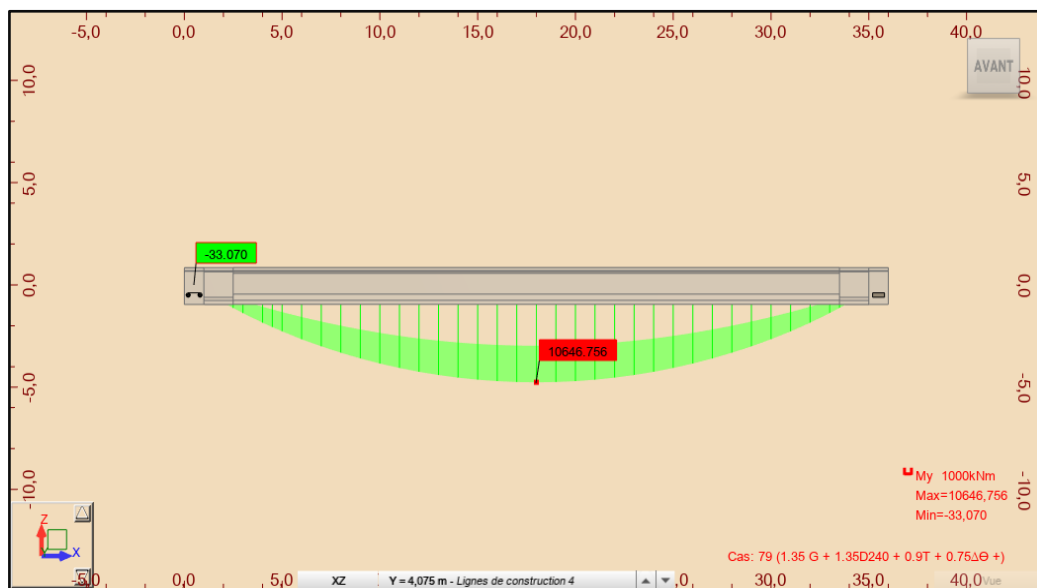


Figure V-17. Moment fléchissant max : CMB 1.35(G+D240) + 0.9T + 0.75ΔΘ.

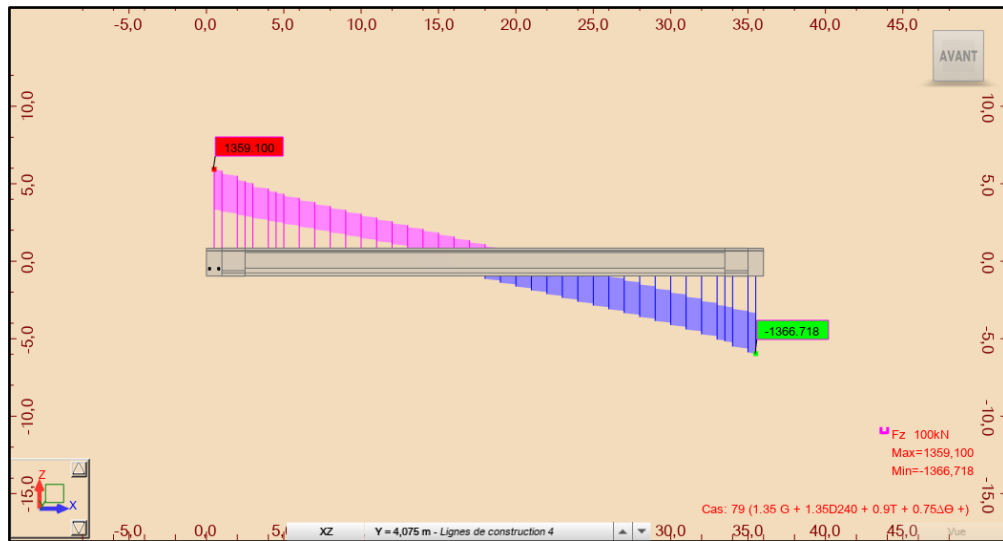


Figure V-18. l'effort tranchant max :  $CMB 1.35(G+D240)+ 0.9T + 0.75\Delta\Theta$

➤ Les diagrammes des sollicitations sous combinaison maximale à ELS :

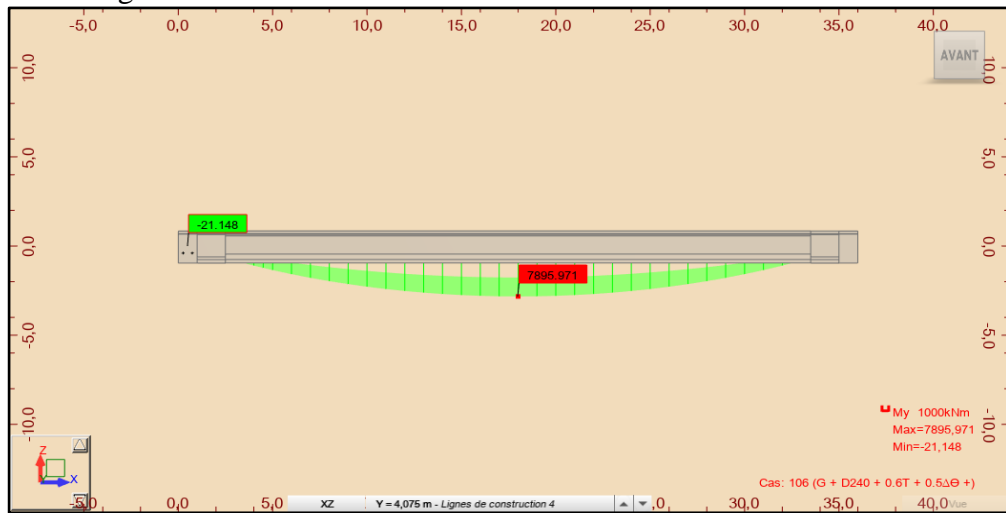


Figure V-19. moment fléchissant max :  $CMB (G+D240+ 0.6T + 0.5\Delta\Theta)$ .

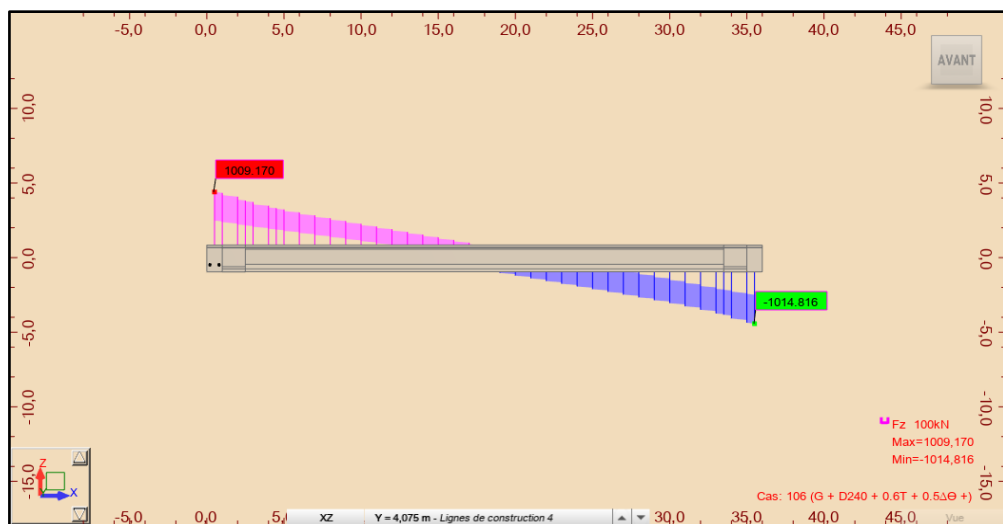


Figure V-20. l'effort tranchant:  $CMB (G+D240+0.6T + 0.5\Delta\Theta)$

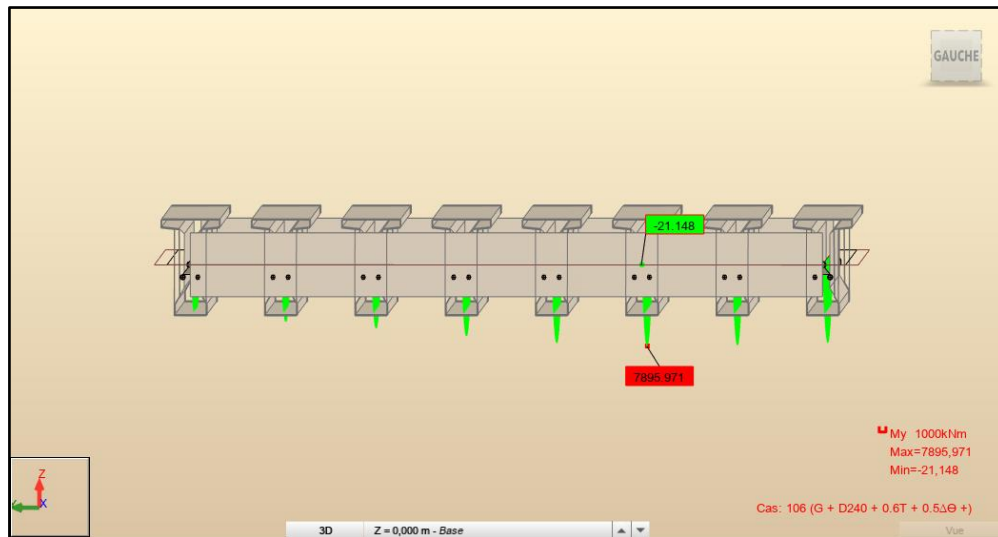


Figure V-21. Position Poutre le plus sollicité.

V.7.3. Conclusion

A partir les résultats de la modélisation, on constate que la poutre la plus sollicitée est La poutre 3.

Tableau V-21. Moment interne a ELU/ELS de la poutre la plus sollicitée.

Désignation	Moment (KN.m)
ELU : $1.35(G+D240) + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$	10646.756
ELS : $G+D240+0.6T + 0.5\Delta\Theta$	7895.971

On remarque que les résultats de calcul des efforts appliqués sur le pont calculé par les méthodes de la RDM et la méthode de Guyon-Massonnet (manuellement) est acceptable en comparant avec les résultats calculés par le logiciel Autodesk robot

L'erreur trouve étant dans la marge admise à savoir < 10%

Les prochains calculs seront par les résultats obtenus numériquement



# CHAPITRE VI

---

## ETUDE DE LA PRECONTRAINTE



## VI.1. INTRODUCTION

La technique de post-tension consiste à prendre appui sur le béton déjà durci pour tendre les câbles de précontrainte déjà enfilés dans des gaines. Les câbles ainsi tendus sont bloqués avec un système d'ancrage à travers lequel on injecte un coulis de mortier pour protéger les câbles contre la corrosion et assurer l'adhérence entre les câbles et le béton.

## VI.2. PRINCIPE DU BETON PRECONTRAIN

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

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

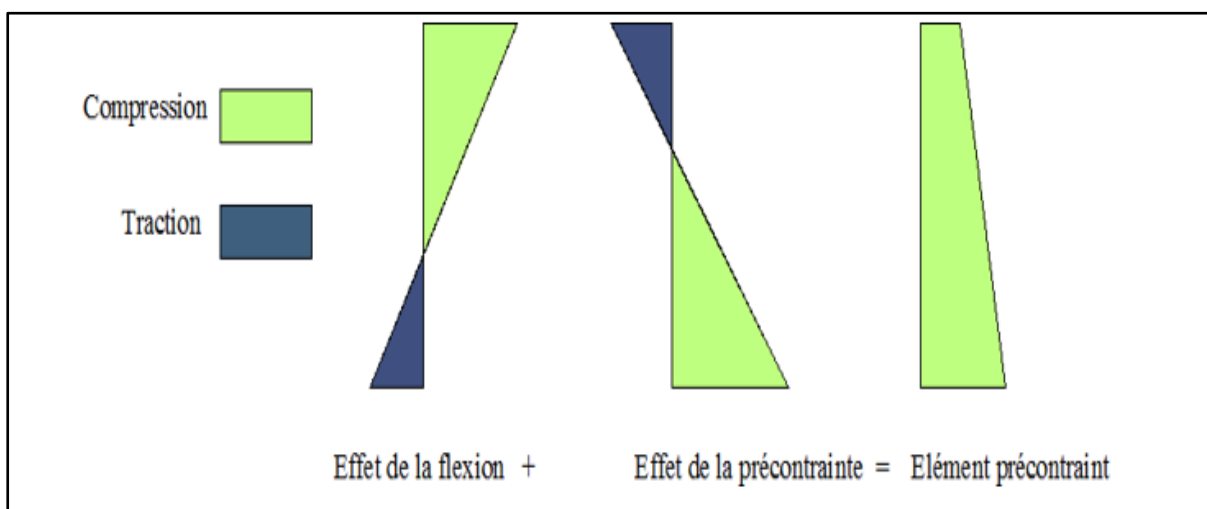


Figure VI-1. Schéma représente l'effet de la précontrainte (totale).

## VI.3. PRECONTRAINTE PAR POST-TENSION

La préfabrication des poutres précontraintes par post tension passe par les phases suivantes :

- Mise en place du coffrage.
- Mise en place des armatures passives : aciers longitudinaux, cadre
- Mise en place des gaines plus l'étanchéité des gaines.
- Mis en place des plaques d'appui.
- Coulage du béton.
- Durcissement du béton pour atteindre la résistance minimum spécifiée par le bureau d'étude pour autoriser la mise en tension.
- Pendant le durcissement du béton enfilage des câbles.
- Mis en place des plaques d'ancrage et des clavettes de blocage des torons dans le vérin d'ancrage et dans la plaque d'ancrage.
- Mise en tension d'une seule cotée pour les câbles courts ou des deux côtés pour les câbles longs.

## VI.4. LES DONNEES NECESSAIRES POUR LE CALCUL

## VI.4.1. Caractéristique de câble de précontrainte

Nous choisirons des câbles **12T15** ayant les caractéristiques suivantes.

Tableau VI-1. Caractéristique de câble de précontrainte.

Câble	T15	/
Nbr Toron	12	/
$A_p$ 1 Toron	140	mm <sup>2</sup>
$A_p$ 1Toron (m <sup>2</sup> )	0.00014	m <sup>2</sup>
$A_p$ (mm <sup>2</sup> )	0.00168	m <sup>2</sup>
$f_{prg}$	1860	MPA
$F_{p0}$	206.1	KN
$f_{peg}$	1674	MPA
$D_{gaine}$	0.08	m
$f$	0.18	(rd <sup>-1</sup> )
$\phi$	0.002	(m <sup>-1</sup> )
$g$	6	mm
$\mu_0$	0.43	/
$\rho$ 1000h	2.5	/
$E_p$	190000	MPa
$f_e$	500	MPa

- $A_p$  : Aire de la section du câble.
- $\emptyset$  : Diamètre de la gaine.
- $f_{peg}$  : Contrainte limite élastique garantie.
- $f_{prg}$  : Contrainte limite de rupture garantie.
- $f$  : Coefficient de frottement angulaire.
- $\phi$  : Coefficient de frottement linéaire.
- $g$  : Recul d'ancrage.
- Relaxation à 1000 heures  $\rho=2,5\%$  TBR « très basse relaxation ».
- $E_p$  : Module d'élasticité de l'acier de précontrainte.
- $e_0$  : excentricité de câble tel que :  $e_0 = v^2 - d^2$ .

## VI.4.2. Caractéristiques des sections

Nb : les calculs ont été faits par le logiciel Robot 2019 pour plus détaillées veuillez consulter l'Annexe A supérieure.

Tableau VI-2. Les caractéristiques géométriques de la poutre (about/médiane).

	About		Médiane	
	Poutre seul	Poutre+ dalle	Poutre seul	Poutre+ dalle
B (m <sup>2</sup> )	1.16	1.59	0.73	1.15
v' (m)	0.96	1.22	0.95	1.31
v (m)	0.84	0.83	0.85	0.74
IG (m <sup>4</sup> )	0.34	0.64	0.29	0.54
i <sup>2</sup> (m <sup>2</sup> )	0.29	0.40	0.39	0.47
ρ	0.37	0.40	0.49	0.48

- Section nette : c'est la section totale du béton avec déduction des conduits et des encrages.
- $B_{nette}$  = estimé à 95%  $B_{brute}$
- $I_n/G$  : le moment d'inertie de la section nette par rapport à l'axe passant par le centre de Gravité estimé à 90%  $I_G$  (moment d'inertie de la section brute)
- $S_n/G$  : le moment statique de la section nette par rapport à l'axe passant par le centre de gravité.
- $V'$  : Distance de la fibre supérieure par rapport au centre de gravité  $V' = S_n/G / B_{nette}$ ,
- $V$  : Distance de la fibre inférieure par rapport au centre de gravité  $V = h - V'$
- $\rho$  : coefficient de rendement Géométrique
- $d'$  :  $0.1 \times h$

#### VI.4.3. Résultat du moment sur logicielle

Les valeurs obtenues et calculer dans le **chapitre V** précédent,

- Moment poutre seul :  $M_{gp} = 2.80$  MN.m
- Moment au du charge permanent et charge d'exploitation maximal à ELS (G+D240) :  $M_{max} = 7.89$  MN.m
- Moment de poids propre total à ELS :  $M_{min} = 4.34$  MN.m

#### VI.5. CALCUL DU NOMBRE DE CABLES

**NB** : La classe de vérification de précontrainte est la classe **II**

Détermination de l'effort de précontrainte :

Le dimensionnement de la précontrainte consiste à calculer le couple P (la force de précontrainte) et e (l'excentricité du câble) pour ensuite déduire le nombre de câbles, La valeur minimale de précontrainte est donnée par l'expression :  $P_{min} = \sup(P1 ; P2)$  Tel que :

- **P1** : c'est la force minimale en section sous critique
- **P2** : c'est la force minimale en section sur critique

Avec :  $P \geq P1 = \frac{Ac \times v \times v'}{I \times (v \times v')} \times (M_{max} - M_{min})$  et  $P \geq P2 = \frac{M_{max}}{\frac{I}{Ac \times v} + v' - d'}$

**Tableau VI-3. Calcul de Pmin**

$\bar{\sigma}_{bt2}$	-2.70	MPa
$\bar{\sigma}_{bt1}$	-4.05	MPa
d'	0.21	m
P1	3.57	MN
P2	5.39	MN
P <sub>min</sub>	5.39	MN

- $\bar{\sigma}_{bt2} = -0.7f_{tj}$  (la contrainte de traction du béton dans la section d'enrobage).
- $\bar{\sigma}_{bt1} = -f_{tj}$  (la contrainte de traction du béton hors de la section d'enrobage).

$P2 > P1$  : Alors la section est sur critique, le fuseau de passage du câble à une de ses frontières qui coupe la zone d'enrobage, donc l'effort de précontrainte économique PI n'est plus suffisant, La précontrainte doit reprendre 100 % du charges permanentes.

$P_{min} = \sup (P1 ; P2) = 5.39 \text{ MN}$

**VI.5.1. Application au projet**

La valeur minimale de la section de précontrainte sera calculée au milieu de la poutre a  $X = 18 \text{ m}$ , Donc les caractéristiques prendre en compte dans le calcul est celle de la section médiane.

- Le nombre de câble est donné par la relation suivante :  $n \geq \frac{P_{min}}{P_0}$
- $P_0$  : Effort de précontrainte limite qu'un câble de 1T15

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

Estimation des pertes à 25%

**Tableau VI-4. Calcul nombre des câbles**

$\Delta P_0$	25	%
$T_0$	1488	Mpa
$P_0$	2.50	MN
n câble	$\geq 2.87$	Câbles

On choisira donc 3 câbles de 12 T15

**VI.5.2. Nombre de câble d'about**

$\sigma_{sup} = \frac{P}{B_n} + \frac{V}{I_n} (Pe_0 + Mg) \geq -1.5f_{tj} = \sigma_{bt}$

$\sigma_{inf} = \frac{P}{B_n} - \frac{V}{I_n} (Pe_0 + Mg) \leq 0.6f_{Cj} = \sigma_{bt}$

$p < 7.85$  et  $n < 3.14$

## VI.6. VERIFICATION DES CONTRAINTES

Pour faciliter les travaux de la mise en tension de la précontrainte on préconise de placer les quatre câbles dans l'about, puis on fait la vérification des contraintes s'ils sont satisfaites ou non, Le calcul s'effectue à partir des caractéristiques des sections non fissurées et la vérification des contraintes se fait en classe II.

### VI.6.1. Les étapes de l'exécution

#### ➤ Première étape :

La mise en tension des câbles est à 50 % aux septièmes jours pour permettre de manutentionner les poutres et libérer les coffrages.

Les pertes considérées sont de 5 %

#### ➤ Deuxième étape :

La poutre est toujours sur le banc de préfabrication la mise en tension des câbles est à 100 % à 28 jours, L'âge où le béton a acquis une résistance suffisante pour supporter la totalité de la précontrainte.

Les pertes considérées sont de 10 %

#### ➤ Troisième étape :

On pose les poutres sur leurs appuis définitifs et on coule l'hourdis sur place, Les efforts considérés en plus dans cette phase est le poids propre de l'hourdis couler sur place.

**N, B** : Vu que l'hourdis n'est pas assez résistant dans cette phase, la section résistante restecelle de la poutre seule.

Les pertes considérées sont de 15 %

#### ➤ Quatrième étape :

-l'ouvrage est en service.

-Les pertes considérées sont de 25 %

**Tableau VI-5 Première et Deuxième phase.**

Première phase			Deuxième phase		
Après 7 jours			Après 28 jours		
$f_{c7}$	23.18	MPa	$f_{c7}$	35.00	MPa
$f_{t7}$	1.99	MPa	$f_{t7}$	2.70	MPa
$\sigma_{bt2}$	-1.39	MPa	$\sigma_{bt2}$	-1.89	MPa
$\sigma_{bt1}$	-2.99	MPa	$\sigma_{bt1}$	-4.05	MPa
$\sigma_{bc}$	13.91	MPa	$\sigma_{bc}$	21.00	MPa
$\Delta P$	5	%	$\Delta P$	10	%
n câble	3		n câble	3	

Tableau VI-6. Troisième et quatrième phase.

Troisième phase			Quatrième phase		
Après collage la dalle			En service		
$f_{c7}$	35.00	MPa	$f_{c7}$	35.00	MPa
$f_{t7}$	2.70	MPa	$f_{t7}$	2.70	MPa
$\sigma_{bt2}$	-1.89	MPa	$\sigma_{bt2}$	-2.70	MPa
$\sigma_{bt1}$	-4.05	MPa	$\sigma_{bt1}$	-4.05	MPa
$\sigma_{bc}$	21.00	MPa	$\sigma_{bc}$	21.00	MPa
$\Delta P$	15	%	$\Delta P$	25	%
n câble	3	/	n câble	3	/

VI-7. Les résultats de calcul de vérification final.

Phase	$e_0(m)$	M(MN.m)	P(MN)	$\sigma_{sup}(MPa)$	$\sigma_{inf}(MPa)$	Observation
Phase 1	0.75	2.80	3.56	5.30	4.43	C.V
Phase 2	0.75	2.80	6.75	2.60	16.74	C.V
Phase 3	1.11	4.251	6.37	1.71	12.28	C.V
Phase 4	1.11	7.89	5.62	7.01	0.83	C.V

Avec :

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

**VI.6.2. Interprétation**

Au niveau de fibre inférieure :  $\overline{\sigma_{bt2}} \leq \sigma_{inf} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

Au niveau de fibre supérieure :  $\overline{\sigma_{bt1}} \leq \sigma_{sup} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

**VI.6.3. Conclusion**

Nous remarquons bien que durant toutes les phases de réalisation de l’ouvrage, les contraintes sur la fibre supérieure et inférieure ne dépassent pas les contraintes admissibles.

**VI.7. TRACE DE CABLE**

La forme géométrique du tracé suit le diagramme du moment fléchissant afin de contrebalancer l’effet des charges appliquées, par conséquent elle suit une forme parabolique, Un alignement droit sur une distance de 1 m à partir de l’ancrage précède la parabole.

La disposition des câbles à la section d’about et à la section intermédiaire suivra respectivement les conditions imposées par l’emplacement de la plaque d’ancrage (précontrainte Freyssinet) ainsi que les dispositions constructives des câbles suivant le BPEL, les détails et les pièces graphiques respectives seront donnés à la page suivante :Le rayon de courbure est donné par la formule suivante  $\frac{1}{R} \cong 8 \times \frac{f}{l^2}$

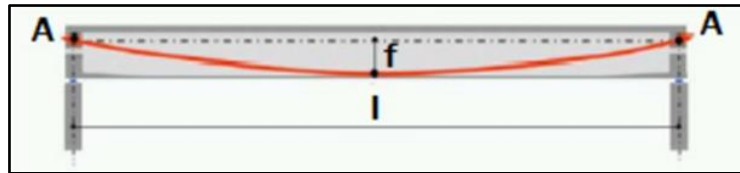


Figure VI-2. Géométrie des câbles.

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

L'angle de déviation  $\beta$  sur une longueur l peut être calculé par l'équation  $\beta(l) = 4 \times \frac{f}{l}$

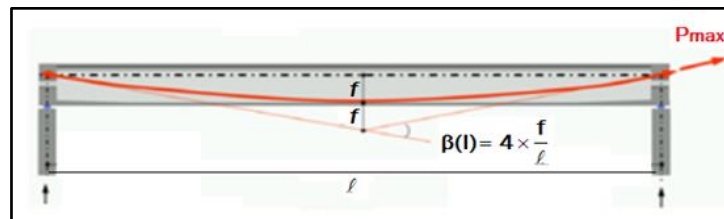


Figure VI-3. L'angle de déviation des câbles.

L'angle de relevage  $\alpha$  à  $x = 0$  est donné par la formule suivante :

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

- $\bar{V}$  : effort tranchant limite que peut supporter la section d'about.  $\bar{V} = \bar{\tau} \times b_n \times 0.8 \times h$ .
- $\bar{\tau}$  : contrainte tangentielle limitée en état limite de service.  $\bar{\tau} = \sqrt{0.4 \times f_{tj}(f_{tj} + \sigma_x)}$
- $\sigma_x$  : contrainte normale au niveau de la fibre neutre.  $\sigma_x = \frac{P}{B_n}$
- $B_n$  : surface nette de la section d'about + hourdis.  $B_n = B_{p+d} - n \times B_{Gaine}$
- $b_n$  : largeur nette de la section d'about + hourdis.  $b_n = b_0 - n \times \Phi$
- n : nombre de gaines par lit.  $b_0$  : largeur brute.  $B_{Gaine}$  : surface de la gaine
- $\Phi$  : diamètre de la gaine.  $\Phi = 8 \text{ cm}$ .

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI-8. Les paramètres de calcul de câble.

$b_n$	0.52	m
$B_n$	1.57	m <sup>2</sup>
P	5.62	MN
$\sigma_x$	3.58	MPa
$\bar{\tau}$	2.60	MPa
$\bar{V}$	2.22	MPa
L de câble (parabole)	34	m

Et l'angle de relevage et estimer sont valeur  $-12.38 \leq \alpha \leq 29.568$

Tableau VI-9. les paramètres de tracé de câbles.

N° câble	l(m)	$\alpha_{rel}$ (°)	Yi (m)			f (m)	R (m)	$\beta(l)$ rad
			x=0.15	Y=1	18			
C1	34	3.865	0.74	0.68	0.12	0.56	256.85	0.066
C2	34	5.554	1.09	1.01	0.2	0.81	178.98	0.095
C3	34	6.741	1.44	1.34	0.36	0.98	147.52	0.115

**VI.8. EVALUATION DES PERTES DE PRECONTRAINTE**

On désigne par perte de précontrainte ou perte de tension toute différence, en un point donné, entre la tension initiale et la tension à un instant donné, Les pertes de précontrainte se regroupent en deux catégories :

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

**VI.8.1. Perte par frottement**

Elles sont dues au frottement du câble de précontrainte avec la gaine lors de la mise en tension, on distingue les pertes par frottement en courbes et en ligne droite.

Ces pertes sont données par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{\varphi}(x) = \sigma_{p0} e^{-(f \times \beta + \varphi \times X)}$$

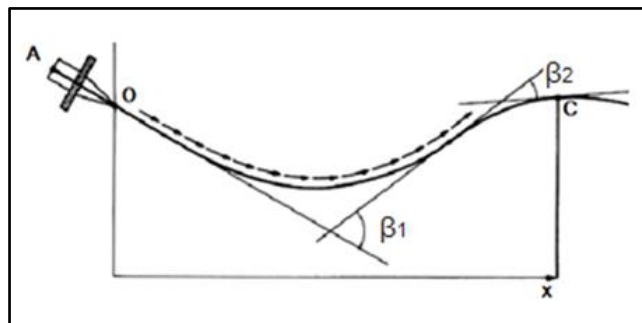


Figure VI-4. frottements le long du câble lors de la mise en tension.

Avec :

$\sigma_{p0}$  contrainte de tension à l'origine.

e : la base des logarithmes népériens.

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

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

$\sigma_{p0} = 1488 \text{ MPa}$

Pour  $x=0.50 L$  :

**Tableau VI-10. Valeurs des pertes dues aux frottements.**

N° câble	X=l/2 (m)	$\beta$ (rad)	f $\beta$ + $\varphi$ x	$\Delta\sigma\varphi$ (MPa)	$\Delta\sigma\varphi_{Moy}$ (MPa)	$\Delta\sigma\varphi_{Moy}$ (%)
C1	18	0.066	0.048	69.61	76.21	5.12%
C2	18	0.095	0.053	76.95		
C2	18	0.095	0.053	82.08		

**VI.8.2. Pertes par recul d’encrage**

Après mise en tension, on relâche le vérin pour laisser les mors (clavettes) se bloquer, ceux-ci reculent de quelques millimètres. Ce mouvement en arrière provoque une diminution de la tension du câble, notée perte par recul d’ancrage.

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

Avec :

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

l : longueur de la moitié de la poutre,

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

g : intensité du recul d’ancrage, g = 2 mm.

**Tableau VI-11. Les valeurs de l , k et d.**

N° câble	L(m)	K (m-1)	d (m)
C1	18	0.0027	16.97
C2	18	0.0029	16.12
C3	18	0.0032	15.59

Remarque : étant donné que pour chaque câble la longueur affecté inférieur à L/2, donc on peut tirer les câbles des deux extrémités,

Les pertes par recul d’ancrage sont :

**Tableau VI-12. Valeurs des pertes dues au recul à l’ancrage.**

$\Delta\sigma_p(0.50 L)$	$\Delta\sigma_p(0)$
0	134.39
0	141.48
0	146.25

**VI.8.3. Les pertes de déformation instantanée de béton**

Lorsque la section de la poutre est armée par plusieurs câbles de précontrainte la mise en tension des câbles ne pouvant s’effectuée que câble par câble, la mise en tension du i-ème câble entraîne un raccourcissement du béton au droit du câble n° (i-1) et de (i-2) jusqu’au premier câble tendu,

Ceci va entraîner une diminution de leur force de précontrainte,

Dans le cas (n) armatures identique donnant lieu chacune à un raccourcissement unitaire instantané du béton  $\epsilon_i/n$

La perte de tension par raccourcissement peut être assimilée à une perte moyenne égale :

$$\sigma_e = \frac{1}{2} \times \frac{E_p}{E_{ij}} \times \sigma_{bi} ; \sigma_{bi} = \frac{P}{b} + \frac{P \times e^2}{I_G} - \frac{M_p \times e}{I_G}$$

Avec :

- $\sigma_{bj}$  : Contrainte parabole du béton.
- $E_p$  : module d’élasticité des armatures  $E_p = 190000$  MPa.
- $E_{ij}$  : module de déformation longitudinale instantanée du béton « j »  $E_{ij} = 11000 \sqrt{f_{cj}}$
- $P$  : effort de précontrainte,  $P = n \times A_p (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{\phi Moy})$ .
- $A_p$  : section du câble de précontrainte.
- $e$  : excentricité moyenne des câbles.
- $M_p$  : moment dû au poids propre de la poutre.
- $I_G$  : moment d’inertie de la section médiane seule.

