

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

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية  
فرنسيس جانسون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics  
Francis Jeanson



## Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

## Thème

**CONCEPTION ET ETUDE DE  
L'OUVRAGE OA 08 AU PK8+926  
RELEVANT DE LA PENETRANTE DE  
BEJAIA – AUTOROUTE EST-OUEST**

Présenté par :

ABIZA Abdelhadi  
BENNACER Manel

Encadré par :

Mr AMIEUR Mohamed  
Mr MERZOUGUI Billel

Promotion 2022 /2023

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

## ***Remerciements***

*Au terme de ce stage de fin d'étude, nous remercions Dieu, le tout puissant, de nous avoir donné la volonté et la santé pour entamer et terminer le travail en espérant avoir réussi à accomplir notre devoir.*

*Nous adressons nos vifs remerciements à tous ceux qui ont aidé de près ou de loin à élaborer ce travail.*

*Nous tenons à remercier toute l'équipe de l'entreprise CRCC qui nous a accordé la permission d'y passer notre stage de fin d'études.*

*En particulier nous remercions :*

*Notre encadrant professionnel M.Merzougui Billel, ingénieur en travaux publics à*

*« CRCC » pour sa disponibilité, sa confiance, sa qualité d'encadrement qu'il nous a assuré et ses encouragements, il nous a transmis le goût de la réflexion ainsi, peut-être, qu'une certaine idée de l'honnêteté et de la rigueur intellectuelles.*

*M.Bilel Mazioua pour toutes les facilités accordées durant la période de stage.*

*Notre co-encadrant M.Amieur pour ses remarques efficaces et constructives, ses orientations, ses conseils et son soutien moral qui nous a permis de terminer ce projet.*

*Enfin, nous remercions notre établissement « L'école nationale supérieure des travaux publics d'Alger » de nous avoir donné une bonne formation et nous faciliter le début de notre parcours professionnel.*

*Le PFE étant aussi une forme de conclusion apportée à un long parcours d'étude, on adresse une pensée spéciale pour tous les professeurs qui ont contribué à celui-ci.*

*Ces années d'étude auraient été infiniment moins agréables et enrichissantes sans nos familles et nos amis à qui on doit tant.*

*Enfin, une mention spéciale à ceux qui ont lu tout ou partie de ce travail.*

# *Dédicace*

**A LA MÉMOIRE DE L'ÂME DE MON GRAND-PÈRE**  
QUI A SOUHAITÉ DE VIVRE AFIN D'ÊTRE PRÉSENTÉ EN CE  
MOMENT,

**A MON CHER PÈRE, À MES ONCLES KARIM ET SAADI**  
QUI N'ONT PAS CESSÉE DE ME CONSEILLER,  
ENCOURAGER ET SOUTENIR TOUT AU LONG DE MES  
ÉTUDES.

**A MA MÈRE, À MA GRANDE MÈRE**  
QUI ONT SOUFFERT SANS ME LAISSER SOUFFRIR, QUI  
N'ONT JAMAIS DIT NON À MES EXIGENCES ET QUI N'ONT  
ÉPARGNÉ AUCUN EFFORT POUR ME RENDRE HEUREUX.

**A MES FRÈRES RAFIK ET ISHAK**  
QUI M'ONT AIDÉ ET SUPPORTÉ DANS LES MOMENTS  
DIFFICILES.

**A MON ADORABLE PETITE SŒUR CHAHRA**  
QUI SAIT TOUJOURS COMMENT PROCURER LA JOIE ET LE  
BONHEUR POUR TOUTE LA FAMILLE.

**A MES AMIS HICHEM, RAHIM ET IHSEN**  
POUR LEURS AIDES ET SUPPORTS DANS LES MOMENTS  
DIFFICILES.

**ABDELHADI ABIZA**

# *Dédicace*

**A MES CHERS PARENTS,**

QUI N'ONT JAMAIS CESSÉ, DE FORMULER DES PRIÈRES À MON  
ÉGARD, DE ME SOUTENIR  
ET DE M'ÉPAULER POUR QUE JE PUISSE ATTEINDRE MES  
OBJECTIFS.

QU'ILS TROUVENT ICI LE TÉMOIGNAGE DE MA PROFONDE  
RECONNAISSANCE.

**A MON FRÈRE ALI,**

**A MES CHÈRES SŒURS NOUNOUS, SOUHILA, SIHEM, HOUA,**  
QUI ONT PARTAGÉ AVEC MOI TOUS LES MOMENTS D'ÉMOTIONS  
LORS DE LA RÉALISATION DE CE TRAVAIL  
ILS M'ONT CHALEUREUSEMENT SUPPORTÉ ET ENCOURAGÉ TOUT  
AU LONG DE MON PARCOURS.

**A TOUS CEUX QUE J'AIME ET QUI M'AIMENT  
MERCİ D'ÊTRE TOUJOURS LÀ POUR MOI !**

**MANEL BENNACER**

---

## ملخص

---

يهدف هذا العمل المقدم إلى تصميم ودراسة الجسر المتواجد في النقطة الكيلومترية 8+926.25 ضمن مشروع الطريق الرابط بين ولاية بجاية والطريق السيار شرق غرب على مستوى أحنيف. بدأنا هذا العمل ببحث ببليوغرافي حول الخوازيق المحفورة آخذين بعين الاعتبار دوره والعوامل المتدخلة في اختيار النوع الأنسب للاستعمال حسب الحالة وكذلك تناولنا المشاكل التي قد يتعرض لها المهندس أثناء التصميم وأخيرا اقترحنا حلول للحد من هذه الأخيرة ثم تطرقنا الى تصميم الجسر معتبرين ثلاث نماذج تصميمية، قمنا باختيار التصميم الذي نراه أنسب وأكثر ملائمة استنادا إلى عدة معايير وكان كالتالي: جسر ذو كمرات مسبقة الإجهاد. يتضمن الجزء الأخير دراسة شاملة لجميع العناصر التي تشكل الجسر وفي النهاية، نختم الرسالة بملخص عام واستنتاجات.

**الكلمات المفتاحية :** جسر، الكمرات، مسبقة الإجهاد، خوازيق، نماذج تصميمية، دراسة زلزالية.

---

## Résumé

---

Le présent mémoire reflète la conception et l'étude d'un pont à poutres en béton précontraint franchissant oued Soummam au niveau de la ville de Oued Ghir.

Nous avons commencé par une recherche bibliographique sur les pieux forés.

La deuxième partie consiste à la conception, après une présentation générale du cadre du projet, on a proposé 3 variantes, pour enfin retenir la plus appropriée aux contraintes du projet après une analyse multi critère minutieuse.

La troisième partie présente l'étude globale de tous les éléments qui constituent l'ouvrage.

Et enfin nous avons terminé par une conclusion générale.

**Mots clés :** Pont, poutres, précontrainte, pieux, variantes, étude sismique.

---

## ABSTRACT

---

This thesis reflects the design and study of a prestressed concrete beam bridge crossing the Soummam river in the city of Oued Ghir.

The research work began with a literature review on bored piles.

The second part focuses on the design process. After providing a general overview of the project framework, three design variants were proposed. Through a meticulous multi-criteria analysis, the most suitable variant was selected, considering the project constraints.

The third part presents a comprehensive study of all the elements that constitute the structure, including the beams, the deck slab, and other relevant components.

Finally, the thesis concludes with a general summary and conclusions.

**Keywords:** bridge, beams, precast, variants, seismic study.

## *Avant-propos*

L'objectif de ce mémoire est de couronner tout un parcours d'apprentissage au sein de l'école, en mettant l'accent sur un thème consistant, reflétant une panoplie d'acquis et de savoirs. Par conséquent, L'étude s'est portée sur la conception et l'étude d'un Ouvrage d'art.

Le choix d'un tel thème n'était guère un fruit du hasard, mais c'était le résultat d'une réflexion profonde mettant en évidence l'aspect particulier et exhaustif du sujet.

En effet, étudier un pont fait appel à plusieurs connaissances rassemblant entre le béton armé, le précontraint, la RDM et même le parasismique. Il est clair alors, qu'il s'agit d'un sujet qui ne peut que susciter la curiosité et la détermination de tout ingénieur.

Bien que le mémoire évoque un contenu purement technique, l'objectif principal reste de présenter un travail cohérent, bénéficiant d'un raisonnement sain et bien construit. Cette perspective reflète un cas réel de pratique auquel on peut se confronter, et qui mettrait à l'épreuve notre aptitude à gérer les difficultés et l'incertitude des données.

Enfin, nous jugeons nécessaire de mentionner que nous nous sommes abstenus d'étudier l'ouvrage entier en raison de la vastitude du thème, qui impose un mémoire complet et intégral.

## SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE.....	1
CHAPITRE I. GENERALITES .....	2
INTRODUCTION .....	2
I.1. ELEMENTS CONSTITUTIFS D’UN PONT .....	2
I.2. QUELQUES NOTIONS GEOMETRIQUES .....	2
I.3. CLASSIFICATION DES PONTS .....	3
CONCLUSION .....	3
CHAPITRE II. RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES PIEUX FORES .....	4
INTRODUCTION .....	4
II.1. Principe de fonctionnement mécanique d’un pieu foré .....	4
II.2. Les deux principaux types de pieux fores.....	5
II.3. Force résistante $R_s$ mobilisable par frottement latéral .....	6
II.3.1. Frottement latéral unitaire limite $q_s$ .....	7
II.4. La problématique .....	8
II.5. Recommandations .....	8
CONCLUSION .....	9
CHAPITRE III. PRESENTATION DU PROJET.....	10
INTRODUCTION .....	10
III.1. Localisation du projet .....	10
III.2. Données fonctionnelles.....	11
III.2.1. Tracé en plan.....	11
III.2.2. Profil en long.....	11
III.2.3. Profil en travers.....	11
III.3. Données naturelles.....	12
III.3.1. Topographie et géomorphologie .....	12
III.3.2. Géologie de la région .....	12
III.3.3. Formations lithologiques .....	12
III.3.4. La température .....	12
III.3.5. La catégorie du terrain .....	12
III.3.6. La sismicité .....	12
CONCLUSION .....	12
CHAPITRE IV. CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT .....	13
INTRODUCTION .....	13
IV.1. Conception du tablier .....	13

IV.1.1. Variante 01 : Pont à poutres précontraintes du type VIPP .....	13
IV.1.2. Variante 02 : Pont voussoir en béton précontraint construit par encorbellements successifs coulé sur place.....	15
IV.1.3. Variante 3 : Pont mixte Bipoutre .....	17
IV.2. Analyse multicritere .....	19
IV.2.1. Analyse des variantes .....	19
CONCLUSION : .....	20
CHAPITRE V. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX, HYPOTHESES DE CALCUL ET ANALYSE DES CHARGES .....	21
INTRODUCTION .....	21
V.1. Caractéristiques des matériaux .....	21
V.1.1. Le béton.....	21
V.1.2. Les armatures .....	22
V.2. Evaluation des actions .....	24
V.2.1. Les actions permanentes hors trafic .....	24
V.2.2. Les actions dues au trafic .....	26
CONCLUSION .....	33
CHAPITRE VI. REPARTITION LONGITUDINALE ET TRANSVERSALE DES EFFORTS.....	34
INTRODUCTION .....	34
VI.1. Calcul longitudinal des moments fléchissants et efforts tranchants.....	34
VI.1.1. Sollicitations dues à la charge permanente .....	34
VI.1.2. Sollicitation dues aux surcharges .....	34
VI.1.2.3. Charge militaire (Convoi Mc120) .....	38
VI.2. Calcul transversal des moments fléchissants agissants sur les poutres .....	39
VI.2.2. Application de la méthode de Guyon Massonnet .....	41
VI.2.3. Coefficients de répartition transversale $K\alpha$ .....	42
CONCLUSION .....	47
CHAPITRE VII. MODELISATION.....	48
Introduction .....	48
VII.1. Résultats .....	49
VII.2. Comparaison des résultats de calcul .....	50
VII.2.1. Interprétation des résultats .....	51
CONCLUSION .....	51
CHAPITRE VIII. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE.....	52
INTRODUCTION .....	52

VIII.1. Dimensionnement de la précontrainte .....	52
VIII.1.1. Valeur minimale de la précontrainte .....	52
VIII.1.2. Détermination du nombre de câbles .....	53
VIII.2. Vérification des contraintes .....	54
VIII.3. Position des câbles .....	55
VIII.3.1. Tracé des câbles .....	57
VIII.3.2. Angle de relevage $\alpha$ .....	57
VIII.4. Calcul des pertes .....	58
VIII.4.1. Les pertes de tension instantanées .....	58
VIII.4.2. Les pertes de tension différées .....	59
VIII.5. Vérification des contraintes normales à l'ELS .....	61
VIII.5.1. Effort de précontrainte .....	62
VIII.5.2. Justification des contraintes normales .....	62
VIII.6. Justification des contraintes tangentielles à l'ELS .....	63
VIII.7. Justification des contraintes tangentielles à l'ELU .....	64
VIII.8. Section des armatures transversales .....	64
VIII.9. Ferrailage de la poutre .....	64
VIII.9.1. Les armatures de la zone tendues .....	64
VIII.9.2. Armatures de peau .....	65
CONCLUSION .....	65
CHAPITRE IX. ETUDE DU TABLIER .....	66
INTRODUCTION .....	66
IX.1. Vérification de la flèche .....	66
IX.1.1. Flèche due au poids propre de la poutre .....	66
IX.1.2. Contre flèche de précontrainte .....	66
IX.1.3. Flèche maximale à ELS .....	67
IX.1.4. Flèche totale .....	67
IX.2. Etude de l'hourdis .....	67
IX.2.1. Ferrailage sous la flexion transversale .....	67
IX.2.2. Ferrailage de la dalle .....	69
CONCLUSION .....	69
CHAPITRE X. ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DU PONT.....	70
INTRODUCTION .....	70
X.1. Appareils d'appui.....	70
X.1.1. Aire de l'appareil d'appui.....	70
X.1.2. L'épaisseur de l'appareil d'appui T.....	71

X.1.3. Dimensionnement des frettes .....	71
X.2. Etude sismique.....	71
X.2.1. Analyse monomodale spectrale.....	71
X.2.2. Combinaison des composantes de l'action sismique .....	76
X.2.3. Verifications des appareils d'appui selon rpoa 2008 .....	76
X.2.4. Ferrailage des dés d'appuis au niveau de la pile et la culée .....	77
X.3. Autres equipements .....	79
X.3.1. Joint de chaussée .....	79
X.3.2. L'assainissement d'un pont .....	81
X.3.3. Les corniches .....	81
CONCLUSION .....	81
CHAPITRE XI. ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE.....	82
INTRODUCTION.....	82
XI.1. Etude de la pile.....	82
XI.1.1. Conception de la pile : .....	82
XI.1.2. Etude de fondation.....	86
XI.1.3. Etude des pieux.....	88
XI.2. Etude de la culée.....	90
XI.2.1. Dimensionnement de la culée.....	90
XI.2.2. Evaluation des efforts agissant sur la culée : .....	91
XI.2.3. Ferrailage des éléments de la culée : .....	92
CONCLUSION .....	97
CONCLUSION GENERALE .....	98
BIBLIOGRAPHIE .....	99
ANNEXE A.....	101
ANNEXE B.....	111
ANNEXE C.....	134
ANNEXE D.....	141

# LISTE DES FIGURES

## Chapitre I

FIGURE N°I. 1.SCHEMA GENERAL D'UN PONT. ....	2
FIGURE N°I. 2.DONNEES GEOMETRIQUES D'UN PONT. ....	3

## Chapitre II

FIGURE N°II. 1.PIEUX TYPES. ....	5
FIGURE N°II. 2.CHARGE LIMITE DE POINTE ET DE FROTTEMENT SUR UN PIEU. ....	6
FIGURE N°II. 3..DIFFERENTS MODES DE FONCTIONNEMENT D'UN PIEU POUR DIFFERENTS TYPES D'ANCRAGE.....	6
FIGURE N°II. 4.ESTIMATION DU FROTTEMENT LATERAL EN CONSIDERANT DES COUCHES DE SOL D'EPaisseur EI. ....	8

## Chapitre III

FIGURE N°III. 1.EMPLACEMENT DU PONT.....	10
FIGURE N°III. 2.IMPLANTATION DU PROJET SUR GOOGLE EARTH.....	10
FIGURE N°III. 3.TRACE EN PLAN. ....	11
FIGURE N°III. 4.PROFIL EN LONG. ....	11
FIGURE N°III. 5.PROFIL EN TRAVERS. ....	11
FIGURE N°III. 6.CARTE DE ZONAGE SISMIQUE DE L'ALGERIE. ....	12

## Chapitre IV

FIGURE N°IV. 1.PONT A POUTRES PRECONTRAINTEES PAR POST-TENSION (VIPP). ....	13
FIGURE N°IV. 2.NOTATION DES DIMENSIONS. ....	14
FIGURE N°IV. 3.LES DIMENSIONS DES DIFFERENTES COMPOSANTES DES VOUSOIRS. ....	16

## Chapitre V

FIGURE N°V. 1.LIMITATION DES CONTRAINTES DES SECTIONS EN BP.....	24
FIGURE N°V. 2.LES DIMENSIONS DES POUTRES. ....	24
FIGURE N°V. 3.DISPOSITION DE SYSTEME DE CHARGEMENT BC.....	29
FIGURE N°V. 4.DISPOSITION DU SYSTEME DE CHARGEMENT BT. ....	30
FIGURE N°V. 5.ESPACE D'IMPACT DU CONVOI Mc120. ....	30
FIGURE N°V. 6.DISPOSITION DU SYSTEME MC120. ....	30
FIGURE N°V. 7.DISPOSITION DU SYSTEME D240. ....	31
FIGURE N°V. 8.SCHEMA SURCHARGE BT.....	37

## Chapitre VI

FIGURE N°VI. 1.SCHEMA STATIQUE DE POIDS PROPRE TOTAL.....	34
FIGURE N°VI. 2..SCHEMA STATIQUE SOUS CHARGE A(1L). ....	34
FIGURE N°VI. 3..SCHEMA STATIQUE SOUS CHARGE A(2L). ....	35
FIGURE N°VI. 4..SCHEMA STATIQUE SOUS CHARGE A(3L). ....	35
FIGURE N°VI. 5..SCHEMA STATIQUE SOUS CHARGE A(4L). ....	35
FIGURE N°VI. 6.SCHEMA STATIQUE DU SYSTEME B.....	36
FIGURE N°VI. 7..SCHEMA STATIQUE DU SYSTEME BC.....	36
FIGURE N°VI. 8.MOMENT FLECHISSANT SOUS CHARGE BT.....	38
FIGURE N°VI. 9.MOMENT FLECHISSANT SOUS Mc120. ....	38
FIGURE N°VI. 10.SCHEMA SURCHARGE Mc120.....	38
FIGURE N°VI. 11.SCHEMA SURCHARGE D240. ....	38
FIGURE N°VI. 12.MOMENT FLECHISSANT SOUS D240.....	39
FIGURE N°VI. 13.ILLUSTRATION D'UNE POUTRE ET DES ENTRETOISES. ....	42
FIGURE N°VI. 14.POUTRE REELLE/ POUTRE EQUIVALENTE. ....	42
FIGURE N°VI. 15.DISPOSITION TRANSVERSALE DES POUTRES.....	43
FIGURE N°VI. 18.CALCUL DE KAMOY DANS LE CAS D'UNE CHARGE CONCENTREE. ....	45
FIGURE N°VI. 17.CALCUL DE KAMOY DANS LE CAS D'UNE CHARGE REPARTIE.....	45

## Chapitre VII

FIGURE N°VII. 1. MODELE DE CALCUL PONT A POUTRE. ....	48
FIGURE N°VII. 2. MOMENT MAXIMAL A L'ELS. ....	49
FIGURE N°VII. 3. MOMENT MAXIMAL A L'ELU. ....	49
FIGURE N°VII. 4. EFFORT TRANCHANT MAXIMAL A L'ELS. ....	50
FIGURE N°VII. 5. EFFORT TRANCHANT MAXIMAL A L'ELU. ....	50

## Chapitre VIII

FIGURE N°VIII. 1. VERIFICATION DES CONTRAINTES. ....	54
FIGURE N°VIII. 2. DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES DES CABLES DE PRECONTRAITE. ....	55
FIGURE N°VIII. 3. CARACTERISTIQUES DES PLAQUES D'ANCRAGES. ....	56
FIGURE N°VIII. 5. POSITION DES CABLES-SECTION D'ABOUT. ....	56
FIGURE N°VIII. 4. POSITION DES CABLES-SECTION MEDIANE. ....	56
FIGURE N°VIII. 6. TRACE DES CABLES. ....	58
FIGURE N°VIII. 7. SECTIONS DE VERIFICATION. ....	61
FIGURE N°VIII. 8. DIAGRAMME DES CONTRAINTES. ....	64
FIGURE N°VIII. 9. FERRAILLAGE DE LA POUTRE. ....	65

## Chapitre IX

FIGURE N°IX. 1. FLECHE DUE AU POIDS PROPRE. ....	66
FIGURE N°IX. 2. CONTRE FLECHE DE PRECONTRAITE. ....	66
FIGURE N°IX. 3. LA FLECHE MAXIMALE DU TABLIER EN SERVICE. ....	67
FIGURE N°IX. 4. LA MODELISATION DE L'HOUDIS. ....	68
FIGURE N°IX. 5. DIAGRAMME DES MOMENTS MAX A L'ELS. ....	68
FIGURE N°IX. 6. DIAGRAMME DES MOMENTS MAX A L'ELU. ....	68
FIGURE N°IX. 7. FERRAILLAGE DE LA DALLE. ....	69

## Chapitre X

FIGURE N°X. 1. LES APPAREILS D'APPUI EN ELASTOMERE FRETTE. ....	70
FIGURE N°X. 2. SEISME TRANSVERSAL. ....	75
FIGURE N°X. 3. MODELES DES JOINTS WD. ....	80
FIGURE N°X. 4. JOINT DU TYPE WD. ....	80
FIGURE N°X. 5. DIMENSIONS DE LA CORNICHE PREFABRIQUEE. ....	81

## Chapitre XI

FIGURE N°XI. 1. CONCEPTION DE LA PILE. ....	82
FIGURE N°XI. 2. COMBINAISON DES EFFORTS. ....	84
FIGURE N°XI. 4. EFFORT TRANCHANT MAXIMAL SOUS LA COMBINAISON 1.35G+1.6A(L). ....	84
FIGURE N°XI. 3. MOMENT FLECHISSANT MAXIMAL SOUS LA COMBINAISON G+1.2A(L). ....	84
FIGURE N°XI. 6. MOMENT FLECHISSANT MAXIMAL SOUS LA COMBINAISON 1.35G+1.6A(L). ....	85
FIGURE N°XI. 5. EFFORT TRANCHANT MAXIMAL SOUS LA COMBINAISON G+1.2A(L). ....	85
FIGURE N°XI. 7. DIMENSIONNEMENT A LA TORSION. ....	85
FIGURE N°XI. 8. FERRAILLAGE DU CHEVETRE. ....	86
FIGURE N°XI. 9. FERRAILLAGE DE LA SEMELLE. ....	88
FIGURE N°XI. 10. FERRAILLAGE DU PIEUX. ....	90
FIGURE N°XI. 11. FERRAILLAGE DE LA CULEE. ....	97

# LISTE DES TABLEAUX

## Chapitre III

TABLEAU N°III. 1.CARACTERISTIQUES DE L'OUVRAGE.....	12
TABLEAU N°III. 2.COEFFICIENT D'ACCELERATION DE ZONE A.....	12

## Chapitre IV

TABLEAU N°IV. 1.PREDIMENSIONNEMENT DE LA VARIANTE 1.....	14
TABLEAU N°IV. 2.RECAPITULATION DE DECOUPAGE DES VOUSOIRS.....	15
TABLEAU N°IV. 3.LES DIMENSIONS DES DIFFERENTES COMPOSANTES DES VOUSOIRS.....	16
TABLEAU N°IV. 4.PREDIMENSIONNEMENT DE BIPOUTRE.....	17
TABLEAU N°IV. 5.DIMENSIONNEMENT DES ENTRETOISES.....	18
TABLEAU N°IV. 6.DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF DE LA PREMIERE VARIANTE.....	19
TABLEAU N°IV. 7.DEVIS QUANTITATIF ESTIMATIF DE LA DEUXIEME VARIANTE.....	19
TABLEAU N°IV. 8.DEVIS QUANTITATIF ESTIMATIF DE LA TROISIEME VARIANTE.....	20

## Chapitre V

TABLEAU N°V. 1..CONSTRAINTES ADMISSIBLES A LA COMPRESSION DE BETON.....	22
TABLEAU N°V. 2.CONSTRAINTES ADMISSIBLES DE TRACTION DES ARMATURES PASSIVES.....	23
TABLEAU N°V. 3.CARACTERISTIQUES DES CABLES DE PRECONTRAITE.....	23
TABLEAU N°V. 4.POIDS TOTAL DU TABLIER.....	26
TABLEAU N°V. 5.GRADIENT THERMIQUE.....	26
TABLEAU N°V. 6.CLASSE DE PONTS.....	27
TABLEAU N°V. 7.LES VALEURS DU COEFFICIENT A1.....	28
TABLEAU N°V. 8.TABLEAU VO.....	28
TABLEAU N°V. 9.VALEURS DE A(L).....	29
TABLEAU N°V. 10.VALEURS DE BC.....	30
TABLEAU N°V. 11.VALEURS DE BT.....	30
TABLEAU N°V. 12.L'EFFORT DE FREINAGE DE SYSTEME A.....	33

## Chapitre VI

TABLEAU N°VI. 1.CARACTERISTIQUES DU BETON.....	21
TABLEAU N°VI. 2.TABLEAU DES SOLLICITATIONS MAXIMALES DUES AUX CHARGES ET SURCHARGES.....	39
TABLEAU N°VI. 3.CALCUL DU PARAMETRE D'ENTRETOISEMENT.....	40
TABLEAU N°VI. 4.CALCUL DU PARAMETRE DE TORSION.....	41
TABLEAU N°VI. 5.LES VALEURS DU COEFFICIENT K0.....	43
TABLEAU N°VI. 6.LES VALEURS DU COEFFICIENT K1.....	43
TABLEAU N°VI. 7.LES VALEURS DU COEFFICIENT KA.....	44
TABLEAU N°VI. 8.LES COEFFICIENTS DE REPARTITION TRANSVERSALE FINAUX.....	44
TABLEAU N°VI. 9.VALEURS DE <i>Kamoy</i> POUR LES CHARGES.....	45
TABLEAU N°VI. 10.TABLEAU DES MOMENTS REEL MAX.....	46
TABLEAU N°VI. 11.COMBINAISON DE CHARGES.....	46

## Chapitre VII

TABLEAU N°VII. 1.COMBINAISONS DES CHARGES A L'ELU.....	48
TABLEAU N°VII. 2.COMBINAISONS DES CHARGES A L'ELS.....	49
TABLEAU N°VII. 3.TABLEAUX RECAPITULATIF ET COMPARATIF DES MOMENTS MAXIMAUX.....	51

## Chapitre VIII

TABLEAU N°VIII. 1.LES CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES SECTIONS NETTES.....	52
TABLEAU N°VIII. 2.LES CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES SECTIONS NETTES.....	53

TABLEAU N°VIII. 3.CARACTERISTIQUES DES CABLES.....	53
TABLEAU N°VIII. 4.CARACTERISTIQUES DES CABLES.....	54
TABLEAU N°VIII. 5.RESULTATS DES CONTRAINTES.....	55
TABLEAU N°VIII. 6.RESULTATS DE VERIFICATION DES CONTRAINTES.....	55
TABLEAU N°VIII. 7.POSITION DES CABLES.....	56
TABLEAU N°VIII. 8.TABLEAU RECAPITULATIF DE CALCUL DE L'ANGLE DE RELEVAGE.....	57
TABLEAU N°VIII. 9.CARACTERISTIQUES DU TRACE DES CABLES DE PRECONTRAINTE.....	57
TABLEAU N°VIII. 10.LES RESULTATS DE CALCULE DES PERTES PAR FROTTEMENTS.....	58
TABLEAU N°VIII. 11.LES RESULTATS DE CALCUL DES PERTES PAR RECU D'ANCRAGE.....	59
TABLEAU N°VIII. 12.LES RESULTATS DE CALCUL DES PERTES PAR RACCOURCISSEMENT INSTANTANE DU BETON.....	59
TABLEAU N°VIII. 13..LES RESULTATS DE CALCUL DES PERTES PAR RETRAIT.....	60
TABLEAU N°VIII. 14.LES RESULTATS DE CALCUL DES PERTES PAR FLUAGE.....	60
TABLEAU N°VIII. 15.LES RESULTATS DE CALCUL DES PERTES PAR RELAXATION.....	60
TABLEAU N°VIII. 16..CARACTERISTIQUES DES SECTIONS.....	61
TABLEAU N°VIII. 17.CONTRAINTES ADMISSIBLES.....	61
TABLEAU N°VIII. 18.POSITION DU CABLE MOYEN.....	62
TABLEAU N°VIII. 19..CARACTERISTIQUE DE CHAQUE PHASE DE VERIFICATION.....	62
TABLEAU N°VIII. 20.VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES POUR PHASE 1 ET 2.....	62
TABLEAU N°VIII. 21.VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES POUR PHASE 3 ET 4.....	63
TABLEAU N°VIII. 22.LES COMPOSANTES DE P.....	63

## Chapitre X

TABLEAU N°X. 1.MASSE DES PILES.....	72
TABLEAU N°X. 2.RAIDEURS DYNAMIQUES LONGITUDINALES DES APPUIS.....	73
TABLEAU N°X. 3.RAIDEURS DYNAMIQUES TRANSVERSALES DES APPUIS.....	73
TABLEAU N°X. 4.DONNEES DU PROJET.....	73
TABLEAU N°X. 5.DISTRIBUTION DES FORCES SISMIQUES LONGITUDINALES SUR CHAQUE APPUI.....	74
TABLEAU N°X. 6.DISTRIBUTION DES FORCES SISMIQUES TRANSVERSAL SUR CHAQUE APPUI.....	75
TABLEAU N°X. 7.EFFETS DES DIFFERENTES COMPOSANTES DU MOUVEMENT D'ENSEMBLE.....	76
TABLEAU N°X. 8.APPLICATION NUMERIQUE DE LA VERIFICATION DE NON GLISSEMENT.....	77
TABLEAU N°X. 9.CALCULE ET FERRAILLAGE DE DE D'APPUIS.....	79

## Chapitre XI

TABLEAU N°XI. 1.POSITIONS DES PILES.....	82
TABLEAU N°XI. 2.EVALUATIONS DES EFFORTS DE LA PILE LA PLUS SOLLICITEE.....	83
TABLEAU N°XI. 3.COMBINAISON DES EFFORTS.....	83
TABLEAU N°XI. 4.EVALUATIONS DES EFFORTS AGISSANT SUR LA SEMELLE.....	86
TABLEAU N°XI. 5.COMBINAISON DES EFFORTS.....	87
TABLEAU N°XI. 6.VALEURS DE WARNER.....	89
TABLEAU N°XI. 7.VALEURS DE MOMENT FLECHISSANT A ELU, ELS ET ELA.....	90
TABLEAU N°XI. 8.DIMENSIONS DES ELEMENTS DE LA CULEE.....	91
TABLEAU N°XI. 9.EVALUATION DES EFFORTS DUS AU POIDS PROPRE.....	91
TABLEAU N°XI. 10.EVALUATIONS DES EFFORTS DUS AUX TABLIERS.....	92
TABLEAU N°XI. 11.LES COMBINAISONS DES ACTIONS APPLIQUEES SUR LA CULEE A L'ELU ET A L'ELS.....	92
TABLEAU N°XI. 12.COMBINAISONS DES MOMENTS ET EFFORTS TRANCHANTS ET EFFORT NORMAL POUR LE MUR FRONTAL.....	93
TABLEAU N°XI. 13.LES EFFORTS AGISSANTS SUR LA DALLE DE TRANSITION.....	93
TABLEAU N°XI. 14.COMBINAISONS DES ACTIONS AGISSANT SUR LA DALLE DE TRANSITION.....	93
TABLEAU N°XI. 15.COMBINAISONS DES ACTIONS AGISSANT SUR LE CORBEAU.....	94
TABLEAU N°XI. 16.LES VALEURS DE $M_p/K$ .....	95
TABLEAU N°XI. 17.COMBINAISONS DES ACTIONS AGISSANT SUR LE MUR GARDE GREVE.....	95
TABLEAU N°XI. 18.LES SOLLICITATIONS DUS AU MUR A L'ELS.....	96

## LISTE DES ABREVIATIONS

<b>SETRA</b>	Service d'études techniques des routes et autoroutes.
<b>CP</b>	Charges permanentes.
<b>BPEL</b>	Béton précontrainte aux Etats limites.
<b>RCPR</b>	Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.
<b>VSP</b>	Voussoir sur pile.
<b>VC</b>	Voussoir courant.
<b>VSC</b>	Voussoir sur la culée.
<b>12T15s</b>	Douze (12) torons de quinze (15) fils.
<b>F<sub>prg</sub></b>	Résistance ultime a garantie.
<b>F<sub>peg</sub></b>	Résistance limite élastique a garantie.
<b><math>\sigma_{sup}</math></b>	Contrainte dans la fibre supérieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
<b><math>\sigma_{inf}</math></b>	Contrainte dans la fibre inférieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
<b><math>\sigma_p</math></b>	Contrainte de compression admissible de l'appareils d'appuis.
<b>G</b>	Module de cisaillement.
<b>K</b>	La Raideur.
<b>Sa</b>	Le spectre de réponse élastique.
<b><math>\sigma_{bc}</math></b>	Contrainte de compression admissible.
<b><math>\sigma_{bt}</math></b>	Contrainte de traction admissible.
<b>HA</b>	Haute adhérence.
<b>e</b>	Espacement des armatures.
<b>H<sub>T</sub></b>	Force dû au déplacement horizontal induit par la variation de la température.
<b>H<sub>flv</sub></b>	Force dû au déplacement horizontal induit par les effets du retrait et de fluage.
<b>E</b>	Le module d'élasticité longitudinal.
<b><math>\Delta\sigma_{insta}</math></b>	La perte de tension instantanée.
<b><math>\Delta\sigma_{déf}</math></b>	La perte de tension déférée.
<b><math>\Delta P</math> :</b>	La perte de tension.
<b>T</b>	Contrainte tangentielle.
<b>As</b>	La section des armatures.
<b>St</b>	Espacement des armatures.
<b>T</b>	La période.
<b><math>\lambda</math></b>	L'élanement.
<b>Robot SA</b>	Robot Structural Analysis
<b>M<sub>P</sub></b>	Masse des piles
<b>M<sub>T</sub></b>	Masse du tablier
<b>F<sub>L</sub></b>	Force séismique longitudinale.
<b>F<sub>T</sub></b>	Force séismique transversale.

---

# **INTRODUCTION GENERALE**

---

## INTRODUCTION GENERALE

Le présent rapport s'inscrit dans le cadre d'un projet de fin d'études, présenté en vue d'obtenir le diplôme d'ingénieur d'état en travaux publics de l'école Nationale Supérieure des Travaux Publics d'Alger.

C'est prodigieux de savoir que l'Algérie envisage de mettre en place un programme d'infrastructures routières et ferroviaires visant à favoriser la fluidité des échanges entre les pays du Maghreb, de l'Afrique et de l'Europe du Sud, en liant tous ses ports à l'autoroute Est-Ouest, qui sera à son tour connectée à la route transsaharienne, cette initiative aura un impact significatif sur le développement du commerce régional et international, ouvrant ainsi un grand couloir de circulation.

Le présent rapport consiste à la conception, l'étude et le suivi des travaux (durant la période de stage) d'un ouvrage d'art sur oued Soummam au PK8+926.25 au sud de la ville de Oued Ghir.