**Tableau VI-13. Valeurs de calcul Pertes par déformation instantanée du béton.**

Mg	2.80	MN
$E_{ij}$	35981.73	MPa
e	0.72	m
B	0.73	m <sup>2</sup>
$I_G$	0.29	m <sup>4</sup>
n câble	3	/

Perte par déformation instantané du béton

$$\sigma_{bi} = 15.76 \text{ MPa} \qquad \sigma_e = 41.62 \text{ MPa} = 2.80\%$$

Les pertes Instantanées totales :  $\Delta\sigma_i = \Delta\sigma_{\phi} + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_e$

$$\Delta\sigma_i = 2.8 + 5.12 = 7.92 \%$$

**VI.8.4. Pertes de tension différées**

Dans le cas de la post-tension, les armatures de précontrainte subissent des pertes de tension différées qui sont :

- Perte de tension due au retrait du béton
- Perte de tension due au fluage du béton
- Perte de tension due à la relaxation de l'acier

La tension au point d'abscisse x, après pertes de tension instantanées, appelée tension finale, est notée :  $\sigma_{pf}(x) = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pi}(x) - \Delta\sigma_{pd}(x)$

**VI.8.4.1. Perte de tension due au retrait du béton**

Le retrait est un phénomène de raccourcissement du béton dans le temps, due à une évaporation de l'eau, La perte finale due au retrait du béton est donnée par :

$$\Delta\sigma_r = E_p \times \xi_r$$

$\xi_r$ : retrait final,  $\xi_r = 2 \times 10^{-4}$  car on est en zone A .

$$\Delta\sigma_r = 38.00 \text{ MPa} = \frac{\Delta\sigma_r}{\sigma_p} \times 100 = 2.55\%$$

**VI.8.4.2. Perte de tension due au fluage du béton**

Sous l'action d'une contrainte permanente, le béton subit des déformations au cours du temps, les câbles de précontrainte vont subir la même déformation, donc une chute de leur tension

$$\Delta\sigma_{fl} = 2.5 \times \sigma_b \times \frac{E_p}{E_{ij}}$$

$\sigma_{bi}$  : contrainte finale après les pertes instantanées dans le béton au niveau du câble moyen sous les charges permanentes.

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

e : excentricité moyenne des câbles.

$M_p$  : moment du a toutes les charges permanentes.

$I_G$  : moment d'inertie de la section médiane + dalle.

**Tableau VI-14 .Valeur des Pertes par fluage.**

$M_p$	4.34	MN.m
Inertie (poutre dalle)	0.5420	m <sup>4</sup>
B (poutre dalle)	1.1535	m <sup>2</sup>
v' (poutre dalle)	1.310	m
$e_0$ (poutre dalle)	1.08	m
P	6.91	MN
$\sigma_{bi}$	12.27	MPa
$\Delta\sigma_{fl}$	162	MPa
$\Delta\sigma_{fl} = \frac{\Delta\sigma_{fl}}{\sigma_p} \times 100$	10.89	%

**VI.8.4.3. Perte de tension due à la relaxation des câbles**

La relaxation est un phénomène de diminution progressive de la tension des câbles dans le temps, La perte par relaxation est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma\rho = \frac{6}{100} \times \left( \frac{\sigma_i}{F_{prg}} - \mu_0 \right) \times \sigma_i \times \rho \times 1000$$

$\rho \times 1000$  (%) : relaxation garantie à 1000 h ( $\rho \times 1000 = 2.5$  %).

$\sigma_i$  : la tension après les pertes instantanées ( $\sigma_i = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{Instantanées}$ ).

$\mu_0$  : coefficient valant (0.43) pour les armatures à très basserelaxation.

**Tableau VI-15 .Pertes par relaxation.**

$\Delta\sigma_p$	63.02	MPa
$\Delta\sigma_p = \frac{\Delta\sigma\rho}{\sigma_p} \times 100$	4.24%	%

Note : les pertes différées finales est égale à :  $\Delta\sigma_{pd} = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + 5/6\Delta\sigma_p$

**Tableau VI-16. Les pertes totales.**

	MPa	%
$\Delta\sigma_{Inst}$	117.84	7.92
$\Delta\sigma_{Diff}$	252.52	16.97
$\Delta\sigma_{\infty}$	370.36	24.89

Après le calcul du pourcentage des pertes totales, on remarque que les pertes de tension inférieures à 25%, la valeur qu'on a proposé au départ, donc le nombre de câble est vérifier (3 câbles de 12T15).

**VI.9. CALCULE JUSTIFICATION DES SECTION**

Nous allons vérifier si la structure est conforme aux prescriptions réglementaires, c'est à dire vérifié le non dépassement des contraintes normales et tangentielles aux contraintes limites dans toutes les phases de construction et de service, en choisissant la section la plus sollicité (à mi- travée).

On doit vérifier, pour les quatre phases citées précédemment, que les contraintes normales et tangentielles engendrées par cette structure respectent les normes, ne dépassant pas ainsi les contraintes limites, Mais au stade où on en est (proposition des variantes), les vérifications se feront pour les contraintes normales seulement et pour deux phases de vérifications.

Ces vérifications se feront pour quatre sections,  $x = 0.5, L/4, 3L/8$  et  $L/2$ , Pour se faire, on aura besoin des caractéristiques nettes de ces sections (avec déduction de la gaine) qui seront estimées à l'aide du logiciel AUTOCAD 2016 et qui sont données en annexe (Annex D. 8).

**VI.9.1. Limitation des contraintes**

Les contraintes pour chaque phase doivent satisfaire la condition suivante :

$$\overline{\sigma_{bt1}} \leq \overline{\sigma_{inf}} \leq \overline{\sigma_{bc}} \quad \text{et} \quad \overline{\sigma_{bt2}} \leq \overline{\sigma_{sup}} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

Avec :

$$\sigma_{inf} = \frac{p}{Bn} + (P \times e0 - M) \times \frac{vn}{In} \quad \text{et} \quad \sigma_{sup} = \frac{p}{Bn} - (P \times e0 - M) \times \frac{vn}{In}$$

Les vérifications sont pour les 4 étapes.

Le calcul et les résultats obtenus sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau VI-17. Limitation des contraintes.**

j ≥ 7 jours	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	13.91	Exécutions / Q. Rares /Q. Fréquent
	$\overline{\sigma}_{bt1}$ (MPa)	-2.99	
	$\overline{\sigma}_{bt2}$ (MPa)	-1.39	Exécutions
	$\overline{\sigma}_{bt2}$ (MPa)	-1.99	Q. Rares
j ≥ 28 jours	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	21	Exécutions / Q. Rares /Q. Fréquent
	$\overline{\sigma}_{bt1}$ (MPa)	-4.05	
	$\overline{\sigma}_{bt2}$ (MPa)	-1.89	Exécutions
	$\overline{\sigma}_{bt2}$ (MPa)	-2.7	Q. Rares

**VI.9.2. Justificatif de la poutre à l'ELS**

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

Selon le BPEL la précontrainte est représentée par une valeur de calcul P qui est :

$$P1 = 1.02 P_0 - 0.80 \Delta P$$

$$P2 = 0.98 P_0 - 1.20 \Delta P$$

$$P_0 = 2.5 MN$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI-18. Caractéristiques de chaque phase de vérification.**

	N cables	% Mt	ΔP	P <sub>1</sub>	P <sub>2</sub>	d(x=0.5)	d(x=L/4)	d(x=3L/8)	d(x=L/2)
Phase 1	3	50	3.96	3.71	3.50	1.05	0.44	0.28	0.23
Phase 2	3	100	7.92	7.17	6.64	1.05	0.44	0.28	0.23
Phase 3	3	100	12.16	6.92	6.26	1.05	0.44	0.28	0.23
Phase 4	3	100	24.89	6.16	5.11	1.05	0.44	0.28	0.23

**VI.9.2.1. Justification des contraintes normales**

On va vérifier la condition suivante :  $\overline{\sigma}_{bt} \leq \overline{\sigma} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

Tableau VI-19. Vérification des contraintes normales Phases 1 et 2.

		Phase 1				Phase 2			
		x=0.5	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0.5	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		-0.10	0.51	0.68	0.74	-0.10	0.51	0.68	0.74
M <sub>EIS</sub>		0.00	1.14	2.06	2.80	0.00	1.14	2.06	2.80
P1 (MN)		3.71	3.71	3.71	3.71	7.17	7.17	7.17	7.17
P2 (MN)		3.50	3.50	3.50	3.50	6.64	6.64	6.64	6.64
σ <sub>p</sub> (MPa)	σ <sub>sup</sub>	-0.01	3.38	6.14	8.41	-0.01	3.38	6.14	8.41
	σ <sub>inf</sub>	0.01	-3.83	-5.06	-9.75	0.01	-3.83	-7.05	-9.75
σ <sub>P1</sub> (MPa)	σ <sub>sup</sub>	4.13	-0.44	-2.33	-3.05	7.99	-0.85	-4.51	-5.91
	σ <sub>inf</sub>	2.22	11.58	13.83	14.76	4.29	22.42	26.78	28.58
σ <sub>P2</sub> (MPa)	σ <sub>sup</sub>	3.90	-0.41	-2.20	-2.88	7.39	-0.79	-4.17	-5.47
	σ <sub>inf</sub>	2.09	10.93	13.05	13.93	3.97	20.74	24.78	26.44
σ <sub>Max</sub> (MPa)	σ <sub>sup</sub>	4.12	2.94	3.81	5.35	7.98	2.53	1.63	2.50
	σ <sub>inf</sub>	2.23	7.75	8.77	5.01	4.30	18.59	19.74	18.83
σ <sub>Min</sub> (MPa)	σ <sub>sup</sub>	3.89	2.96	3.94	5.53	7.39	2.59	1.97	2.94
	σ <sub>inf</sub>	2.10	7.10	7.99	4.18	3.98	16.91	17.73	16.68

Tableau VI-20. Vérification des contraintes normales Phases 3 et 4.

		Phase 3				Phase 4			
		x=0.5	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0.5	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		0.16	0.87	1.04	1.10	0.16	0.87	1.04	1.10
M <sub>EIS</sub>		0.00	1.76	3.19	4.337	-0.02	3.4182	5.959	7.89
P1 (MN)		6.92	6.92	6.92	6.92	6.16	6.16	6.16	6.16
P2 (MN)		6.26	6.26	6.26	6.26	5.11	5.11	5.11	5.11
σ <sub>p</sub> (MPa)	σ <sub>sup</sub>	0.00	2.41	4.39	6.01	-0.03	4.67	8.19	10.93
	σ <sub>inf</sub>	0.00	-4.33	-7.96	-10.97	0.04	-8.41	-14.85	-19.95
σ <sub>P1</sub> (MPa)	σ <sub>sup</sub>	2.91	-2.17	-3.81	-4.44	2.59	-1.93	-3.39	-3.95
	σ <sub>inf</sub>	6.58	20.93	24.02	25.28	5.86	18.62	21.37	22.49
σ <sub>P2</sub> (MPa)	σ <sub>sup</sub>	2.63	0.63	-0.20	-4.01	5.07	1.20	-0.38	-3.28
	σ <sub>inf</sub>	5.95	18.92	21.72	22.86	4.86	15.46	17.74	18.67
σ <sub>Max</sub> (MPa)	σ <sub>sup</sub>	2.91	0.24	0.58	1.57	2.56	2.74	4.80	6.97
	σ <sub>inf</sub>	6.58	16.60	16.06	14.32	5.90	10.22	6.52	2.55
σ <sub>Min</sub> (MPa)	σ <sub>sup</sub>	2.63	3.04	4.19	1.99	5.05	5.86	7.81	7.65
	σ <sub>inf</sub>	5.95	14.59	13.75	11.89	4.90	7.05	2.89	-1.28

**VI.9.2.2. Vis-à-vis de la contrainte tangentielle**

La vérification des contraintes tangentielles se fait pour chaque phase ou la contrainte tangentielle au niveau d'une section doit vérifier les deux inégalités suivantes :

$$\tau^2 \leq 0,4 \cdot f_{tj} [f_{tj} + \sigma_x] = \bar{\tau}_1^2$$

$$\tau^2 \leq 2 \cdot \frac{f_{tj}}{f_{cj}} [0,6 \cdot f_{cj} - \sigma_x] \times [f_{tj} + \sigma_x] = \bar{\tau}_2^2$$

Si  $\sigma_x < 0,4 \cdot f_{cj}$  on a  $\bar{\tau}_1 < \bar{\tau}_2$ : donc on vérifie juste que  $\tau < \bar{\tau}_1$

Avec :

$\tau$  : Contrainte tangentielle.

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

➤ **Détermination La contrainte normale  $\sigma_x$ .**

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

P : effort de précontrainte.

$B_n$  : surface nette de la section considérée.  $B_n = 1.5715 \text{ m}^2$

**Tableau VI-21. Effort de précontrainte.**

			<b>P cosa</b>	<b>P sina</b>
$\alpha_1=3.865^\circ$	P1(MN)	1.88	1.87	0.13
$\alpha_2=5.554^\circ$	P2(MN)	1.88	1.87	0.18
$\alpha_3=6.741^\circ$	P3(MN)	1.88	1.86	0.22
Somme			5.61	0.53

Donc :  $\sigma_x = \frac{5.61}{1.5715} = 3.57 \text{ MPA}$

➤ **Détermination La contrainte tangentielle  $\tau$**

$$\tau = \frac{V_{red} \cdot S_n(y)}{I_n \cdot b_n}$$

Avec :  $V_{red} = V_{ser} - \sum P_i \sin \alpha_i$

$V_{red}$  : effort tranchant réduit.

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

$b_n$  : largeur nette de la section.

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI-22. Contrainte tangentielle «  $\tau$  ».

Bn (m <sup>2</sup> )	$\sigma_x$ (MPa)	$\bar{\tau}_1$ (MPa)	V <sub>ser</sub> (MPa)	V <sub>red</sub> (MPa)	S <sub>n</sub> (m <sup>3</sup> )	I <sub>n</sub> (m <sup>4</sup> )	b <sub>n</sub> (m)	$\tau$ (MPa)
1.57	3.57	2.34	1.01	0.49	0.52	0.63	0.52	0.77

On constate que  $\tau = 0.77 \text{ MPa} \leq \tau_1 = 2.34 \text{ MPa}$ . Donc Les contraintes tangentielles et normales sont vérifiées à ELS.

**VI.9.2.3. Armatures longitudinales dans le talon des zones tendues**

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

B<sub>t</sub> : aire de la section du béton en traction. B<sub>t</sub>=0.1612 m<sup>2</sup>.

$\sigma_{Bt}$  : Valeur absolue des contraintes maximales de traction.  $\sigma_{Bt} = 1.28 \text{ MPa}$

N<sub>Bt</sub> : La résultante de la contrainte de traction correspondante. N<sub>Bt</sub>= 0.7 MPa

$\sigma_{Nbt}$  : la projection de centre de gravité section sur zone tendue.  $\sigma_{Nbt} = 0.11284 \text{ MN}$

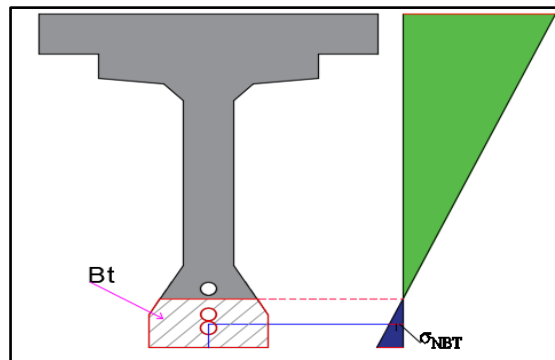


Figure VI-5. Diagramme des contraintes à mi travée.

D'où :  $A_s = 3.41 \text{ cm}^2$

On prend : 2HA16.

**VI.9.3. Justification de la poutre a l'ELU**

**VI.9.3.1. Justification des bielles de béton**

Cette condition est traduite pour éviter tout calcul complémentaire en une vérification de la Contrainte de cisaillement agissant sur les sections droites de l'ouvrage. Il suffit de

vérifier :  $\tau_u \leq \frac{f_{c28}}{6} = \frac{35}{6} = 5.83 \text{ MPa}$

➤ **Détermination de  $\tau_u$**

$$\tau_u = \frac{V_{ur\text{red}} \cdot S_n(y)}{I_n \cdot b_n}$$

$\tau_u$ : Contrainte tangentielle ultime

$\tau'_u$  : Contrainte de cisaillement limite

$$V_{u \text{ Red}} = V_u - \sum P_i \sin(\alpha_i)$$

$$V_u = V_{1.35(G+D240)} = 1.37 \text{ MN}$$

Tableau VI-23. Détermination de  $\tau_u$ .

Vult (MPa)	Vred (MPa)	$S_n$ (m <sup>3</sup> )	$I_n$ (m <sup>4</sup> )	$b_n$ (m)	$\tau_u$ (MPa)
1.37	0.84	0.52	0.63	0.52	1.33

$$\tau_u = 1.33 \text{ MPa} \leq 5.83 \text{ MPa}$$

La condition sur les bielles de compression de béton est bien vérifiée.

➤ **Détermination de  $\beta_u$**

$$\text{tg} 2\beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_x - \sigma_y}$$

$$\beta_u \geq 30^\circ$$

Tableau VI-24. Détermination de  $\beta_u$ .

$B_n$ (m <sup>2</sup> )	$\sigma_x$ (MPa)	$\tau_u$ (MPa)	$\beta_u$ (°)
1.57	3.57	1.33	18.35

Dans laquelle :

$\sigma_x \cdot \sigma_y$  : représentent les contraintes normales au niveau de G.

$$\beta_u = 18.35^\circ \quad \text{on prend } \beta_u = 30^\circ$$

**VI.9.4. Armature de peau**

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

**VI.9.4.1. Transversalement**

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

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

- $A_t$  : Section totale des sections d'un cours d'armatures passives transversales.
- $S_t$  : Espacement de deux cours de ces armatures, mesuré suivant la fibre moyenne de la poutre.
- $f_e$  : Limite d'élasticité de l'acier.
- $\gamma_s = 1.15$  : pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales.
- $b_n$  : Largeur nette de la section d'appui

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 2.960 \text{ cm}$$

Nous retiendrons donc un cadre HA 12 chaque 4 barre avec un espacement 30.

### VI.9.4.2. Longitudinalement

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_t}{f_e} \quad A_s = 25.46 \text{ cm}^2$$

$A_s \geq 25.46 \text{ cm}^2$  on prend alors 24HA12 correspond une section ( $27.14 \text{ cm}^2$ ).

2HA12 pour le talon

12HA12 pour l'âme

10HA12 pour la table de compression

### VI.9.4.3. Cadre de talon

Ces cadres sont destinés à assurer la couture du talon sur l'âme et doivent être efficace, donc ancrées au niveau de la jonction âme-talon ce qui peut être obtenu en croisant les aciers dans l'âme, On choisit un cadre HA12

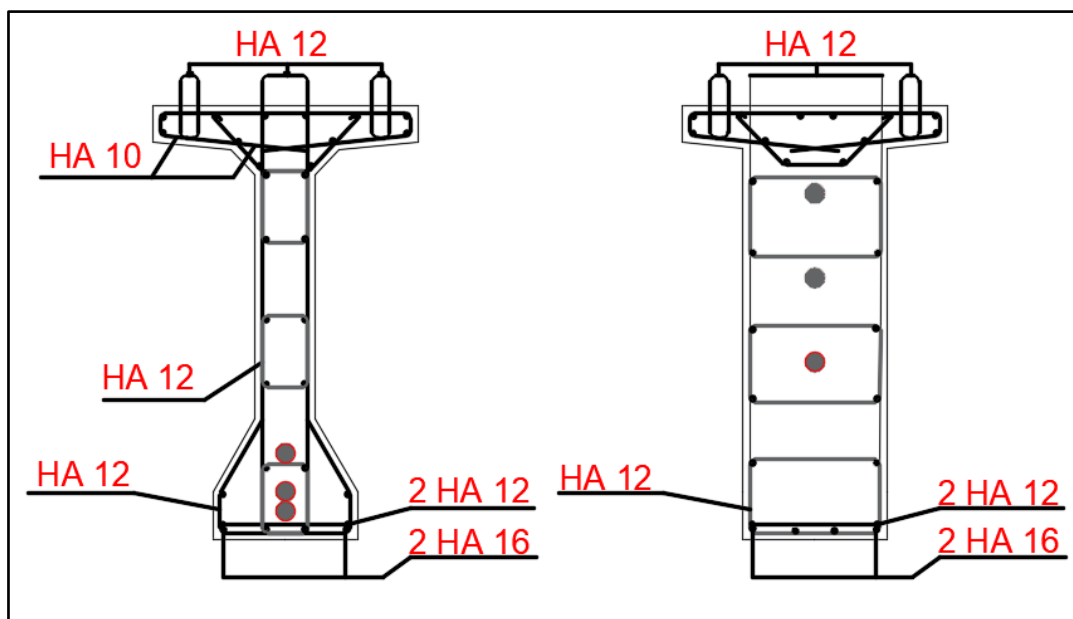
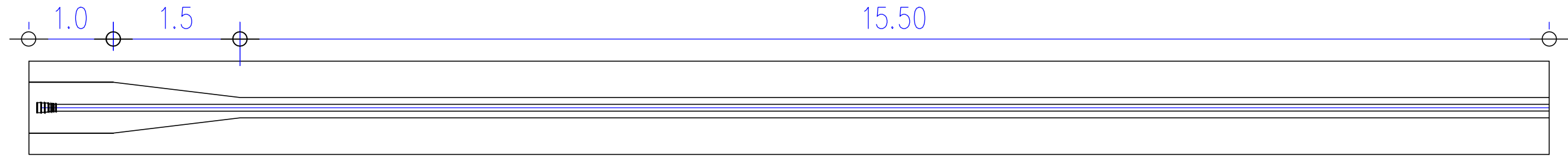


Figure VI-6. Ferrailage de la poutre.

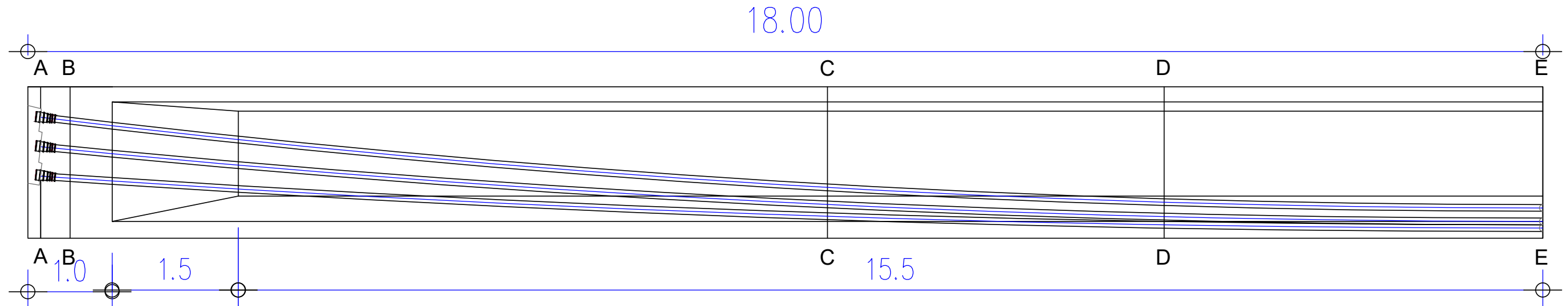
## VI.10. CONCLUSION

Le câblage choisi ainsi que les hypothèses faites sur les pertes ont vérifié toute contrainte normale et tangentielle lors des différentes phases de réalisation et en service, ainsi que le dimensionnement de la poutre choisi est vérifié pour que les contraintes ne dépassent pas les contraintes admissibles.

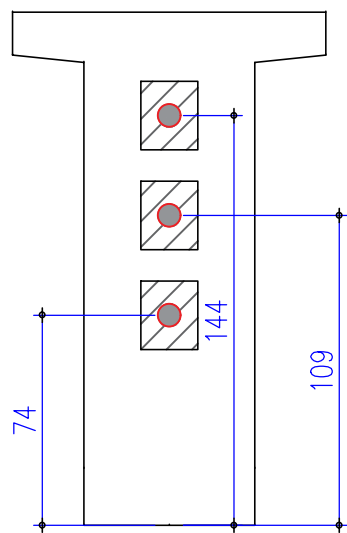
VUE EN PLAN ECH :1/50



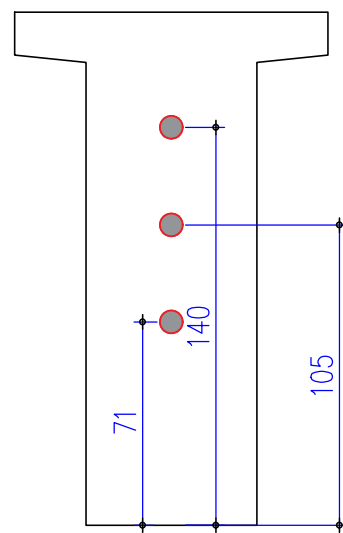
COUP LONGITUDINAL ECH :1/50



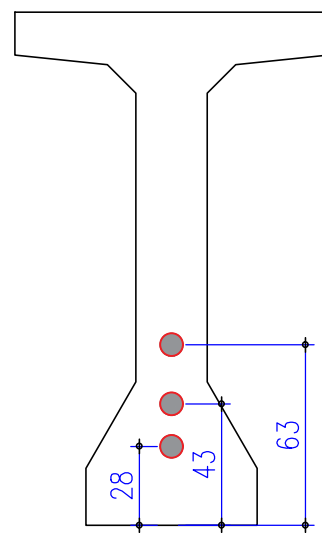
COUP A-A ECH :1/25



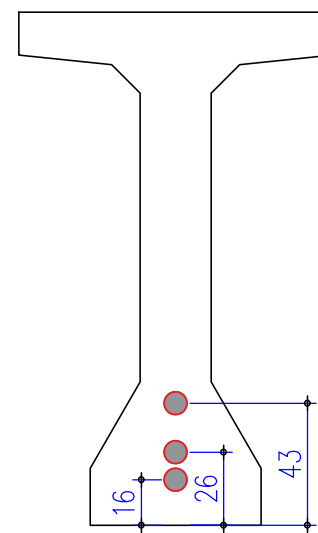
COUP B-B ECH :1/25



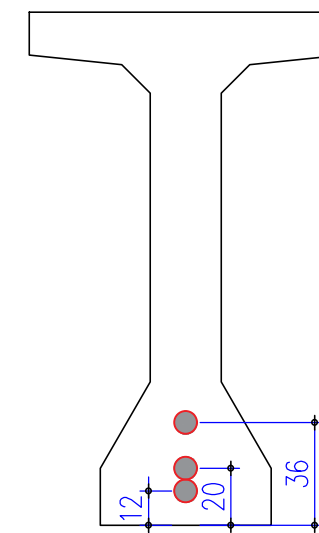
COUP C-C ECH :1/25



COUP D-D ECH:1/25



COUP E-E ECH:1/25



**caractéristique des câbles**

- Type de câble 12T15.
- section  $A_p = 1680 \text{ mm}^2$ .
- Module d'élasticité: 190000 MPa.
- Nombre de câble: 3.

**Premier Phase:**

-Dès que le béton aura atteint les 25 MPa Mise en tension a 50 % des câbles C1-C2.

**Deuxième phase:**

-Dès que le béton aura atteint les 35 MPa Mise en tension a 100 % des câbles C1-C2.



# CHAPITRE VII

---

## ETUDE DU TABLIER



## VII.1. INTRODUCTION

Dans ce chapitre nous allons établir une étude plus détaillée et approfondie de la variante retenue, en commençant par les changements apportés à la conception initiale, passant ensuite aux différentes vérifications des éléments de la structure, pour terminer avec la dalle et les assemblages et ainsi clôturer l'étude de la superstructure.

## VII.2. FLECHES ET CONTRE FLECHES

### ➤ Fleche due au poids propre

Le poids propre est supposé comme étant une charge uniformément répartie, la flèche prend sa valeur maximale à mi-travée.

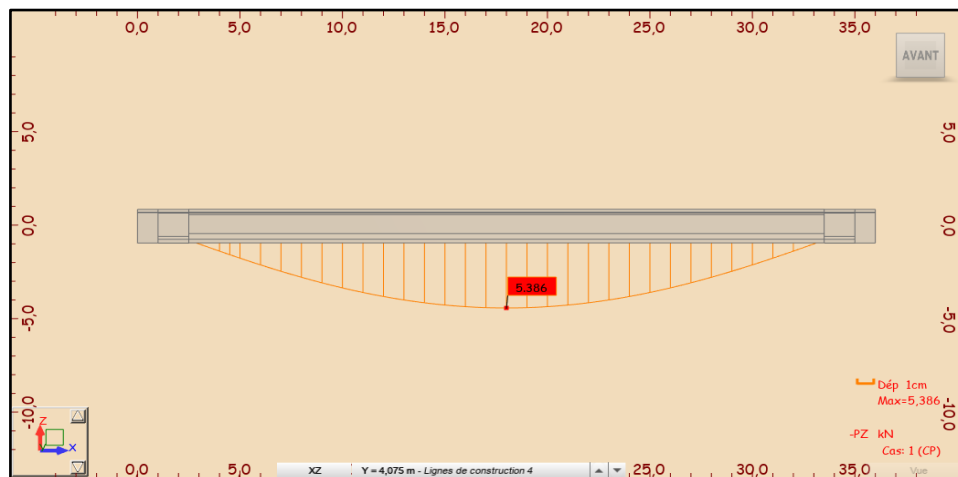


Figure VII-1. Flèche max de la poutre due à poids propre.

D'après ce diagramme on constate que la flèche maximale de la poutre due au poids propre (poutres, entretoises, dalle, équipements) est égale à :  $f_G = 5.386$  cm.

### ➤ la flèche de précontrainte

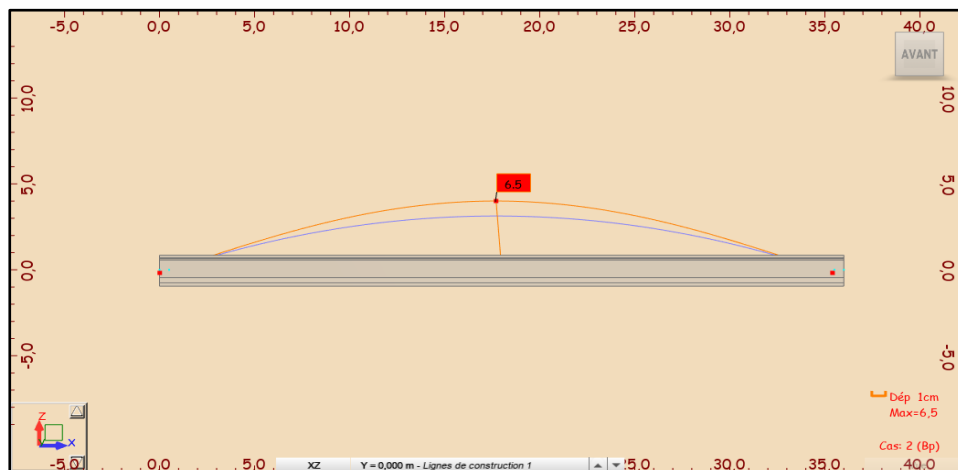


Figure VII-2. La flèche max de la poutre due à la mise en tension de la précontraintes.