L'étude de ce projet s'est étalée sur onze (11) chapitres englobant toutes les particularités permettant de converger vers un dimensionnement rigoureux.

Le premier chapitre, portera sur des *notions fondamentales* nécessaires à la bonne compréhension du mémoire, suivi par un chapitre dédié à la *recherche bibliographique* sur une thématique qu'on juge très intéressante et qui pourra constituer un premier pas vers la recherche scientifique passant par la *présentation du projet* qui décrit tous les facteurs liés à la localisation du projet tels que le relief du terrain, la nature du sol et la sismicité de la zone objet d'étude.

Le quatrième chapitre, se manifeste comme une proposition de *3 variantes* qui prendra suite en retenant une seule, appropriée aux contraintes liées au projet tout en justifiant ce choix en se basant sur une analyse multicritère.

Le cinquième chapitre vient présenter les différentes *caractéristiques des matériaux utilisées, les normes et les hypothèses de calcul* à adopter dans l'évaluation du moment fléchissant et de l'effort tranchant, enfin les actions agissantes sur l'ouvrage ; Le sixième chapitre est en vérité un prolongement du précédent, mettant en lumière l'*évaluation longitudinale et transversale* et ceci par le biais d'un calcul manuel, dans le chapitre qui suit, nous avons comparé tout le calcul fait manuellement avec un outil de calcul automatique en *modélisant* l'ouvrage par le biais du logiciel Robot SA.

Le huitième chapitre contient une analyse détaillée de la *précontrainte* des poutres, dont le contenu oscille entre l'évaluation du nombre de câbles, les pertes de tensions et les justifications aux états limites.

L'*étude du tablier* est mentionnée dans le neuvième chapitre qui a pour finalité de calculer la section des aciers capables de résister aux diverses charges. Pour accomplir l'ouvrage dans toutes ces parties, nous avons touché à l'*étude sismique* de l'ouvrage dans le dixième chapitre soutenu de l'*étude de l'infrastructure*.

Notre thèse se termine par une conclusion générale, enfin tous les détails de calcul sont rassemblés soigneusement dans des annexes figurant à la fin du mémoire.

---

# CHAPITRE I

## GENERALITES

---

## CHAPITRE I.GENERALITES

### INTRODUCTION

De façon générale, on appelle pont tout ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation. Selon le cas, on distingue : pont-route, pont-rail, pont-canal. Cette définition est un peu imprécise dans la mesure où elle ne se réfère à aucune notion de dimension, de forme ou de nature d'ouvrage.

Pour les petits ponts hydrauliques, on parle couramment de ponceaux ou de dalots, à l'inverse, on emploie de préférence le terme de viaduc lorsqu'il s'agit d'un ouvrage de grande longueur possédant de nombreuses travées et généralement situé en site terrestre. De même, une buse est un ouvrage de franchissement que l'on ne désigne jamais par le terme de pont, même si son ouverture est de dimension respectable. Enfin, Certaines tranchées couvertes répondent à la définition d'un pont ; cependant, elles ne sont pas traitées dans ce cadre, car ce sont des structures dont la conception, le calcul et les procédés d'exécution les rattachent à une famille de constructions assez différente.

En résumé, on appellera pont tout ouvrage de franchissement en élévation construit in situ.

### I.1.ELEMENTS CONSTITUTIFS D'UN PONT

Pour remplir sa fonction, le pont est constitué d'une structure résistante capable de porter la voie et ses charges d'exploitation, qui se réduit finalement toujours à un tablier et un système porteur composé d'appuis et de suspensions éventuellement :

- 1- Le tablier : c'est la partie horizontale du pont qui supporte directement les charges roulantes.
- 2- Les appuis : ils transmettent les charges du tablier vers les fondations. On distingue les appuis intermédiaires qui sont les piles et les appuis de rive qui sont les culées.

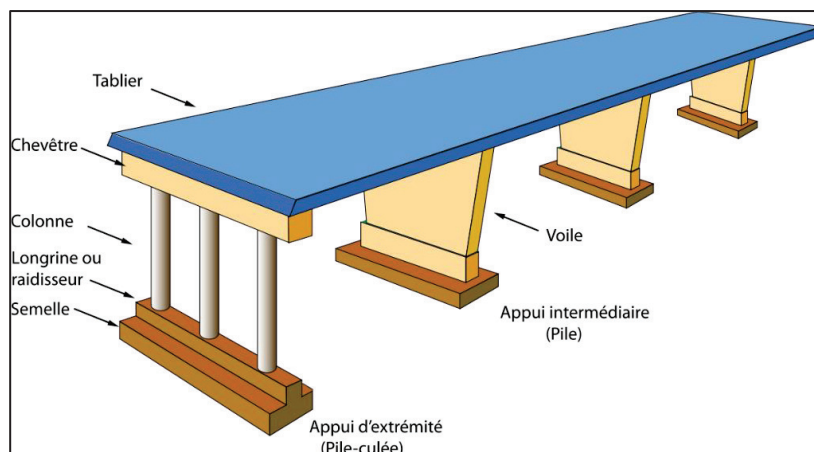


FIGURE N°I. 1.SCHEMA GENERAL D'UN PONT.

Il possède par ailleurs des équipements spécifiques concourant à son bon fonctionnement, à la sécurité des usagers et à la durabilité de l'ouvrage.

## I.2. QUELQUES NOTIONS GEOMETRIQUES

La travée est la partie du pont qui se trouve entre 2 appuis consécutifs. Dans l'exemple de la Figure N°I.1 le pont est constitué de 3 travées. Les caractéristiques géométriques d'une travée sont :

- La portée : c'est la distance entraxe de 2 appuis consécutifs.
- L'ouverture : c'est la distance entre nus de 2 appuis consécutifs.
- La longueur : la travée déborde toujours par rapport à ses 2 appuis, donc sa longueur dépasse sa portée.
- La hauteur libre : appelée aussi le tirant d'air, c'est la hauteur du vide entre la face inférieure du tablier et l'obstacle franchi.

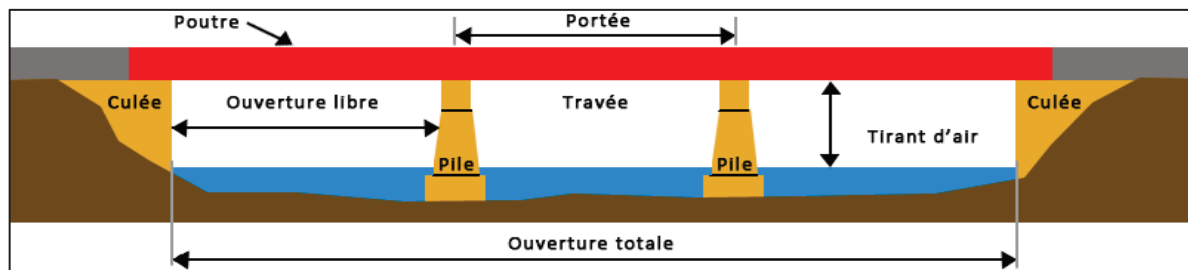


FIGURE N°I. 2. DONNEES GEOMETRIQUES D'UN PONT.

## I.3. CLASSIFICATION DES PONTS

Il existe une grande variété de formes de ponts. La diversité de ce type d'ouvrages amène à distinguer des critères selon lesquels ils peuvent être classés. La classification des ponts peut se faire selon l'un ou les plusieurs critères suivants :

- ⇒ Fonctionnement mécanique, Matériau principal (béton armé, béton précontraint, acier, bois, mixte).
- ⇒ Fixité ou mobilité du tablier (pont fixe, pont mobile), Durée de vie prévue (pont permanent, pont temporaire).
- ⇒ Disposition en plan (pont droit, pont biais, pont courbe).
- ⇒ Nature de la voie portée (pont-route, pont-rail, passerelle), Nature de l'obstacle à franchir (pont d'étagement, pont sur Oued).
- ⇒ Section transversale (pont dalle, pont à poutres, Caissons).
- ⇒ Position du tablier par rapport à l'ossature (pont à tablier supérieur, pont à tablier intermédiaire, pont à tablier inférieur).
- ⇒ Méthode de construction (pont construit sur cintre, pont à poutres préfabriquées, pont à poutres lancées, pont poussé, pont construit par encorbellement, pont construit par haubannage).

## CONCLUSION

Ce chapitre a abordé certaines connaissances générales sur les ponts.

---

**CHAPITRE II**  
**RECHERCHE**  
**BIBLIOGRAPHIQUE**

---

## CHAPITRE II. RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES PIEUX FORÉS

### INTRODUCTION

Les pieux forés, également connus sous le nom de pieux à tarière continue, sont des éléments structurels utilisés dans la construction pour soutenir des charges verticales, telles que les fondations de bâtiments, les ponts et les infrastructures de transport. Ils sont couramment utilisés lorsque le sol est instable ou de faible capacité portante.

Le fonctionnement des pieux forés repose sur un processus de forage continu à l'aide d'une tarière et offrent plusieurs avantages ; ils peuvent être utilisés dans une variété de sols, y compris les sols meubles et les roches et ils sont adaptés aux projets supportant des charges très élevées.

Dans la perspective de bien cibler les informations pertinentes à la thématique de cette recherche bibliographique proposée par notre encadrant professionnel, la revue de la documentation a été divisée en cinq pôles dans le but de discuter l'adéquation de certaines solutions techniques aux problèmes rencontrés lors de la conception des pieux forés :

- Principe de fonctionnement mécanique d'un pieu foré.
- Les deux principaux types de pieux forés.
- Force résistante  $R_s$  mobilisable par frottement latéral.
- Problématique.
- Recommandations.

### II.1. PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT MECANIQUE D'UN PIEU FORE

Le pieu foré est conçu pour reprendre, transférer les charges verticales du bâtiment ou de la structure qu'il soutient vers le sol de manière efficace. Voici comment il parvient à accomplir cette tâche :

- **Capacité portante du pieu :** La capacité portante du pieu foré dépend de plusieurs facteurs, tels que le diamètre du pieu, la longueur du pieu, la résistance du matériau de construction (généralement en béton armé), ainsi que les caractéristiques du sol environnant. Ces facteurs sont déterminés par des études géotechniques et des calculs réalisés par des ingénieurs spécialisés.
- **Transfert des charges :** Lorsque le pieu foré est enfoncé dans le sol, la partie inférieure du pieu repose sur une couche de sol résistant, souvent appelée "couche porteuse". Cette couche a une capacité portante suffisante pour soutenir la charge du bâtiment ou de la structure.
- **Frottement latéral :** En plus de la résistance à la compression de la couche porteuse, le pieu foré utilise également le frottement latéral entre le pieu et le sol environnant pour supporter les charges. Les parois du pieu sont généralement rugueuses pour maximiser la surface de contact avec le sol, ce qui augmente le frottement latéral.

Ce frottement permet au pieu de résister aux forces horizontales, telles que celles induites par le vent ou les séismes.

- **Armatures en acier** : Dans certains cas, des armatures en acier peuvent être intégrées dans le pieu pour renforcer sa résistance et sa capacité portante. Ces armatures fournissent une résistance supplémentaire aux forces de traction et de flexion, améliorant ainsi les performances globales du pieu.

## II.2.LES DEUX PRINCIPAUX TYPES DE PIEUX FORES

Il existe deux principaux types de pieux forés en fonction de la manière dont ils supportent les charges :

- **Pieux forés à pointe** : Ces pieux utilisent principalement la résistance à la pointe pour supporter les charges verticales. Ils sont conçus avec une pointe en forme de cône ou de disque à l'extrémité inférieure du pieu. La pointe pénètre dans le sol résistant, généralement une couche dure ou cohérente, telle que la roche ou un sol compacté. La résistance à la pointe du pieu, combinée au frottement latéral, permet de transférer les charges verticales vers le sol. Ce type de pieu est souvent utilisé dans les sols cohérents ou rocheux.
- **Pieux forés à friction latérale** : Ces pieux reposent principalement sur le frottement latéral entre les parois du pieu et le sol environnant pour supporter les charges verticales. Contrairement aux pieux à pointe, ils sont utilisés dans les sols moins cohérents, comme les sables, les limons ou les argiles molles. Lorsque le trou est creusé, les parois du pieu entrent en contact avec le sol, et le frottement entre les deux permet de transférer les charges verticales. Ce type de pieu est souvent utilisé lorsque le sol de la couche porteuse n'est pas assez résistant pour supporter les charges à lui seul.

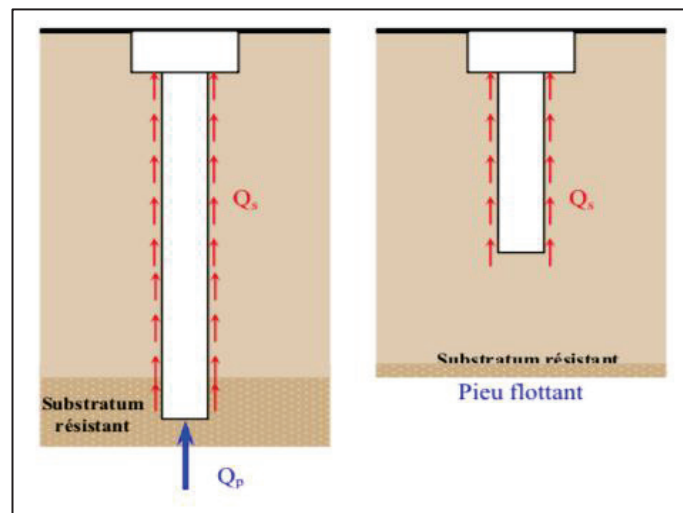


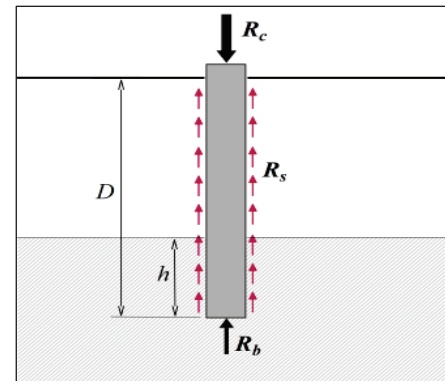
FIGURE N°II. 1.PIEUX TYPES.

Il est important de noter que dans de nombreux cas, les pieux forés combinent à la fois la résistance à la pointe et le frottement latéral pour supporter les charges, en fonction des caractéristiques du sol rencontré lors du forage. La conception et le choix du type de pieu foré dépendent des caractéristiques du sol, des charges prévues et des exigences spécifiques du projet.

La charge ultime de compression  $R_c$  qui entraîne la rupture du sol supportant le pieu peut être décomposée en :

- Une charge limite de pointe,  $R_b$ , qui correspond au poinçonnement du sol sous la pointe du pieu.
- Une charge limite de frottement,  $R_s$ , qui tient compte du frottement entre la périphérie du pieu et le sol.

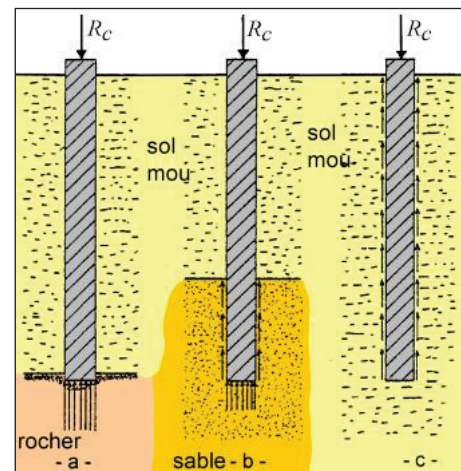
On a ainsi :  $R_c = R_b + R_s$



**FIGURE N°II. 2.CHARGE LIMITE DE POINTE ET DE FROTTEMENT SUR UN PIEU.**

Le **mode de fonctionnement** d'un pieu dépend énormément des types de sols qu'il traverse et la mobilisation de la résistance ultime peut se faire de différentes façons :

1. Mobilisation par effet de pointe : le pieu traverse un sol mou pour s'ancrer dans une couche très résistante. Dans ce cas  $R_s \ll R_b$  et  $R_c \approx R_b$ .
2. Mobilisation par effet de pointe et par frottement latéral : le pieu traverse un sol mou pour s'ancrer dans un sol plus résistant, sans pour autant atteindre le rocher. Dans ce cas  $R_c = R_b + R_s$ .
3. Mobilisation par frottement latéral : lorsque le bon terrain est situé trop profondément, le pieu reste dans la couche de sol médiocre pour laquelle  $R_b \ll R_s$ , on parle de **pieu flottant**. On a alors  $R_c \approx R_s$ .



**FIGURE N°II. 3..DIFFERENTS MODES DE FONCTIONNEMENT D'UN PIEU POUR DIFFERENTS TYPES D'ANCRAGE.**

Le calcul de  $R_b$  et  $R_s$  peut se faire à l'aide de paramètres mécaniques déduits d'essais de laboratoire ( $C'$  et  $\phi'$ ). Toutefois,  $R_b$  et  $R_s$  sont en pratique calculés à partir d'essais réalisés sur le terrain tel que l'essai pressiométrique.

### **II.3.FORCE RESISTANTE $R_s$ MOBILISABLE PAR FROTTEMENT LATERAL**

La force résistante mobilisable par frottement latéral, également appelée résistance au frottement latéral, est une composante de la capacité portante d'un pieu foré qui provient de l'interaction entre les parois du pieu et le sol environnant.

Lorsque le pieu est enfoncé dans le sol, les parois du pieu entrent en contact avec le sol, créant une interface entre les deux. Le frottement entre les parois du pieu et le sol environnant génère une résistance  $R_b$  qui contribue à la capacité portante totale du pieu.

La force résistante mobilisable par frottement latéral dépend de plusieurs facteurs, tels que:

**Rugosité du pieu :** Les parois du pieu sont souvent rugueuses pour maximiser la surface de contact avec le sol. Une surface rugueuse crée une plus grande friction entre le pieu et le sol, augmentant ainsi la force résistante mobilisable.

**Type de sol :** La cohésion et la granularité du sol environnant influencent la résistance au frottement latéral. Les sols cohérents, comme l'argile, peuvent développer une friction plus importante que les sols granulaires, tels que les sables.