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

égale à :

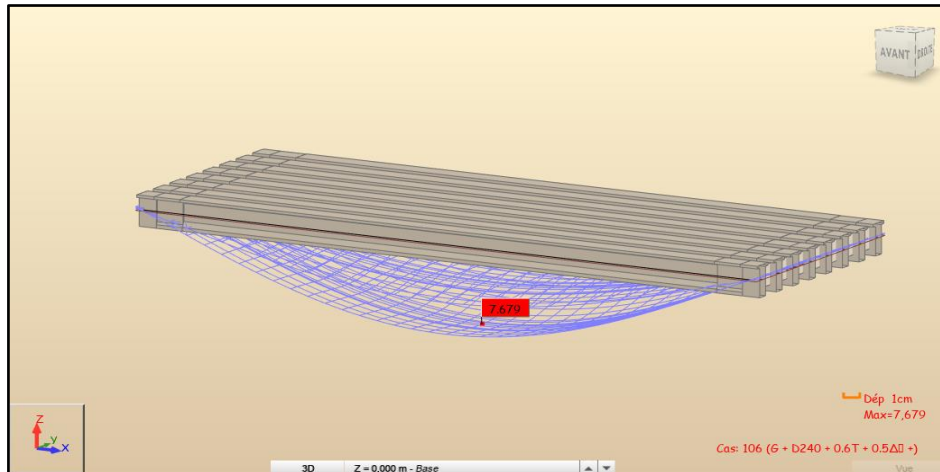
$$f_p = - 6.5 \text{ cm}$$

➤ **Flèche de construction**

$$f_c = 3/4(f_p - f_G) = 3/4 (6.5 - 5.386) = 1.114 \text{ cm} \rightarrow f_c = 1.114 \text{ cm}$$

➤ **Flèche maximale à ELS**

La flèche maximale à l'ELS est donnée par le diagramme suivant :



**Figure VII-3. Flèche max de la poutre à ELS.**

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

$$f_{ELS} = 7.679 \text{ cm}$$

➤ **Flèche totale**

La flèche totale max est donnée par les sommes des différentes flèches déjà calculées :

$f = f_{ELS} + f_p + f_c \rightarrow f = 2.293 \text{ cm}$ . La flèche admissible :  $(L/500 = 7.2 \text{ cm})$  doit être supérieure à la flèche calculée (2.293cm).

### VII.3. ETUDE DE L'HOURLDIS

L'hourdis est une dalle en béton armé, qui joue le rôle d'entretoise donc il assure la répartition transversale des efforts. Cette dalle est destinée à recevoir la couche de roulement, les Surcharges et à transmettre ces dernières aux poutres qui à leur tour les transmettrons aux fondations.

#### VII.3.1. Etude de la flexion transversale

##### VII.3.1.1. Moment fléchissant max et min

On a obtenu les valeurs de moments transversaux à l'aide du logiciel ROBOT structural Analysais en configuration tridimensionnel modèle coque, pour faire le ferrailage de l'hourdis.

On prendra une longueur de l'hourdis égale à 1 m (On va déterminer le ferrailage d'une section rectangulaire par 1ml et on va généraliser sur la longueur de l'hourdis), les autres

dimensions (largeur, épaisseur) sont prises égale aux dimensions réels.

Les résultats obtenus sont donnés ci-dessous sous forme de diagrammes représentant les moments de flexion ainsi que les efforts tranchants. Nous nous considérons que les efforts obtenus sous les combinaisons les plus défavorables à l'état limite de service (ELS) et à l'état limite ultime (ELU).

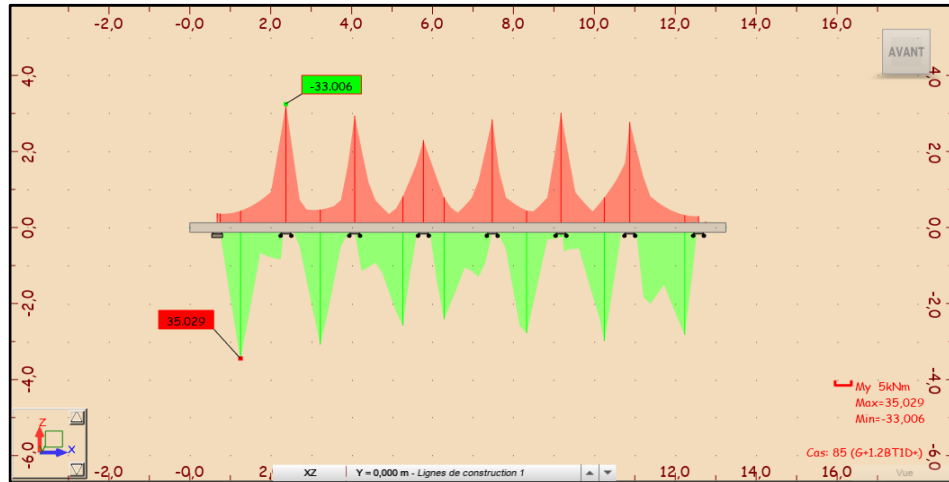


Figure VII-4. Moment -Dalle ELS.

Donc les moments max à l'ELS sont :

Fibre supérieure :  $M_{ELS} = 33.006 \text{ KN.m}$       Fibre inférieure :  $M_{ELS} = 35.029 \text{ KN.m}$

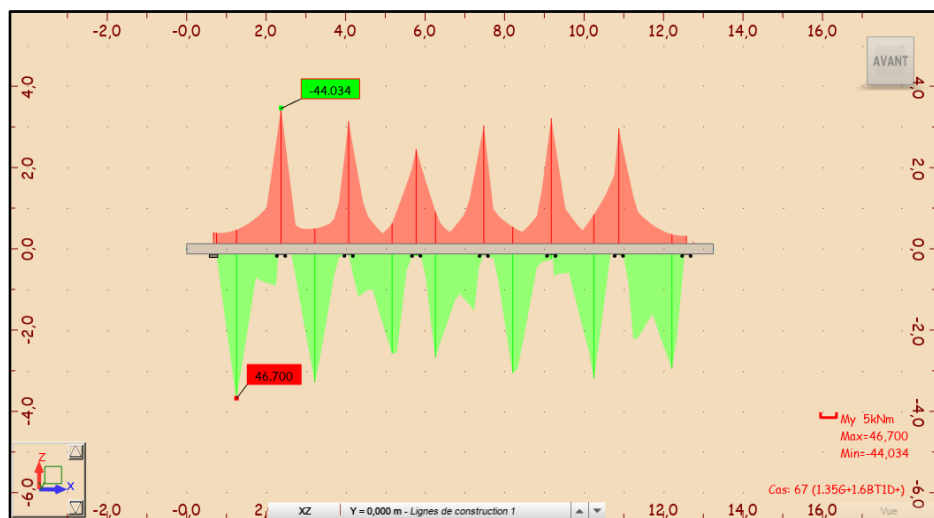


Figure VII-5. Moment -Dalle ELU.

Les moments max à l'ELU sont :

Fibre supérieure :  $M_{ELU} = 44.034 \text{ KN.m}$       Fibre inférieure :  $M_{ELU} = 46.700 \text{ KN.m}$

### VII.3.2. Ferrailage

On a ferrillé l'hourdis en flexion simple pour une bonde de 1 m (ferrailage par 1 ml) Le ferrailage transversal de la dalle est calculé à l'aide du logiciel ROBOT expert 2010, (voir à Annexe E.1).

Les résultats sont présentés ci-dessous. Ferrailage nappe supérieure (sur appui)

➤ **Armatures transversales**

$A_s = 5.2\text{cm}^2$

On opte pour 5HA12 ( $A_s = 5.65\text{ cm}^2$ )

Avec un espacement de 20 cm.

➤ **Armatures longitudinales de construction**

Les armatures de construction égale à 1/3 de la section  $A_s$  On opte pour 6HA10 ( $A_s = 2.36\text{ cm}^2$ ) ; avec un espacement de 20 cm.

**VII.3.2.1. Ferrailage nappe inférieure (mi-travée)**

➤ **Armatures transversales**

$A_s = 5.5\text{cm}^2$

On opte pour 5HA12 ( $A_s = 5.65\text{cm}^2$ ) avec un espacement de 20 cm.

➤ **Armatures longitudinales de construction**

Les armatures de construction égale à 1/3 de la section  $A_s$  On opte pour 6HA10 ( $A_s=2.36\text{ cm}^2$ ) avec un espacement de 20 cm.

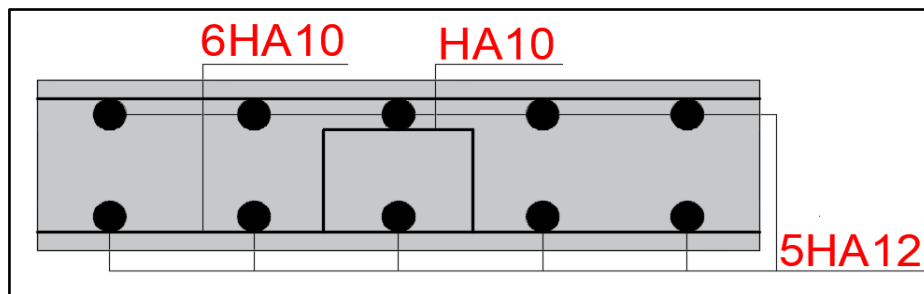


Figure VII-6. Ferrailage de la dalle.

**VII.4. ETUDE DE L'ENTRETOISE**

L'entretoise sera assimilée à une poutre contenue reposant sur 4 appuis supporte une charge uniformément répartie. Notons que le cas de charge correspondant au veinage est souvent Prépondérant pour le dimensionnement des entretoises. Poids de la superstructure revient à l'entretoise :  $G_{\text{Tablier}} = 276.10\text{ KN/ml}$

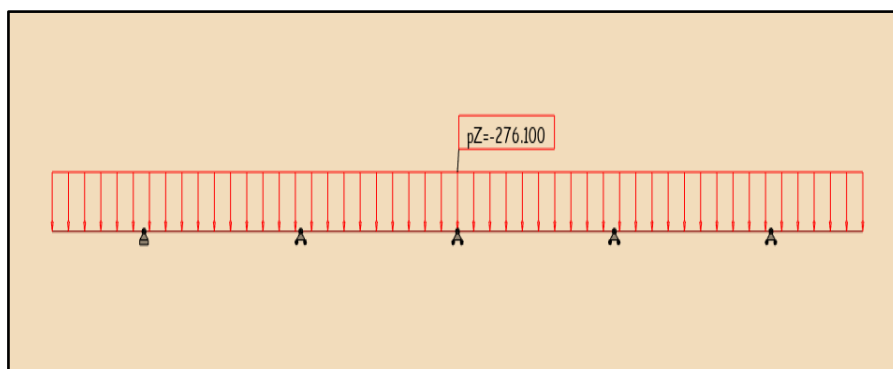


Figure VII-7. Modélisation de l'entretoise.

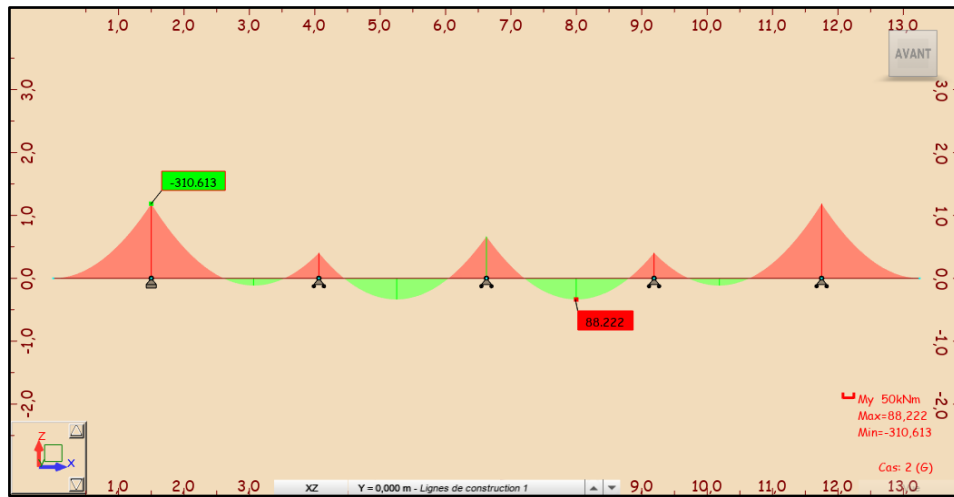


Figure VII-8. Diagramme de moment pour l'entretoise.

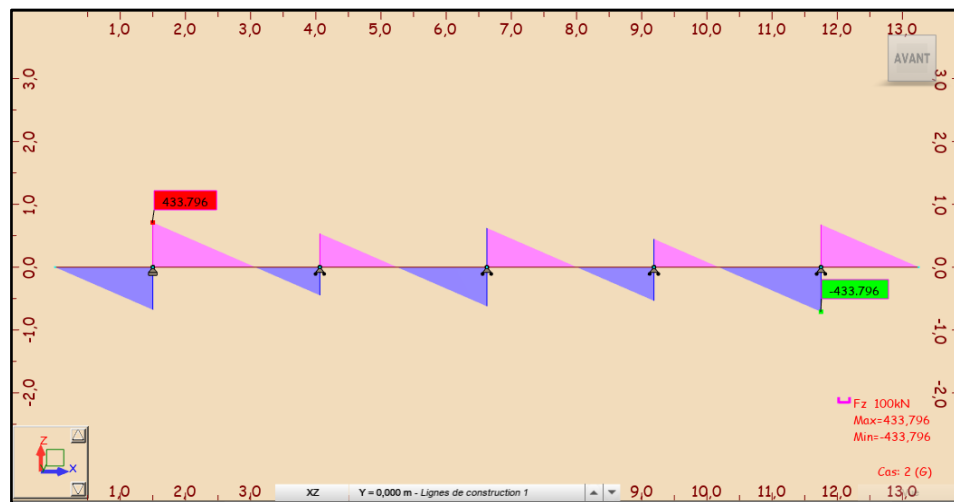


Figure VII-9. Diagramme d'effort tranchant pour l'entretoise.

**VII.4.1. Ferrailage de l'entretoise**

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

**VII.4.1.1. Ferrailage nappe supérieure**

➤ **Armatures principales**

$A_s = 5.8\text{cm}^2$

On opte pour 3HA16 ( $A_s = 6.03\text{ cm}^2$ ) ; avec un espacement de 10 cm.

➤ **Armatures de peau**

Les armatures de construction égale à 1/3 de la section  $A_s$ . On opte pour HA10.

**VII.4.1.2. Ferrailage nappe inférieure**

➤ **Armatures principales**

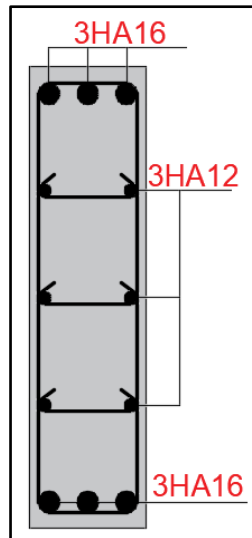
$A_s = 5.8\text{cm}^2$

On opte pour 3HA16 ( $A_s = 6.03\text{ cm}^2$ ) ;

Avec un espacement de 10 cm.

➤ **Cadres transversales (effort tranchant)**

On opte pour des cadres de HA12. Avec un espacement de 20 cm.



**Figure VII-10. Ferrailage de l'entretoise.**

## VII.5. CONCLUSION

La dalle du pont joue un rôle mécanique très important (répartition des charges sur les poutres). C'est un élément support qui permet d'installer les équipements de pont (corniches, appareille d'appuis, joint de chausser ... etc.) qu'on dimensionnera dans un chapitre ultérieur.



# CHAPITRE VII

---

## ETUDE SISMIQUE ET EQUIPMENTS DE PONT



### VIII.1. INTRODUCTION

Les séismes font partie des cataclysmes naturels qui ont exercé une grande fascination sur l'humanité. Ils sont responsables de la destruction des villes entières, la cause de la mort de millions d'hommes et souvent des conséquences économiques désastreuses pour les pays touchés. Cela pose un ultime défi aux spécialistes de génie parasismique et aux ingénieurs en travaux publics et génie civil de concevoir des ponts, des bâtiments et des barrages capables de résister aux forces dévastatrices engendrées par les tremblements de terre.

L'effet dynamique sous un séisme sur les ouvrages d'art peut être Très dangereux dans certain cas, Notre ouvrage est situé dans la Zone IIb (sismicité élevée), d'où la nécessité de comprendre le comportement de l'ouvrage vis-à-vis la sollicitation sismique

### VIII.2. CARACTERISTIQUES DE L'OUVRAGE RELATIVES A L'ETUDE SISMIQUE

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

- Le présent pont est de 2<sup>ème</sup> groupe.
- Le sol est de catégorie S3 (site meuble).
- L'ouvrage est classé en zone IIb.
- L'accélération de zone A = 0.25.

### VIII.3. ANALYSE SISMIQUE

Pour l'étude sismique, le règlement R.P.O.A proposé deux (2) méthodes d'analyses :

- L'analyse monomodale
- L'analyse spectre de réponse

#### VIII.3.1. Analyse monomodale spectrale

Nous allons passer par des conditions a vérifiées cette méthode pour notre ouvrage

##### VIII.3.1.1. Mode totale mise en mouvement par le mode fondamental

La masse modale (masse totale mise en mouvement par le mode fondamental) doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation autrement dit, la masse des piles MP doit être inférieur à 43% ( $M_{Pile} \leq 0.43 M_{tablier}$ ) de la masse du tablier : ( $T=G+\alpha Q$ ).

Tel que :

G : le poids total du tablier.

Q : la charge d'exploitation

$\alpha$  : 0% pour un pont routier Non urbain. (R.P.O.A)

##### VIII.3.1.2. Application numérique

###### ➤ La masse du tablier

$$M_{\text{tablier}} = 59\,918.65 \text{ KN}$$

$$0.43 \times M_{\text{tablier}} = 25765.02 \text{ KN}$$

➤ **La masse de la pile**

$$M_{piles} = M_{chevêtre} + M_{voiles}$$

$$M_{chevêtre} = S_{chevêtre} \times l_{chevêtre} \times \gamma b = 18.48 \times 2.75 \times 25 = 1270.5 \text{ KN}$$

$$M_{voile} = S_{voiles} \times l_{voiles} \times \gamma b$$

$$S_{voile} = [(6 \times 2.75) (1.35 \times 3.2)] = 12.18 \text{ m}^2$$

$$M_{voiles} = (24.9 + 34.7 + 34.4 + 26.3 + 13.3) \times 12.18 \times 25 = 40681.2 \text{ KN}$$

$$M_{piles} = 1270.5 \times 5 + 40681.2 = 47033.7 \text{ KN.}$$

On a :

$$47033.7 \text{ KN} \geq 25765.02 \text{ KN} \quad \text{donc : } M_{Pile} \leq 0.43 M_{tablier} \text{ pas vérifié.}$$

**VIII.3.2. Rectification**

La méthode mono-modale n'est pas applicable alors on utilise la méthode de spectre de réponse, on a vu que dans le chapitre 4 les résultats de prédimensionnement sismique obtenus n'étaient pas acceptables.

Les déplacements longitudinaux et transversaux étaient un peu grands. Donc on a proposé les rectifications suivantes :

- Augmenter les dimensions de la pile.
- Augmenter les dimensions d'appareille d'appui.
- Ajouter des blocages longitudinaux et transversaux au niveau de la culée et les piles.

**VIII.3.3. Méthode de spectre de réponse**

**VIII.3.3.1. Domaine d'application**

L'analyse par spectre de réponse est une analyse élastique des réponses dynamiques maximales de tous les modes significatifs de la structure la méthode se base sur une calculé dynamique multimodale et tient compte de façon statique des déplacements.

**VIII.3.3.2. Analyse modale et résultats de calcul après**

**Tableau VIII-1. Le résultat de mode propre.**

Mode	Fréquence	Période	Participation modale UX	Participation modale UY
1	0.89	1.13	47.79	0.00
2	1.11	0.90	0.01	32.45
3	1.11	0.90	0.06	2.69
4	1.22	0.82	0.00	0.11
5	1.26	0.79	13.60	0.00

Après calcul des modes propres à l'aide du logiciel, dont les résultats seront donnés en

annexe(D), on obtiendra :

Une période  $T = 1.13s$  dans le sens longitudinal avec une participation de : 47.79 % de la masse modale. Modélisation dans cette figure

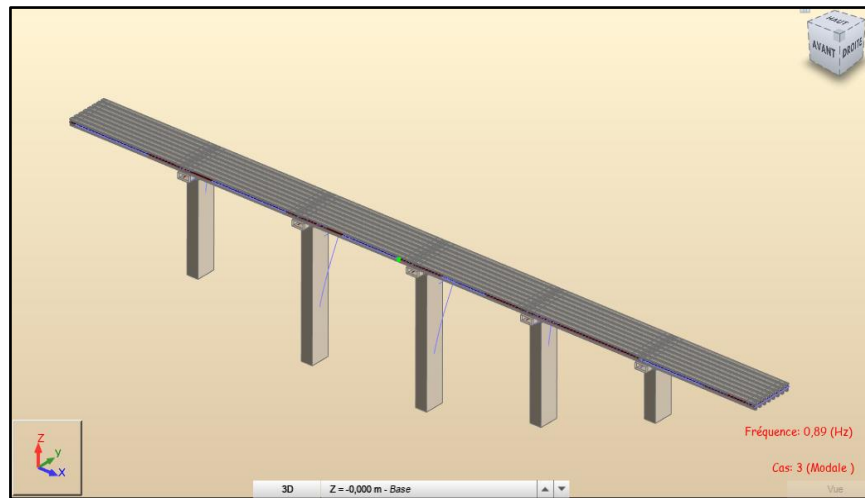


Figure VIII-1. Fréquence de sens longitudinal.

Une période  $T = 0.9 s$  dans le sens transversal avec une participation de 32.45 % de la masse modale, Modélisation dans cette figure :

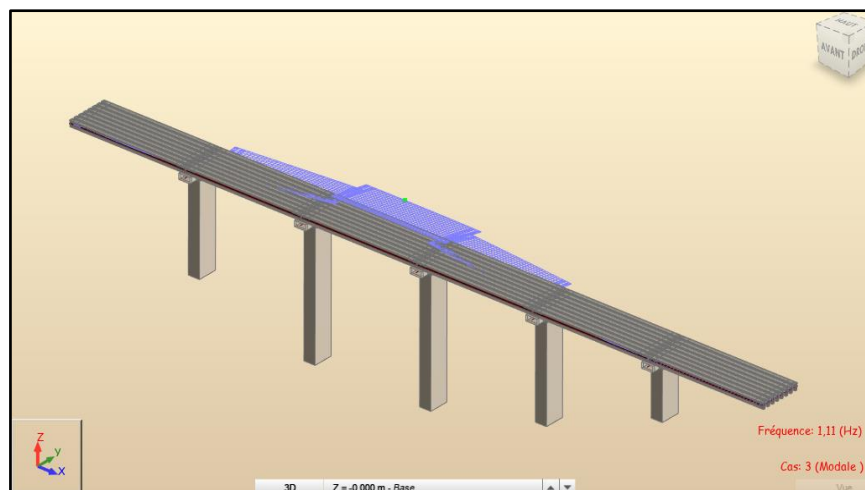
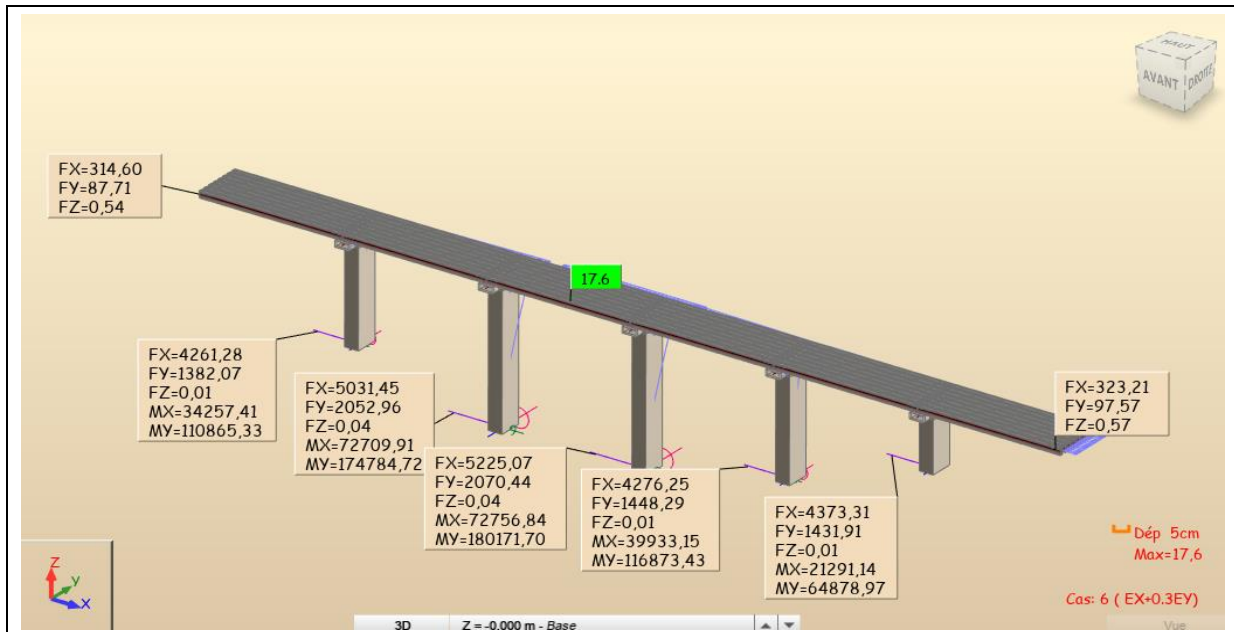


Figure VIII-2. Fréquence de sens transversal.

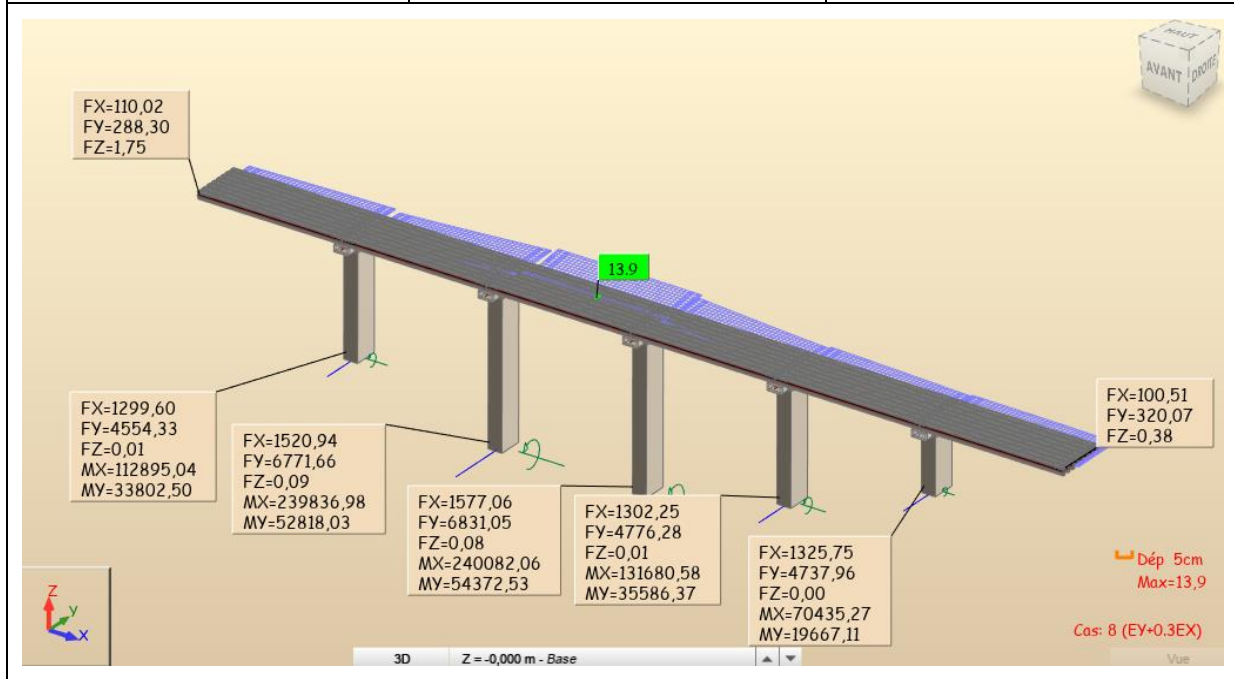
VIII.3.3.3. Analyse spectrale et résultats de calcul

Tableau VIII-2. Le résultat d'analyse spectrale.

Sens de séisme	Déplacement maximal (cm)	Sollicitations à la base de La Pile
Longitudinal	17.6	$F_X = 5225.07$ $F_Y = 2070.44$ $M_X = 72756.84$ $M_Y = 180171.70$



Transversal	13.9	FX =1577.06 FY =6831.05 MX =240082.06 MY = 54372.53
-------------	------	--



**VIII.4. EQUIPEMENTS DU TABLIER**

Les équipements, souvent considérés comme secondaires, jouent un rôle essentiel dans la vie d'un pont : la durabilité, le bon fonctionnement de l'ouvrage et le confort des usagers. Parmi ces équipements nous citons : les trottoirs, le garde-corps, les appareils et les dés d'appui, les joints de chaussée et les systèmes d'évacuation des eaux. Les actions provenant du tablier comprennent le poids propre du tablier, les surcharges et les actions horizontales dues au freinage, au vent... etc. Les déplacements du tablier sont dus aux :

- Variation de température.
- Des rotations dues aux surcharges.
- Des déformations différées du béton ainsi que les actions sismiques... etc.

En ce qui suit, on fera l'étude des divers équipements permettant la bonne mise en œuvre et le fonctionnement adéquat et durable de notre viaduc.

#### VIII.4.1. Appareil d'appui

Les tabliers de pont reposent sur leurs appuis par l'intermédiaire d'appareil d'appui, conçus pour transmettre les efforts essentiellement verticaux ou accompagnés d'efforts horizontaux.

##### VIII.4.1.1. Choix de type d'appareil d'appuis

La norme NF EN 1337-5 publiée par Stéra présente l'appareil d'appui en élastomère fretté (AAEF) et les appareils d'appui à pot (AAP) de 90 % des appareils d'appui utilisés sur les ponts. Dans notre cas on a choisi un appareil d'appui en élastomère fretté qui permet une forte descente de charge pour un encombrement réduit, notamment en épaisseur. Un autre avantage est leur simplicité de conception.

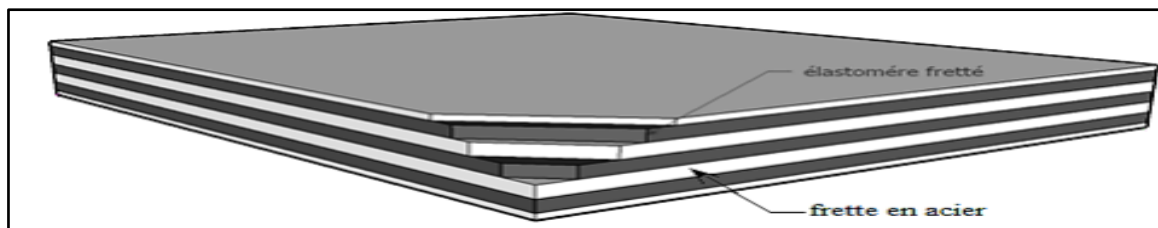


Figure VIII-3. Appareil d'appui en élastomère fretté.

##### VIII.4.1.2. Dimensionnement de l'appareil d'appui

Selon Guide Technique SETRA.

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

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

Avec :

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

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

$R_{max}$  : Réaction d'appui à ELU.

$\sigma_m$  : contrainte de compression sous la réaction  $R_{max}$ .

$$R_{max} = 1.6 \text{ MN}$$

$$a \times b \geq 800 \text{ cm}^2$$

On prendra :

$$a \times b = 500 \times 500 \text{ mm}^2$$

**VIII.4.1.2.1. Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui T**

Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui T :

Respectant la condition de non flambement :  $a/10 \leq T \leq a/5$ .

Condition de non flambement ; avec a est le plus grand côté.

$$50 \text{ mm} \leq T_q \leq 100 \text{ mm}$$

**VIII.4.1.2.2. Dimensionnement des frettes**

On vérifie la contrainte de traction des frettes :

$$\begin{cases} t_s > \frac{a \times \sigma_m}{\beta \times \sigma_e} \\ t_s \geq 2 \text{ mm} \end{cases}$$

Avec :

$$\sigma_m = \frac{R_{max}}{a \times b} = 6.40 \text{ MPa} \qquad \beta = \frac{a \times b}{2 \times G \times (a+b)} = 13.89$$

$\sigma_m$  : contrainte limite de traction des frettes ( $\sigma_e = 235 \text{ Kg/mm}^2$ ).

$G = 0.90 \text{ MPa}$  (selon le guide SETRA).

D'où :  $t_s = 0.98 \text{ mm}$

On prendra :

Feuillets d'élastomère :  $t_i = 10 \text{ mm}$

Frettes métalliques de :  $t_s = 3 \text{ mm}$

Enrobage des chants :  $4 \text{ mm}$

Enrobage extérieur :  $5 \text{ mm}$

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

**Tableau VIII-3. Dimensionnement de l'épaisseur de l'appareil.**

Dimension	Valeurs (mm)
a	500
b	500
$T_i$	10
$t_s$	3
e	4
$T_b$	91
T	70

**VIII.4.1.3. Vérification des appareils d'appuis**

**VIII.4.1.3.1. Résistance à la compression**

La contrainte normale sous charge sismique à une valeur limite de 20 MPa.

On doit vérifier  $\sigma_{max} \leq 20 \text{ MPa}$ .

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{\max}}{a \times b} = \frac{1.6 \times 10^6}{500 \times 500} = 6.4 \text{ MPa} \leq 20 \text{ MPa} \quad \text{la condition est vérifiée.}$$

**VIII.4.1.3.2. Sécurité au flambement**

On doit vérifier :

$$\gamma_s \times P_u \leq P_c$$

$$P_c = 4 \times G \times B \times S^2 \times \frac{d}{h} ; S = \frac{a \times b}{2 \times t \times (a + b)}$$

$\gamma_s$  : le coefficient de sécurité.

B : l'aire nominale de l'appui.

d : la somme d'une épaisseur de frettes et d'une épaisseur de caoutchouc.

h : la hauteur totale de l'appareil d'appui.

$P_u$  : la valeur maximale des charges verticales à l'ELU (1.6MN).

$P_c$  : la charge critique de flambement.

**Tableau VIII-4. Détermination de la charge critique de flambement.**

S	D(m)	h(m)	B (m <sup>2</sup> )	$\gamma_s$	Pc (MN)	Pu(MN)
12.50	0.013	0.091	0.25	3	26.79	1.60

$$3 \times 1.6 = 4.8 \leq 26.79 \text{ la condition est vérifiée.}$$

**VIII.4.1.3.3. Limitation de la distorsion**

On doit vérifier :  $\delta = \tan. \gamma < \delta_c$

La distorsion  $\delta$  des appareils d'appuis doit être limitée à une valeur critique  $\delta_c$ .

$$\begin{cases} \delta_c = 0.7 + 4(\delta_0 - 0.7)(0.25 - p) \text{ si } p \leq 0.25 \\ \delta_c = 1.4(1 - 2p) \text{ si } p > 0.25 \end{cases}$$

Avec :

$$p = P_u / P_c.$$

$$\delta_0 = c / T_q$$

$$\delta = d / T_b$$

c : Le plus petit côté pour un appui rectangulaire (c = 500mm)

$\delta$  : La distorsion de l'appareil d'appui.

d : Déplacement horizontal.

A.N :

$$p = P_u / P_c = 0.060 \text{ MN} < 0.25 \text{ MN} \text{ et } \delta_0 = c / T_q = 2$$

$$\delta_c = 0.7 + 4(2 - 0.7)(0.25 - 0.060) = 0.32$$

$$\delta = \gamma / T_b \quad \gamma = 0.09 \text{ m} \quad \delta = 0.99$$

0.99 > 0.32, la condition non vérifiée.

**VIII.4.1.3.4. Non glissement**

On vérifie l'inégalité suivante :  $H < f \cdot N$

Avec :

H : Effort horizontal

N : Effort de compression vertical

$$f = 0.10 + 0.6 \sigma_m$$

A.N :

➤ Pile :  $N=0.65 \text{ MN}/H=0.35 \text{ MN}$

$$\sigma_m = 2.60 \text{ MPa} \text{ d'où } f = 0.33$$

$0.35 > 0.21$  la condition non vérifiée.

➤ Culée :  $N=0.66 \text{ MN}/H=0.79 \text{ MN}$

$$\sigma_m = 2.66 \text{ MPa} \text{ d'où } f = 0.33$$

$0.79 > 0.22$  la condition non vérifiée.

Le néoprène doit être équipé d'un système anti-cheminement car la condition glissement n'est pas vérifiée.

**VIII.4.2. DE D'APPUIS**

Le dé d'appui permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier Vers l'élément porteur, ainsi que rattraper le dévers du tablier.

**VIII.4.2.1. Dimensionnement dé d'appuis**

Les dimensions ( $a_1$ ,  $b_1$ ,  $h$ ) seront choisies de façon à inclure les appareils d'appuis, on choisit les dimensions suivantes : On suppose  $h = 0.1 \text{ m}$   $a_1 \geq a + h/2$ ,  $a_1 \geq 50 \text{ cm}$

$$b_1 \geq b + h/2, b_1 \geq 50 \text{ cm}$$

On prend :  $a_1 = b_1 = 60 \text{ cm}$

**VIII.4.2.2. Ferrailage dé d'appuis**

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

La section d'armatures de chaînage peut être déterminée par des règles analogues à l.

**➤ Armatures de chaînage**

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

$$A_c = 0.25 \times \frac{N}{\sigma_s} \qquad A_c = 0.25 \times \frac{1.6}{434.78} = 9.2 \text{ cm}^2$$

On prend 5HA16

**➤ Armatures horizontal**

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, l'ensemble des armatures horizontales

placées sous le chainage, devra reprendre un effort égal à 12,5% de la même descend de charge.

$$A_h = 0.125 \times \frac{N}{\sigma_s}; \quad A_h = 0.125 \times \frac{1.6}{434.78} \quad A_h = 4.6 \text{ cm}^2$$

On prend 5HA12

➤ **Frette supérieure :**

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

$$A_s = 0.04 \times \frac{N}{\sigma_s} \quad A_s = 1.47 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : 2HA12}$$

➤ **Frette inférieure :**

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

$$A_i = 0.1 \times \frac{N}{\sigma_s} = 3.6 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : 4HA12}$$

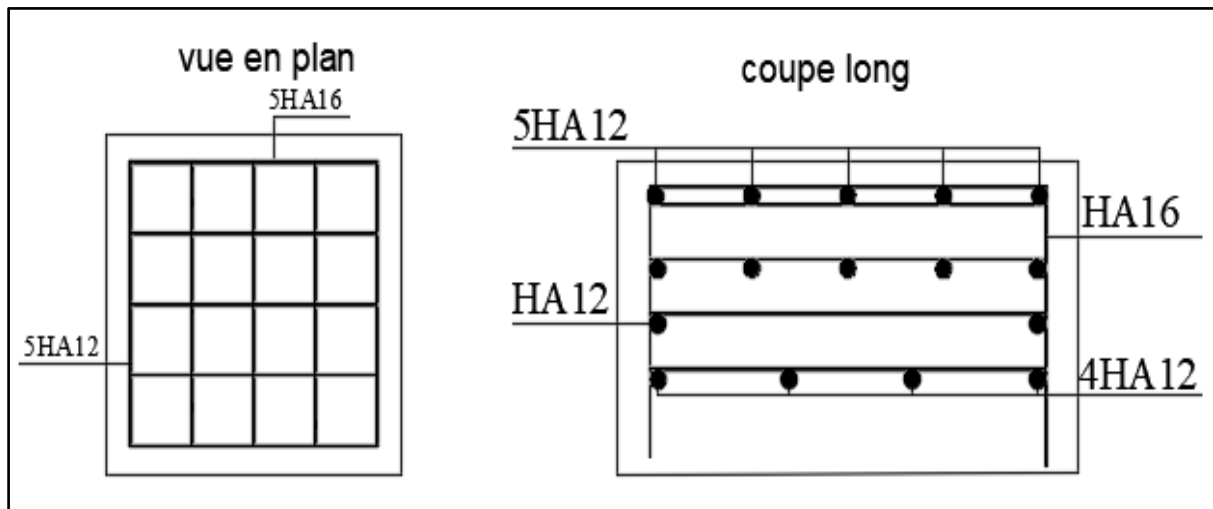


Figure VIII-4.ferrailage des appuis

**VIII.4.3. Joint de chaussée**

Un joint de chaussée est un dispositif permettant d'assurer une continuité de la circulation au droit d'une coupure du tablier. Afin de rendre ce dernier librement dilatable, en évitant les variations dimensionnelles longitudinales subit, qui sont dues aux variations de température, aux rotations sur appui du fait de la flexion du tablier, aux tassements éventuels, au retrait, au fluage et aux déformations d'exploitation.

**VIII.4.3.1. Choix du type de joint**

Le choix d'un type de joint de chaussée fait référence à une classification basé sur l'intensité du trafic et le souffle, on distingue :

- Les joints lourds pour les chaussées supportant un trafic journalier supérieur à 3000 véhicules.
- Les joints semi lourds pour un trafic entre 1000 et 3000 véhicules. .

- Les joints légers pour un trafic inférieur à 1000 véhicules

### VIII.4.3.2. Dimensionnement

Conformément aux règlements, les actions à prendre en compte sont :

- La température.
- Déformations différées du béton (retrait, fluage).
- Séisme

$$W = W_D + 0,3W_T + \frac{W_S}{3}$$

Avec :

W : souffle total du joint.

W<sub>D</sub> : souffle des déformations différées (retrait + fluage).

W<sub>T</sub> : souffle thermique.

W<sub>S</sub> : souffle sismique (qui est Egale 1.87cm).

Le souffle d'un joint est la variation maximale d'ouverture que peut atteindre ce dernier

#### ➤ La température

Cet effet constitue une part importante du souffle. La variation de longueur d'une structure librement dilatable, en fonction de la température est donnée par

$$\Delta L_T = L \times \alpha_T \times \Delta T$$

ΔL<sub>T</sub> : variation de la longueur.

L : longueur dilatable.

α<sub>T</sub> : coefficient de dilatation.

ΔT : différence de température.

- Pour un ouvrage totalement symétrique (symétrie des fondations, des appuis, des conditions d'appui et du tablier), le point de déplacement nul peut être considéré au centre de l'ouvrage et la longueur dilatable est alors la demi-longueur du tablier.
- Le coefficient de dilatation pris pour le calcul du souffle est 10.10<sup>-6</sup>/°C pour le béton et 12.10<sup>-6</sup>/°C pour une structure métallique.
- ΔL<sub>T</sub> = 0.0043 m
  - Le Fluage

Les raccourcissements dus au fluage sont en fonction des contraintes normales appliquées, on pourra prendre en première approximation :

$$\frac{\Delta L_f}{L/2} = K_{fl} \times 10^{-4}$$

Avec :

K<sub>fl</sub> : Coefficient du fluage à t=0 (au moment où il subit la contrainte σ<sub>b</sub>) et il vaut 2 à 3.

Donc :  $\Delta Lf = 1325 \times 2.5 \times 10^{-4} = 4 \text{ cm}$

➤ Le Retrait

Le raccourcissement spontané du béton au cours de son durcissement en l'absence de toute contrainte. On l'évalue à :

$$\frac{\Delta Lr}{L/2} = 2 \cdot 10^{-4}$$

Donc :  $\Delta Lr = 3.2 \text{ cm}$

$$W = 4 + 0,3 \times 0.43 + \frac{17.6}{3} = 13.19 \text{ cm}$$

### VIII.4.3.3. Type de joint

On choisit le type de joint de chaussée selon le souffle calculé, et en regardant le catalogue de joints de chaussée CIPEC, on constate que pour un souffle de 13,19cm il faut considérer la famille de joints appelée Wd (souffles moyens), ces joints sont de la famille à dents en console conçue pour une circulation lourde et intense, ce type de joints possède une robustesse exceptionnelle.

Tableau VIII-5. Modèles des joints Wd.

Type	Droite (100gr)	80 gr	60 gr	40 gr	30 gr
W <sub>d60</sub>	60	61	71	66	67
W <sub>d80</sub>	80	84	92	85	86
W <sub>d110</sub>	110	116	104	92	90
W <sub>d160</sub>	160	169	158	141	139
W <sub>d230</sub>	230	185	127	102	97

Le modèle pris en fonction du souffle et du biais de l'ouvrage (Négligeable pour notre ouvrage), on a choisi le joint **Wd160**.

Les souffles admissibles pour ce genre de joint, permettent des déplacements transversaux admissibles en service, et des déplacements longitudinaux de 50 à 210 mm.

### VIII.4.4. Les corniches

Le rôle principal des corniches est l'esthétique. Situé à la partie haute des tabliers Elles présentent la "ligne" de l'ouvrage. Surtout lorsque la dalle est coulée sur place, les corniches permettent de donner une bonne finition pour une bonne vue. C'est ainsi, qu'il vaut mieux les préfabriqués. En plus de ce rôle principal, les corniches peuvent se présenter comme un larmier pour l'écoulement latéral des eaux et ainsi éviter le ruissellement de l'eau sur la partie porteuse de la structure.

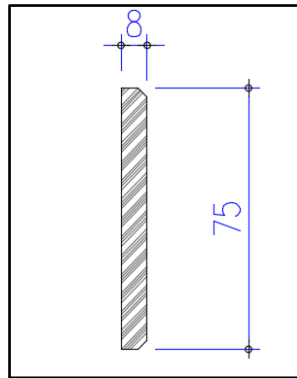


Figure VIII-5. Dimension de la corniche préfabriquée.

### VIII.5. CONCLUSION

Nous avons vu dans ce chapitre le rôle de chacun des équipements du tablier ainsi que leurs méthodes de dimensionnement, afin d'assurer le confort des usages, la sécurité et la durabilité de l'ouvrage à court et long terme.

L'aménagement du tablier avec ces équipements parmi les dernières étapes d'étude de la superstructure d'un pont, avant de passer à l'étude de l'infrastructure dans un chapitre ultérieur.



# CHAPITRE IX

---

## ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE



**IX.1. INTRODUCTION**

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

**IX.2. ETUDE DE LA PILE**

Les piles servent d'appuis intermédiaires au tablier : elles reprennent les efforts exercés par le tablier.

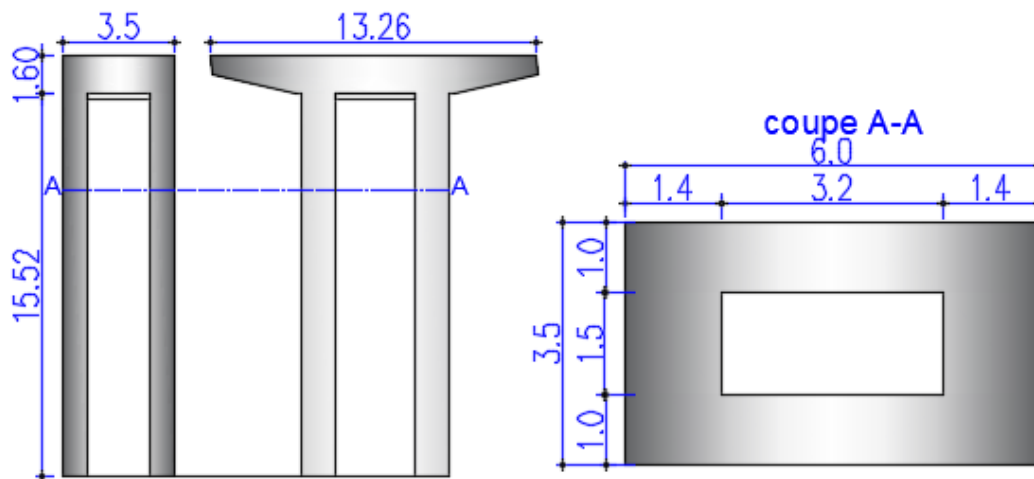
**IX.2.1. Conception de la pile**

Les piles sont des appuis intermédiaires qui transmettent les efforts dus aux charges appliquées sur le tablier jusqu'au sol de fondation, les piles jouent un rôle important dans le fonctionnement mécanique du tablier. Un appui comporte deux parties :

- Voile : son rôle est de transmettre les charges et les surcharges aux fondations.
- La fondation : c'est la base de l'ouvrage, elle reçoit la descente des charges et les transmet au sol.

**Tableau IX-1. La hauteur des piles.**

Pile	P1	P2	P3	P4	P5
Hauteur(m)	24.87	34.66	34.37	26.27	13.28



**Figure IX-1. Dimension de la pile.**

**IX.2.2. Evaluation des efforts agissants sur la pile**

Les charge permanentes et d'exploitation génèrent des sollicitations sur la pile que se résumant dans des forces horizontal, verticales et des moments. Elle sera considérée comme une console encastrée dans sa base.

Les combinaisons prises en considération sont définies dans le **chapitre III**, les tableaux ci- dessous résumant la sollicitation maximale à L'E.I.S et L'E.I.A.

Tableau IX-2.évaluation des efforts des appuis a L'EIS.

Efforts Appuis	ELS : G+1.2BC(3V) +0.6T+0.5ΔΘ				
	N(KN)	H <sub>long</sub> (KN)	H <sub>trans</sub> (KN)	M <sub>long</sub> (KN.m)	M <sub>trans</sub> (KN.m)
P1	33248.83	1314.13	132.32	34785.15	8416.78
P2	38616.40	846.48	139.83	30701.90	9051.91
P3	38432.58	900.12	137.07	32377.18	9019.56
P4	34019.75	1310.84	130.68	36546.09	8348.35
P5	26910.36	1737.60	135.73	25855.51	6794.46

Tableau IX-3. Évaluation des efforts des appuis a L'EIA.

Efforts Appuis	ELA : G+EX+0.3EY+0.4T				
	N(KN)	H <sub>long</sub> (KN)	H <sub>trans</sub> (KN)	M <sub>long</sub> (KN.m)	M <sub>trans</sub> (KN.m)
P1	22778.89	4633.66	1740.90	116357.04	38458.44
P2	26756.45	5137.73	2097.69	176946.75	72339.16
P3	26617.89	5333.72	2118.26	182383.46	72571.70
P4	23349.93	4673.60	1748.54	123725.27	45694.28
P5	18084.93	4540.00	1493.25	65697.72	21252.53

### IX.2.3. Ferrailage de la pile

#### IX.2.3.1. Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis du flambement

La vérification au flambement soit satisfaite

$$\lambda = I_f/i \leq 70$$

Avec :

$I_f$  : la longueur du flambement de la pile la plus haute :  $I_f=2 \times l_0$

$I$  : rayon de giration de la section de la pile la plus haute.

$S$  : la section transversale de la pile.

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

$$A.N: I_x=20.54 ; I_y=58.90 ; S=16.2m; I_f=2 \times 34.6=69.2$$

$$i_x=1.13 \text{ m} ; i_y=1.90\text{m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_x = 69.2/1.13 = 61.24 < 70. \text{ donc pas de risque de flambement autour de x-x} \\ \lambda_y = 69.2/1.90 = 36.42 < 70 \text{ donc pas de risque de flambement autour de y-y} \end{array} \right.$$

#### IX.2.3.2. Calcul de ferrailage

##### ➤ Sous moment de la flexion oblique

La section est toujours orientée de manière à satisfaire la condition suivante :

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

$\frac{1.5}{3.5} = 0.43 \leq \frac{3.2}{6} = 0.53$ . Donc la condition est vérifiée.

$T_x, T_y$  : sont les épaisseurs de la direction transversal, et longitudinale respectivement.

$h, b$  :sont les grandes dimensions de la section.

Pour le calcul des armatures à la flexion composée, on utilise l'abaque pour le dimensionnement des sections évidées en béton armé de RENE WALTER

$$m_x = \frac{M_x}{b \times h^2 \times \beta_w} ; m_y = \frac{M_y}{b \times h^2 \times \beta_w} ; n = \frac{N}{b \times h^2 \times \beta_w}$$

$M_x, M_y, N_r$  : effort intérieur relatif (sans dimension).

$b$  : longueur de la pile dans le sens transversal du tablier = 6 m.

$h$  : longueur de la pile dans le sens longitudinal du tablier = 3.5 m.

$\beta_w$  : Résistance du béton sur cube à 28 jours.

A.N :

$$m_x = \frac{72571.70}{3.5 \times 6^2 \times 30 \times 10^3} = 0.019 ; m_y = \frac{182383.46}{6 \times 3.5^2 \times 30 \times 10^3} = 0.082 ; n = \frac{26617.89}{6 \times 3.5 \times 30 \times 10^3} = 0.042$$

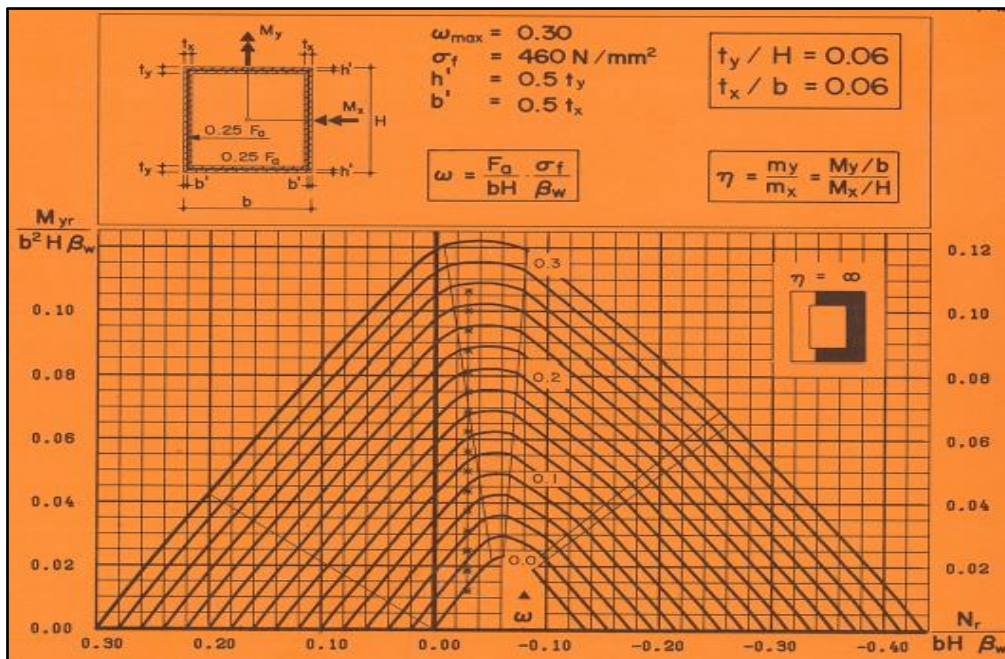


Figure IX-2.Abaque de Walther.

- Direction transversale :  $w = 0.26$

$$F_a = \frac{w \times b \times h \times \beta_w}{\sigma_f} = \frac{0.26 \times 3.5 \times 6 \times 30 \times 10^4}{500} = 3276 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ (cote } b) : 0.2 \times F_a = 655.2 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ (cote } h) : 0.3 \times F_a = 982.0 \text{ cm}^2$$

- Direction longitudinale :  $w = 0.12$

$$F_a = \frac{w \times b \times h \times \beta w}{\sigma_f} = \frac{0.12 \times 3.5 \times 6 \times 30 \times 10^4}{500} = 1512 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ (cote b)} : 0.2 \times F_a = 302.4 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ (cote h)} : 0.3 \times F_a = 453.6 \text{ cm}^2$$

➤ **Sous le moment de la torsion**

On cumule les contraintes tangents dues à l'effort tranchant et au moment de torsion et on doit vérifier :

$$\tau_{uV} + \tau_{uT} \leq \tau_{lim}$$

Avec :

$$\tau_{uV} = \frac{V_U}{b_0 \times d} ; \tau_{uT} = \frac{T_u}{2 \times b_0 \times \Omega} ; \tau_{lim} \leq \left\{ \frac{0.15 \times f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPA} \right\}$$

$\tau_{uV}$  : Contraintes tangents dues à l'effort tranchant  $V_U$

$\tau_{uT}$  : Contraintes tangents dues à l'effort tranchant  $T_u$

$\tau_{lim}$  : Contrainte limite

$b_0$  : L'épaisseur de la paroi

$\Omega$  : Aire de contour trace au mi- épaisseur des parois.

- Armatures longitudinales :

$$\frac{\sum A_l}{u} \times f_{ed} = \frac{T}{2\Omega}$$

$A_l$  : section totale des aciers longitudinaux.

$u$  : périmètre su contour d'air  $\Omega$

A.N :

$$\tau_{uV} = \frac{5.3}{3.5 \times 5.4} = 0.28 \text{ MPA} ;$$

$$\tau_{uT} = \frac{2.1}{2 \times 1 \times 11.5} = 0.091 \text{ MPA} ;$$

$$\tau_{lim} \leq \left\{ \frac{0.15 \times 30}{1.15} ; 4 \text{ MPA} \right\} = 3.91 \text{ MPA}$$

$\tau_{uV} + \tau_{uT} \leq \tau_{lim}$  : la condition est vérifiée

$$\sum A_l = \frac{2.1 \times 14.20}{2 \times 11.50 \times 434.78} = 29.82 \text{ cm}^2$$

La section de ferrailage que doit être adoptée est la section maximale.

$$A_s \text{ (cote b)} = 685.02 \text{ cm}^2 / A_s \text{ (cote h)} = 1011.82 \text{ cm}^2$$

- Choix des barres :

Coté transversal 2 nappes de 41 HA32/coté.

Coté longitudinal 4 nappes de 50 HA25/coté.

- Condition de non fragilité

$$A_{s-min} > 0.23 \times h \times b \times f_{tj}/f_e$$

$$A_{s-min} > 0.23 \times 0.9 \times 6 \times 3.5 \times \frac{2.4}{500}$$

$$A_{s-min} > 208.66 \text{ cm}^2$$

$$685.02 \text{ cm}^2 > 208.66 \text{ cm}^2 \text{ (La condition est vérifiée).}$$

**IX.2.3.3. Ferrailage transversal**

$$A_t = \frac{A_t \times f_{el} \times S_t}{20 \times f_{et} \times 100}$$

$S_t$  : l'espacement des armatures transversales en mm

Selon : R.P.O.A

$$S_t = \text{Min} (24 \times \Phi_t ; 8 \times \Phi_l ; 0,25 \times d)$$

$\Phi_t$  : Diamètre des armatures transversales

$\Phi_l$  : Diamètre des armatures longitudinales

d : hauteur utile

Soit  $\Phi_t = 20$  mm donc :  $S_t = 20$  cm.

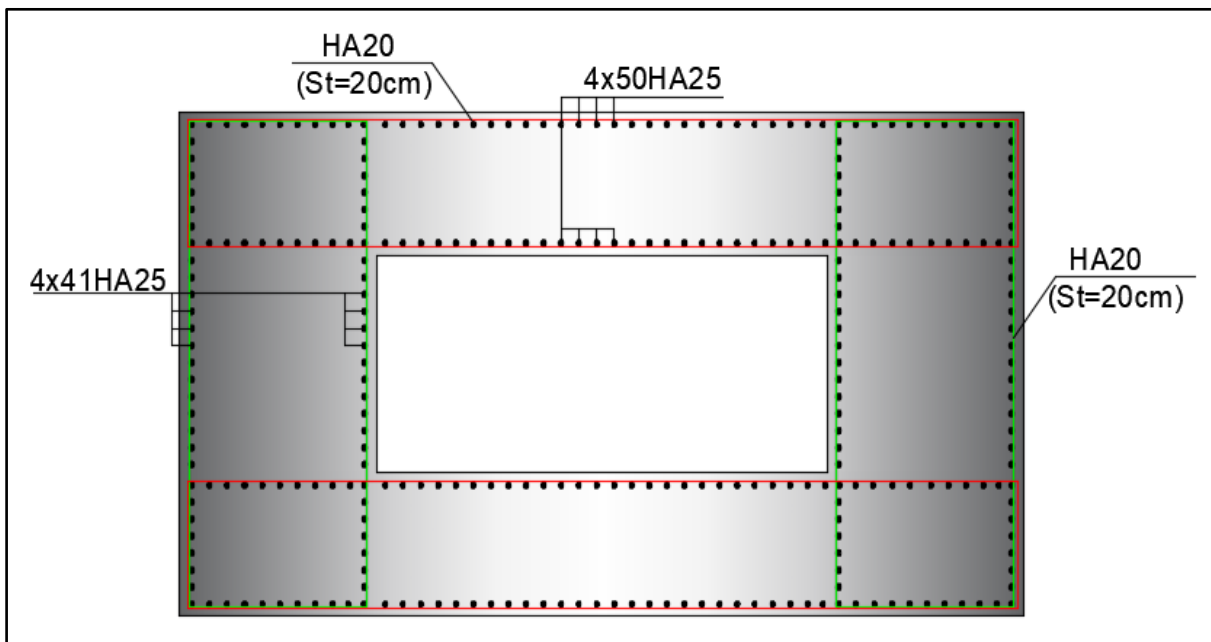


Figure IX-3.ferrailage de pile.

**IX.3. ETUDE DE LA SEMELLE SUR PILE**

**IX.3.1. Caractéristique de la semelle**

- La largeur : 13 m
- La longueur : 13 m
- La hauteur : 3 m

**IX.3.2. Evaluation de la semelle**

**IX.3.2.1. Calcul de sollicitation**

Le tableau suivant résume les sollicitations obtenues

**Tableau IX-4. Évaluation des efforts de semelle a L'EIA.**

Efforts Appius	ELA : G+E <sub>x</sub> +0.3E <sub>y</sub> +0.4T				
	N(KN)	H <sub>long</sub> (KN)	H <sub>trans</sub> (KN)	M <sub>long</sub> (KN.m)	M <sub>trans</sub> (KN.m)
P1	33810.25	5187.40	1779.51	122631.55	34341.30
P2	37787.80	5805.43	2251.91	187119.88	72610.24
P3	37649.24	6139.61	2258.27	197374.91	72534.91
P4	34377.25	5289.58	1861.31	131617.91	46262.34
P5	29112.24	4550.70	1469.70	64191.61	20355.95

**IX.3.2.2. Effort revenant à chaque pieu**

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x \times Y}{\sum Y^2} \pm \frac{M_y \times X}{\sum X^2}$$

Avec :

n : nombre de pieux.

N : effort normal.

M<sub>x</sub>, M<sub>y</sub> : moment dans les sens x et y.

X, Y : la distance des pieux par rapport à l'axe da la semelle.

$$N_{max} = \frac{37.64}{16} \pm \frac{197.37 \times 5.4}{4 \times 5.4^2 + 4 \times 1.8^2 + 4 \times 1.8^2 + 4 \times 5.4^2} = 6.47 \text{ MN}$$

On a la capacité portance du sol selon le rapport géotechnique est :

**Tableau IX-5 : La capacité portance du sol.**

	La capacité du sol (MN)
Dans la pile la plus sollicitée	7.11
Dans la culée	10.58

N<sub>max</sub> = 6.47 MN < 7.11MN pas risqué de poinçonnement

N<sub>min</sub>=1.75 MN > 0 MN pas risque de soulèvement

**IX.3.3. Ferrailage de la semelle**

Selon le R.P.O.A le ferrailage de la semelle :

- Armatures sollicitées en traction pourcentage minimum est de :

0.25 % < ρ<sub>g</sub> < 1.5%. Pour zone : IIb

- Armatures sur face comprimée : pourcentage minimum est de 0.10 %.

Avec :

$$\rho_g = \frac{A_s}{B}$$

$\rho_g$  : le pourcentage géométrique.

$A_s$  : section totale d'acier.

B : section totale du béton.

➤ **Armatures longitudinales inférieures**

$$A_{S.min} = 0.25 \times 1 \times 3 \times \frac{10000}{100}$$

$$A_{S.min/inf} = 75 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Pour assurer la transmission des efforts entre les voiles et les pieux on utilise des armatures de réparations, tel que

$$A_1 = A_s = 75 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit : 2 nappes de 5 HA32 /ml avec un espacement de 20 cm.}$$

➤ **Armatures longitudinal supérieures**

$$A_{S.min} = 0.10 \times 1 \times 3 \times \frac{10000}{100}$$

$$A_{S.min/sup} = 30 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$A_2 = A_{S.min} = 30 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit : (3HA32+2HA25) /ml avec un espacement de 20 cm.}$$

➤ **Armature transversales supérieure**

$$A_3 = \frac{1}{4} A_2 = 7.5 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit : 5 HA14/ml avec un espacement de 20 cm.}$$

➤ **Armatures latérales**

Pour les armatures latérales on prend HA14 avec un espacement de 20 cm.