**Diamètre du pieu :** Plus le diamètre du pieu est grand, plus la surface de contact avec le sol est grande, ce qui augmente la force résistante mobilisable par frottement latéral.

**Longueur du pieu :** La longueur du pieu joue également un rôle dans la résistance au frottement latéral. Une plus grande longueur de pieu permet d'augmenter la surface de contact avec le sol, ce qui peut conduire à une plus grande force résistante mobilisable.

La détermination précise de la force résistante mobilisable par frottement latéral fait appel à des méthodes d'analyse géotechnique avancées, telles que les essais de chargement des pieux et les calculs basés sur des modèles de comportement du sol. Ces analyses sont effectuées pour évaluer la capacité portante et la stabilité des pieux forés dans un projet de construction donné.

Donc, le principe de calcul de la force limite mobilisable par frottement latéral repose sur une estimation (issue de l'expérience) de la contrainte de frottement latéral unitaire limite  $q_s$ , qu'il suffit ensuite de multiplier par la surface latérale  $A_s$  du pieu pour obtenir une force résistante.

- Si le sol est homogène on a alors :  $R_s = A_s \times q_s = P \times D \times q_s$  où  $P$  est le périmètre de la section droite du pieu.
- Si le sol est composé de couches aux propriétés différentes, on peut identifier pour chaque couche de sol  $i$  d'épaisseur  $e_i$  une valeur de frottement latéral  $q_{s,i}$  et effectuer simplement une somme discrète (alors  $A_{s,i} = P e_i$ ) :

$$R_s = P \sum_{\text{couches } i} q_{s,i} e_i$$

### II.3.1. Frottement latéral unitaire limite $q_s$

La valeur de  $q_s$  dépend à la fois de :

- L'interaction entre le sol et le pieu représentée via le coefficient adimensionnel  $\alpha_{\text{pieu-sol}}$ ,
- La résistance intrinsèque du sol représentée par la fonction  $f_{\text{sol}}$ .
- La résistance intrinsèque du sol représentée par la fonction  $f_{\text{sol}}$ .

Tout en étant limité par une valeur maximale de frottement  $q_{s\text{max}}$  (elle-même fonction du type de pieu et de la nature du sol). En résumé :  $q_s = \alpha_{\text{pieu-sol}} f_{\text{sol}}$  avec  $q_s \leq q_{s\text{max}}$

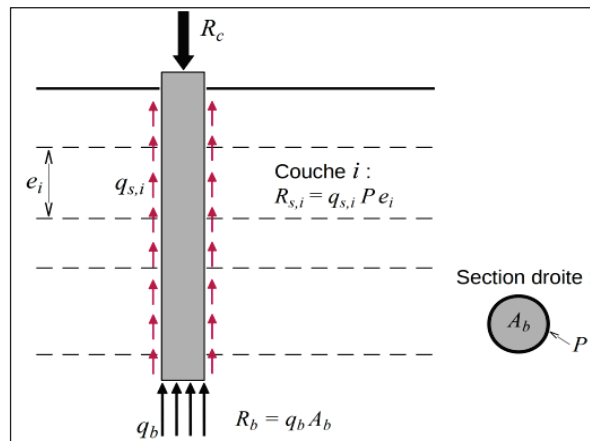


FIGURE N°II. 4. ESTIMATION DU FROTTEMENT LATERAL EN CONSIDERANT DES COUCHES DE SOL

#### II.4.LA PROBLEMATIQUE

Durant les études de conception des pieux, et lors de la détermination de la profondeur appropriée en augmentant la longueur du pieu, ce qui peut améliorer le frottement global nécessaire pour supporter les charges de la structure, les charges sur les pieux peuvent changer au fur et à mesure que la profondeur augmente.

Des cas pratiques rencontrés dans le projet objet de stage ont montré que la reprise totale des charges par les pieux ( $R_c = R_s$ ) nous conduit à aller à des **profondeurs très importantes** ce qui fait par conséquent que le poids augmente, et la réalisation des pieux devient de plus en plus coûteuse, on se retrouve donc comme l'histoire du cheval, le bâton et la carotte. La différence paraît faible, mais la manière d'y remédier en augmentant la profondeur des pieux affecte les charges, ce qui conduit à les re-augmenter relativement, elle devient une fonction exponentielle.

#### II.5.RECOMMANDATIONS :

Le frottement latéral des pieux est principalement lié à deux facteurs :

**La surface du pieu :** La rugosité et la texture de la surface du pieu jouent un rôle crucial dans le frottement latéral. Une surface rugueuse offre une meilleure adhérence au sol, ce qui augmente le frottement. Différents types de pieux peuvent avoir des surfaces de texture variées, tels que des pieux en acier avec des nervures, des pieux en béton avec des rainures ou des pieux en bois avec des rugosités naturelles.

**Les caractéristiques du sol :** Les propriétés du sol environnant le pieu influencent également l'effort de frottement latéral. Des facteurs tels que la densité, la cohésion, l'angle de frottement interne et l'humidité du sol peuvent influencer sur la résistance au frottement.

Par exemple, un sol dense et cohérent généralement offre un meilleur frottement latéral qu'un sol lâche ou peu cohérent.

Par conséquent, pour améliorer le frottement des pieux en béton, on doit prendre en compte les suggestions suivantes :

**1. Choix du matériau du pieu :** Optez pour un matériau de pieu qui offre une meilleure résistance au frottement, comme l'acier ou le béton précontraint. Ces matériaux ont une surface plus rugueuse qui peut augmenter le coefficient de frottement.

**2. Surface rugueuse :** Créez une surface rugueuse sur le pieu en utilisant des outils ou des techniques appropriés lors de la fabrication. Une surface rugueuse augmentera le frottement entre le pieu et le sol environnant.

**3. Traitement chimique :** Appliquez des produits chimiques sur la surface du pieu pour augmenter la rugosité et le coefficient de frottement. Des produits tels que les résines époxy peuvent être utilisés pour créer une surface texturée qui améliore l'adhérence au sol.

**4. Extension de la longueur du pieu :** En augmentant la longueur du pieu, vous augmentez également la surface de contact avec le sol, ce qui peut améliorer le frottement global.

**5. Injection de coulis de ciment :** Injectez du coulis de ciment dans l'espace entre le pieu et le sol. Cela peut créer une interface plus solide entre les deux, augmentant ainsi le frottement.

**6. Précontrainte du pieu :** En précontraintes le pieu, vous pouvez augmenter la pression exercée sur le sol, ce qui augmente le frottement latéral.

**7. Utilisation de dispositifs de friction supplémentaires :** Vous pouvez également ajouter des dispositifs tels que des manchons ou des plaques d'acier sur le pieu pour augmenter le frottement entre le pieu et le sol.

Il est important de noter que la conception des fondations et les spécifications techniques peuvent varier en fonction des conditions du sol et des exigences de la structure.

## **CONCLUSION**

La conception des pieux est un domaine vaste et complexe, et il existe une abondante littérature sur le sujet, la lecture des diverses publications ou des traités de mécanique des sols permettent de réunir une multitude d'éléments fort intéressants sur la thématique.

La convergence entre les études géotechniques et la réalité sur le terrain peut présenter une marge d'erreur, et cela peut être dû à plusieurs facteurs, de plus, les propriétés du sol varient d'un endroit à un autre, ce qui rend difficile la prédiction précise du comportement des pieux et les essais géotechniques eux-mêmes peuvent avoir des limites et des incertitudes inhérentes.

Dans de nombreux projets, le choix des mécanismes de calcul et des réglementations peut également poser problème, différentes méthodes de calcul peuvent être utilisées, et leurs choix dépendent souvent de la nature du projet, des codes de conception applicables et des préférences de l'ingénieur.

Il est donc essentiel de réaliser des investigations géotechniques approfondies et de prendre en compte les incertitudes inhérentes. Une approche prudente consiste à effectuer plusieurs essais et à les espacer de manière appropriée pour obtenir une meilleure compréhension des caractéristiques du sol et du comportement des pieux.

---

# CHAPITRE III

## PRESENTATION DU PROJET

---

## CHAPITRE III.PRESENTATION DU PROJET

### INTRODUCTION

Dans le cadre de la politique du développement globale que vit l'Algérie, plusieurs projets de grands calibres sont prévus concernant en particulier, l'aspect infrastructurel, parmi les plans répondants à cette perspective, on cite la pénétrante de Bejaia, un nouveau réseau routier, qui verra le jour grâce à un investissement colossal frôlant les 7 milliards de dollars et résultat d'un partenariat entre plusieurs corps.

Cette liaison autoroutière franchira Oued Soummam par le biais de plusieurs ponts, dont le suivant nous a été proposée :

### III.1.LOCALISATION DU PROJET

L'ouvrage objet de cette étude se trouve à 0.5km du sud de la région de Oued Ghir, à 6 km de la ville de Bejaia, plus précisément au PK8+926.25. On peut illustrer l'emplacement du futur pont par la carte suivante :

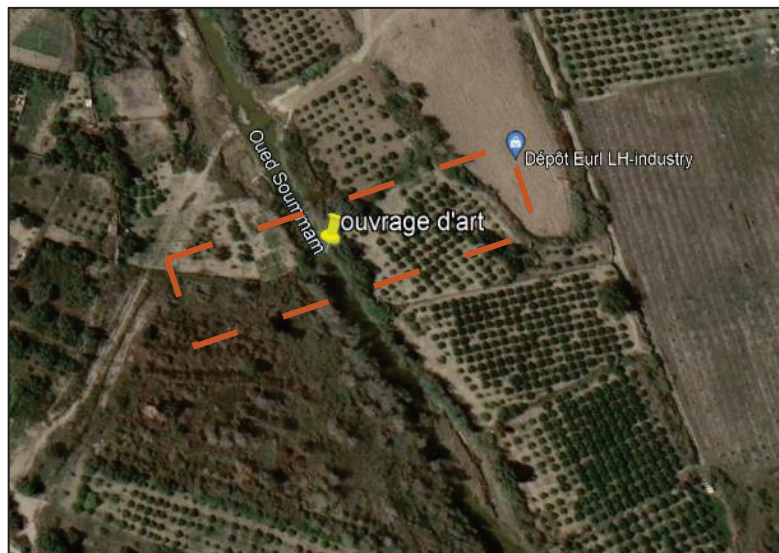


FIGURE N°III. 1.EMPLACEMENT DU PONT.

Une visualisation plus étendue de la zone du projet avec coordonnées géographiques s'illustre dans cette carte :



FIGURE N°III. 2.IMPLANTATION DU PROJET SUR GOOGLE EARTH

### III.2.DONNEES FONCTIONNELLES

#### III.2.1.Tracé en plan

La brèche de l'Oued à franchir s'étale sur une distance frôlant les **160 m**.

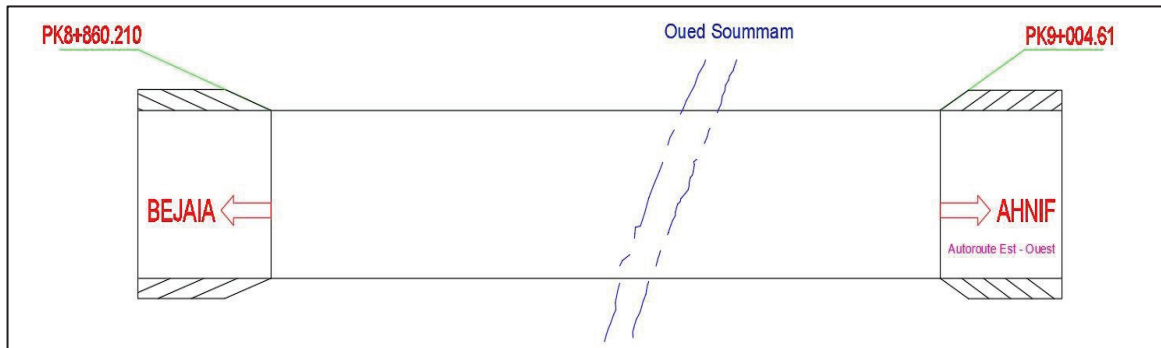


FIGURE N°III. 3.TRACE EN PLAN.

#### III.2.2.Profil en long

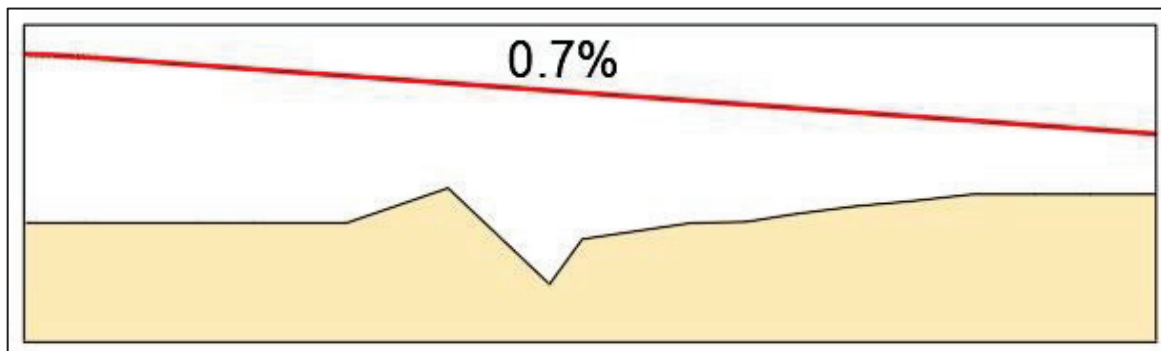


FIGURE N°III. 4.PROFIL EN LONG.

Longitudinalement, le tracé présente les caractéristiques suivantes :

- Ligne droite de pente  $P = 0.7\%$ .
- Le gabarit de l'ouvrage n'est pas conditionné par des contraintes fonctionnelles.

#### III.2.3. Profil en travers

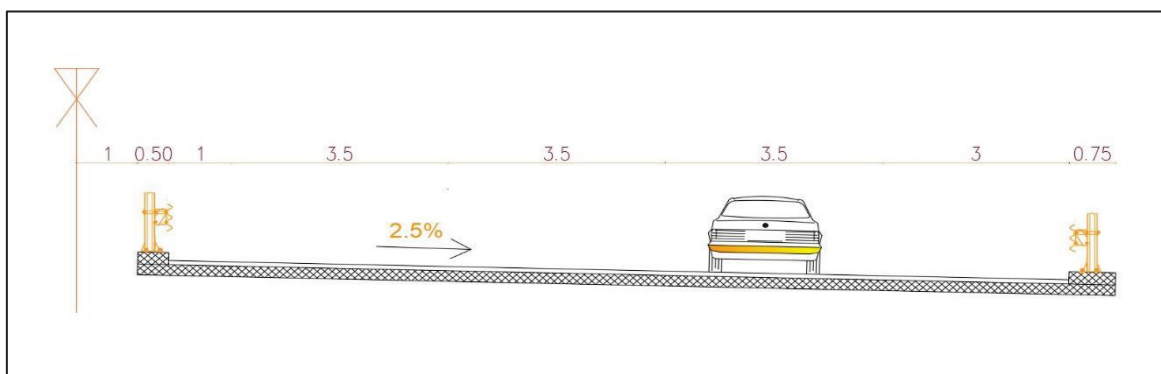


FIGURE N°III. 5.PROFIL EN TRAVERS.

**TABEAU N°III. 1.CARACTERISTIQUES DE L'OUVRAGE.**

Caractéristiques de l'ouvrage	L'ouverture de la brèche (m)	Largeur du tablier (m)	Largeur de la chaussée(m)	La pente (%)
Valeur	160	15.75	14.5	0.7

### III.3.DONNEES NATURELLES

#### III.3.1.Topographie et géomorphologie

Le relief de la zone de la localisation du pont est représenté par la plaine plate alluviale. La topographie est plate et vaste. La côte est de 5.0~12.0.

#### III.3.2.Géologie de la région

Le sol dans la zone de localisation de pont est de nature de l'alluvionnement quaternaire.

#### III.3.3.Formations lithologiques

Le sol est composé par l'argile peu plastique, sable, grave.

#### III.3.4.La température

La température moyenne annuelle égale à 20°C.

#### III.3.5.La catégorie du terrain

Les résultats de la campagne géotechnique nous donnent une assise à dominance argiles peu plastiques alluvial quaternaires, les sables, et les graviers ronds, Donc le sol est un **S3**.

#### III.3.6.La sismicité

Selon le RPOA, la classification du site vis-à-vis du zonage sismique est IIa (une zone de sismicité moyenne) voir carte de zone sismique dans annexe A.

- La classification du pont selon son importance est de groupe 2 (Ponts importants).
- Le coefficient d'accélération sismique pour l'étude des travaux est pris  $A= 0.20g$  (RPOA).

**TABEAU N°III. 2.COEFFICIENT D'ACCELERATION DE ZONE A.**

Groupe de pont	Zone Sismique			
	I	IIa	IIb	III
1	0.15	0.25	0.30	0.40
2	0.12	0.20	0.25	0.30
3	0.10	0.15	0.20	0.25

### CONCLUSION

La reconnaissance de la zone objet d'étude est une étape primordiale pour parvenir à une conception parfaitement adaptée aux contraintes spécifiques de celle-ci.

---

**CHAPITRE IV**  
**CONCEPTION ET**  
**PREDIMENSIONNEMENT**

---

## CHAPITRE IV.CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT

### INTRODUCTION

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

Généralement, pour aboutir au meilleur choix, on doit connaître l'éventail des solutions possibles, avec leurs sujétions, leurs limites et leurs coûts. D'autre part, on doit être en mesure de recenser et d'évaluer les différentes contraintes afin de limiter au maximum les aléas pendant l'exécution et faciliter l'entretien. Il faut donc fixer l'ensemble des contraintes à respecter et les types d'ouvrages à envisager afin de les comparer et de dégager les variantes qui pourraient être adoptées. Une fois ces variantes choisies, on effectue une étude comparative de ces dernières afin de retenir celle qui convient le plus pour ce projet en remplissant au mieux la fonction de franchissement imposée par les recommandations conceptuelles et les conditions topographiques du site.