## IX.4. ETUDE DES PIEUX SUR PILE

### IX.4.1. Action sur le pieu

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement avec l'équation différentielle du 4<sup>ème</sup> degré :

$$EL \frac{d^4 y}{dx^4} + C_u b y = 0$$

Avec :

b : diamètre du pieu.

$C_u$  : module de réaction du sol.

y : déplacement en tête du pieu.

La solution de l'équation précédent est de la forme

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

Avec :

$\alpha$  : Longueur élastique du pieu

**IX.4.2. Calcule du coefficient d'amortissement du module de WARNER**

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

A.N :

$C_u=30 \text{ mn/m}^3$

$E=33000 \text{ MPA}$

$b=1.2 \text{ m}$

$I=0.102 \text{ m}^2$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{3000 \times 1.2}{4 \times 33000 \times 0.102}} = 0.228$$

$\lambda L = 3.64$ , on tire les valeurs de  $(X_\phi^H ; X_\phi^M)$  à partir du tableau de WERNER

$X_\theta^P = 1.22$  Et  $X_\theta^M = 1.47$

**IX.4.3. Moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu**

Le moment en tête du pieu donne par la relation suivante

$$\bar{M} = -\frac{X_\theta^P}{X_\theta^M} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

$\bar{M}$ : Moment en tête du pieu.

$\bar{P}$  : Effort tranchant en tête du pieu.

$\lambda$ : coefficient d'amortissement du module de WARNER.

$X_{\theta M}, X_{\theta P}$  : coefficients tirés des abaques de WARNER en fonction de L.

**Tableau IX-6. Les valeurs du moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu.**

Etat	Hmax(KN)	$\bar{M}$ (KN.m)	$\bar{P}$ (KN/pieu)
ELA	6139.61	1405.7	383.73

**IX.4.4. Ferrailage des pieux**

- Section d'acier  
Avec robot expert (voir Annexe E.2)  $A_s = 113.10 \text{ cm}^2$ . Donc, on prend 24 HA25.
- Armatures transversales

On prend des cerces de HA16 avec un espacement de 15 en zone critique et 20 cm en zone courante.

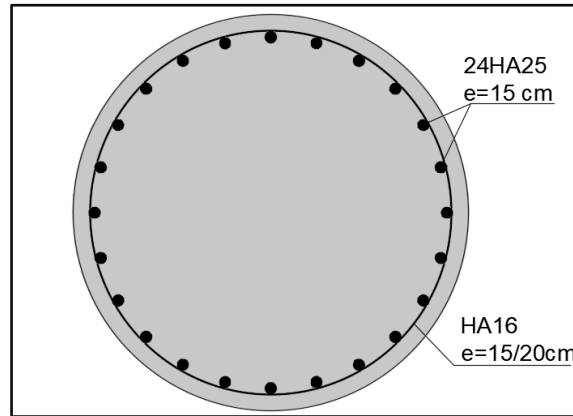


Figure IX-4. Ferrailage des pieux.

**IX.5. ETUDE DE CULEE**

La culée est l'un des éléments fondamentaux dans l'ensemble de la structure du pont, elle sert comme appui extrême du tablier du pont mais son rôle principal est d'assurer le raccordement de l'ouvrage au terrain de façon à avoir une continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont.

Il existe deux types de culées :

- Culée à mur de front (Remblai).
- Culée enterrée.

**IX.5.1. Pré dimensionnement de la culée**

Tableau IX-7. Les dimensions des éléments de la culée.

	Mur frontal	Mur de garde grève	Mur en retour	Dalle de transition	Semelle
Longueur(m)	12.80	13.25	/	4	13.45
Epaisseur(m)	1.45	0.35	0.70	/	1.5
Hauteur(m)	5.80	2.47	/	0.30	6

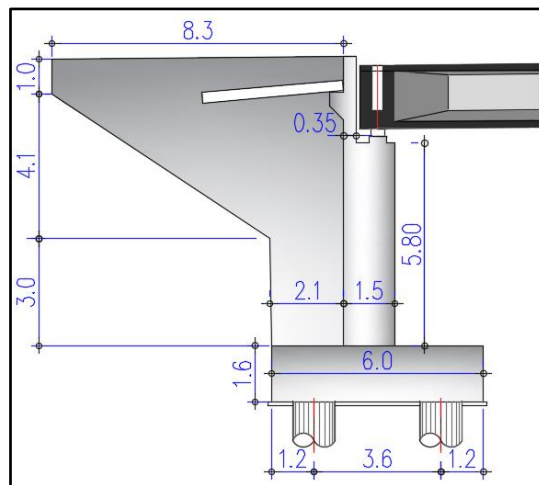


Figure IX-5.les dimensions des éléments de la culée.

**IX.5.2. Descend des charges**

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau IX-8. Evaluation des efforts du la culée.**

Désignation	N(KN)	H(KN)	IFV <sub>(x/o)</sub> (m)	IFH <sub>(y/o)</sub> (m)	M <sub>FV/O</sub>	M <sub>FH/O</sub>
Semelle	3228.00	/	0.00	0.8	0	/
Mur frontal	2691.20	/	-0.2363	4.477	-630.4484	/
DDT	169.5		-2.97	8.82	-503.414	
Mur en retour	627.725	/	-3.83	6.91	-2404.187	/
Corbeau	68.4	/	-1.14	8.58	-77.976	/
MGG	275.296	/	-0.79	8.59	-7187.828	/
Poids des terre amont	3630.216	/	-1.98	5.7077	-7187.838	/
Pousse des terres	/	4066.14	/	3.27	/	-13309.85
Poussée Sur 10kN/m <sup>2</sup>	/	435.86	/	4.91	/	-2140.08
Rg	4970.21	/	0.00	/	0.00	/
R(AL)	1666.21	/	0.00	/	0.00	/
Rbc	1125.86	/	0.00	/	0.00	/
RMc120	1086.08	/	0.00	/	0.00	/
RD240	1796.57	/	0.00	/	0.00	/
Hf+r	/	247.50	/	7.35	/	1819.13
HT°	/	111.38	/	7.35	/	818.61
Frein AL	/	59.01	/	7.35	/	433.75
Frein Bc	/	150.00	/	7.35	/	1102.50

**IX.5.3. Étude statique****➤ Combinaison des efforts**

Le tableau ci-dessous la sollicitation a l'EIU, a l'EIS

**Tableau IX-9. Combinaisons des efforts à ELS.**

	N(KN)	H(KN)	MH(KN.m)	MV(KN.m)	M(KN.m)
G+0.6T	15637.35	4380.47	-13139.63	-11021.34	-24160.97
G+0.6T+1.2Q	15637.35	4903.50	-15707.72	-11021.34	-26729.06
G+0.6T+1.2A(l)	17637.72	4451.29	-12619.13	-11021.34	-23640.47
G+0.6T+1.2Bc	16988.37	4560.469	-11816.63	-11021.34	-22837.97
G+0.6T+Mc120	16723.43	4380.47	-13139.63	-11021.34	-24160.97
G+0.6T+D240	17433.92	4380.47	-13139.63	-11021.34	-24160.97

Tableau IX-10. Combinaisons des efforts à ELU.

	N(KN)	H(KN)	MH(KN.m)	MV(KN.m)	M(KN.m)
1.35G+0.9T	21110,42	5923.66	-14775.73	-14878.81	-29654.53
1.35G+0.9T+1.6Q	21110.42	6621.03	-18199.85	-14878.81	-33078.66
1.35G+0.9T+1.6A(l)	23777.59	6018.08	-14081.73	-14878.81	-28960.53
1.35G+0.9T+1.6Bc	22911.79	6163.66	-13011.73	-14878.81	-27890.53
1.35G+0.9T+1.35Mc120	22576.63	5923.66	-14775.73	-14878.81	-29654.53
1.35G+0.9T+1.35D240	23535.79	5923.66	-14775.73	-14878.81	-29654.53

**IX.5.4. Étude sismique**

**IX.5.4.1. Evaluation des charges sismiques**

On fait les calculs sur 3 cas favorables de séismes correspondant à :

1<sup>er</sup> cas : cas de séisme « horizontal ; 1+kv » : Kh = 0.25

2<sup>ème</sup> cas : cas de séisme « horizontal ; 1-kv » Kh = 0.25

3<sup>ème</sup> cas : cas de séisme « vertical » Kv = 0.075

➤ Calcul du coefficient de poussée

Les efforts d’inertie du mur ou des terres reposant sur la semelle sont calculés à partir des coefficients sismiques kh ; kv :

$$kh=0.25 ; kv=0.3kh ; tg\theta=\frac{kh}{1\pm kv}$$

Dans les conditions sismiques. Le coefficient de poussée sera déterminé par la formule de MONOBE- OKABE qui est citée dans le RPOA :

$$K_{ad}=\frac{\cos^2(\varphi-\theta)}{\cos^2\theta \left[ 1+\sqrt{\frac{\sin\varphi \times \sin(\varphi-\beta-\theta)}{\cos\beta \times \cos\theta}} \right]^2}$$

Avec :

H : est la hauteur du mur.

γ : est le poids des terres.

φ = 30° : angle de frottement interne du remblai sans cohésion.

β = 0° : angle de talus avec l’horizontale.

On a résumé le résultat dans le tableau suivant

Tableau IX-11. Détermination de Kad.

γ(KN/m³)	Φ°	ka	kh	kv	θ1° (1+Kv)	θ2°(1-Kv)	Kad (1+kv)	Kad (1-kv)
19.00	35.00	0.33	0.25	0.08	13.09	15.12	0.42	0.45

Tableau IX-12. Evaluations des charges.

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH (y/o)	MFV/o	MFH/o
Semelle	242.10	807.00	0.00	0.80	0.00	645.60
Mur F	200.10	667.00	-0.24	4.48	-47.28	2986.16
DDT	12.71	42.38	-2.97	8.82	-37.76	373.75
Mur en R	47.08	156.93	-3.83	6.91	-180.31	1084.39
Corbeau	5.13	17.10	-1.14	8.58	-5.85	146.72
MGG	20.65	68.82	-0.79	8.59	-16.31	591.20
Poids des Terres Amot	272.27	907.55	-1.98	5.71	-539.09	5180.05
Somme	800.04	2666.78	/	/	-826.60	11007.86

#### IX.5.4.2. Evaluation des charges Sismiques due à la poussée dynamique

$$F_{ad} = \frac{1}{2} \times \gamma (1 \pm KV) \times H^2 \times K_{ad}$$

Tableau IX-13. Calcul les poussées dynamiques.

	N(KN)	V(KN)	MV(KN)	MH(KN)
Pad-Max	0.00	4520.30	0.00	13259.55
Pad-Min	0.00	4230.91	0.00	12410.66

Tableau IX-14. réRcapitulatif des charges sismiques dues à la culée seule.

	N(KN)	V(KN)	M(KN.m)
CAS 1	0.00	8238.02	29244.39
CAS 2	0.00	7815.24	27860.46
CAS 3	800.04	0.00	-826.60

Tableau IX-15. Évaluations des charges Sismique due au tablier.

	N (KN)	V (KN)	M (KN.m)
CAS 1	0.00	8585.19	34216.25
CAS 2	0.00	8180.37	33041.23
CAS 3	800.04	0.00	826.60

#### IX.5.4.3. Combinaison des efforts sismique

On s'intéresse à la combinaison suivante :

$$P \text{ max} - H + 0.3V$$

$$P \text{ min} - H - 0.3V$$

$$P \text{ max} + V - 0.3H$$

$$P \text{ min} - V - 0.3H$$

Tableau IX-16. Combinaisons des efforts à ELA.

	N(KN)	V(KN)	M(KN.m)
P max - H + 0.3V	15877.36	8877.24	-47136.18
P min - H - 0,3V	15397.34	8472.42	-46457.12
P max +V - 0.3H	16437.38	2867.61	-22606.18
P min - V - 0.3H	14837.31	2746.16	-23906.88

### IX.5.5. FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA CULEE

#### IX.5.5.1. Mur de frontal

Pour le ferrailage du mur frontal, on calcule les efforts appliques sur ce dernier en considérant qu'il est encastré dans la semelle. Le détail de calcul est présente dans le tableau suivant :

##### IX.5.5.1.1. Descend des charges et combinaison des effort

Tableau IX-17. Sollicitation sur mur frontal.

Désignation	N(KN)	H(KN)	IFV <sub>(x/o)</sub> (m)	IFH <sub>(y/o)</sub> (m)	MF <sub>V/o</sub>	MF <sub>H/o</sub>
Mur F	2668	/	0.00	2.88	0.00	/
DDT	169.5	/	0.93	7.22	157.64	/
Corbeau	68.4	/	-0.90	6.91	-61.75	/
MGG	275.29	/	-0.55	6.99	-151.52	/
Poids des Terres amont	1814.36	/	-1.74	4.1	-3164.9709	/
Poussée des terres	/	2711.38	/	2.74	/	-7429.19
Poussée Sur 10kN/m <sup>2</sup>	/	347.21	/	4.11	/	-1427.04
Rg	4970.21	0.00	0.27	/	-1341.96	0.00
R(Al)	1666.98	/	0.27	/	-450.08	/
Rbc	1125.86	/	0.27	/	-303.98	/
RMc120	1086.08	/	0.27	/	-293.24	/
RD240	1796.57	/	0.27	/	-485.07	/
Hf+r	/	247.50	/	5.75	/	-1423.13
HT°	/	111.38	/	5.75	/	-640.41
Frein Al	/	59.01	/	5.75	/	-339.33
Frein Bc	/	150.00	/	5.75	/	-862.50

Tableau IX-18. Combinaisons des efforts à ELS sur mur frontal.

	N(KN)	H(KN)	MH(KN.m)	MV(KN.m)	M(KN.m)
G+0.6T	9965.77	3025.71	-9236.56	-4562.57	-13799.13
G+0.6T+1.2Q	9965.77	3442.37	-10949.02	-4562.57	-15511.58
G+0.6T+1.2A(l)	11966.14	3096.53	-9643.76	-5102.67	-14746.43
G+0.6T+1.2Bc	11316.79	3205.710	-10271.56	-4927.34	-15198.91
G+0.6T+Mc120	11051.85	3025.71	-9236.56	-4855.81	-14092.37
G+0.6T+D240	11762.34	3025.71	-9236.56	-5047.64	-14284.20

Tableau IX-19. Combinaisons des efforts à ELU sur mur frontal.

	N(KN)	H(KN)	MH(KN.m)	MV(KN.m)	M(KN.m)
1.35G+0.9T	11004.40	4094.73	-12527.00	-6159.47	-18686.46
1.35G+0.9T+1.6Q	11004.40	4094.73	-12527.00	-6159.47	-18686.46
1.35G+0.9T+1.6A(l)	13671.57	4189.15	-13069.92	-6879.60	-19949.52
1.35G+0.9T+1.6Bc	12805.77	4334.73	-13907.00	-6645.84	-20552.83
1.35G+0.9T+1.35Mc120	12470.61	4094.73	-12527.00	-6555.34	-19082.34
1.35G+0.9T+1.35D240	13429.77	4094.73	-12527.00	-6814.32	-19341.31

#### La sollicitation les plus défavorables

ELS :  $M_{\max} = -1211.84$  KN/ml.  $N_{\text{cors}} = 934.85$  KN/ml

ELU :  $M_{\max} = -1605.69$  KN/ml.  $N_{\text{cors}} = 1068.09$  KN/ml

ELS :  $T_{\max} = 268.93$  KN/ml.  $N_{\text{cors}} = 778.58$  KN/ml

ELU :  $T_{\max} = 338.65$  KN/ml.  $N_{\text{cors}} = 859.72$  KN/ml

#### IX.5.5.1.2. Ferrailage du mur frontal

Le ferrailage vertical est effectué par ROBOT Expert en considérant une section rectangulaire (1× 1.45) m en flexion composée. Selon le cas de chargement le plus défavorable (voir Annexe E.3).

- Section d'acier

Avec ROBOT Expert  $A_s = 14$  cm<sup>2</sup>

Donc on opte pour 5 HA20 /cote remblai, avec un espacement de 20 cm.

- Armature de construction

$A_{s'} = A_s / 3 = 4.66$  ; donc : on opte pour 5HA12/cote tablai, avec un espacement de 20 cm.

- Armature transversale

$A_t = A_s/4 = 3.5 \text{ cm}^2$  ; donc : on opte pour 5HA12 avec un espacement de 20 cm.

**IX.5.5.2. Mur grade grève**

Le mur grade grève est calculé en flexion simple sous l'effet des charges horizontales.

**IX.5.5.2.1. Calcul des sollicitations**

Le moment d'encastrement total dû aux forces horizontales appliquées sur le mur grade grévé est la combinaison des sollicitations suivantes :

- Moment du à la poussée des terres

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

$$M_T = \frac{P \times H}{3} \text{ avec : } P = 0.5 \times K_a \times \gamma \times H^2 \times L$$

H : hauteur des remblais, H=2.47 m

$\gamma$  : Poids volumique du remblai,  $\gamma = 19 \text{ KN/m}^3$ .

$K_a$  : coefficient de poussée des terres,  $K_a = 0.33$ .

L : longueur des remblais=1 m.

A.N :

$$P = 0.5 \times 0.33 \times 19 \times 2.47^2 \times 1 = 19.13 \text{ KN/ml}$$

$$M_T = \frac{19.13 \times 2.47}{3} = 15.75 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{T-ELS} = 15.75 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{T-ELU} = 21.26 \text{ KN.m/ml}$$

- Moment due à la force de freinage

Le moment du a la forme de freinage est donne par la formule suivante :

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

$\mu$  : Coefficient de pondération,  $\mu = 1.6$  a l'EIU et  $\mu = 1.2$  a l'ELS ; P=60 KN

A.N :

$$M_{f-ELS} = \frac{2 \times 1.2 \times 60 \times 2.47}{0.25 + 2 \times 2.47} = 68.53 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{f-ELU} = \frac{2 \times 1.6 \times 60 \times 2.47}{0.25 + 2 \times 2.47} = 91.38 \text{ KN.m/ml}$$

- Poussée d'une charge locale située en arrière du mur grade grévé

Le moment d'encastrement à la base du mur grade grévé aura pour expression la formule suivante :

$$M_p = \frac{12k}{0.75 + 2h} \times \int_0^h \frac{h-x}{(0.25+x)} dx \text{ Et } k = k_a \times B_c \times \delta \times \gamma$$

Avec :

Bc : coefficient de pondération du système Bc =1.2

δ : Coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai

h : hauteur de mur garde grève.

Cette Intégrale peut être calculée analytiquement mais pour simplifier les calculs on va procéder aux Méthodes Numérique :

**Tableau IX-20 moment Mp/k du a une charge locale en fonction de h.**

H(m)	0.5	0.75	1	1.5	2	2.5	3
M <sub>p</sub> (t.m /ml)	2.23	3.4	4.41	6.11	7.45	8.56	9.49

Pour :h=2.47 m

M<sub>p</sub>/k=8.49 donc :

$$K_{ELS}=0.33 \times 1.2 \times 1.059 \times 1.2=0.50$$

$$K_{ELU}=0.33 \times 1.2 \times 1.059 \times 1.6=0.67$$

$$M_{p-ELS}=0.50 \times 8.49 \times 10=42.74$$

$$M_{p-ELU}=0.67 \times 8.49 \times 10=56.99$$

Le résultat de calcul du moment est :

$$M=M_t + M_p + M_f$$

$$M_{ELS}=15.75+68.63+42.74=127. 02KN.m/ml$$

$$M_{ELU}= 21.26+91.38+56.99=169. 63KN.m/ml$$

### IX.5.5.2.2. Ferrailage du mur grade grève

Le ferrailage principal se fait en flexion simple sur ROBOT expert en considérant une section rectangulaire (1× 0.35) m<sup>2</sup>. (voir Annexe E.4).

- Section d'acier

Avec ROBOT Expert A<sub>s</sub>=9.3 cm<sup>2</sup>

Donc on opte pour 5HA16 /cote remblai, avec un espacement de 20cm.

- Armature de construction

A<sub>s</sub>'=A<sub>s</sub>/3=3.10 cm<sup>2</sup> ; donc : on opte pour 5HA10/cote tablai, avec un espacement de 20 cm.

- Armature transversale

A<sub>t</sub>=A<sub>s</sub>/4=2.325 cm<sup>2</sup> ; donc : on opte pour 4 HA10 avec un espacement de 25 cm.

### IX.5.5.3. Etude de la dalle de transition

#### IX.5.5.3.1. Evaluation et combinaisons des efforts

La dalle est supposée simplement appuyée sur deux extrémités, on évalue les efforts sur une bonde de 1 m.

**Tableau IX-21. Evaluation des effort pour la dalle de transition.**

Type de charge	Q (KN/ml)	M (KN.m/ml)	V(KN)
Poids propre	7.5	15	15
Revêtement	2	4	4
Remblai	15.58	31.16	31.16
Surcharges	10	20	20

**Tableau IX-22. Combinaisons des moment et effort tranchants pour la dalle de transition.**

Etat	Combinaison	Moment fléchissant (KN.m/ml)	Effort tranchant (KN/ml)
ELU	1.35G+1.6Q	99.72	99.72
ELS	G+1.2Q	74.16	74.16

### IX.5.5.3.2. Ferrailage de la dalle de transition

La dalle transition est sollicitée par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

- Section d'acier :

Avec ROBOT Expert (voir Annexe E.5 ). $A_s=6.5 \text{ cm}^2$

Donc : on opte pour 5HA14 avec un espacement de 20cm.

- Armatures de construction :

$A_{s'}=A_s/3=2.10 \text{ cm}^2$  ; donc : on opte pour 4HA10 /cote tablai, avec un espacement de 25 cm.

- Armatures transversales :

$A_t=A_s/4=1.625 \text{ cm}^2$  ; donc : on opte pour 4 HA10 avec un espacement de 25 cm.

### IX.5.5.4. Etude du corbeau d'appui de la dalle de transition

Le corbeau arrière sert d'appui à la dalle de transition, il ce présent comme une console courte, il est soumis à des efforts verticaux.

#### IX.5.5.4.1. Evaluation des efforts et combinaisons des action

- Réaction due au poids des remblais

La réaction due au poids des remblais est donnée par la formule suivante

$$R_{Rem} = \frac{ql}{2}$$

L : longueur de la dalle transition.

q : charge des remblais ; $q= q_{remblais} + \Gamma_{revêtements} + q_p \text{ dall.}$

A.N:

$$l = 4\text{m et } q = 25.08 \text{ KN/ml}$$

$$R_{Rem} = \frac{25.08 \times 4}{2} = 51.6 \text{ KN/ml}$$

➤ Réaction des surcharges sur remblais :

La réaction due aux surcharges sur remblais est donnée par la formule ci-après :

$$R_{sur-remblais} = \frac{ql}{2}$$

q : charge due au poids de la dalle de transition q = 10 KN/ml

$$R_{sur-remblais} = \frac{10 \times 4}{2} = 20 \text{ KN/ml}$$

Donc :

$$R_{ELS} = R_G + 1,2R_Q = 74.16 \text{ KN/ml.}$$

$$R_{ELU} = 1.35R_G + 1.6R_Q = 99.72 \text{ KN/ml.}$$

#### IX.5.5.4.2. Ferrailage du corbeau

Le corbeau est sollicité par une compression simple, la fissuration est considérée préjudiciable. (Voir Annexe E.6 ).

- Section d'acier  
As = 10.8 cm<sup>2</sup> on prend 10HA12/ml.
- Armature de construction : As = As/3 ; Soit : 5HA10/ml.

#### IX.5.5.5. Etude des murs en retour

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès du pont, il est soumis aux charges suivantes : Le ferrailage du mur suivant les deux directions sur la zone intérieur (remblai) et extérieur est effectué par le logiciel ROBOT Expert en considérant une section rectangulaire (1×0.7) m en flexion simple, sachant que :

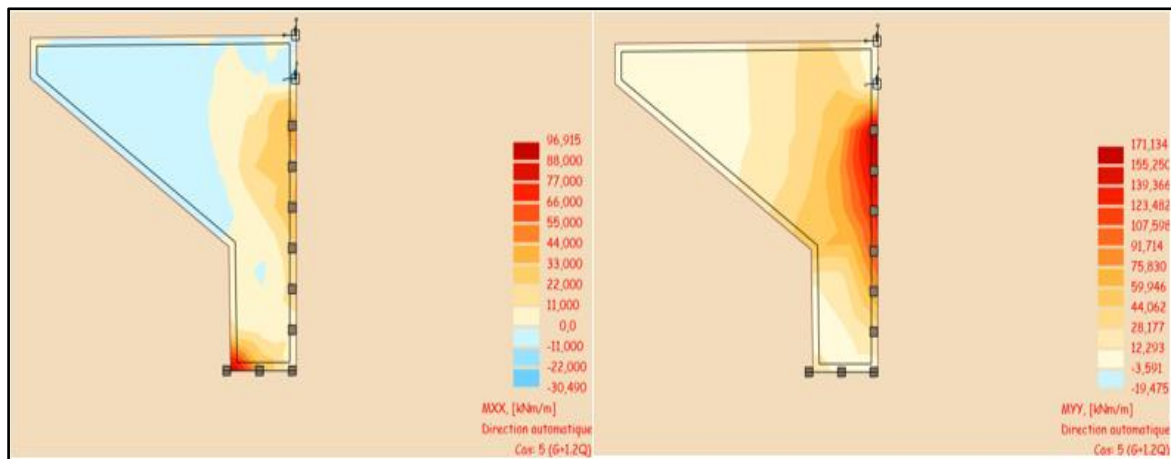


Figure IX-6. modele de calcul mur en retour avec logiciel.

A l'ELS :

$$M_{XX} = 96.915 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{YY} = 171.134 \text{ KN.m/ml}$$

➤ **Le ferrailage horizontal**

- Section d'acier

Avec Robot expert (Voir Annexe E.7).

$A_S = 6.7 \text{ cm}^2$  ; Donc : on opte pour (5HA14/ml) /coté remblai, avec un espacement de 20 cm.

- Armature de constructions

$A_{S'} = A_S/3 = 2.23 \text{ cm}^2$  Donc : on opte pour (4HA10/ml) / Coté extérieure avec un espacement de 25 cm.

➤ **Le ferrailage vertical**

- Section d'acier

Avec Robot expert (Voir Annexe E.7 ).

$A_S = 11.3 \text{ cm}^2$  Donc : on opte pour (3HA20+2HA16) /ml / coté remblai, avec un espacement de 20 cm.

- Armature de constructions :  $A_{S'} = A_S/3 = 3.76 \text{ cm}^2$  Donc : on opte pour 5HA12/ml / Coté extérieure avec un espacement de 20 cm.

**IX.6. ETUDE DE LA SEMELLE SUR CULEE**

**IX.6.1. Caractéristique de la semelle**

- La largeur : 6 m
- La longueur : 13.45 m
- La hauteur : 1.6 m

**IX.6.2. Évaluation de la semelle**

**IX.6.2.1. Calcule de sollicitation**

Le tableau suivant résume les sollicitations obtenues

**Tableau IX-23. Évaluation des efforts de semelle de la culée a L'EIS.**

	N(KN)	H(KN)	MH(KN.m)	MV(KN.m)	M(KN.m)
G+0.6T	15637.35	4380.47	-13139.63	-11021.34	-24160.97
G+0.6T+1.2Q	15637.35	4903.50	-15707.72	-11021.34	-26729.06
G+0.6T+1.2A(l)	17637.72	4451.29	-12619.13	-11021.34	-23640.47
G+0.6T+1.2Bc	16988.37	4560.469	-11816.63	-11021.34	-22837.97
G+0.6T+Mc120	16723.43	4380.47	-13139.63	-11021.34	-24160.97
G+0.6T+D240	17433.92	4380.47	-13139.63	-11021.34	-24160.97

**IX.6.2.2. Effort revenant à chaque pieu**

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x \times Y}{\sum Y^2} \pm \frac{M_y \times X}{\sum X^2}$$

Avec :

n : nombre de pieux

N : effort normal

$M_x, M_y$  : moment dans les sens x et y.

X, Y : la distance des pieux par rapport à l'axe de la semelle

$$N_i = \frac{17433.92}{8} \pm \frac{241.6097 \times 1.8}{4 \times 1.8^2 + 4 \times 1.8^2} = 3.86 \text{ mn}$$

$N_{\max}=3.86 \text{ mn} < 10.58 \text{ mn}$  pas risqué de poinçonnement

$N_{\min}=0.5 \text{ mn} > 0 \text{ mn}$  pas risque de soulèvement

### IX.6.3. Ferrailage de la semelle

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

$$\begin{cases} \alpha \geq 45^\circ \\ h \geq L/2 - b/4 \end{cases}$$

$h = H - d'$ ,  $d' = 10 \text{ cm}$

L : entraxe entre les pieux.

b : épaisseur de la culée.

- $h = 1.5 \geq 3,6/2 - 1.45/4 = 1,43$  condition vérifiée
- $\text{Tan} \alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} = \frac{1.5}{1.43} = 1.048$  donc :  $\alpha = 45.24 > 45$  . condition vérifiée

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

$$A_s = \frac{N_1}{\bar{\sigma}_s} \times \frac{L - \frac{b}{4}}{h}$$

Avec :  $\bar{\sigma}_s = F_e$

A.N :

$N_{\max} = N_{\max(\text{ELS})} = 3.86 \text{ MN}$  ;  $\bar{\sigma}_s = F_e = 333.33 \text{ MPA}$

$$A_s = \frac{3.86}{333.33} \times \frac{1.4375}{1.5} = 110.89 \text{ cm}^2$$

Les armatures transversales sont placées dans des bandes axées sur les pieux, ayant une largeur (L) telle que :  $L = h + \Phi_{\text{pieu}} = 1.5 + 1.2 = 2.7 \text{ m}$

$A_s = 110.89 / 2.7 = 41.07 \text{ cm}^2/\text{ml}$  soit 6HA32/ml avec un espacement de

#### ➤ Armatures longitudinal inferieure

Pour assurer la transmission des efforts entre les voiles et les pieux on utilise des armatures de réparations, tel que

$$A_1 = \frac{1}{2} A_S = 20.535 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit : } 5\text{HA}25/\text{ml} \text{ avec un espacement de } 25 \text{ cm.}$$

➤ **Armatures transversales supérieures**

$$A_2 = \frac{1}{3} A_S = 13.69 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit : } 5\text{HA}20/\text{ml} \text{ avec un espacement de } 25 \text{ cm.}$$

➤ **Armatures longitudinales supérieures**

$$A_3 = \frac{1}{4} A_S = 10.27 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit : } 6\text{HA}16/\text{ml} \text{ avec un espacement de } 20 \text{ cm.}$$

➤ **Armatures latérales**

$$A_4 = \frac{1}{10} A_S = 4.107 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit : } 4 \text{ HA}12/\text{ml} \text{ avec un espacement de } 30 \text{ cm.}$$

## IX.7. ETUDE DES PIEUX SUR CULEE

### IX.7.1. Action sur le pieu

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement avec l'équation différentielle du 4eme degré :

$$EL \frac{d^4y}{dx^4} + C_u by = 0$$

Avec :

b : diamètre du pieu

C<sub>u</sub> : module de réaction du sol

y : déplacement en tête du pieu

La solution de l'équation précédent est de la forme

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

Avec :

α : Longueur élastique du pieu

### IX.7.2. Calcule du coefficient d'amortissement du module de WARNER

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

A.N :

$$C_u = 30 \text{ mn/m}^3$$

$$E = 33000 \text{ MPA}$$

$$b = 1.2 \text{ m}$$

$$I = 0.102 \text{ m}^2$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{3000 \times 1.2}{4 \times 33000 \times 0.102}} = 0.228$$

$\lambda L = 3.64$ , on tire les valeurs de  $(X_{\theta}^H ; X_{\theta}^M)$  à partir du tableau de WERNER.

$$X_{\theta}^P = 1.22 \quad \text{Et} \quad X_{\theta}^M = 1.52$$

**IX.7.3. Moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu**

Le moment en tête du pieu donne par la relation suivante

$$\bar{M} = -\frac{X_{\theta}^P}{X_{\theta}^M} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

$\bar{M}$ : Moment en tête du pieu.

$\bar{P}$ : Effort tranchant en tête du pieu.

$\lambda$ : coefficient d'amortissement du module de WARNER.

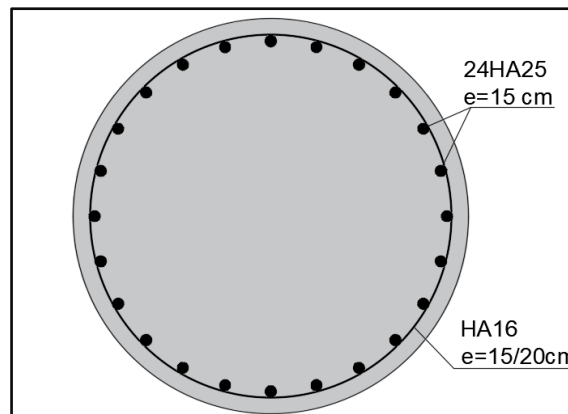
$X_{\theta M}, X_{\theta P}$ : coefficients tirés des abaques de WARNER en fonction de L.

**Tableau IX-24.les valeurs du moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu.**

Etat	$H_{max}(KN)$	$\bar{M}(KN.m)$	$\bar{P}(KN/pieu)$
ELA	1109.66	-3933.42	14837.31

**IX.7.4. Ferrailage des pieux**

- Section d'acier :  
Avec robot expert (Voir Annexe E.8).  $A_s = 113.10 \text{ cm}^2$ . Donc, on prend 24 HA25
- Armatures transversales :  
On prend des cerces de HA16 avec un espacement de 15 en zone critique et 20 cm en zone courante.



**Figure IX-7. Ferrailage des pieux sur culée.**

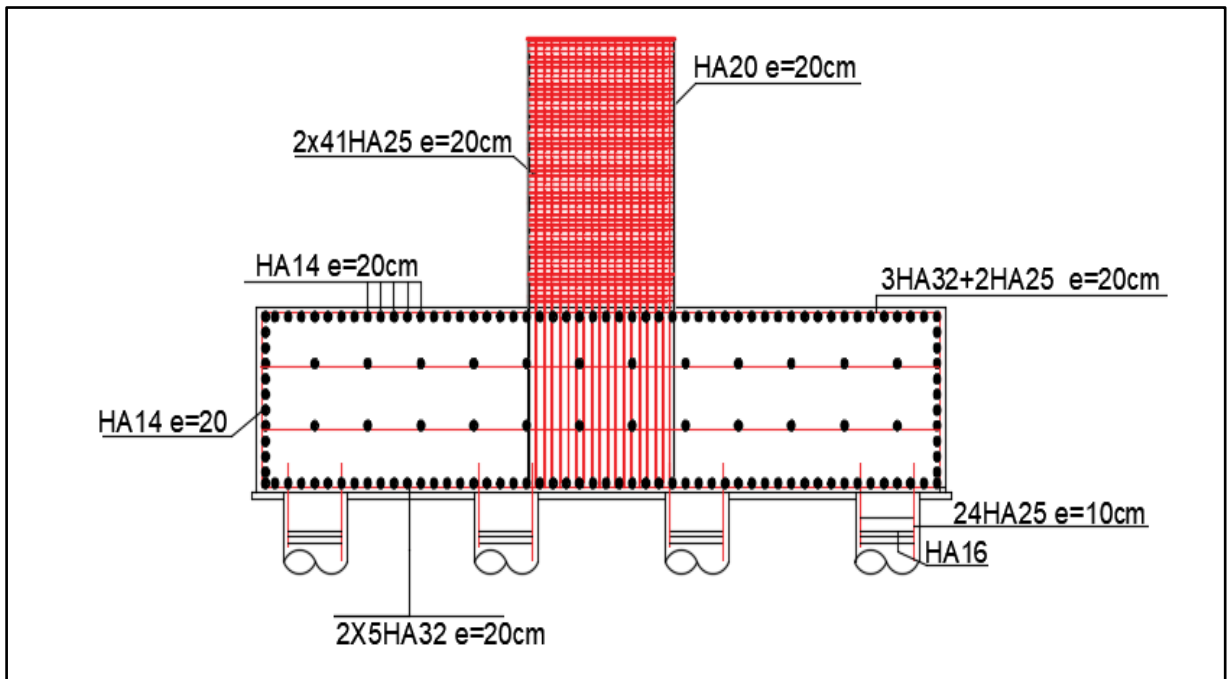


Figure IX-8. Ferrailage semelle sur pile.

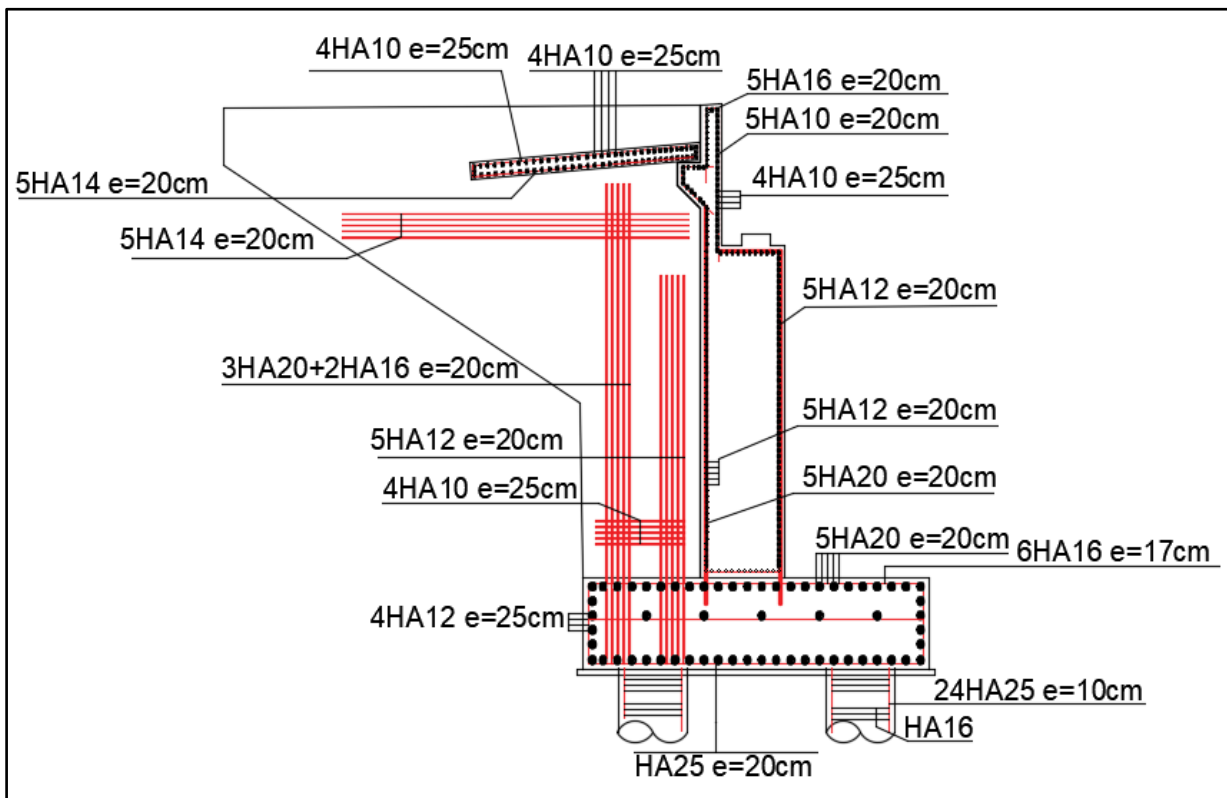


Figure IX-9. Ferrailage des éléments de la culée.

### IX.8. CONCLUSION

Le dimensionnement de l'infrastructure d'un pont en tenant compte l'effet sismique est vraiment très important surtout lorsque l'ouvrage se situe dans une zone de sismicité élevée ou même peu élevée. Pour notre cas.



# CONCLUSION GENERALE



## CONCLUSION GENERALE

Le projet de fin d'études est la phase qui conclut la formation pluriannuelle de l'ingénieur en Travaux Publics, qui est l'occasion pour lui de mettre en valeur ses connaissances et ses capacités théoriques dans des disciplines réelles et pratiques impliquant de multiples domaines des sciences de l'ingénieur, tels que la résistance des matériaux, la mécanique des milieux continus, l'apprentissage de la rhéologie des matériaux. et processus de précontrainte.

Ce projet de fin de cursus nous a permis de découvrir diverses particularités associées aux différentes phases de l'étude d'un ouvrage d'art, ainsi que d'utiliser des outils informatiques pour modéliser et analyser ce travail.

Cependant, pour certaines règles techniques de calcul et de vérification, c'était un peu difficile à expliquer, mais cela a été clarifié dans notre formation pratique en rencontrant des personnes expérimentées.

Ce PFE est la synthèse parfaite de tout ce que nous avons appris dans le programme académique de l'école nationale supérieure des travaux publics et une opportunité d'approcher au milieu professionnel.

On espère que cet humble travail aidera à solidifier les connaissances dans le domaine et permettra aux futures promotions d'être soutenues par le contenu de ce mémoire.



# BIBLIOGRAPHIE



**BIBLIOGRAPHIE**

- Document SETRA, (Février 1996) "ponts à poutres préfabriquées précontraintes par Post-tension". Centre des techniques d'ouvrages d'art (France).
- Document SETRA, (Juin 2003) "ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs". Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France).
- Document SETRA, (Septembre 2009) "ponts mixtes acier-béton ". Ministère de l'écologie, de l'énergie, de développement durable et de la mer (France).
- Document SETRA, (Octobre 1977) " Appuis des tabliers PP73 Calculs complémentaires ferrailages types ".
- Document SETRA, (Juillet 2007) " Appareils d'appui en élastomère fretté ". Ministère de l'écologie du développement et de l'aménagement durable (France).
- Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art RPOA (2008). Ministère des travaux publics.
- Guide RCPR (Règles définissant les charges appliquer pour le calcul et les épreuves de pont route).
- Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes (2008). Ministère des travaux publics.
- CIPEC, catalogues des joints de chaussée (juin2010), Freyssinet
- Règles B.A.E.L. 91 modifiées 99 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limites.
- Règles B.P.E.L. 91 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint, suivant la méthode des états limites.
- THESES/ PFE.



# ANNEXE



N° de Forage	Profondeur (m)	PK	X	Y	Z
S 431 (COBA)	21.40	6+700	442 407.25	4 010 021.99	374
BH-38 (MAPA)	27.00	6+733	442 444.72	4 010 026.84	353
BH-38A (MAPA)	30.00	6+698	442 409.40	4 010 023.04	373.5
S 405 (COBA)	16.30	6+782	442 492.19	4 010 013.01	343
BH-01 (MAPA)	22.00	6+796	442 506.25	4 010 006.29	338.7
BH-39 (MAPA)	30.00	6+841	442 549.75	4 009 997.03	350
S 432 (COBA)	25.27	6+904	442 613.22	4 009 997.61	370
BH-39A (MAPA)	30.00	6+913	442 616.14	4 009 996.96	373

## Annex A. 1 : Les informations relatives aux forages.

Foundation No	DROITE												Tas Longueur (m)
	N <sub>DTR1</sub> ( ton ) COMB. 1		N <sub>DTR2</sub> ( ton ) COMB. 2		N <sub>DTR3</sub> ( ton ) COMB. 3		N <sub>DTR4</sub> ( ton ) COMB. 4		N <sub>DTR5</sub> ( ton ) COMB. 5		N <sub>DTR6</sub> ( ton ) COMB. 6		
	Q <sub>D</sub>	Q <sub>ALL</sub> (tons)	Q <sub>D</sub>	Q <sub>ALL</sub> (tons)	Q <sub>D</sub>	Q <sub>ALL</sub> (tons)	Q <sub>D</sub>	Q <sub>ALL</sub> (tons)	Q <sub>D</sub>	Q <sub>ALL</sub> (tons)	Q <sub>D</sub>	Q <sub>ALL</sub> (tons)	
AXE NO.1	301	428	305	428	315	812	306	812	354	910	325	910	14
AXE NO.2	311	318	310	318	318	595	311	595	632	666	565	666	14
AXE NO.3	311	317	310	317	318	625	311	625	632	700	565	700	14
AXE NO.4	311	321	310	321	318	635	311	635	632	711	565	711	14
AXE NO.5	311	329	310	329	318	621	311	621	632	696	565	696	14
AXE NO.6	283	433	281	433	289	773	282	773	443	866	386	866	16
AXE NO.7	338	506	349	506	355	945	349	945	362	1058	322	1058	16

## Annex A. 2: Longueurs des pieux et Capacités de charge (droit).

Foundation No	GAUCHE												Tas Longueur (m)
	N <sub>DTR1</sub> ( ton ) COMB. 1		N <sub>DTR2</sub> ( ton ) COMB. 2		N <sub>DTR3</sub> ( ton ) COMB. 3		N <sub>DTR4</sub> ( ton ) COMB. 4		N <sub>DTR5</sub> ( ton ) COMB. 5		N <sub>DTR6</sub> ( ton ) COMB. 6		
	Q <sub>D</sub>	Q <sub>ALL</sub> (tons)	Q <sub>D</sub>	Q <sub>ALL</sub> (tons)	Q <sub>D</sub>	Q <sub>ALL</sub> (tons)	Q <sub>D</sub>	Q <sub>ALL</sub> (tons)	Q <sub>D</sub>	Q <sub>ALL</sub> (tons)	Q <sub>D</sub>	Q <sub>ALL</sub> (tons)	
AXE NO.1	338	428	349	428	355	812	349	812	362	910	322	910	14
AXE NO.2	311	318	310	318	318	595	311	595	632	666	565	666	14
AXE NO.3	311	317	310	317	318	625	311	625	632	700	565	700	14
AXE NO.4	311	321	310	321	318	635	311	635	632	711	565	711	14
AXE NO.5	311	329	310	329	318	621	311	621	632	696	565	696	14
AXE NO.6	283	433	281	433	289	773	282	773	443	866	386	866	16
AXE NO.7	299	506	304	506	313	945	305	945	358	1058	330	1058	16

## Annex A. 3 : Longueurs des pieux et Capacités de charge (gauche).

Formation Géologique	Y (kN/m <sup>3</sup> )	c <sub>u</sub> (kPa)	c' (kPa)	Ø' (°)
Gravier avec Matrice de Sable – d'Argile (Miocène)	19,0	-	20	35
Gravier - Qal	19,0	-	3	35

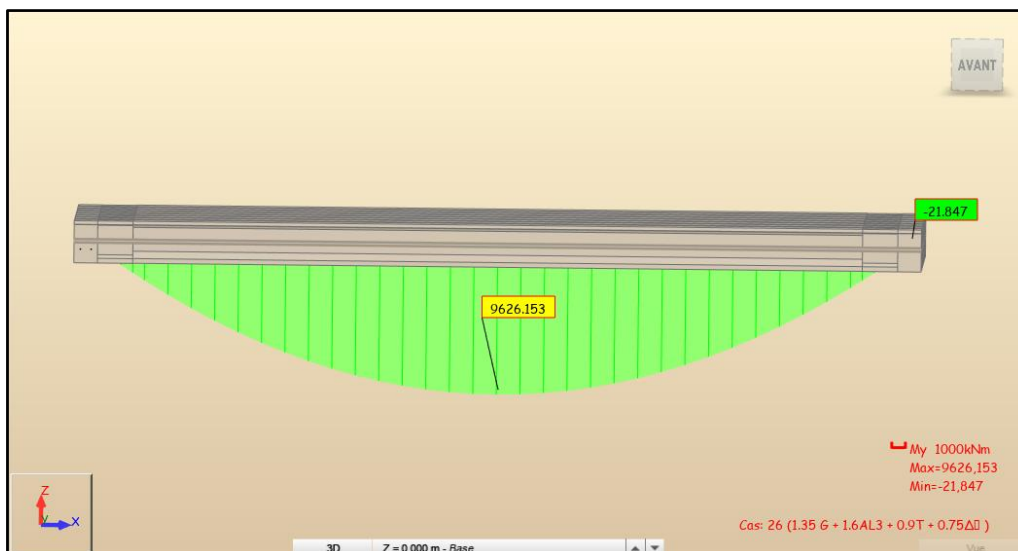
## Annex A. 4: Paramètres Géotechniques de sol.

4eme Rodee d'Alger - Via 6.7 Pile Bearing Capacity (DROITE)																				
Foundation No:	1	Pile Diameter (m) :								1.2	GWL (m):		13.5						(*Uplift)	
Soil Strata	H <sub>i</sub> (m)	γ (kN/m <sup>3</sup> )	P <sub>terf(p)</sub> (bar)	P <sub>ce</sub> (bar)	k <sub>p</sub>	q <sub>ce</sub> (kPa)	Q <sub>ce</sub> (kN)	P <sub>terf</sub> (bar)	q <sub>t</sub> (kPa)	Q <sub>ci</sub> (kN)	Q <sub>i</sub> (tons)	Q <sub>c</sub> (tons)	Q <sub>i</sub> / 1.4 (tons)	Q <sub>i</sub> / 1.25 (tons)	Q <sub>c</sub> / 1.4 (tons)	Q <sub>ci</sub> / 1.50 (tons)	Pile Length (m)			
Gravel	5.5	19.0							C3	75	5400	1137	599	812	910	428	360	14.0		
Gravel	8.5	19.0	50.0	48.0	1.1	5280.0	5971.5	50.0	C3	120										
Clay	0.0	18.0						50.0	C2	80										
Foundation No:	2	Pile Diameter (m) :								1.2	GWL (m):		0						(*Uplift)	
Soil Strata	H <sub>i</sub> (m)	γ (kN/m <sup>3</sup> )	P <sub>terf(p)</sub> (bar)	P <sub>ce</sub> (bar)	k <sub>p</sub>	q <sub>ce</sub> (kPa)	Q <sub>ce</sub> (kN)	P <sub>terf</sub> (bar)	q <sub>t</sub> (kPa)	Q <sub>ci</sub> (kN)	Q <sub>i</sub> (tons)	Q <sub>c</sub> (tons)	Q <sub>i</sub> / 1.4 (tons)	Q <sub>i</sub> / 1.25 (tons)	Q <sub>c</sub> / 1.4 (tons)	Q <sub>ci</sub> / 1.50 (tons)	Pile Length (m)			
Gravel	0.0	19.0						30.0	C3	80	4222	833	446	595	666	318	281	14.0		
Clay	14.0	18.0	35	33.0	1.1	3630.0	4105.4	30.0	C2	80										
Gravel	0.0	19.0						20.0	C3	100										
Foundation No:	3	Pile Diameter (m) :								1.2	GWL (m):		-1						(*Uplift)	
Soil Strata	H <sub>i</sub> (m)	γ (kN/m <sup>3</sup> )	P <sub>terf(p)</sub> (bar)	P <sub>ce</sub> (bar)	k <sub>p</sub>	q <sub>ce</sub> (kPa)	Q <sub>ce</sub> (kN)	P <sub>terf</sub> (bar)	q <sub>t</sub> (kPa)	Q <sub>ci</sub> (kN)	Q <sub>i</sub> (tons)	Q <sub>c</sub> (tons)	Q <sub>i</sub> / 1.4 (tons)	Q <sub>i</sub> / 1.25 (tons)	Q <sub>c</sub> / 1.4 (tons)	Q <sub>ci</sub> / 1.50 (tons)	Pile Length (m)			
Gravel	1.5	19.0						30	C3	120	3525	875	444	625	700	317	235	14.0		
Clay	7.0	18.0						7.0	C2	45										
Clay	5.5	18.0	45	42.0	1.1	4620.0	5225.1	45.0	C3	80										
Foundation No:	4	Pile Diameter (m) :								1.2	GWL (m):		-1						(*Uplift)	
Soil Strata	H <sub>i</sub> (m)	γ (kN/m <sup>3</sup> )	P <sub>terf(p)</sub> (bar)	P <sub>ce</sub> (bar)	k <sub>p</sub>	q <sub>ce</sub> (kPa)	Q <sub>ce</sub> (kN)	P <sub>terf</sub> (bar)	q <sub>t</sub> (kPa)	Q <sub>ci</sub> (kN)	Q <sub>i</sub> (tons)	Q <sub>c</sub> (tons)	Q <sub>i</sub> / 1.4 (tons)	Q <sub>i</sub> / 1.25 (tons)	Q <sub>c</sub> / 1.4 (tons)	Q <sub>ci</sub> / 1.50 (tons)	Pile Length (m)			
Gravel	2.5	19						30	C3	120	3544	889	450	635	711	321	236	14.0		
Clay	8.0	18.0						7.0	C2	45										
Clay	3.5	19.0	45	43.0	1.1	4725.6	5344.5	45.0	C2	80										
Foundation No:	5	Pile Diameter (m) :								1.2	GWL (m):		0						(*Uplift)	
Soil Strata	H <sub>i</sub> (m)	γ (kN/m <sup>3</sup> )	P <sub>terf(p)</sub> (bar)	P <sub>ce</sub> (bar)	k <sub>p</sub>	q <sub>ce</sub> (kPa)	Q <sub>ce</sub> (kN)	P <sub>terf</sub> (bar)	q <sub>t</sub> (kPa)	Q <sub>ci</sub> (kN)	Q <sub>i</sub> (tons)	Q <sub>c</sub> (tons)	Q <sub>i</sub> / 1.4 (tons)	Q <sub>i</sub> / 1.25 (tons)	Q <sub>c</sub> / 1.4 (tons)	Q <sub>ci</sub> / 1.50 (tons)	Pile Length (m)			
Gravel	0.0	19.0						30.0	C3	120	4222	870	461	621	696	329	281	14.0		
Clay	14.0	18.0	35	33.0	1.2	3960.0	4478.7	35.0	C2	80										
Gravel	0.0	19.0						15.0	C3	100										
Foundation No:	6	Pile Diameter (m) :								1.2	GWL (m):		5						(*Uplift)	
Soil Strata	H <sub>i</sub> (m)	γ (kN/m <sup>3</sup> )	P <sub>terf(p)</sub> (bar)	P <sub>ce</sub> (bar)	k <sub>p</sub>	q <sub>ce</sub> (kPa)	Q <sub>ce</sub> (kN)	P <sub>terf</sub> (bar)	q <sub>t</sub> (kPa)	Q <sub>ci</sub> (kN)	Q <sub>i</sub> (tons)	Q <sub>c</sub> (tons)	Q <sub>i</sub> / 1.4 (tons)	Q <sub>i</sub> / 1.25 (tons)	Q <sub>c</sub> / 1.4 (tons)	Q <sub>ci</sub> / 1.50 (tons)	Pile Length (m)			
Gravel	11.0	19.0						21.0	C3	120	6484	1083	606	773	866	433	432	16.0		
Clay	5.0	18.0	35	32.0	1.2	3840.0	4342.9	35.0	C2	80										
Gravel	0.0	18.0						15.0	C3	100										
Foundation No:	7	Pile Diameter (m) :								1.2	GWL (m):		12						(*Uplift)	
Soil Strata	H <sub>i</sub> (m)	γ (kN/m <sup>3</sup> )	P <sub>terf(p)</sub> (bar)	P <sub>ce</sub> (bar)	k <sub>p</sub>	q <sub>ce</sub> (kPa)	Q <sub>ce</sub> (kN)	P <sub>terf</sub> (bar)	q <sub>t</sub> (kPa)	Q <sub>ci</sub> (kN)	Q <sub>i</sub> (tons)	Q <sub>c</sub> (tons)	Q <sub>i</sub> / 1.4 (tons)	Q <sub>i</sub> / 1.25 (tons)	Q <sub>c</sub> / 1.4 (tons)	Q <sub>ci</sub> / 1.50 (tons)	Pile Length (m)			
Gravel	12.5	19.0						21.0	C3	120	6710	1322	708	945	1058	506	447	16.0		
Clay	3.5	18.0	50	48.0	1.2	5760.0	6514.4	50.0	C2	80										
Gravel	0.0	18.0						15.0	C3	100										

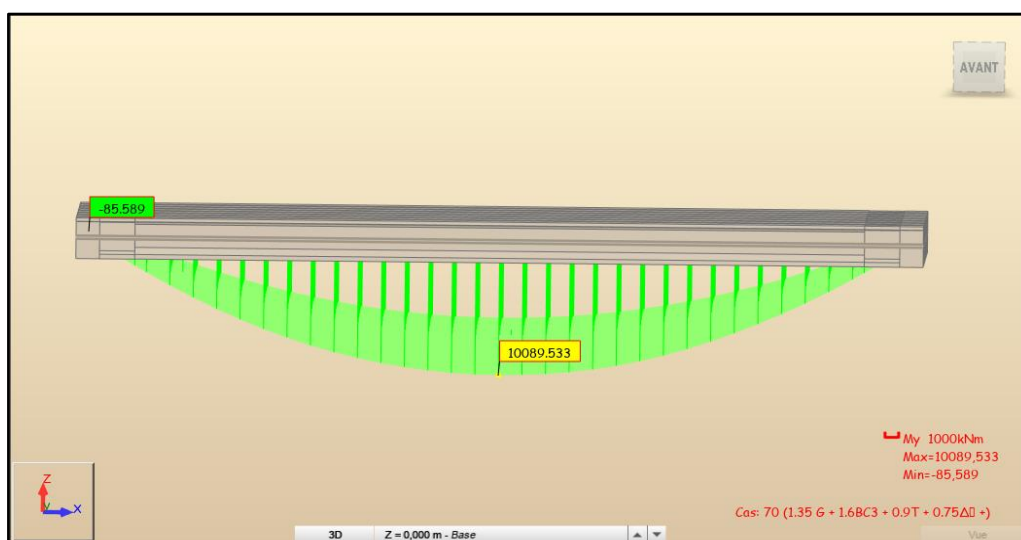
Annex A. 5 : la capacité portante axiale des pieux (Droite).

4eme Rocade d'Alger - Via 6.7 Pile Bearing Capacity (GAUCHE)																		
Foundation No:	1	Pile Diameter (m) :					1.2	GWL (m):	16									(*Uplift)
Soil Strata	H <sub>i</sub> (m)	γ (kN/m <sup>3</sup> )	P <sub>horiz</sub> (bar)	P <sub>ver</sub> (bar)	k <sub>p</sub>	q <sub>pt</sub> (kPa)	Q <sub>pt</sub> (kN)	P <sub>Lort</sub> (bar)	q <sub>t</sub> (kPa)	Q <sub>ti</sub> (kN)	Q <sub>i</sub> (tons)	Q <sub>c</sub> (tons)	Q <sub>i</sub> / 1.4(tons)	Q <sub>i</sub> / 1.25(tons)	Q <sub>c</sub> / 1.4 (tons)	Q <sub>ti</sub> / 1.50 (tons)	Pile Length (m)	
Gravel	5.5	19.0						10.0	C3	75								
Gravel	8.5	19.0	50.0	48.0	1.1	5280.0	5971.5	50.0	C3	120	5400	1137	599	812	910	428	360	14.0
Clay	0.0	18.0						50.0	C2	80								
Foundation No:	2	Pile Diameter (m) :					1.2	GWL (m):	0									(*Uplift)
Gravel	0.0	19.0						30.0	C3	80								
Clay	14.0	18.0	35	33.0	1.1	3630.0	4105.4	30.0	C2	80	4222	833	446	595	666	318	281	14.0
Gravel	0.0	19.0						20.0	C3	100								
Foundation No:	3	Pile Diameter (m) :					1.2	GWL (m):	-1									(*Uplift)
Gravel	1.5	19.0						30	C3	120								
Clay	7.0	18.0						7.0	C2	45	3525	875	444	625	700	317	235	14.0
Clay	5.5	18.0	45	42.0	1.1	4620.0	5225.1	45.0	C3	80								
Foundation No:	4	Pile Diameter (m) :					1.2	GWL (m):	-1									(*Uplift)
Gravel	2.5	19						30	C3	120								
Clay	8.0	18.0						7.0	C2	45	3544	889	450	635	711	321	236	14.0
Clay	3.5	19.0	45	43.0	1.1	4725.6	5344.5	45.0	C2	80								
Foundation No:	5	Pile Diameter (m) :					1.2	GWL (m):	0									(*Uplift)
Gravel	0.0	19.0						30.0	C3	120								
Clay	14.0	18.0	35	33.0	1.2	3960.0	4478.7	35.0	C2	80	4222	870	461	621	696	329	281	14.0
Gravel	0.0	19.0						15.0	C3	100								
Foundation No:	6	Pile Diameter (m) :					1.2	GWL (m):	5.5									(*Uplift)
Gravel	11.0	19.0						21.0	C3	120								
Clay	5.0	18.0	35	32.0	1.2	3840.0	4342.9	35.0	C2	80	6484	1083	606	773	866	433	432	16.0
Gravel	0.0	18.0						15.0	C3	100								
Foundation No:	7	Pile Diameter (m) :					1.2	GWL (m):	12									(*Uplift)
Gravel	12.5	19.0						21.0	C3	120								
Clay	3.5	18.0	50	48.0	1.2	5760.0	6514.4	50.0	C2	80	6710	1322	708	945	1058	506	447	16.0
Gravel	0.0	18.0						15.0	C3	100								

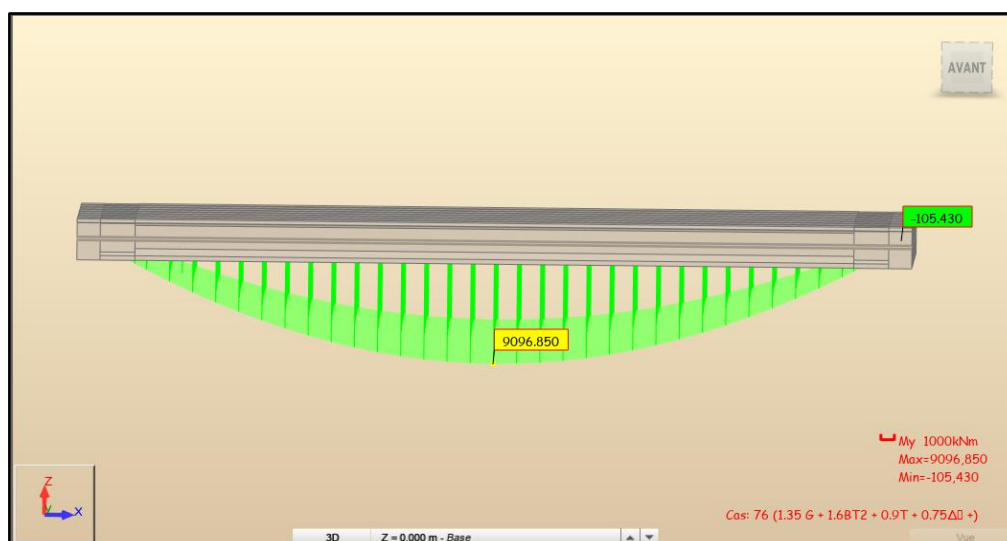
Annex A. 6 : la capacité portante axiale des pieux (gauche).



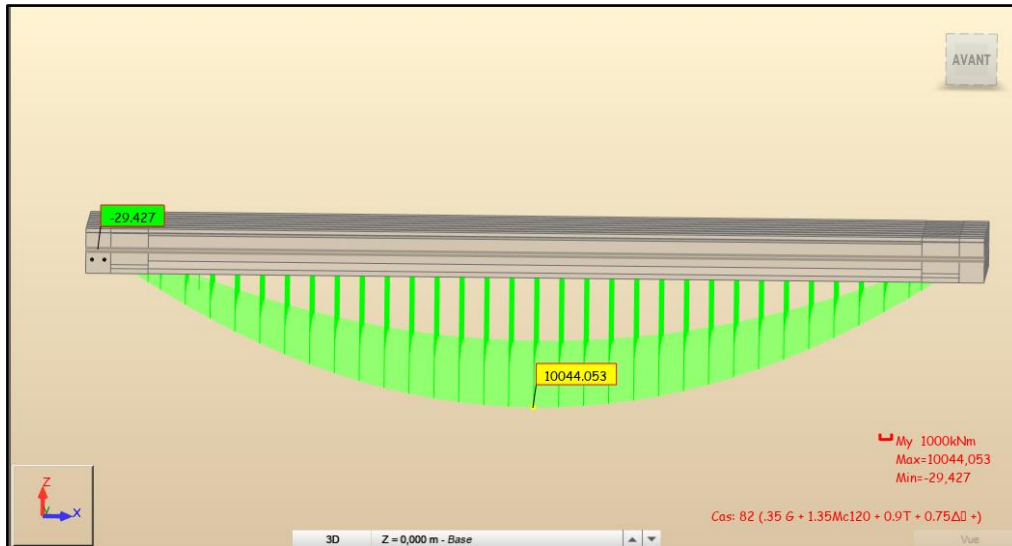
Annex B. 1 : moment fléchissant :  $CMB 1.35(G+D240) + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$ .