### IV.1.CONCEPTION DU TABLIER

Nous proposons les trois variantes suivantes :

- Variante 1 : Pont à poutres précontraintes du type VIPP.
- Variante 2 : Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs coulé sur place.
- Variante 3 : Pont Mixte Bipoutre.

#### IV.1.1.Variante 01 : Pont à poutres précontraintes du type VIPP

Les ponts à poutres précontraintes de type VIPP (Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension) font partie de la famille des ponts à poutres sous chaussée en béton. [SETRA].

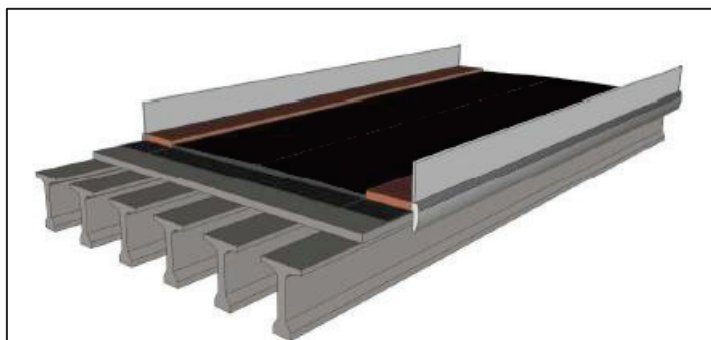


FIGURE N°IV. 1.PONT A POUTRES PRECONTRAINTEES PAR POST-TENSION (VIPP).

#### Conception longitudinale

Pour cette variante, nous avons opté pour 4 travées isostatiques d'une même longueur,  $L= 39 \text{ m}$ , ce qui nous donne une longueur totale de **156 m**.

**Conception transversale**

Le prédimensionnement a été fait selon le guide de conception SETRA [VIPP/ 1996].

TABLEAU N°IV. 1.PREDIMENSIONNEMENT DE LA VARIANTE 1.

Elément	Formule / intervalles	Valeur retenue (cm)
Hauteur de la poutre	$L/22 < H_p < L/16$	200
Epaisseur de la dalle	$20 \text{ cm} \leq e \leq 30 \text{ cm}$	25
Hauteur totale du tablier	$H_t = H_p + e$	225
Entraxe des poutres	$140 \text{ cm} \leq \lambda \leq 200 \text{ cm}$	185
Epaisseur du talon	$10 \text{ cm} \leq E_t \leq 20 \text{ cm}$	20
Epaisseur de l'âme $b_0$ à mi-travée	/	25
Epaisseur de l'âme en zone intermédiaire	/	Variable
Epaisseur de l'âme $b_0$ en zone d'about	/	60
Largeur de la table de compression	$b \geq 0.6H_p$	120
Nombre de poutres	$N = L_a / \lambda + 1$	09 poutres
Epaisseur de la table de compression	$10 \text{ cm} \leq e_1 \leq 15 \text{ cm}$	15
Largeur de talon	$L_t = (1 \times L^2) / (H_t^2 / K) / N$ avec $1100 \leq K \leq 1300$	60
Entretoise d'about	/	30*105

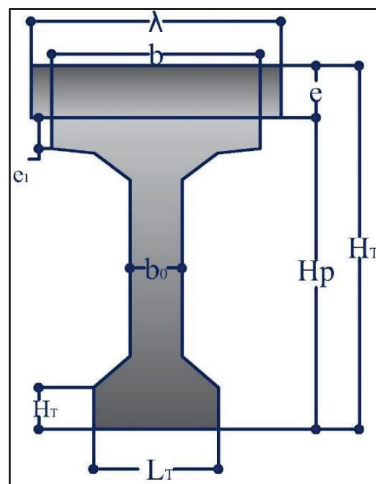
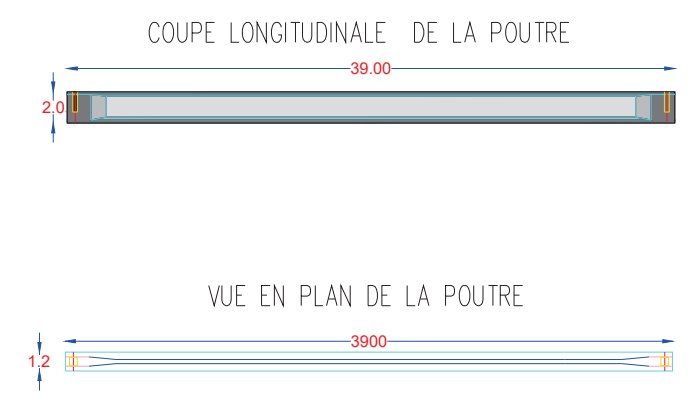
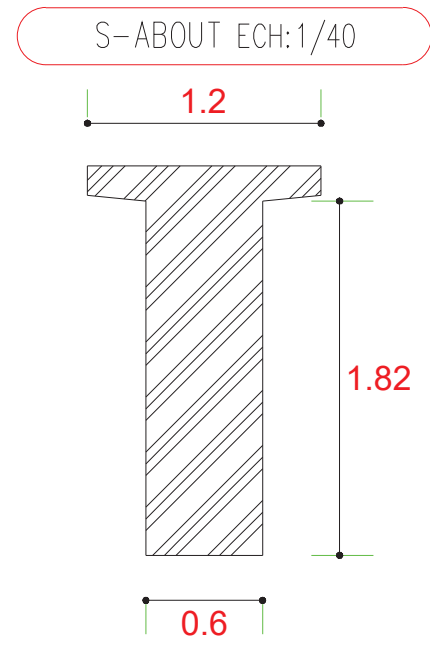
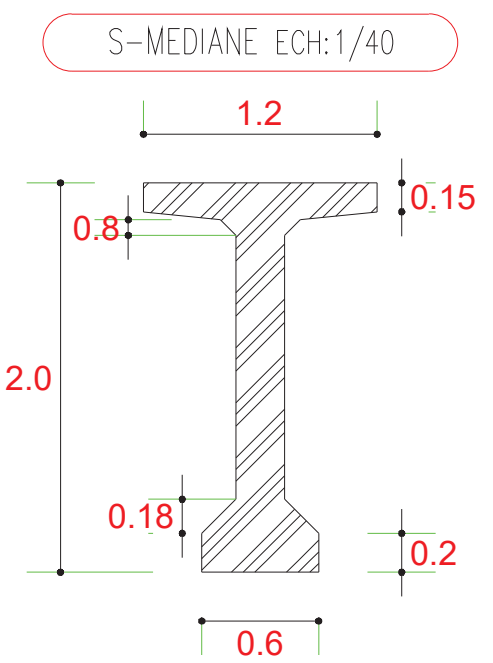
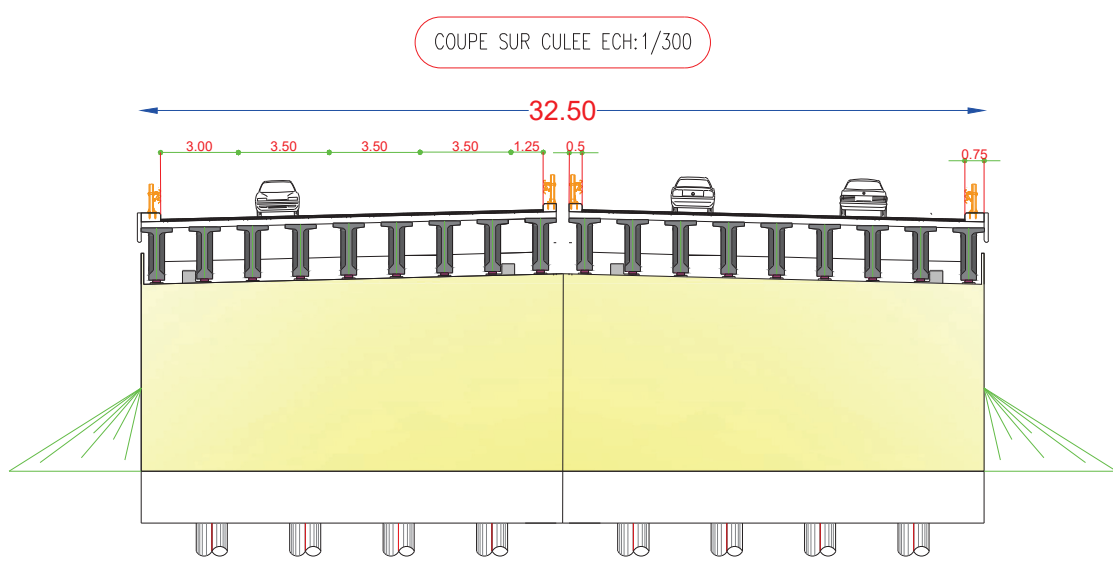
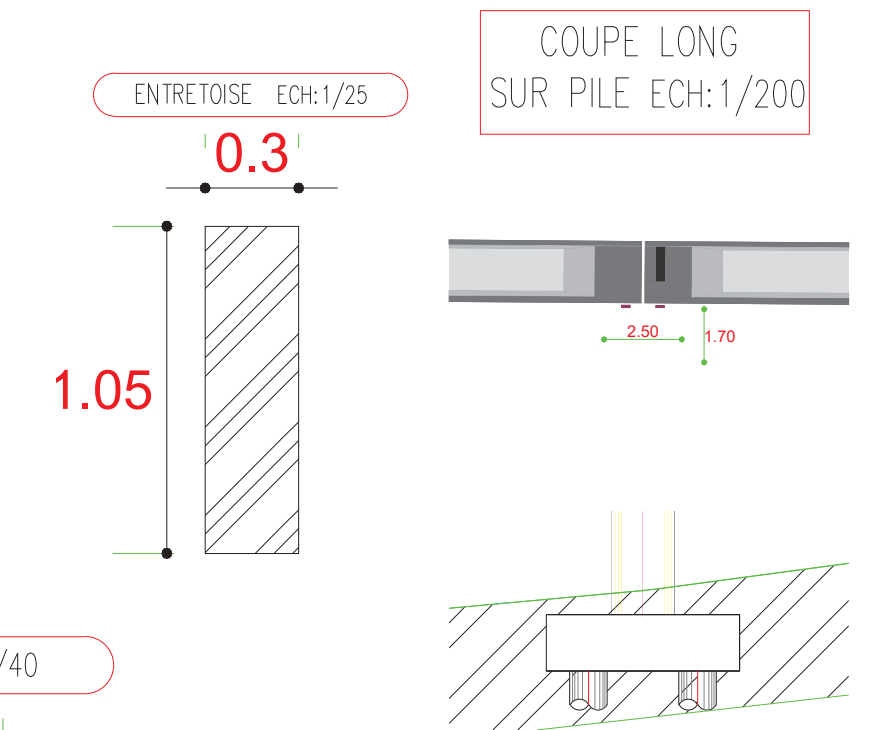
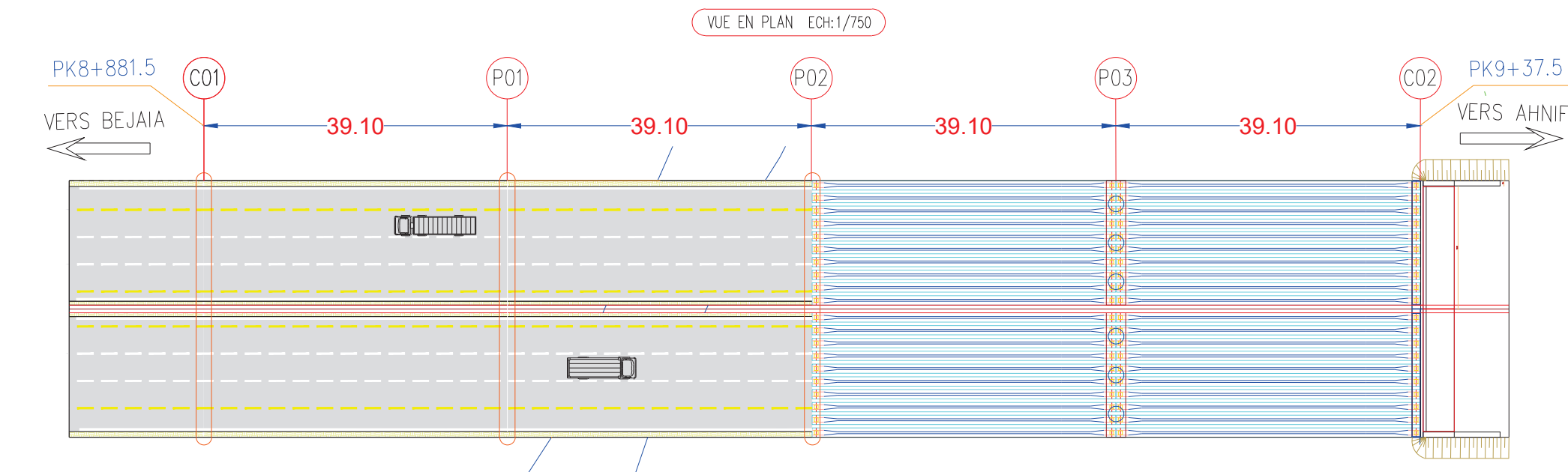
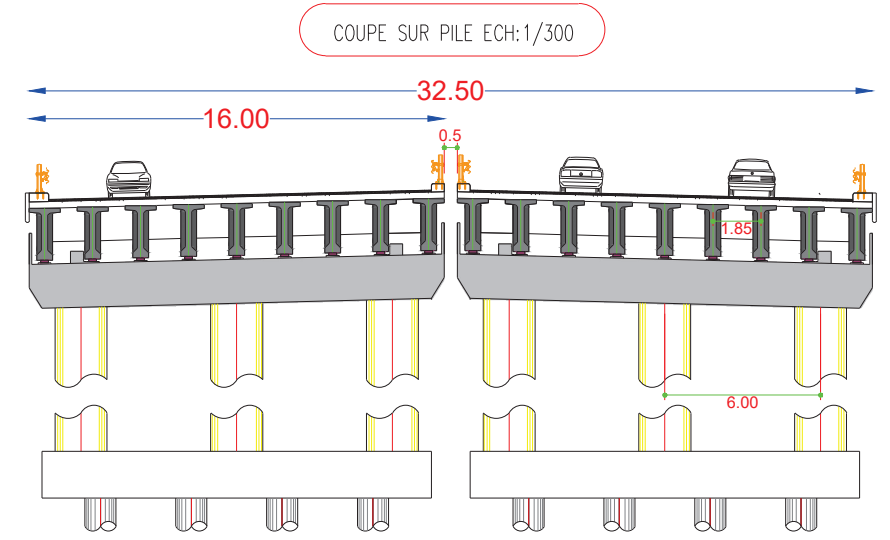
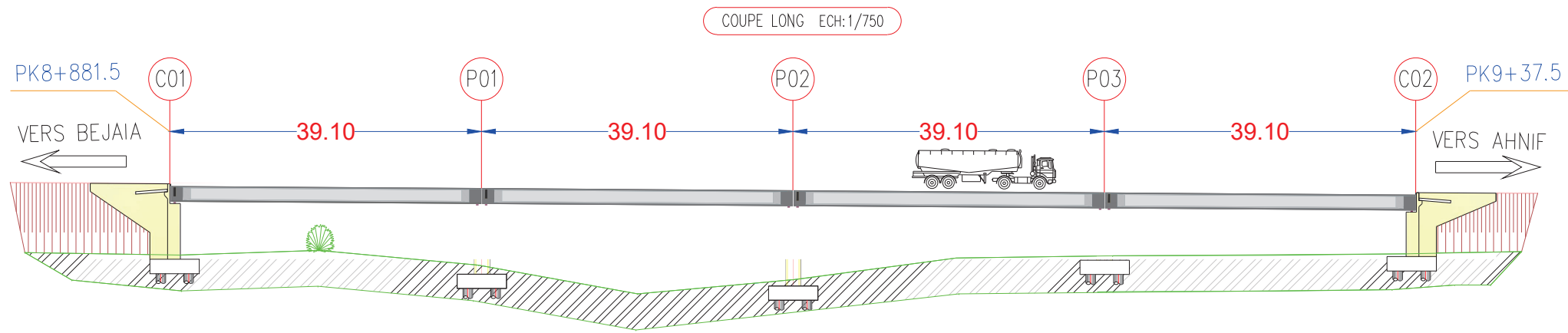
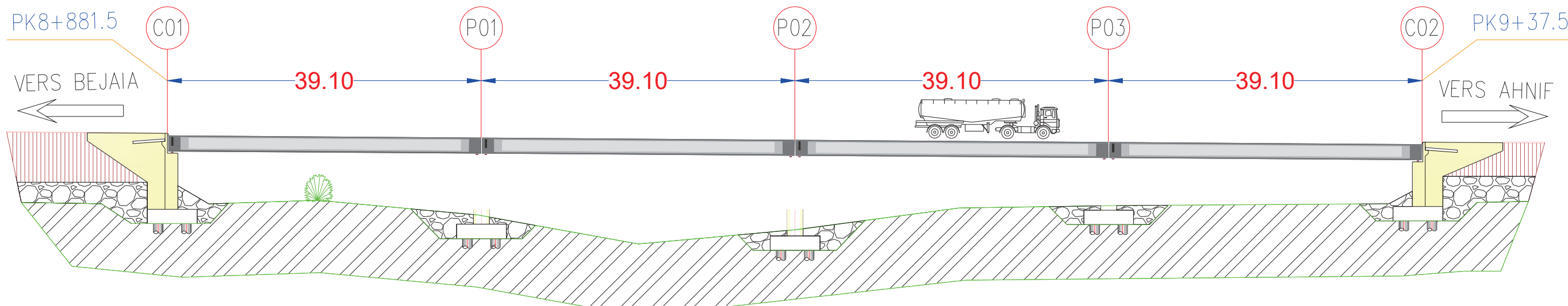


FIGURE N°IV. 2.NOTATION DES DIMENSIONS.

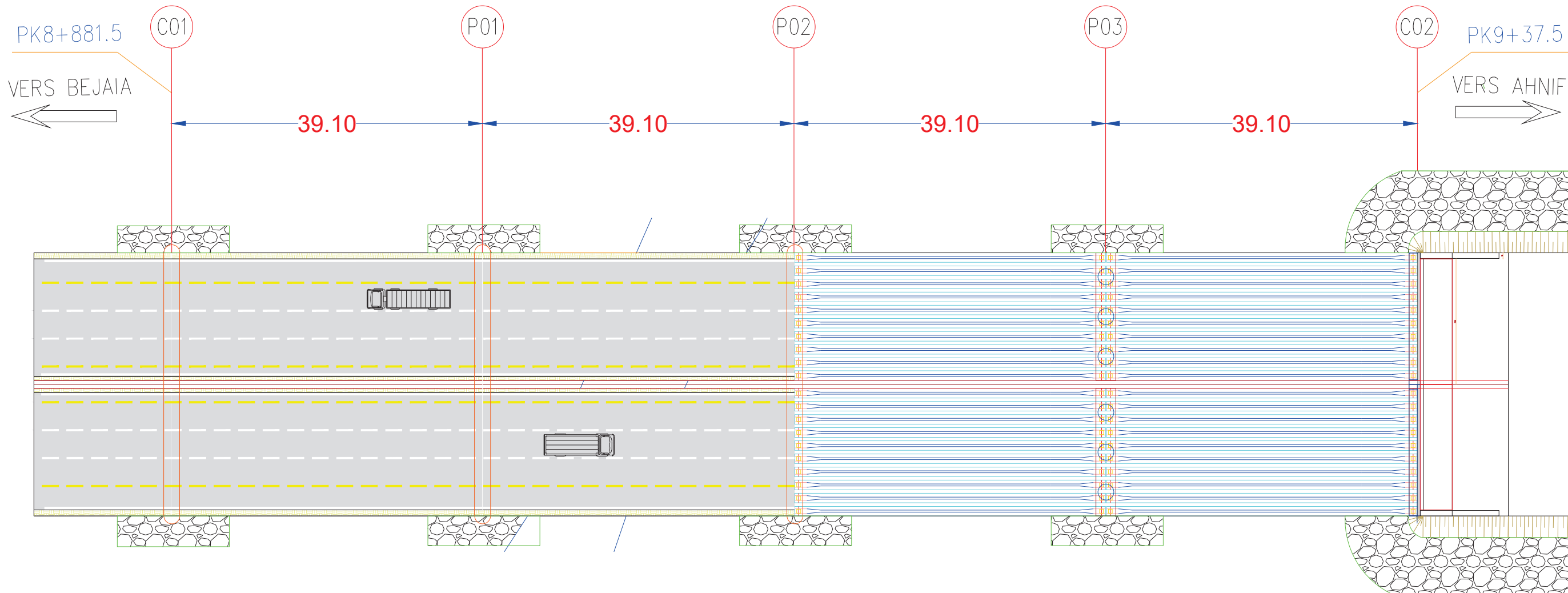
Certes, l'angle formé par l'axe de l'Oued et l'axe la route est égale à 80 grades, la faible pente et agressivité du oued ont fait que l'écoulement de ce dernier ne soit pas si dangereux, ce qui fait qu'on a adopté une conception droite renforcée par des enrochements.



COUPE LONG ECH:1/500



VUE EN PLAN ECH:1/500



Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger  
 Fax : (023) 70 19 38 Site web : [www.enstp.edu.dz](http://www.enstp.edu.dz)  
 Tel : (023) 70 19 04 E-mail : [enstp@enstp.edu.dz](mailto:enstp@enstp.edu.dz)

PROJET DE FIN D'ETUDE	Réalisé par	Encadré par	Echelle	N° Planche	Année universitaire
Concption et Etude de l'ouvrage OA 08 au PK 8+926 relevant de la penetrante de Bejaia - Autoroute EST-OUEST	ABIZA & BENNACER	AMIEUR mohamed & MERZOUGUI bilfel	variable	4	2022 / 2023

**IV.1.2.Variante 02 : Pont voussoir en béton précontraint construit par encorbellements successifs coulé sur place**

La technique de réalisation d'un pont voussoir en béton précontraint consiste à construire l'ouvrage par éléments successifs nommés voussoirs. Chacun de ces éléments étant construit en encorbellement par rapport à celui qui le précède. La mise en tension des câbles de précontrainte d'un voussoir permet de les plaquer contre les éléments précédents et sert aussi de console qui puisse porter le coffrage du voussoir suivant.

Lorsque les portées principales d'un ouvrage sont inférieures à 65/70m, le tablier le plus économique est en général de hauteur constante.

**Conception longitudinale**

Pour cette variante, nous avons proposé un pont voussoirs de hauteur constante composé d'une travée principale de **70 m** de longueur et de **deux (02) travées** de rives de **42 m** de longueur, ce qui résulte d'une longueur totale égale à **154 m**.

**- Découpage des voussoirs**

Pour ce type d'ouvrage, on distingue trois types de voussoirs :

- Voussoirs sur piles (V.S.P).
- Voussoirs sur clavages (V.S.C).
- Voussoirs courants (V.C).

**TABLEAU N°IV. 2.RECAPITULATION DE DECOUPAGE DES VOUSSOIRS.**

Type de Voussoirs	Description	Valeur retenue
V.S. P	Ces dimensions sont fixées par l'équipage mobile disponible sur site généralement ils sont compris entre 7 et 10 m.	<b>2.5 m</b> <b>(En raison de la largeur du tablier)</b>
V.S.C	Il faut qu'ils permettent aux opérateurs de tirer les câbles de précontrainte librement sans être très élané, il varie de 1,5 à 3 m	<b>3m</b>
V.C	La longueur des voussoirs courants est constante et varie de 2,50 à 4 m, voire 5m, suivant les ouvrages.	<b>1.5m</b>

En utilisant le découpage précédent on obtient un nombre total de voussoirs : N = 54

- Trois (03) V.S.P
- Trois (03) V.S.C
- Quarante-huit (48) V.C

**Conception transversale :**

Puisque on a une largeur de notre tablier est inférieure à 20 mètres, la solution la plus économique est celle d'un **caisson à section fermée**.

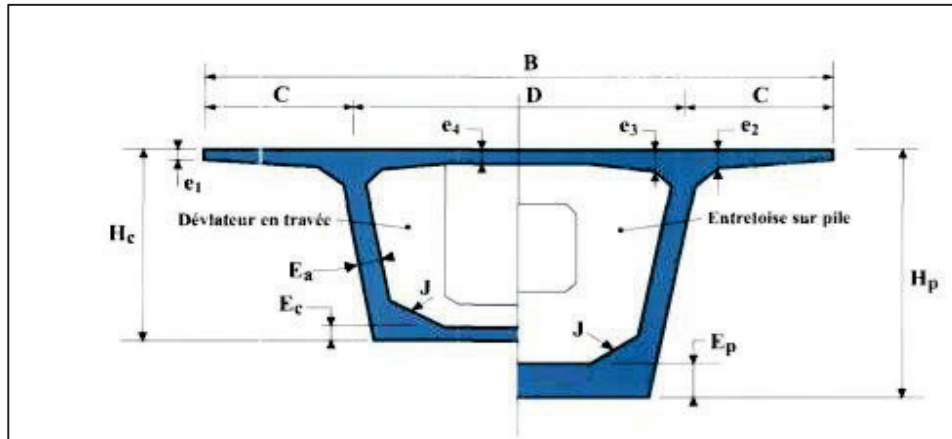


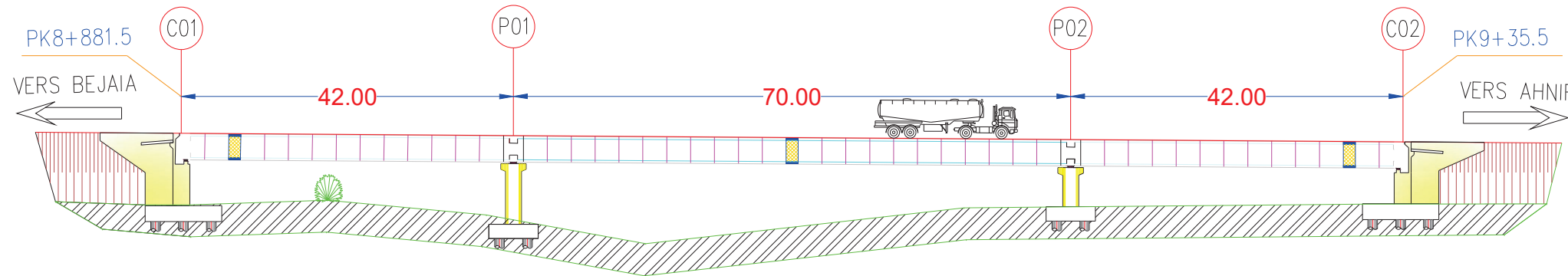
FIGURE N°IV. 3.LES DIMENSIONS DES DIFFERENTES COMPOSANTES DES VOUSOIRS.

Le prédimensionnement a été fait selon le guide de conception SETRA [Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs/ 2003].

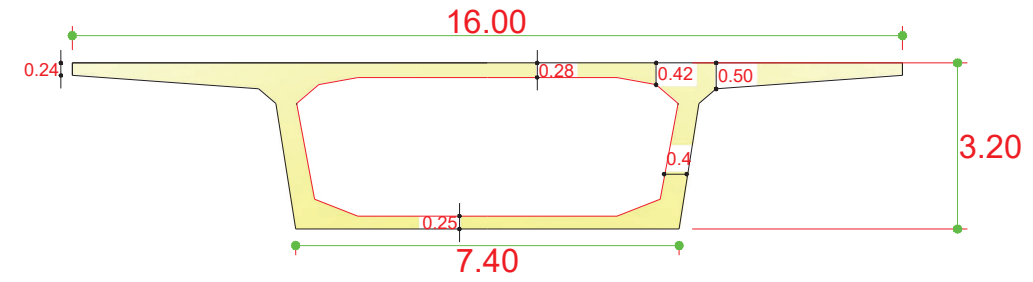
TABLEAU N°IV. 3.LES DIMENSIONS DES DIFFERENTES COMPOSANTES DES VOUSOIRS.

Elément	Formule / intervalles	Valeur retenue (cm)	
<b>Largeur de voussoir</b>	B	1600	
<b>Hauteur des voussoir</b>	$L/25 < h < L/20$	320	
<b>Largeur de l'encorbellement</b>	$C = B / 4$	400	
<b>Entraxe des âmes</b>	$D = B - 2C$	800	
e <sub>1</sub>	$e_1 \geq 16 \text{ à } 18 \text{ cm}$	24	
e <sub>2</sub>	$C/7 \leq e_2 \leq C/8$	50	
e <sub>3</sub>	$e_3 = 10 + D/25$ avec ( $e_3 > e_2 - 10$ et $e_3 > 1.5 e_4$ )	42	
e <sub>4</sub>	$D/30 \leq e_4 \leq D/25$	28	
<b>Inclinaison des âmes</b>	$10\% \leq \alpha \leq 30\%$	10	
<b>Gousset supérieure</b>	$30^\circ \leq \beta \leq 45^\circ$	30	
<b>Gousset inférieur</b>	(Jusqu'à 10°) $40^\circ \leq \gamma \leq 45^\circ$	10	
<b>Epaisseur de l'âme</b>	$E_a \geq 26 + L/500$	40	
<b>Epaisseur de l'hourdis inf</b>	<b>Pile</b>	$35 \leq E_p \leq 80 \text{ cm}$	25
	<b>Clef</b>	$E_c \geq 18 \text{ à } 22 \text{ cm}$	25

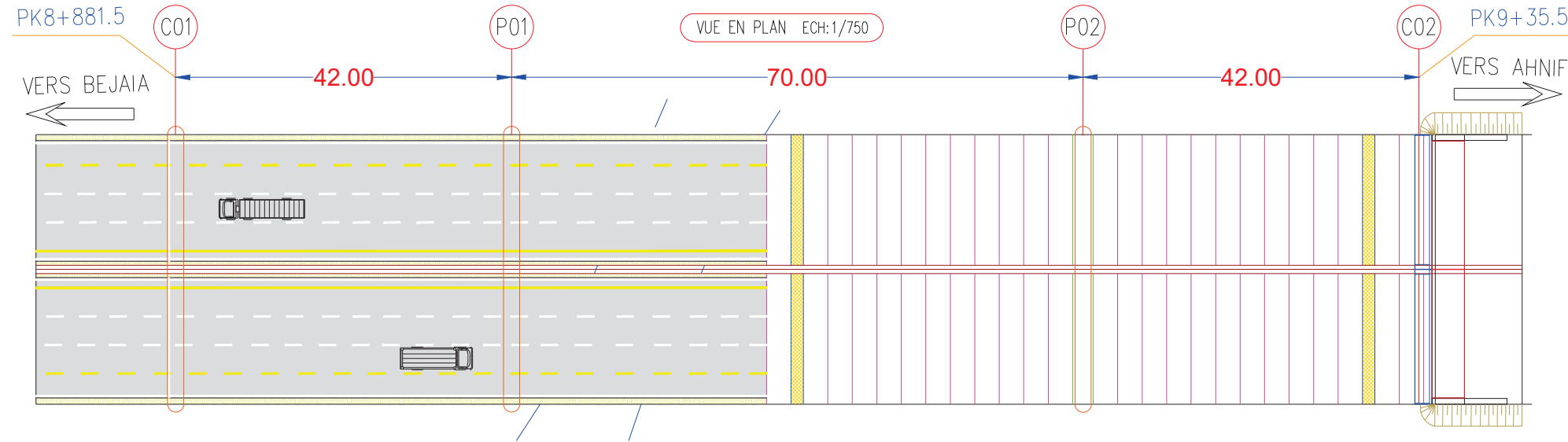
COUPE LONG ECH:1/750



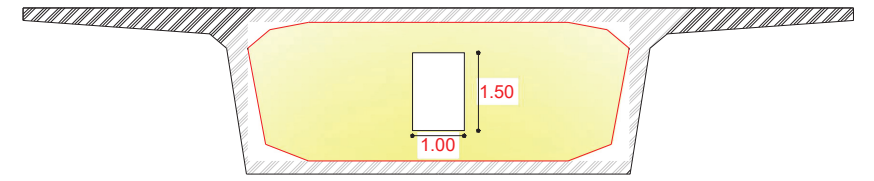
COUPE TRANSVERSAL DE VC ECH:1/150



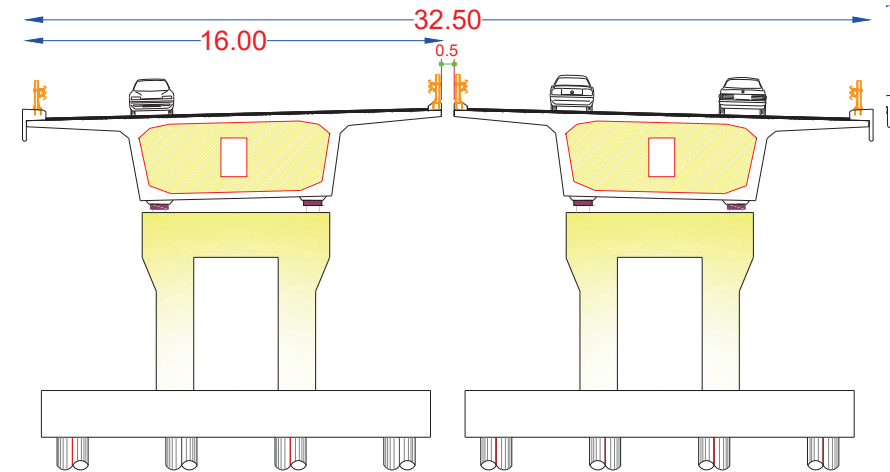
VUE EN PLAN ECH:1/750



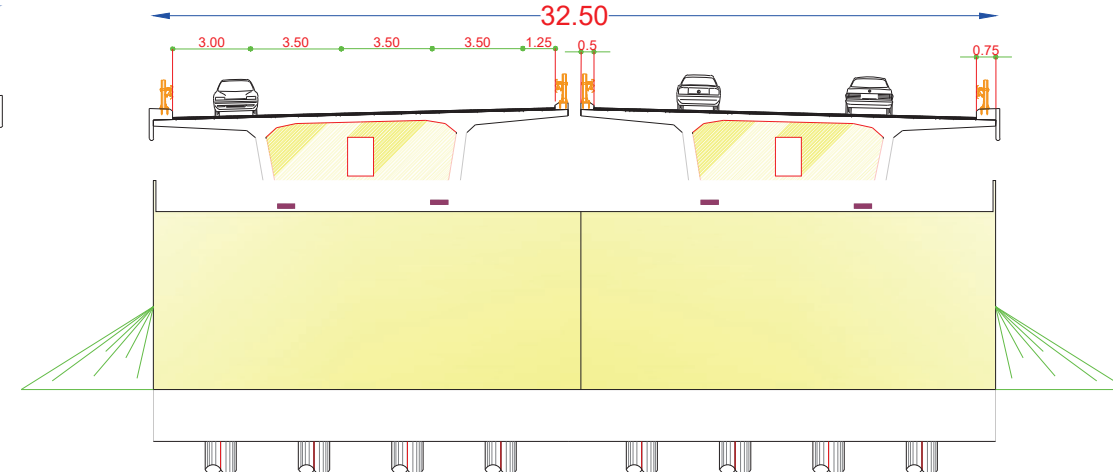
COUPE TRANSVERSAL DE VSP ECH:1/150



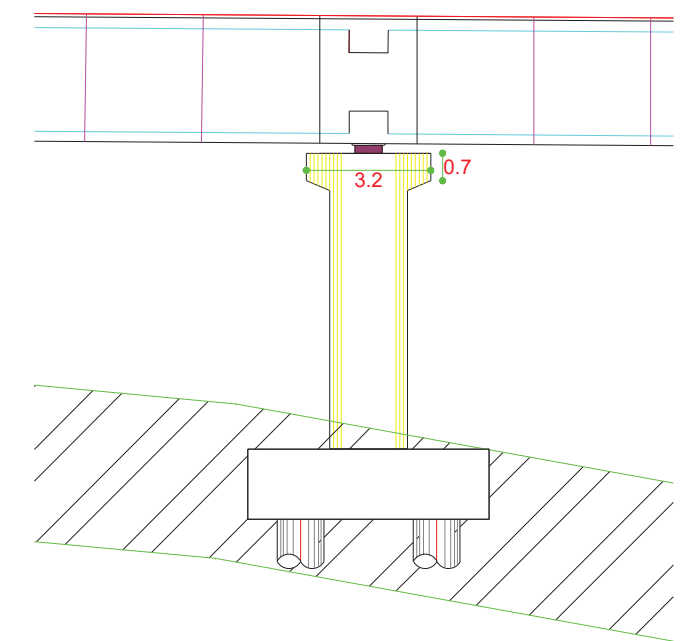
COUPE SUR PILE ECH:1/300



COUPE SUR CULEE ECH:1/300



COUPE LONG SUR PILE ECH:1/150



PROJET DE FIN D'ETUDE	Réalisé par	Encadré par	Echelle	N° Planche	Année universitaire
Conception et Etude de l'ouvrage OA 08 au PK 8+926 relevant de la penetrante de Bejaia - Autoroute EST-OUEST	ABIZA & BENNACER	AMIEUR mohamed & MERZOUGUI biljel	variable	2	2022 / 2023

### IV.1.3.Variante 3 : Pont mixte Bipoutre

Ce genre d'ouvrage est composé de poutres métalliques continues qui sont fixées par des entretoises et soutiennent la dalle de roulement en béton armé reliée à la semelle supérieure par des connecteurs, les entretoises servent à maintenir l'écartement des poutres et à résister aux moments de torsion. Elles ne présentent aucun contact avec la dalle.