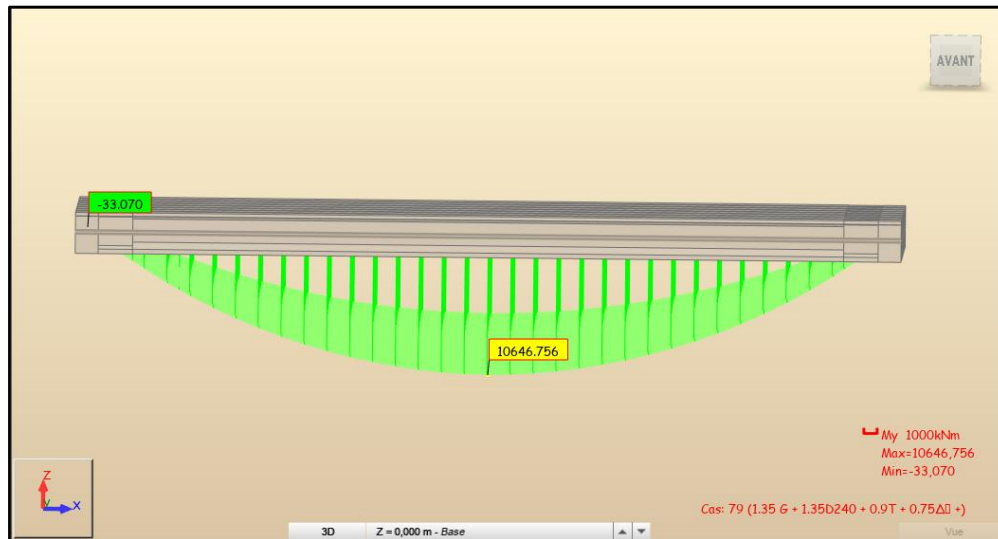
Annex B. 2 : moment fléchissant :  $1.35G+1.6BC3 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$



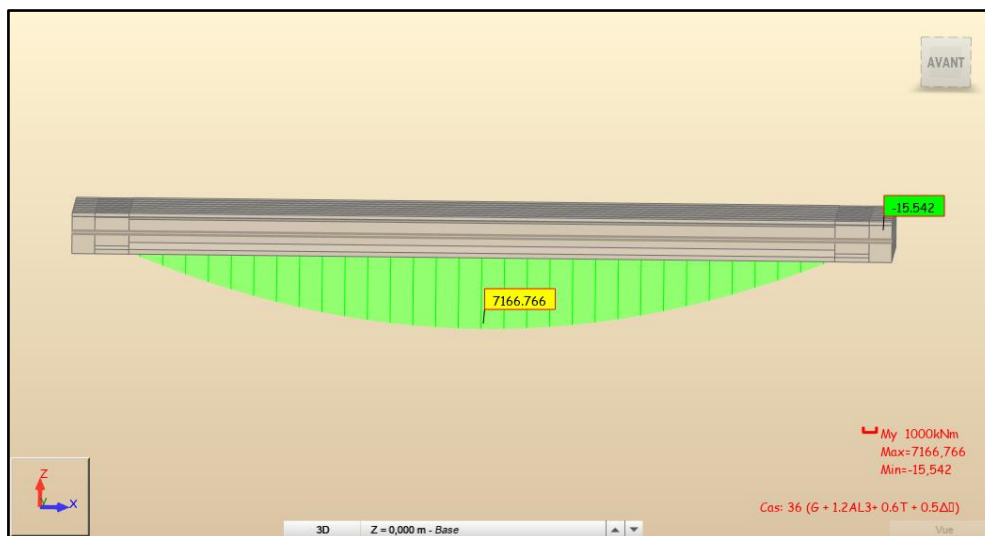
Annex B. 3 moment fléchissant :  $1.35G+1.6BT3 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$



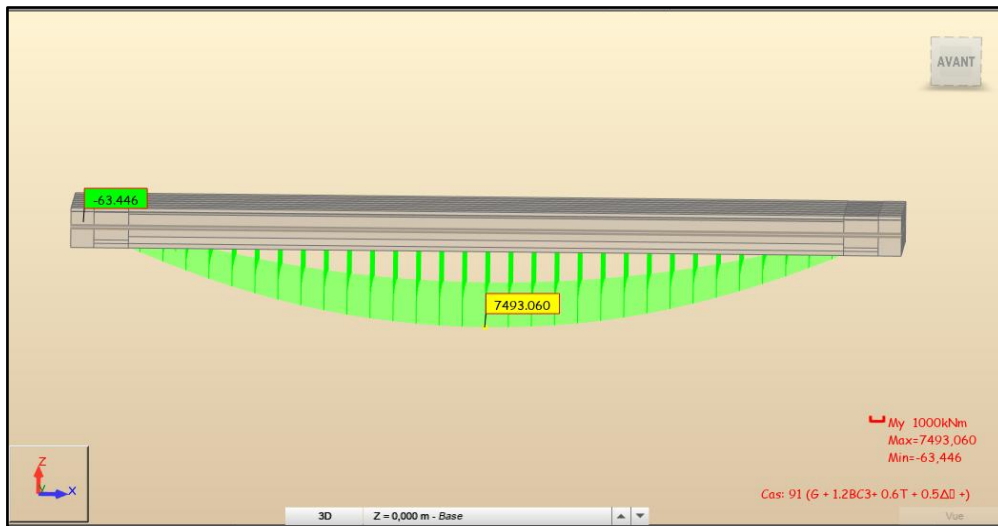
Annex B. 4 moment fléchissant :  $1.35(G + Mc120) + 0.9T + 0.75\Delta\theta$ .



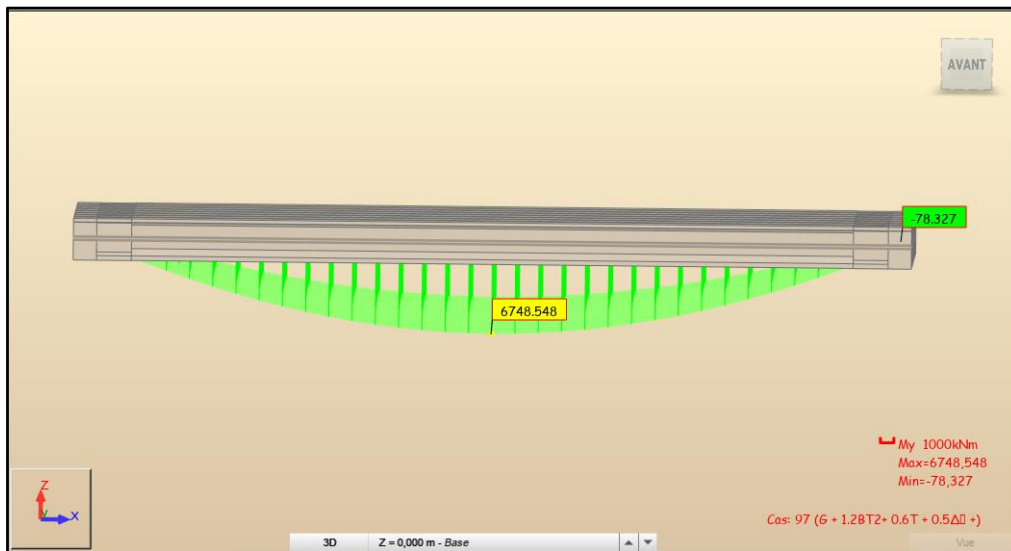
Annex B. 5 moment fléchissant :  $1.35(G + D240) + 0.9T + 0.75\Delta\theta$



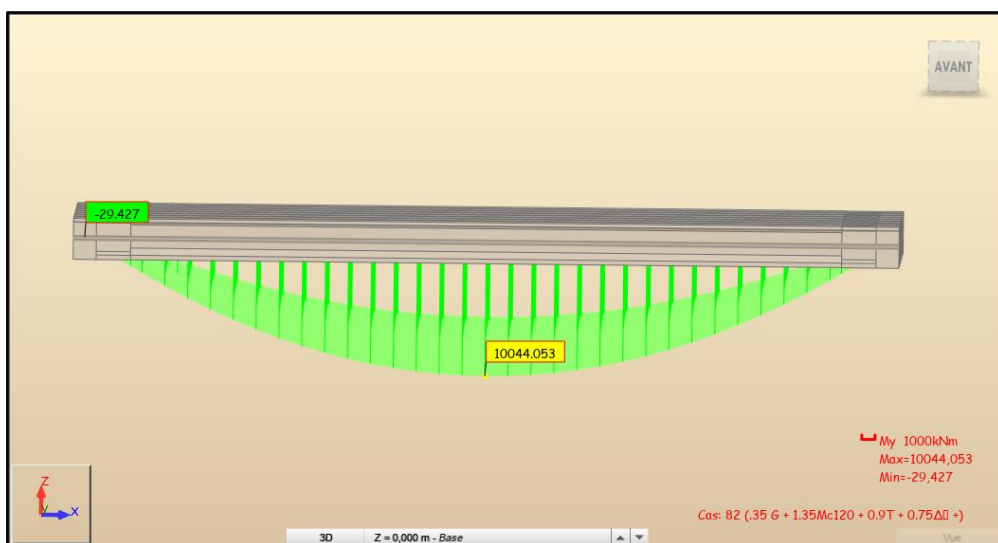
Annex B. 6 moment fléchissant :  $G + 1.2 AL3 + 0.6T + 0.5\Delta\theta$



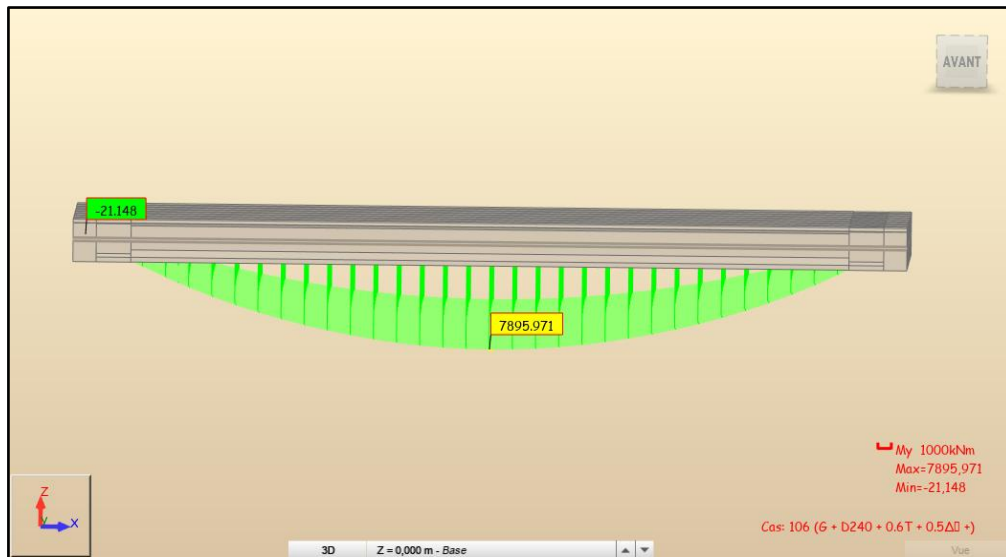
Annex B. 7 moment fléchissant :  $G + 1.2BC3 + 0.6T + 0.5\Delta\theta$ .



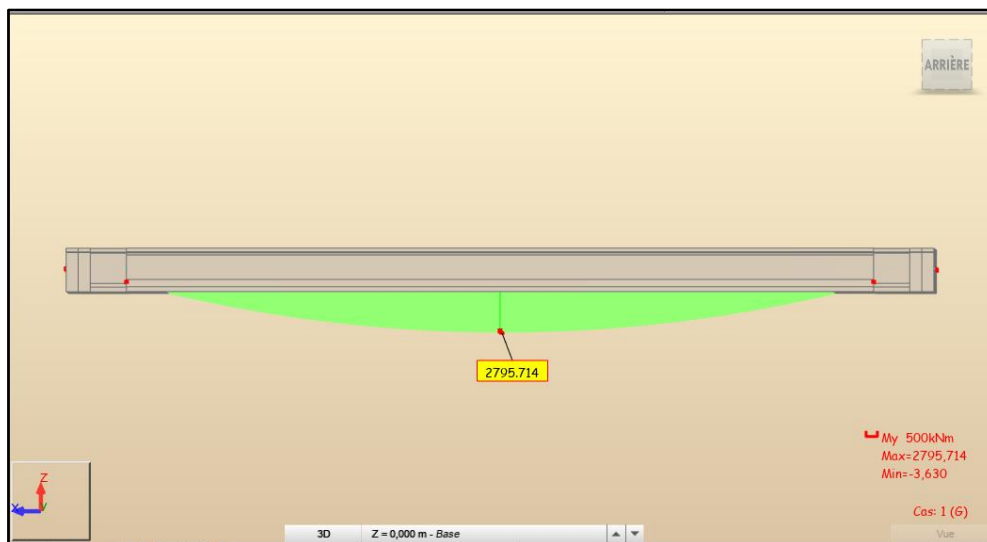
Annex B. 8 moment fléchissant :  $G + 1.2BT3 + 0.6T + 0.5\Delta\theta$ .



Annex B. 9 moment fléchissant :  $G + Mc120 + 0.6T + 0.5\Delta\theta$ .

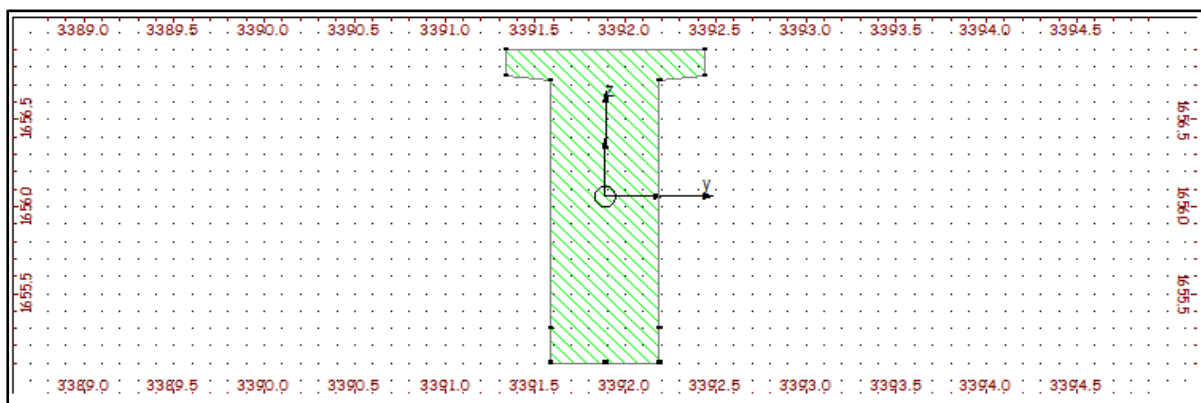


Annex B. 10 moment fléchissant :  $G + D240 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$ .



Annex B. 11 moment fléchissant dans poutre seul.

## Annexe C.1 : analyse la section d'about.

**Résultats généraux**

Aire de la section

$$A = 1.162 \text{ m}^2$$

Centre de gravité

$$Y_c = 3391.888 \text{ m}$$

$$Z_c = 1656.059 \text{ m}$$

Périmètre

$$S = 5.750 \text{ m}$$

Matériau de base

ACIER

$$E = 210000.000 \text{ MPa}$$

$$d_{\text{ens.}} = 7852.83 \text{ kg/m}^3$$

$$p.\text{un.} = 89.45 \text{ kN/m}$$

**Repère des axes principaux**

Angle

$$\alpha = -0.146 \text{ Deg}$$

Moments d'inertie

$$I_x = 0.000 \text{ m}^4$$

$$I_y = 0.343 \text{ m}^4$$

$$I_z = 0.049 \text{ m}^4$$

Rayons d'inertie

$$i_y = 0.543 \text{ m}$$

$$i_z = 0.205 \text{ m}$$

Coefficients de rigidité en cisaillement

$$A_y = 0.000 \text{ m}^2$$

$$A_z = 0.000 \text{ m}^2$$

Facteurs de résistance en flexion

$$W_{ely} = 0.358 \text{ m}^3$$

$$W_{elz} = 0.088 \text{ m}^3$$

Facteurs de résistance au cisaillement

$$W_y = 0.000 \text{ m}^2$$

$$W_z = 0.000 \text{ m}^2$$

Facteurs de résistance plastique

$$W_{ply} = 0.000 \text{ m}^3$$

$$W_{plz} = 0.000 \text{ m}^3$$

Distances extrêmes

$$V_y = 0.548 \text{ m}$$

$$V_{py} = 0.552 \text{ m}$$

$$V_z = 0.844 \text{ m}$$

**Repère central**

Moments d'inertie

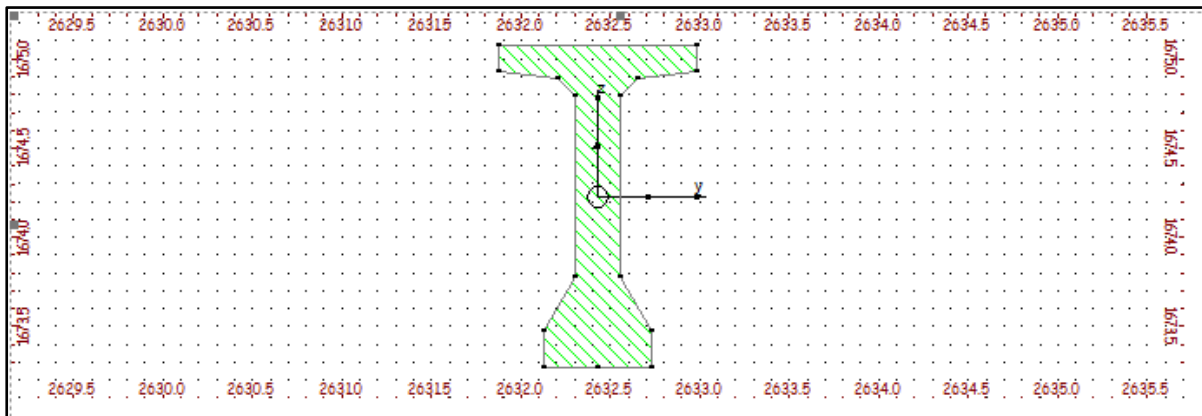
$$\begin{aligned} I_{yc} &= 0.343 \text{ m}^4 \\ I_{zc} &= 0.049 \text{ m}^4 \\ I_{yczc} &= 0.001 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

Rayons d'inertie

$$\begin{aligned} i_{yc} &= 0.543 \text{ m} \\ i_{zc} &= 0.205 \text{ m} \end{aligned}$$

Distances extrêmes

$$\begin{aligned} V_{yc} &= 0.550 \text{ m} \\ V_{pyc} &= 0.550 \text{ m} \\ V_{zc} &= 0.843 \text{ m} \\ V_{pzc} &= 0.957 \text{ m} \end{aligned}$$

**Annexe C.2 : analyse la section médiane dans poutre.****Résultats généraux**

Aire de la section

$$A = 0.728 \text{ m}^2$$

Centre de gravité

$$\begin{aligned} Y_c &= 2632.428 \text{ m} \\ Z_c &= 1674.226 \text{ m} \end{aligned}$$

Périmètre

$$S = 6.062 \text{ m}$$

Matériau de base

$$\begin{aligned} &\text{ACIER} \\ E &= 210000.000 \text{ MPa} \\ \text{dens.} &= 7852.83 \text{ kg/m}^3 \\ \text{p.un.} &= 56.10 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

**Repère des axes principaux**

Angle

$$\alpha = -0.074 \text{ Deg}$$

Moments d'inertie

$$\begin{aligned} I_x &= 0.000 \text{ m}^4 \\ I_y &= 0.286 \text{ m}^4 \\ I_z &= 0.026 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

Rayons d'inertie

$$\begin{aligned} i_y &= 0.626 \text{ m} \\ i_z &= 0.190 \text{ m} \end{aligned}$$

Coefficients de rigidité en cisaillement

$$\begin{aligned} A_y &= 0.000 \text{ m}^2 \\ A_z &= 0.000 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Facteurs de résistance en flexion

$$W_{ely} = 0.300 \text{ m}^3$$

$$W_{elz} = 0.048 \text{ m}^3$$

Facteurs de résistance au cisaillement

$$W_y = 0.000 \text{ m}^2$$

$$W_z = 0.000 \text{ m}^2$$

Facteurs de résistance plastique

$$W_{ply} = 0.000 \text{ m}^3$$

$$W_{plz} = 0.000 \text{ m}^3$$

Distances extrêmes

$$V_y = 0.549 \text{ m}$$

$$V_{py} = 0.551 \text{ m}$$

$$V_z = 0.849 \text{ m}$$

$$V_{pz} = 0.952 \text{ m}$$

**Repère central**

Moments d'inertie

$$I_{yc} = 0.286 \text{ m}^4$$

$$I_{zc} = 0.026 \text{ m}^4$$

$$I_{yczc} = 0.000 \text{ m}^4$$

Rayons d'inertie

$$i_{yc} = 0.626 \text{ m}$$

$$i_{zc} = 0.190 \text{ m}$$

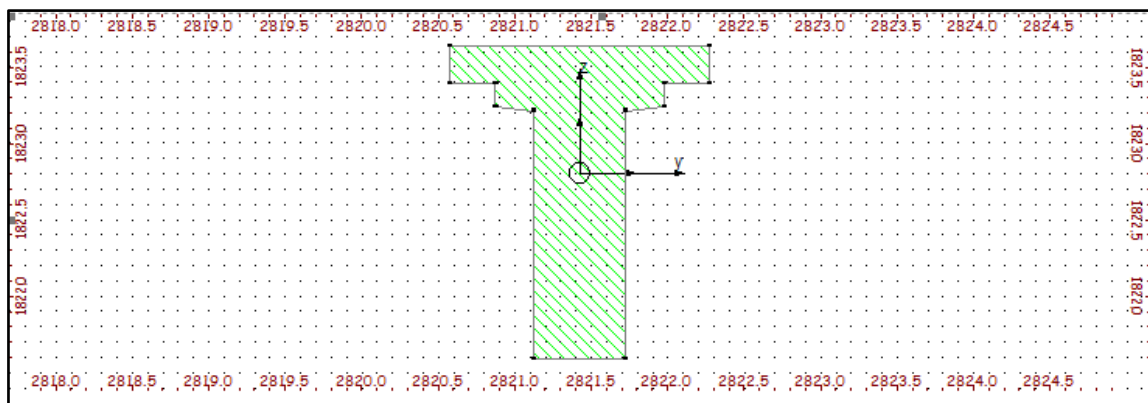
Distances extrêmes

$$V_{yc} = 0.550 \text{ m}$$

$$V_{pyc} = 0.550 \text{ m}$$

$$V_{zc} = 0.849 \text{ m}$$

$$V_{pzc} = 0.951 \text{ m}$$

**Annexe C.3 : analyse la section d'about +dalle****Résultats généraux**

Aire de la section

$$A = 1.587 \text{ m}^2$$

Centre de gravité

$$Y_c = 2821.425 \text{ m}$$

$$Z_c = 1822.807 \text{ m}$$

Périmètre

$$S = 7.450 \text{ m}$$

Matériau de base

ACIER

$$E = 210000.000 \text{ MPa}$$

$$\text{dens.} = 7852.83 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{p.un.} = 122.18 \text{ kN/m}$$

**Repère des axes principaux**

Angle

$$\alpha = -0.003 \text{ Deg}$$

Moments d'inertie

$$I_x = 0.000 \text{ m}^4$$

$$I_y = 0.636 \text{ m}^4$$

$$I_z = 0.150 \text{ m}^4$$

Rayons d'inertie

$$i_y = 0.633 \text{ m}$$

$$i_z = 0.307 \text{ m}$$

Coefficients de rigidité en cisaillement

$$A_y = 0.000 \text{ m}^2$$

$$A_z = 0.000 \text{ m}^2$$

Facteurs de résistance en flexion

$$W_{ely} = 0.523 \text{ m}^3$$

$$W_{elz} = 0.176 \text{ m}^3$$

Facteurs de résistance au cisaillement

$$W_y = 0.000 \text{ m}^2$$

$$W_z = 0.000 \text{ m}^2$$

Facteurs de résistance plastique

$$W_{ply} = 0.000 \text{ m}^3$$

$$W_{plz} = 0.000 \text{ m}^3$$

Distances extrêmes

$$V_y = 0.850 \text{ m}$$

$$V_{py} = 0.850 \text{ m}$$

$$V_z = 0.833 \text{ m}$$

$$V_{pz} = 1.217 \text{ m}$$

**Repère central**

Moments d'inertie

$$I_{yc} = 0.636 \text{ m}^4$$

$$I_{zc} = 0.150 \text{ m}^4$$

$$I_{yczc} = 0.000 \text{ m}^4$$

Rayons d'inertie

$$i_{yc} = 0.633 \text{ m}$$

$$i_{zc} = 0.307 \text{ m}$$

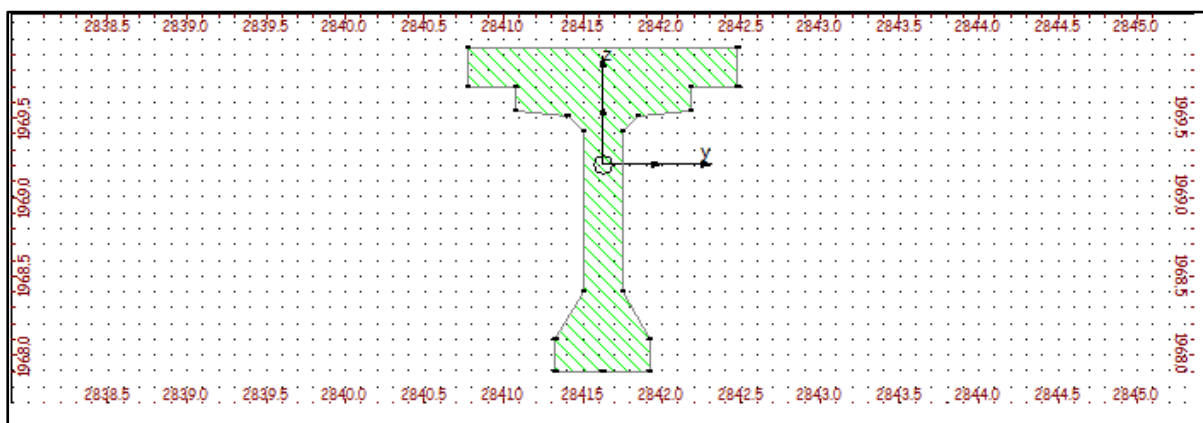
Distances extrêmes

$$V_{yc} = 0.850 \text{ m}$$

$$V_{pyc} = 0.850 \text{ m}$$

$$V_{zc} = 0.833 \text{ m}$$

$$V_{pzc} = 1.217 \text{ m}$$

**Annexe C.3 : analyse la section médiane +dalle**

**Résultats généraux**

Aire de la section	A	=	1.153	m <sup>2</sup>
Centre de gravité	Yc	=	2841.629	m
	Zc	=	1969.209	m
Périmètre	S	=	7.762	m
Matériau de base	ACIER			
	E	=	210000.000	MPa
	dens.	=	7852.83	kg/m <sup>3</sup>
	p.un.	=	88.83	kN/m

**Repère des axes principaux**

Angle	alpha	=	0.089	Deg
Moments d'inertie	Ix	=	0.000	m <sup>4</sup>
	Iy	=	0.542	m <sup>4</sup>
	Iz	=	0.127	m <sup>4</sup>
Rayons d'inertie	iy	=	0.685	m
	iz	=	0.332	m
Coefficients de rigidité en cisaillement	Ay	=	0.000	m <sup>2</sup>
	Az	=	0.000	m <sup>2</sup>
Facteurs de résistance en flexion	Wely	=	0.413	m <sup>3</sup>
	Welz	=	0.149	m <sup>3</sup>
Facteurs de résistance au cisaillement	Wy	=	0.000	m <sup>2</sup>
	Wz	=	0.000	m <sup>2</sup>
Facteurs de résistance plastique	Wply	=	0.000	m <sup>3</sup>
	Wplz	=	0.000	m <sup>3</sup>
Distances extrêmes	Vy	=	0.851	m
	Vpy	=	0.849	m
	Vz	=	0.741	m
	Vpz	=	1.311	m

**Repère central**

Moments d'inertie	Iyc	=	0.542	m <sup>4</sup>
	Izc	=	0.127	m <sup>4</sup>
	Iyczc	=	-0.001	m <sup>4</sup>
Rayons d'inertie	iy	=	0.685	m
	iz	=	0.332	m
Distances extrêmes	Vyc	=	0.850	m
	Vpyc	=	0.850	m
	Vzc	=	0.740	m
	Vpzc	=	1.310	m



ka <sub>moy</sub> (bc3v)							
pile	k1	k2	k3	k4	K5	K6	ka (moy)
p1	0.9	1.24	1.26	1.35	1.34	1.02	1.185
p2	1.49	1.52	1.5	1.2	1.16	0.72	1.265
p3	2.23	1.68	1.61	0.98	0.91	0.42	1.305
p4	3.03	1.72	1.62	0.71	0.63	0.16	1.311

**Annex D. 4 : Les valeurs kamoy de (bt)**

Kamoy (bt1v)			
pile	K1	K2	ka (moy)
P1	0.94	1.22	1.08
P2	1.5	1.54	1.52
P3	2.18	1.74	1.96
P4	2.89	1.83	2.36

ka <sub>moy</sub> (bt2v)					
pile	K1	K2	K3	k4	ka (moy)
P1	0.94	1.22	1.31	1.35	1.205
P2	1.5	1.54	1.47	1.2	1.4275
P3	2.18	1.74	1.48	0.98	1.595
P4	2.89	1.83	1.41	0.74	1.7175

**Annex D. 5 : Les valeurs kamoy de (Al)**

ka <sub>moy</sub> (al1v)			
Pile	surface	Longeur	ka (moy)
P1	4.3216	3.67	1.17754768
P2	5.5236	3.67	1.50506812
P3	6.4832	3.67	1.76653951
P4	7.1685	3.67	1.95326975

ka <sub>moy</sub> (al2v)			
Pile	Surface	Longeur	ka (moy)
P1	9.025	7.33	1.231
P2	9.600	7.33	1.309
P3	3.682	7.33	0.502
P4	9.403	7.33	1.282

Kamoy (al3v)			
Pile	Surface	Longeur	ka (moy)
P1	11.906	11	1.082
P2	11.292	11	1.0265
P3	10.463	11	0.951
P4	9.7989	11	0.890

Annex D. 6 : Les valeurs  $k_{a\text{moy}}$  de (mc120 et d240)

$k_{a\text{moy}}$ (mc120)			
Pile	Surface	Longueur	$k_a$ (moy)
P1	3.3555	2	1.67775
P2	2.9122	2	1.4561
P3	3.7042	2	1.8521
P4	2.368	2	1.184
$k_{a\text{moy}}$ (d240)			
Pile	Surface	Longueur	$k_a$ (moy)
P1	4.3369	3.2	1.35528125
P2	4.4927	3.2	1.40396875
P3	3.9451	3.2	1.23284375
P4	4.2219	3.2	1.31934375