Les connecteurs sont des petits éléments de liaison, métallique soudés sur la semelle supérieure du profilé et ont comme rôle d'éviter tout glissement relatif de la dalle par rapport aux poutres et assurant ainsi le fonctionnement mixte de l'ensemble.

La plage habituelle de portée des ponts à poutres mixtes est de 30 m à 130 pour une travée continue et 25 à 90 m pour une travée indépendante.

#### Conception longitudinale :

Pour cette variante, nous avons proposé un pont mixte bipoutre, à travées continues, à profilés courbes et à hauteur constante. Composé d'une (01) travée principale de **63 m** de longueur et deux (02) travées de rives de **46 m** de longueur, ce qui résulte une longueur totale égale à **155m**.

#### Conception transversale :

Le prédimensionnement a été fait selon le guide de conception SETRA [PONT MIXTE].

#### 1. Les poutres :

TABLEAU N°IV. 4.PREDIMENSIONNEMENT DE BIPOUTRE.

Elément	Formule / intervalles	Valeur retenue
Epaisseur de la dalle en béton armé	240 à 260 mm	300 mm
Hauteur de la poutre (constante)	$H = L / 25$	2250 mm
Largeur de la semelle inf $B_{inf}$	$400 \text{ mm} \leq b_i \leq 1000 \text{ mm}$	800 mm
Largeur de la semelle sup $B_{sup}$	$500 \text{ mm} \leq b_s \leq 1200 \text{ mm}$	600 mm
Epaisseur de la semelle inf	$20 \text{ mm} < t_{inf} < 150 \text{ mm}$	40 mm
Epaisseur de la semelle sup	$20 \text{ mm} < t_{sup} < 150 \text{ mm}$	30 mm
Épaisseur de l'âme	$t_w \geq 0.005 \times d$	30 mm
Hauteur de l'âme	$d = H - t_s - t_i$	2180 mm

**2. Les entretoises :**

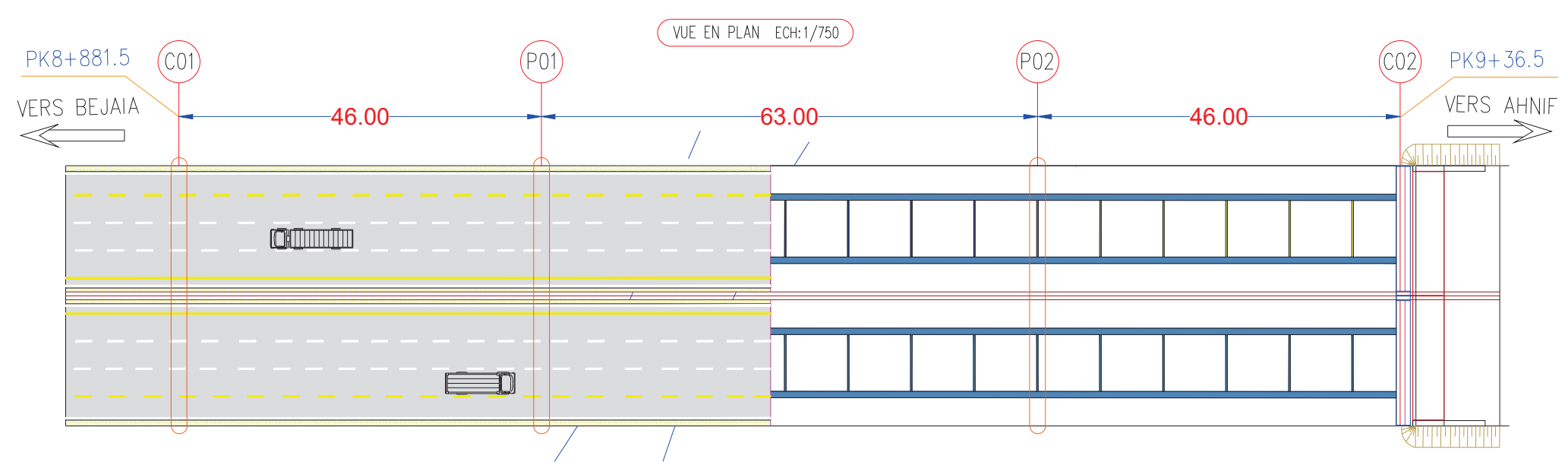
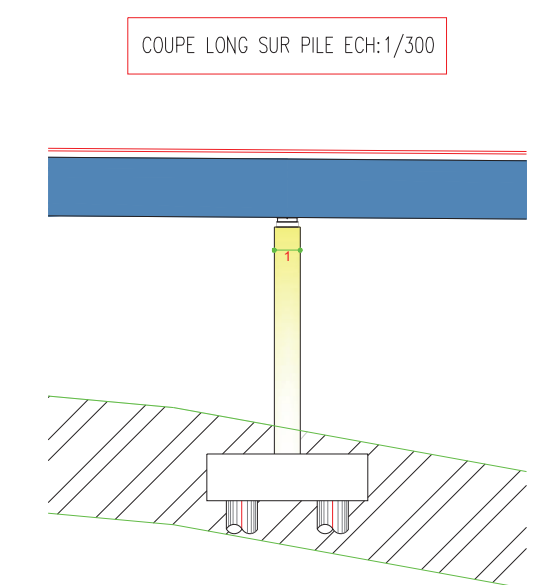
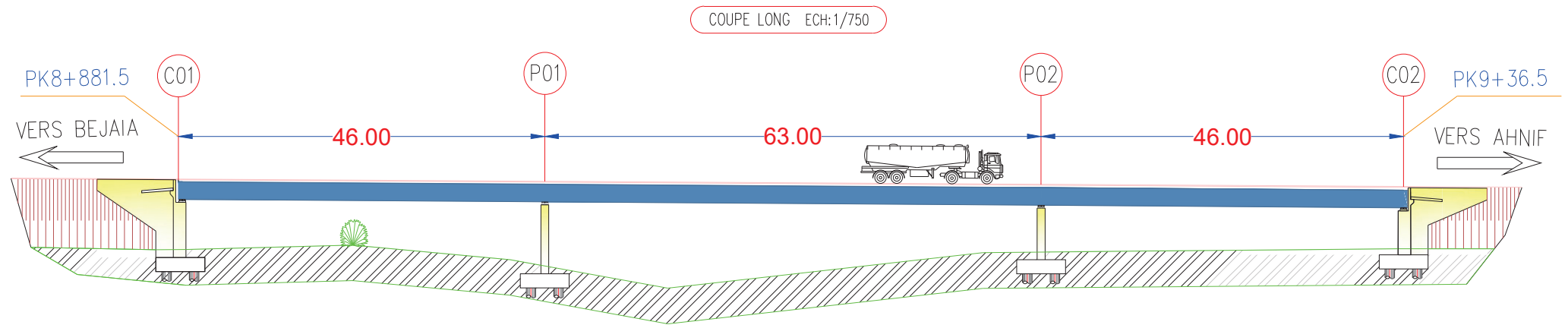
On prévoit une entretoise de type IPE 600 tous les 8 mètres.

**TABLEAU N°IV. 5.DIMENSIONNEMENT DES ENTRETOISES.**

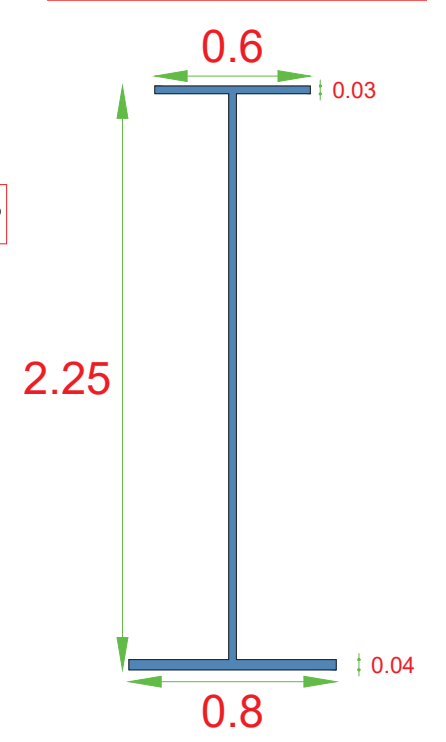
<b>Elément</b>	<b>Intervalle/formule</b>	<b>Valeur obtenue (mm)</b>
<b>Hauteur de l'entretoise <math>H_m</math></b>	$Lt/15 \leq H_m \leq Lt/10$	<b>600</b>
<b>Largeur de la semelle <math>b_{en}</math></b>	$220 \text{ mm} \leq t_w - t_{en} \leq 300 \text{ mm}$	<b>200</b>
<b>Epaisseur de la semelle <math>t_{en}</math></b>	Environ de 20 mm	<b>20</b>
<b>Epaisseur de l'âme</b>	$10 \text{ mm} \leq t_w - t_{en} \leq 12 \text{ mm}$	<b>10</b>

**3. La connexion entre la dalle et la charpente métallique**

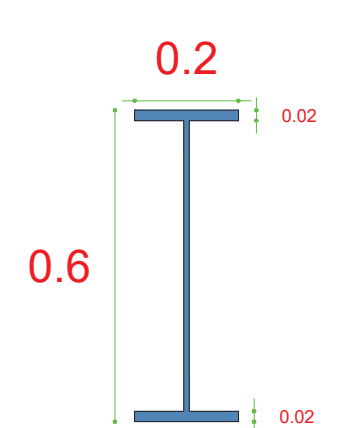
La connexion entre les poutres métalliques et la dalle en béton armé est assurée par des connecteurs de type goujons de  $d=20 \text{ mm}$  ( $16 \leq d \leq 22$ ) de diamètre et de hauteur de 200 mm ( $h > 4d$ ).



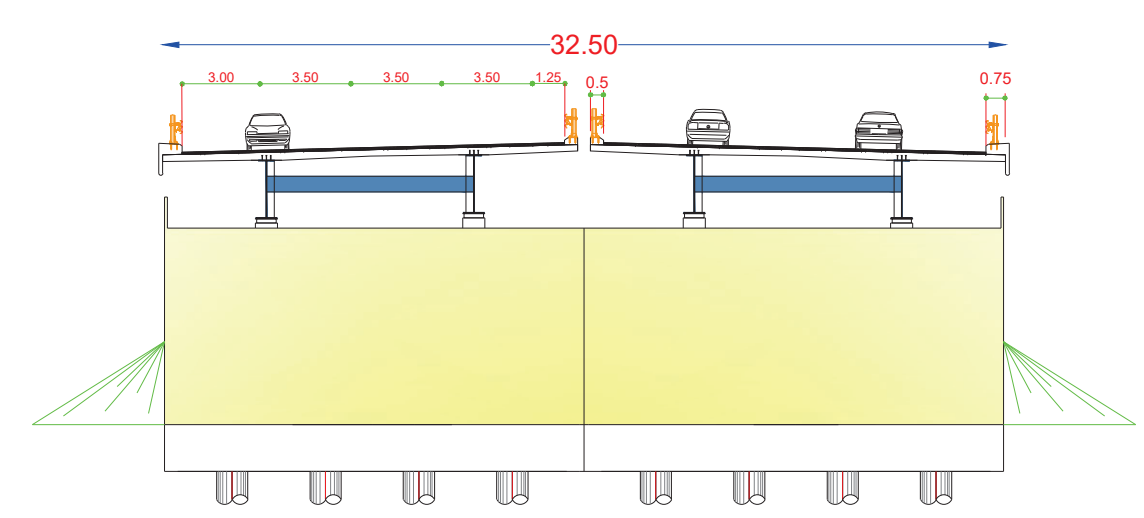
SECTION DE POUTRE METALLIQUE ECH:1/30



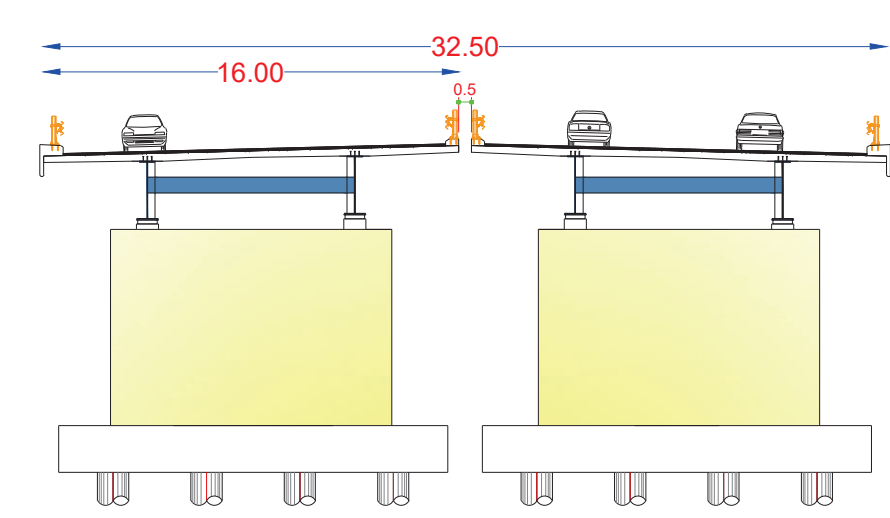
SECTION D'ENTRETOISE ECH:1/15



COUPE SUR CULEE ECH:1/300



COUPE SUR PILE ECH:1/300



Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger  
 Fax : ( 023 ) 70 19 38 Site web : [www.enstp.edu.dz](http://www.enstp.edu.dz)  
 Tel : ( 023 ) 70 19 04 E-mail : [enstp@enstp.edu.dz](mailto:enstp@enstp.edu.dz)

PROJET DE FIN D'ETUDE	Réalisé par	Encadré par	Echelle	N° Planche	Année universitaire
Conception et Etude de l'ouvrage OA 08 au PK 8+926 relevant de la penetrante de Bejaia - Autoroute EST-OUEST	ABIZA & BENNACER	AMIEUR mohamed & MERZOUGUI bilfel	variable	3	2022 / 2023

**IV.2.ANALYSE MULTICRITERE :**

Pour un tel projet, on peut évoquer un bon nombre de variantes qui accomplissent la même tâche de franchissement, mais qui possèdent des caractéristiques différentes. Le choix de la plus convenable, dépend d'une analyse multicritère concernant principalement quatre aspects fondamentaux :

- Influence ouvrage/entourage : ce critère concerne les diverses conséquences qui pourraient soit altérer le milieu récepteur, soit mettre en danger la structure.
- L'esthétique : L'importance de la pénétrante de Bejaïa et la présence du site exigent que l'ouvrage soit en harmonie avec le paysage contigu.
- Le coût : Le budget doit rester dans la limite des moyens disponibles.
- Facilité d'exécution : Le projet doit être facile à exécuter sans que cela puisse influencer le respect des autres critères.

**IV.2.1.Analyse des variantes :**

Commençant par le **Devis Quantitatif et Estimatif de la superstructure**, sachant que les pourcentages de quantité d'acier sont pris par rapport au volume de béton du tablier de chaque variante.

**TABLEAU N°IV. 6.DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF DE LA PREMIERE VARIANTE.**

<b>Variante N° 01 : Pont à poutres préfabriquées précontraintes par posttension VIPP.</b>				
<b>Désignations</b>	<b>Unité</b>	<b>Quantité</b>	<b>Prix unitaire (DA)</b>	<b>Montant(DA)</b>
<b>Béton</b>				
<b>Béton pour le tablier</b>	<b>m<sup>3</sup></b>	4181	25 000,00	104 525000,00
<b>Acier</b>				
<b>Acier passif (20%)</b>	<b>T</b>	836	106 000,00	88 616000,00
<b>Acier actif (3%)</b>	<b>T</b>	121	470 000,00	59 220 000,00
			<b>Total hors taxes</b>	<b>252361000,00</b>

**TABLEAU N°IV. 7.DEVIS QUANTITATIF ESTIMATIF DE LA DEUXIEME VARIANTE.**

<b>Variante N° 02 : Pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs</b>				
<b>Désignations</b>	<b>Unité</b>	<b>Quantité</b>	<b>Prix unitaire (DA)</b>	<b>Montant(DA)</b>
<b>Béton</b>				
<b>Béton pour le tablier</b>	<b>m<sup>3</sup></b>	5544	25 000,00	138 600000,00
<b>Acier</b>				
<b>Acier passif (20%)</b>	<b>T</b>	1108	106 000,00	117 448000,00
<b>Acier actif (3%)</b>	<b>T</b>	221	470 000,00	103 870000,00
			<b>Total hors taxes</b>	<b>359918000,00</b>

TABLEAU N°IV. 8.DEVIS QUANTITATIF ESTIMATIF DE LA TROISIEME VARIANTE.