## Annex D. 7 : Caractéristiques des sections nettes DE POUTRE.

	x=0.5		x=L/4		x=3L/8		x=L/2	
	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle
H (m)	1.80	2.05	1.80	2.05	1.80	2.05	1.80	2.05
$B_{\text{nette}}$ (m <sup>2</sup> )	1.147	1.572	0.713	1.138	0.713	1.138	0.71	1.138
$v_n$ (m)	0.844	0.832	0.844	0.732	0.838	0.728	0.833	0.726
$v_n^2$ (m)	0.956	1.218	0.956	1.318	0.962	1.32	0.967	1.32
$I_{nG}$ (m <sup>4</sup> )	0.341	0.635	0.284	0.536	0.281	0.53	0.277	0.524
$\rho$ (%)	36.88	39.85	49.31	48.80	48.86	48.38	48.22	47.89

## Annex D. 8 : tableau de Mode propre (partie 01)(1-8)

Mode	Fréquences [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	0.89	1.13	44.18	0	44.18	0
2	1.07	0.93	44.35	0	0.16	0
3	1.14	0.88	44.35	31.13	0	31.13
4	1.2	0.83	55.72	31.13	11.38	0
5	1.21	0.83	55.75	31.31	0.03	0.18
6	1.26	0.79	55.75	42.21	0	10.9
7	1.28	0.78	55.76	42.21	0	0
8	1.29	0.77	55.76	42.21	0	0

## Annex D. 9 : tableau de Mode propre (partie 01)(9-50)

9	1.33	0.75	57.99	44.41	2.24	2.2
10	1.33	0.75	59.82	47.15	1.83	2.74
11	1.34	0.75	59.84	53.7	0.02	6.55
12	1.35	0.74	65.29	53.73	5.45	0.03
13	1.77	0.57	65.29	53.73	0	0
14	1.9	0.53	65.29	53.74	0	0.01
15	1.98	0.5	65.29	53.74	0	0
16	2.02	0.5	65.29	53.74	0	0
17	2.09	0.48	65.29	53.78	0	0.04
18	2.11	0.47	65.29	53.83	0	0.05
19	2.3	0.43	65.31	53.83	0.02	0
20	2.41	0.41	68.84	53.83	3.53	0
21	3.06	0.33	72.22	53.83	3.38	0
22	3.26	0.31	75.71	53.83	3.48	0
23	3.45	0.29	75.71	63.56	0	9.73
24	3.52	0.28	75.71	64.29	0	0.73
25	5.02	0.2	75.71	69.57	0	5.28
26	5.56	0.18	75.71	74.92	0	5.35
27	7.48	0.13	79.41	74.92	3.71	0
28	10.25	0.1	79.41	74.92	0	0
29	10.31	0.1	79.41	74.92	0	0
30	12.36	0.08	79.41	74.92	0	0
31	12.75	0.08	81.32	74.92	1.91	0
32	12.8	0.08	81.32	74.92	0	0
33	12.93	0.08	83.22	74.92	1.9	0
34	13.91	0.07	83.22	78.8	0	3.88
35	15.56	0.06	83.22	78.8	0	0
36	15.58	0.06	83.22	78.8	0	0
37	15.6	0.06	83.22	78.8	0	0
38	15.62	0.06	83.22	78.8	0	0
39	15.63	0.06	83.22	78.8	0	0
40	15.64	0.06	83.22	78.8	0	0
41	16.77	0.06	83.22	78.93	0	0.14
42	16.87	0.06	83.22	78.94	0	0.01
43	16.96	0.06	83.22	78.98	0	0.03
44	17.03	0.06	83.22	78.99	0	0.01
45	17.08	0.06	83.22	78.99	0	0
46	17.11	0.06	83.22	78.99	0	0
47	18.39	0.05	83.22	78.99	0	0
48	19.89	0.05	84.72	78.99	1.5	0
49	21.67	0.05	86.14	78.99	1.42	0
50	22.45	0.04	86.14	79	0	0

## Annex D. 10 : tableau de Mode propre (partie 03)(51-80).

51	22.45	0.04	86.14	79	0	0
52	22.45	0.04	86.14	79	0	0
53	22.45	0.04	86.14	79	0	0
54	22.45	0.04	86.14	79	0	0
55	22.45	0.04	86.14	79	0	0
56	24	0.04	86.14	80.56	0	1.56
57	24.33	0.04	86.14	82.59	0	2.03
58	26.51	0.04	86.14	82.59	0	0
59	26.54	0.04	86.14	82.59	0	0
60	26.57	0.04	86.14	82.6	0	0.01
61	26.6	0.04	86.14	82.61	0	0.01
62	26.6	0.04	86.14	82.61	0	0
63	26.62	0.04	86.14	82.7	0	0.09
64	29.69	0.03	86.14	82.7	0	0
65	29.75	0.03	86.14	82.71	0	0.01
66	29.82	0.03	86.14	82.72	0	0.01
67	29.9	0.03	86.14	82.72	0	0
68	29.97	0.03	86.14	82.72	0	0
69	29.98	0.03	86.14	82.72	0	0
70	30.04	0.03	86.14	82.72	0	0
71	30.13	0.03	86.14	82.72	0	0
72	30.24	0.03	86.14	82.72	0	0
73	30.34	0.03	86.14	82.72	0	0
74	30.43	0.03	86.14	82.72	0	0
75	30.45	0.03	86.14	82.72	0	0
76	34.62	0.03	86.14	82.72	0	0
77	34.62	0.03	86.14	82.72	0	0
78	34.62	0.03	86.14	82.72	0	0
79	34.62	0.03	86.14	82.72	0	0
80	34.63	0.03	86.14	82.72	0	0

## Annex D. 11 : tableau de Freyssinet pour le renforcement de la zone d'about.

Unités	Frettes croisées ou cadres équivalents (FeE 235)							(B500) Aciers complémentaires (cadres)		
	Nombre de couches	Co (mm)	C (mm)	Diamètre d (mm)	Mandrin diamètre Ø (mm)	min Centre distance E (mm)	Dim. hors tout LØ (mm)	Pas (mm)	Diamètre d (mm)	Nombre
3C15	3	100	75	8	31	90	200	110	8	3
4C15	3	100	75	8	46	90	230	115	12	3
7C15	3	120	90	12	74	130	310	120	12	4
9C15	3	120	110	12	74	140	360	125	14	4
12C15	3	120	120	14	83	160	410	140	16	4
13C15	3	140	125	14	88	170	430	130	16	4
19C15	3	160	125	16	117	200	520	180	20	4

## Annexe D. 12 : Caractéristiques géométriques d'appareil d'appui .

**Appareil d'appui de type B avec e = demi-feuillet**

Enrobage par 2 demi feuillets,  $T_a < a/3$  et  $T_b_{max} < 300$  mm

Dimensions		Epaisseur des feuillets en mm					
a	b	6	8	10	12	16	20
100	150	x	x				
100	200	x	x				
150	200	x	x				
150	250	x	x				
150	300		x				
200	200		x				
200	250		x	x			
200	300		x	x			
200	350		x	x			
200	400		x	x			
250	250		x				
250	300		x	x			
250	350		x	x			
250	400		x	x			
300	300			x			
300	350			x	x		
300	400			x	x		
300	450			x	x		
300	500			x	x		
300	550			x	x		
300	600			x	x		
350	350			x			
350	400			x			
350	450			x			

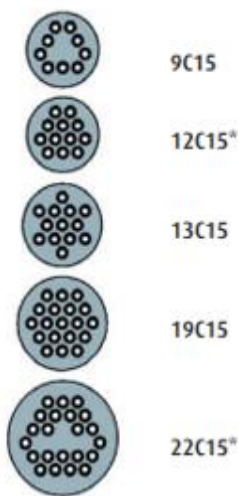
Dimensions		Epaisseur des feuillets en mm					
a	b	6	8	10	12	16	20
350	500					x	
350	550					x	x
350	600					x	x
400	400					x	x
400	450					x	x
400	500					x	x
400	550						x
400	600						x
450	500					x	x
450	550						x
450	600						x
500	500					x	
500	550						x
500	600						x
500	650						x
500	700						x
600	600						x
600	650						x
600	700						x
700	700						x
700	800						x
700	900						x
800	800						x
800	900						x
900	900						x

## Annexe D. 13 : Caractéristiques des câbles.

$T_m$	D	S	$F_{pk}$	M	$F_{p0.1\%}$	$F_o$	$T_o$
MPa	mm	mm <sup>2</sup>	kN	kg/m	kN	kN	N/mm <sup>2</sup>
1770	12.5	93	165	0.726	145	130.5	1416
1770	12.9	100	177	0.781	156	140.4	1416
1770	15.3	140	248	1.093	218	196.2	1416
1770	15.7	150	266	1.172	234	210.6	1416
1860	12.5	93	173	0.726	152	136.8	1488
1860	12.9	100	186	0.781	164	147.6	1488
1860	15.3	140	260	1.093	229	206.1	1488
1860	15.7	150	279	1.172	246	221.4	1488

D : diamètre nominal  
 $F_{pk}$  : valeur caractéristique de la charge maximale (égale à  $f_{pk} \cdot A_p$  selon Eurocode 2 ou  $F_m$  selon prEN)  
 $F_{p0.1\%}$  : valeur caractéristique de la charge à la limite conventionnelle d'élasticité à 0,1%  
 $F_o$  : force maximale indicative à la mise en tension sous l'ancrage :  $F_o = \text{Min} \{ 0,8 F_{pk} ; 0,9 F_{p0.1\%} \}$   
M : masse nominale par mètre  
S : section nominale  
 $T_o$  : contrainte à l'origine correspondante à  $F_o$   
 $T_m$  : contrainte à rupture

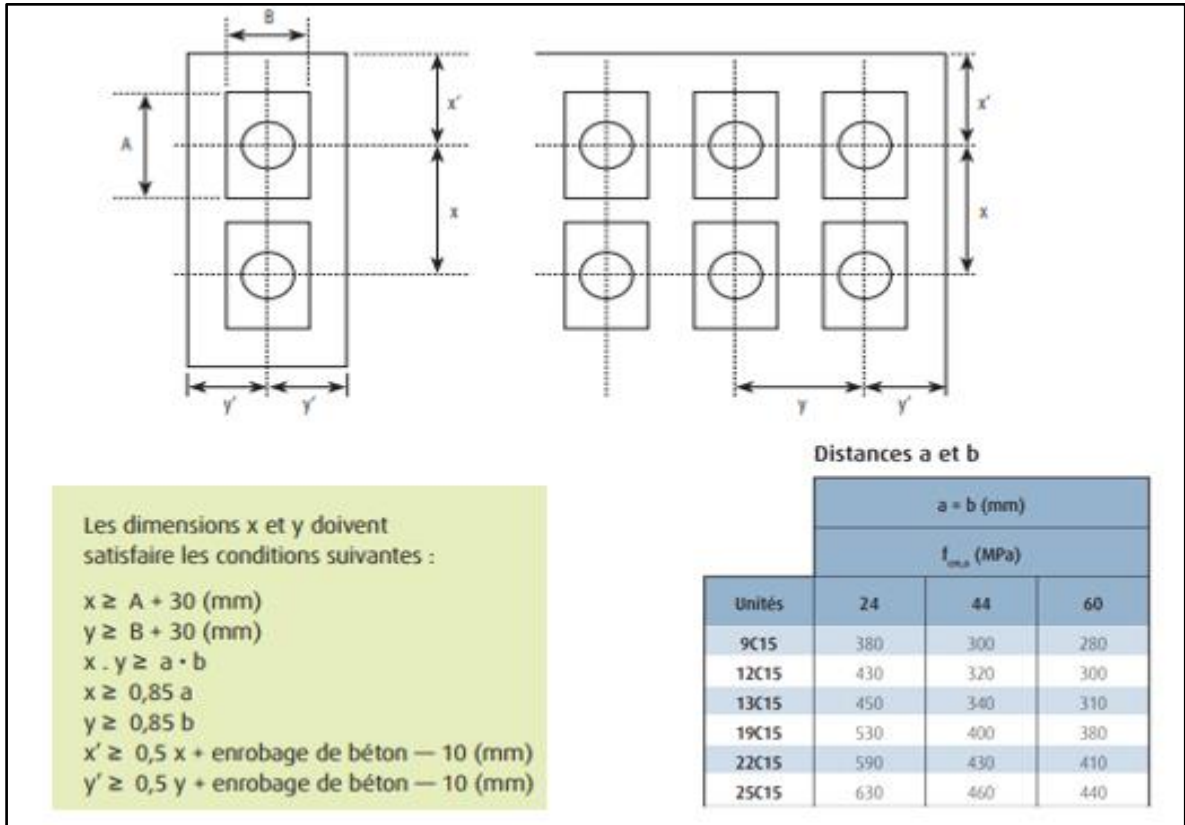
## Annexe D. 2 : Caractéristiques des plaques d'ancrages (01)

Classe de résistance (MPa)		1770	1770	1860	1860	1860	1860	
Diamètre (mm)		15,3	15,7	12,5	12,9	15,3	15,7	
Nombre de torons	1	196	211	137	148	206	221	
	2	392	421	274	295	412	443	
	3	589	632	410	443	618	664	
	4	785	842	547	590	824	886	
	5	981	1053	684	738	1031	1107	
	6	1177	1264	821	886	1237	1328	
	7	1373	1474	958	1033	1443	1550	
	9	1766	1895	1231	1328	1855	1993	
	12	2354	2527	1642	1771	2473	2657	
	13	2551	2738	1778	1919	2679	2878	
	19	3728	4001	2599	2804	3916	4207	
	22	4316	4633	3010	3247	4534	4871	
25	4905	5265	3420	3690	5153	5535		

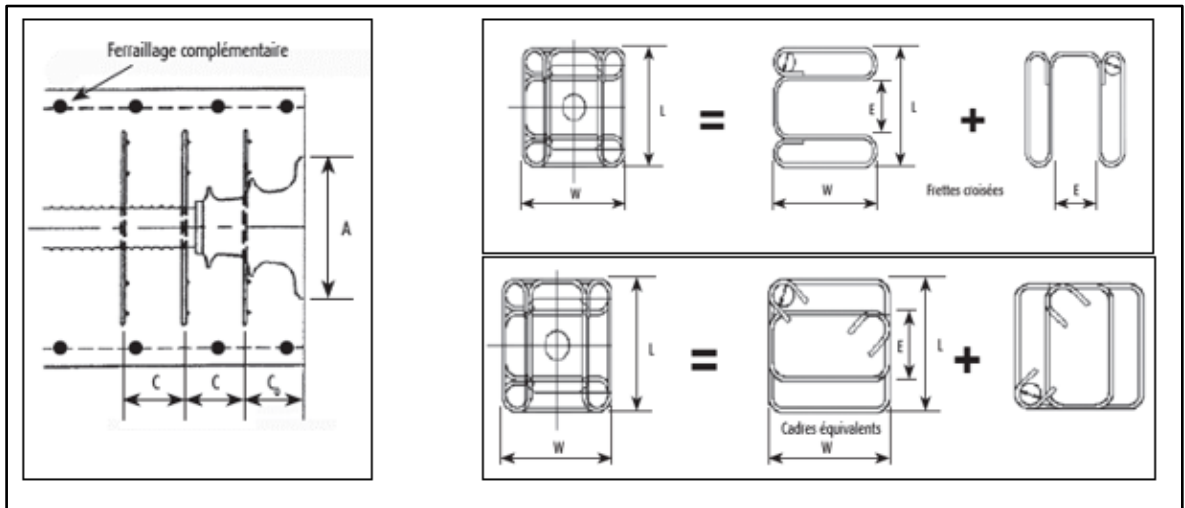
## Annexe D. 14 : Caractéristiques des plaques d'ancrages (01).

Unités	A (mm)	B (mm)	C (mm)	D (mm)	H (mm)	Kxn (mm)
3C15	150	110	120	85	50	M10x2
4C15	150	120	125	95	50	M10x2
7C15	180	150	186	110	55	M12x2
9C15	225	185	260	150	55	M12x4
12C15	240	200	165	150	65	M12x4
13C15	250	210	246	160	70	M12x4
19C15	300	250	256	185	80	M12x4
22C15	330	275	430	220	90	M12x4
25C15	360	300	400	230	95	M16x4
25CC15	350	290	360	220	95	M16x4
27C15	350	290	360	220	100	M16x4
31C15	385	320	346	230	105	M16x4
37C15	420	350	466	255	110	M16x4
55C15	510	420	516	300	145	M20x4

Annexe D. 15 : Caractéristiques des plaques d'ancrages (02).



Annexe D. 16 : les types d'ancrage.



## Annexe E.1 : ferrailage de dalle

### Calcul de Section en Flexion Simple

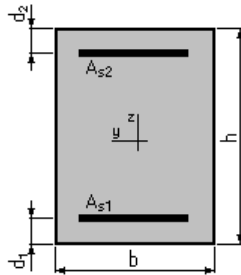
#### 1. Hypothèses :

**Béton :  $f_{c28} = 35.0$  (MPa)**

**Acier :  $f_e = 500.0$  (MPa)**

- Fissuration très préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

#### 2. Section :



$$b = 100.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 25.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5.0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5.0 \text{ (cm)}$$

#### 3. Moments appliqués :

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	44.03	0.00
Etat Limite de Service	0.00	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

#### 4. Résultats :

##### Sections d'Acier :

Section théorique  $A_{s1} = 5.2$  (cm<sup>2</sup>)

Section théorique  $A_{s2} = 0.0$  (cm<sup>2</sup>)

Section minimum  $A_{s \min} = 3.1$  (cm<sup>2</sup>)

Théorique  $\rho = 0.26$  (%)

Minimum  $\rho_{\min} = 0.16$  (%)

##### Analyse par Cas :

**Cas ELU  $M_{\max} = 44.03$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0.00$  (kN\*m)**

Coefficient de sécurité : 1.00 Pivot : A

Position de l'axe neutre :  $y = 1.4$  (cm)

Bras de levier :  $Z = 19.4$  (cm)

Déformation du béton :  $\varepsilon_b = 0.77$  (‰)

Déformation de l'acier :  $\varepsilon_s = 10.00$  (‰)

Contrainte de l'acier :

$$\text{Tendue : } \sigma_s = 434.8 \text{ (MPa)}$$

### Annexe E.2 : ferrailage de des pieux(pile)

#### Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

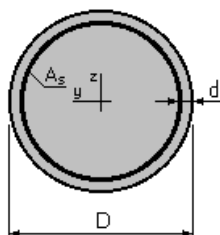
#### 1. Hypothèses :

**Béton :  $f_{c28} = 30.0$  (MPa)**

**Acier :  $f_e = 500.0$  (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

#### 2. Section :



$$D = 120.0 \text{ (cm)}$$

$$d = 5.0 \text{ (cm)}$$

#### 3. Efforts appliqués :

Cas N <sup>o</sup>	Type	N (kN)	M <sub>y</sub> (kN*m)	M <sub>z</sub> (kN*m)
1.	ELA	383.73	1405.70	0.00

#### 4. Résultats :

##### Sections d'Acier :

Section théorique	$A_s = 113.1 \text{ (cm}^2\text{)}$		
Section minimum = 565.5 (cm <sup>2</sup> )	$A_{s \text{ min}} = 113.1 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section maximum	$A_{s \text{ max}}$
Théorique	$\rho = 1.00 \text{ (\%)}$		
Minimum	$\rho_{\text{min}} = 0.50 \text{ (\%)}$	maximum	$\rho_{\text{max}} = 5.00$ (%)

##### Analyse par Cas :

**Cas N<sup>o</sup> 1 : Type ELA N = 383.73 (kN) M<sub>y</sub> = 1405.70 (kN\*m) M<sub>z</sub> = 0.00 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité : 2.11 Pivot : A

Position de l'axe neutre :  $y = 28.7 \text{ (cm)}$

Bras de levier :  $Z = 101.1 \text{ (cm)}$

Déformation du béton :  $\epsilon_b = 3.33 \text{ (‰)}$

Déformation de l'acier :  $\epsilon_s = 10.00 \text{ (‰)}$

Contrainte de l'acier :

Tendue :  $\sigma_s = 500.0$  (MPa)

Comprimée :  $\sigma_s' = 500.0$  (MPa)

### Annexe E.3 : Ferrailage du mur frontal Calcul de Section en Flexion Composée

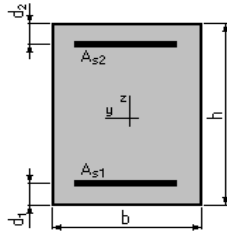
#### 1. Hypothèses :

**Béton :  $f_{c28} = 30.0$  (MPa)**

**Acier :  $f_e = 500.0$  (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

#### 2. Section :



$b = 100.0$  (cm)

$h = 145.0$  (cm)

$d_1 = 5.0$  (cm)

$d_2 = 5.0$  (cm)

#### 3. Efforts appliqués :

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	934.85	1211.84
2.	ELU	0.00	0.00

#### 4. Résultats :

##### Sections d'Acier :

Section théorique  $A_{s1} = 14.0$  (cm<sup>2</sup>)

Section théorique  $A_{s2} = 0.0$  (cm<sup>2</sup>)

Section minimum  $A_{s \min} = 14.0$  (cm<sup>2</sup>)

Théorique  $\rho = 0.10$  (%)

Minimum  $\rho_{\min} = 0.10$  (%)

##### Analyse par Cas:

**Cas N° 1 : Type ELS N = 934.85 (kN) M = 1211.84 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité : 1.39

Position de l'axe neutre :  $y = 35.4$  (cm)

Bras de levier :  $Z = 128.2$  (cm)

Contrainte maxi du béton :  $\sigma_b = 8.1$  (MPa)

Contrainte limite :

$0.6 f_{cj} = 18.0$  (MPa)

Contrainte de l'acier :

Tendue :  $\sigma_s = 359.1$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier :  $\sigma_{s\ lim} = 500.0$  (MPa)

**Cas N° 2: Type ELU**      **N = 0.00**      **(kN)**      **M = 0.00**      **(kN\*m)**

Coefficient de sécurité : 100.00      Pivot : B

Position de l'axe neutre :  $y = 73.5$  (cm)

Bras de levier :  $Z = 110.6$  (cm)

Déformation de l'acier :  $\varepsilon_s = 23939089097.19$  (‰)

Déformation du béton :  $\varepsilon_b = 3.50$  (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue :  $\sigma_s = 434.8$  (MPa)

### Annexe E.4 : Ferrailage du mur grade grève

#### Calcul de Section en Flexion Simple

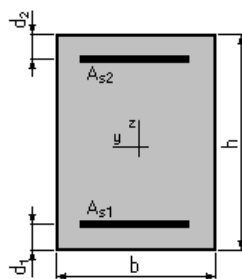
#### 1. Hypothèses :

**Béton :  $f_{c28} = 30.0$  (MPa)**

**Acier :  $f_e = 500.0$  (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

#### 2. Section :



$b = 100.0$  (cm)

$h = 35.0$  (cm)

$d_1 = 5.0$  (cm)

$d_2 = 5.0$  (cm)

#### 3. Moments appliqués :

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0.00	0.00
Etat Limite de Service	127.00	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

#### 4. Résultats :

**Sections d'Acier :**

Section théorique  $A_{s1} = 9.3 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section théorique  $A_{s2} = 0.0 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section minimum  $A_{s \text{ min}} = 3.6 \text{ (cm}^2\text{)}$ Théorique  $\rho = 0.31 \text{ (\%)}$ Minimum  $\rho_{\text{min}} = 0.12 \text{ (\%)}$ **Analyse par Cas :****Cas ELS  $M_{\text{max}} = 127.00 \text{ (kN*m)}$   $M_{\text{min}} = 0.00 \text{ (kN*m)}$** 

Coefficient de sécurité : 1.00

Position de l'axe neutre :  $y = 7.9 \text{ (cm)}$ Bras de levier :  $Z = 27.4 \text{ (cm)}$ Contrainte maxi du béton :  $\sigma_b = 11.8 \text{ (MPa)}$ Contrainte limite :  $0.6 f_{cj} = 18.0 \text{ (MPa)}$ 

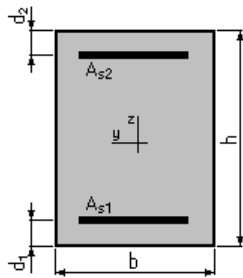
Contrainte de l'acier :

Tendue :  $\sigma_s = 500.0 \text{ (MPa)}$ 

Contrainte limite de l'acier :

 $\sigma_{s \text{ lim}} = 500.0 \text{ (MPa)}$ **Annexe E.5 : Ferrailage de la dalle de transition****Calcul de Section en Flexion Simple****1. Hypothèses :****Béton :  $f_{c28} = 30.0 \text{ (MPa)}$** **Acier :  $f_e = 500.0 \text{ (MPa)}$** 

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

**2. Section :** $b = 100.0 \text{ (cm)}$  $h = 30.0 \text{ (cm)}$  $d_1 = 5.0 \text{ (cm)}$  $d_2 = 5.0 \text{ (cm)}$ **3. Moments appliqués :**

	$M_{\text{max}} \text{ (kN*m)}$	$M_{\text{min}} \text{ (kN*m)}$
Etat Limite Ultime (fondamental)	0.00	0.00
Etat Limite de Service	74.16	0.00

Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00
---------------------------------	------	------

#### 4. Résultats :

##### Sections d'Acier :

Section théorique  $A_{s1} = 6.5 \text{ (cm}^2\text{)}$                       Section théorique  $A_{s2} = 0.0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum  $A_{s \text{ min}} = 3.2 \text{ (cm}^2\text{)}$

Théorique  $\rho = 0.26 \text{ (\%)}$

Minimum  $\rho_{\text{min}} = 0.13 \text{ (\%)}$

##### Analyse par Cas :

Cas ELS  $M_{\text{max}} = 74.16 \text{ (kN*m)}$                        $M_{\text{min}} = 0.00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité : 1.00

Position de l'axe neutre :  $y = 6.1 \text{ (cm)}$

Bras de levier :  $Z = 23.0 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton :  $\sigma_b = 10.7 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite :  $0.6 f_{cj} = 18.0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier :

Tendue :  $\sigma_s = 500.0 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier :

$\sigma_{s \text{ lim}} = 500.0 \text{ (MPa)}$

### Annexe E.6 : Ferrailage du corbeau.

#### Calcul d'une Section Comprimée

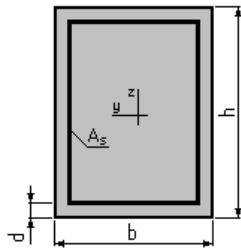
##### 1. Hypothèses :

Béton : **fc28 = 30.0 (MPa)**

Acier : **fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte de l'élançement
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Charges appliquées avant 90 jours
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

##### 2. Section :



$b = 100.0 \text{ (cm)}$

$h = 35.0 \text{ (cm)}$

$d = 3.0 \text{ (cm)}$

**3. Forces :**

	N (kN)
Etat Limite Ultime (fondamental)	99.72
Etat Limite de Service	74.16
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00

**4. Résultats :****Résistance des Matériaux :**

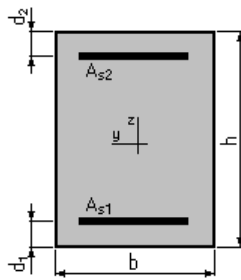
Section brute	$B = 3500.0$	(cm <sup>2</sup> )	Section réduite	$B_r = 3234.0$	(cm <sup>2</sup> )
Long flambement	$l_{fy} = 3.0$	(m)	Long flambement	$l_{fz} = 3.0$	(m)
Inertie	$I_y = 357291.7$	(cm <sup>4</sup> )	Inertie	$I_z = 2916666.7$	(cm <sup>4</sup> )
Rayon de giration	$i_y = 10.1$	(cm)	Rayon de giration	$i_z = 28.9$	(cm)

**Acier :**

Section théorique	$A_s = 10.8$	(cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s \min} = 10.8$	(cm <sup>2</sup> )
Section maximum	$A_{s \max} = 175.0$	(cm <sup>2</sup> )

**Annexe E.7 : Ferrailage du corbeau.****Calcul de Section en Flexion Simple**➤ **Selon xx****1. Hypothèse :****Béton :  $f_{c28} = 30,0$  (MPa)****Acier :  $f_e = 500,0$  (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

**2. Section :**

$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 70,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

**3. Moments appliqués :**

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00

Etat Limite de Service	96,91	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

#### 4. Résultats :

##### Sections d'Acier :

Section théorique  $A_{s1} = 6,7 \text{ (cm}^2\text{)}$                       Section théorique  $A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum  $A_{s \text{ min}} = 6,7 \text{ (cm}^2\text{)}$

Théorique  $\rho = 0,10 \text{ (\%)}$

Minimum  $\rho_{\text{min}} = 0,10 \text{ (\%)}$

##### Analyse par Cas :

Cas ELS  $M_{\text{max}} = 96,91 \text{ (kN*m)}$                        $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité : 1,06

Position de l'axe neutre :  $y = 10,5 \text{ (cm)}$

Bras de levier :  $Z = 61,5 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton :  $\sigma_b = 1,2 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite :  $0,6 f_{cj} = 18,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier :

Tendue :  $\sigma_s = 14,6 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier :

$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$

#### ➤ Selon yy

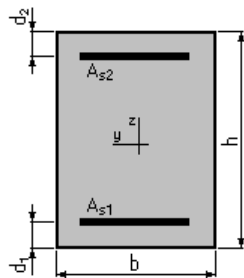
##### 1. Hypothèse :

Béton :  $f_{c28} = 30,0 \text{ (MPa)}$

Acier :  $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

##### 2. Section :



$b = 100,0 \text{ (cm)}$

$h = 70,0 \text{ (cm)}$

$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$

$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$

**3. Moments appliqués :**

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	171,13	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

**4. Résultats :****Sections d'Acier :**

Section théorique $A_{s1} = 11,3$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique $A_{s2} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum $A_{s\ min} = 6,7$ (cm <sup>2</sup> )	
Théorique $\rho = 0,17$ (%)	
Minimum $\rho_{\min} = 0,10$ (%)	

**Analyse par Cas :**

**Cas ELS  $M_{\max} = 171,13$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)**

Coefficient de sécurité : 1,00

Position de l'axe neutre :  $y = 13,2$  (cm)

Bras de levier :  $Z = 60,6$  (cm)

Contrainte maxi du béton :  $\sigma_b = 2,0$  (MPa)

Contrainte limite :  $0,6 f_{cj} = 18,0$  (MPa)

Contrainte de l'acier :

Tendue :  $\sigma_s = 25,0$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier :

$\sigma_{s\ lim} = 250,0$  (MPa)

**Annexe E.8 : ferrailage de des pieux (sur culée)****Calcul de Section en Flexion Déviée Composée****1. hypothèses :**

**Béton :  $f_{c28} = 30.0$  (MPa)**

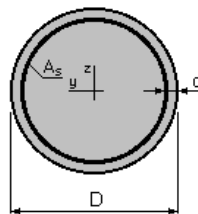
**Acier :  $f_e = 500.0$  (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

**2. Section :**

$D = 120.0$  (cm)

$d = 5.0$  (cm)

**3. Efforts appliqués :**

Cas N <sup>o</sup>	Type	N (kN)	$M_y$ (kN*m)	$M_z$ (kN*m)
1.	ELA	14837.00	-3933.42	0.00

**4. Résultats :****Sections d'Acier :**

Section théorique	$A_s = 113.1$ (cm <sup>2</sup> )		
Section minimum = 565.5 (cm <sup>2</sup> )	$A_{s \text{ min}} = 113.1$ (cm <sup>2</sup> )	Section maximum	$A_{s \text{ max}}$
Théorique	$\rho = 1.00$ (%)		
Minimum (%)	$\rho_{\text{min}} = 0.50$ (%)	maximum	$\rho_{\text{max}} = 5.00$

**Analyse par Cas:**

**Cas N° 1: Type ELA N = 14837.00 (kN) M<sub>y</sub> = -3933.42 (kN\*m) M<sub>z</sub> = 0.00 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité : 1.05 Pivot : B

Position de l'axe neutre :  $y = 84.7$  (cm)

Bras de levier :  $Z = 76.0$  (cm)

Déformation du béton :  $\varepsilon_b = 3.50$  (‰)

Déformation de l'acier :  $\varepsilon_s = 1.24$  (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue :  $\sigma_s = 247.9$  (MPa)

Comprimée :  $\sigma_s' = 500.0$  (MPa)