Variante N° 3 : Pont mixte bipoutre.				
Désignations	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
<b>Béton</b>				
Béton pour le tablier	m <sup>3</sup>	1488	25 000,00	37 200000,00
<b>Acier</b>				
Acier PRS	T	628	340 000,00	213 520000,00
Assemblage et montage	T	628	80 000,00	50 240000,00
			<b>Total hors taxes</b>	<b>300960000,00</b>

En comptant soigneusement les variantes envisagées et en tenant compte des données naturelles et des contraintes fonctionnelles du projet :

☞ **La variante pont mixte bipoutre :**

Cette variante offre des avantages considérables tels que : le nombre réduit de poutres et la possibilité de n'avoir recours qu'à une seule travée (dans notre cas 3), néanmoins pour ce type de poutres ayant des longueurs très importantes, des engins de transports spéciaux doivent être utilisés et pour leurs mise en place d'autres engins de levage de grandes charges doivent être mis en œuvre. **L'inconvénient majeur** est celui de la corrosion des aciers dans un milieu agressif tel que le site du projet d'où la nécessité d'un grand entretien et une surveillance permanente. Ce type de ponts nécessitent également un **coffrage** très important ce qui est difficile à exécuter au niveau d'un Oued. De plus pour assurer de telles techniques, des fonds d'investissements énormes doivent être mis en place ce qui engendre un supplément de coût non négligeable par rapport aux autres types de ponts. Enfin, la zone du projet est une zone ayant un caractère rural, donc l'aspect esthétique ne présente pas un critère important vis-à-vis le choix du type de l'ouvrage.

⇒ *Donc cette alternative est à rejeter.*

☞ **La variante pont vousoir en béton précontraint construit par encorbellements successifs coulé sur place :**

L'étude et la réalisation est un peu délicate, elle est plus coûteuse que la troisième variante, mais elle reste avantageuse, elle permet de construire sans toucher le sol et on peut atteindre des portées plus grandes et plus hautes, néanmoins ce n'est pas le cas pour notre ouvrage, le lit de Oued et le PHE ne sont pas très importants.

⇒ *Donc le choix de cette variante n'est pas justifié.*

Ainsi, nous choisissons **un pont à poutres** puisque la zone de projet est non urbaine donc l'aspect esthétique n'est pas trop demandé, Sur le plan économique, le pont à poutres a été évalué comme étant plus économiquement avantageux en termes de coûts.

**CONCLUSION :**

En conclusion, parmi les trois variantes de pont examinées, le pont à poutres s'est révélé être la meilleure option en prenant en compte plusieurs critères.

---

**CHAPITRE V**  
**CARACTERISTIQUES DES**  
**MATERIAUX, HYPOTHESES**  
**DE CALCUL ET ANALYSE**  
**DES CHARGES**

---

## CHAPITRE V. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX, HYPOTHESES DE CALCUL ET ANALYSE DES CHARGES

### INTRODUCTION

Un pont est une structure spéciale en génie civil, sa maîtrise n'est toujours pas évidente comme le cas du bâtiment qui ne dépend que des charges permanentes. En effet, le dimensionnement d'un pont fait appel à plusieurs types de charges. Ces dernières sont issues de plusieurs recherches englobant les sciences de probabilité et de mécanique de structures. Généralement, il existe plusieurs **NORMES** qui régissent les charges à tenir compte lors du calcul. Les plus répandues sont :

- ⇒ RCPR 2010 : Règles définissant les Charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des Ponts Routes.
- ⇒ RPOA 2008 : Règles Parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art.
- ⇒ 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.
- ⇒ Document Technique Règlementaire : règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes (version 2009).
- ⇒ Règles Parasismiques applicables aux Ouvrage d'Art (RPOA-2008).
- ⇒ Fascicule 62 - Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.
- ⇒ Réglementations SETRA.

### V.1. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

#### V.1.1. Le béton

##### Caractéristiques mécaniques du béton

##### ↳ Résistance du béton :

Le béton est caractérisé par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 j, dite valeur caractéristique requise, celle-ci est notée " $f_{c28}$ " elle est choisie a priori compte tenu des possibilités locales et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte. La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours notée " $f_{tj}$ " est conventionnellement définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \text{ (MPa)}. \text{ (B. A. E. L 91 – REV99)}$$

TABLEAU N°VI. 1. CARACTERISTIQUES DU BETON.

Elément structurel	$f_{c28}$ (MPa)	$f_{t28}$ (MPa)	Dosage (Kg/m)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )
Superstructure	35	2.7	450	25
Infrastructure	27	2.22	350	25

↪ **Contraintes admissibles :**

➤ Contrainte admissible compression (ELU) :

La contrainte admissible est la valeur qui ne peut être dépassée en aucun point de l'ouvrage. Pour le calcul à l'ELU on adopte le diagramme parabole-rectangle suivant :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b}, \text{ avec : } \theta = \begin{cases} 1, & t > 24H \\ 0.9, & 1H < t < 24H \\ 0.85, & t < 1H \end{cases}$$

➤ Contrainte admissible compression (ELS) :

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

TABLEAU N°V. 1..CONTRAINTES ADMISSIBLES A LA COMPRESSION DE BETON.

fc28 (MPa)	fbu (MPa)		fbc (MPa)
	γb = 1.15	γb = 1.5	
35	25.87	19.83	21
27	19.96	15.3	16.2

↪ **Déformation du béton :**

➤ Déformation longitudinale du béton :

On définit deux modules de déformation pour le béton donnés par les règles B.P.E.L comme suit :

- Module de déformation instantanée :  $E_{ij} = 11000 (ftj)^{\frac{1}{3}}$  pour , t<24H.
- Module de déformation différée :  $E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 (ftj)^{\frac{1}{3}}$  , pour t>24H.

Déformation transversale du béton :  $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$

↪ **Coefficient de poisson :**

Le coefficient de poisson ν représente la variation relative de la dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative dans sa dimension longitudinale. Le coefficient est de l'ordre de 0,3 pour un chargement instantané mais il diminue avec le temps pour se rapprocher de la valeur 0,2. Quant au cas d'un béton fissuré, ν devient nul. On prend pour les calculs de béton précontraint la valeur ν =0,2 pour un béton non fissuré (ELS) et ν =0 pour un béton fissuré (ELU).

**V.1.2.Les armatures**

**V.1.2.1.Aciers passifs**

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

⚡ La limite élastique :

Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence de classe FeE500 type 2, de limite élastique égale à 500 MPa.

Dans les calculs relatifs à l'ELU on introduit un coefficient  $\gamma_s$  tel que :

$$\gamma_s = \begin{cases} = 1.00, \text{ Situation Accidentelle.} \\ = 1.15, \text{ Situation Durable ou Transitoire.} \end{cases}$$

⚡ Module de Young :

Le module de déformation longitudinale de l'acier ES est :  $E_S = 200$  GPa. Les longueurs courantes de livraison sont de 12 ml pour les barres droites, les diamètres commerciaux des barres HA indépendants sont (en mm) : 8 10 12 14 16 20 25 32 40.

⚡ Contrainte limite de traction des aciers :

TABLEAU N°V. 2. CONTRAINTES ADMISSIBLES DE TRACTION DES ARMATURES PASSIVES.

Fissuration	Contrainte limite (MPa)		Valeur
Peu nuisible	$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s}$	S-Durable ou transitoire : $\gamma_s = 1.15$	434.78
		S-Accidentelle : $\gamma_s = 1$	500
Préjudiciable	$\sigma_s = \{0.5 \times fe; 110\sqrt{n \times ftj}; n = 1.6\}$		250
Très préjudiciable	$\sigma_s = \{0.5 \times fe; 110\sqrt{n \times ftj}; n = 1.6\}$		200

V.1.2.2. Aciers actifs

Les armatures actives sont des armatures en acier à haute résistance qu'on utilise pour les constructions en béton précontraint. Les armatures actives de précontrainte sont sous tension même sans aucune sollicitation extérieure. Ils sont classés par catégories : fils, barres, torons.

Les caractères des armatures de précontrainte à prendre en compte dans les calculs sont :

TABLEAU N°V. 3. CARACTERISTIQUES DES CABLES DE PRECONTRAINTE.

Caractéristique	Indice	Valeur
Toron	T	T15s
Section d'un toron	$A_p(\text{mm}^2)$	150
Nombre de toron par câble	Nt	12
Section de câble	$S(\text{mm}^2)$	1800
Diamètre de la gaine	$\Phi$ (mm)	80
Résistance ultime	$f_{prg}(\text{MPa})$	1860
Limite élastique	$f_{peg}(\text{MPa})$	1674
Contrainte à l'origine	$\sigma_{p0}$ (MPa)	1488
Coefficient de frottement droit	$\phi$ (m-1)	0.002
Coefficient de frottement de courbure	$f(\text{rd-1})$	0.18
Module d'élasticité	$E_p(\text{MPa})$	190 000
Coefficient de relaxation maximal des câbles à 1000h	$\rho$ (%)	2.5

☞ **Classe de justification de la précontrainte :**

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

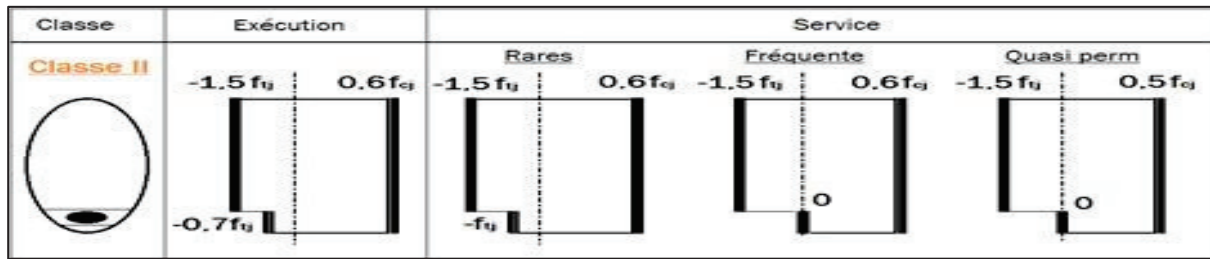


FIGURE N°V. 1.LIMITATION DES CONTRAINTES DES SECTIONS EN BP.

**V.2. EVALUATION DES ACTIONS**

Les ponts sont des ouvrages très sollicités vue l'importance des charges et surcharges sur lesquelles ils sont appliqués. Selon le RCPR les charges à adopter dans le dimensionnement sont présentées comme suit :

- Actions hors trafic.
- Actions dues au trafic.

Ces dernières dépendent de l'exploitation de l'ouvrage (route, ligne ferroviaire, ...).

**V.2.1.Les actions permanentes hors trafic**

**A. Le Poids propre**

Ces charges se réfèrent principalement aux poids propres des différents éléments qui constituent le tablier. Ils sont regroupés en deux catégories :

**1. La charge permanente CP (les éléments porteurs) :**

Le calcul de ces charges se fait par utilisation de poids volumique des matériaux donné par les normes suivantes :  $\rho_{\text{béton}} : 25 \text{ KN/m}^3$  (Tableau 3.1 RCPR2008) et selon la formule suivante :

$$P_{\text{élément}} = V_{\text{élément}} \times \rho_{\text{béton}} \text{ avec } V : \text{volume de l'élément.}$$

**i. Les éléments poutres :**

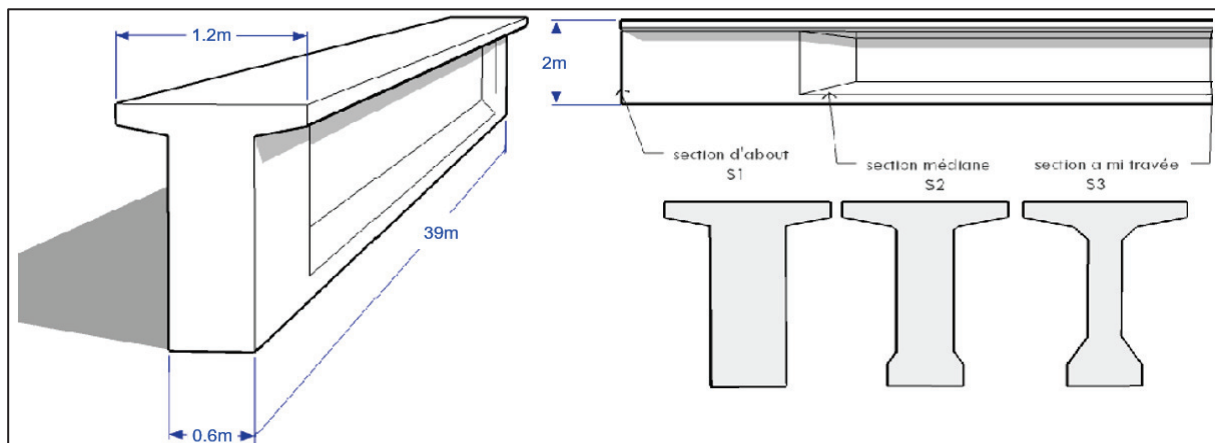


FIGURE N°V. 2.LES DIMENSIONS DES POUTRES.

Chaque travée du tablier comporte neuf poutres précontraintes de 39m de longueur.

- On a pour la moitié de la poutre :

$$P = PS_1 + PS_2 + PS_3 \text{ et } PS_i = L_i \times \text{poids volumique BP} \times \text{la surface de } S_i$$

Tel que  $L_i$  : la longueur de la section.

$$\Rightarrow PS_1 = 2.5 \times 1.2990 \times 1.5 = 4.871 \text{ t.}$$

$$\Rightarrow PS_2 = 2.5 \times 1.0239 \times 1 = 2.559 \text{ t.}$$

$$\Rightarrow PS_3 = 2.5 \times 0.7714 \times 17 = 32.784 \text{ t.}$$

- Pour la totalité de la poutre :

$$P_P = 2 \times \sum PS_i = 2 \times (4.871 + 2.559 + 32.784) = 80.428 \text{ t.}$$

On déduit le poids propre sous forme de charge répartie en divisant par la longueur de la poutre 39m :  $P_p = 80.428 \text{ t} / 39 \text{ (portée)} = 2.062 \text{ t/ml}$ .

### ii. L'élément dalle :

L'épaisseur de la dalle est de 25 cm  $\Rightarrow P_D = 0.25 \times 2.5 \times 16 = 10 \text{ t/ml}$ .

### iii. L'élément entretoise :

La surface de l'entretoise est de 1.521 m<sup>2</sup>  $\Rightarrow P_E = 2.5 \times 1.521 = 3.802 \text{ t/ml}$ .

La CP est ainsi la somme des trois parties :

$$CP = P_p + P_D + P_E = 2.062 \times 9 + 10 + 3.802 \Rightarrow \boxed{CP = 32.36 \text{ t/ml}}$$

## 2. Le complément des charges permanente CCP (les éléments non porteurs) :

On appelle élément non porteur, chaque élément qui ne participe pas dans la portance des charges. Le choix de ces éléments varie d'un projet à un autre ; Pour l'ouvrage étudié, on peut les présenter comme suit :  $P_{\text{élément}} = V_{\text{élément}} \times \rho_{\text{élément}}$  ;  $V$  : volume de l'élément et  $\rho$  : le poids volumique de l'élément.

### i. Le revêtement :

L'épaisseur du revêtement est de 8 cm  $\Rightarrow P_R = 0.08 \times 2.4 \times 14.75 = 2.832 \text{ t/ml}$ .

### ii. La corniche :

La surface de la corniche transversalement est de 0.164 m<sup>2</sup>  $\Rightarrow P_c = 0.164 \times 2.5 = 0.41 \text{ t/ml}$ .

### iii. Le trottoir :

- Le trottoir droit :  $S_{TD} = 0.248 \text{ m}^2 \Rightarrow P_{TD} = 0.248 \times 2.5 = 0.62 \text{ t/ml}$ .

- Le trottoir gauche :  $S_{TG} = 0.156 \text{ m}^2 \Rightarrow P_{TG} = 0.156 \times 2.5 = 0.39 \text{ t/ml}$ .

Donc :  $P_T = P_{TD} + P_{TG} = 0.248 + 0.156 = 1.01 \text{ t/ml} \Rightarrow P_T = 1.01 \text{ t/ml}$ .

Avec  $S_{TD/TG}$  : la surface du trottoir transversalement.

iv. Glissière de sécurité :

$$\Rightarrow P_{Gs} = 0.13 \text{ t/ml} \times 2(\text{sym}) = 0.26 \text{ t/ml} .$$

On déduit la CCP =  $P_R + P_c + P_T + P_{CS} = 2.832 + 0.41 + 0.62 + 0.39 + 0.26$

Le complément de charge permanente est de **CCP = 4.512 t/ml.**

➤ **Poids total du tablier :**

On retrouve le poids du tablier probable en additionnant les résultats précédents :

$$P_{\text{tablier}} = CP + CCP = 32.36 + 4.512 = 36.872 \text{ (t/ml)}$$

Les actions dues aux poids propres sont résumées dans le tableau ci- dessous :

TABLEAU N°V. 4. POIDS TOTAL DU TABLIER.

	Élément	Poids(t/ml)	Poids(t)
CP	Poutre	18.558	723.762
	Dalle	10	390
	Entretoise	3.802	18.249
CCP	Trottoir	1.01	39.390
	Glissière de sécurité	0.26	10.140
	Corniche	0.41	15.990
	Revêtement	2.832	110.448
<b>POIDS TOTAL DU TABLIER</b>		<b>36.872</b>	<b>1307.979</b>

B. **Action thermique :**

Afin de calculer les effets de la température sur la structure, il est nécessaire de tenir compte de deux types d'actions thermiques :

➤ **Variation uniforme de la température :**

D'après la norme Algérienne, la variation de la température pour le Nord de l'Algérie (climat tempéré) est entre -15°C et +35°C, la valeur de calcul est prise égale à  $\Delta T = 30^\circ$ .

➤ **Gradient thermique :**

Les valeurs pour le gradient thermique sont spécifiées dans la norme Algérienne RCPR :

TABLEAU N°V. 5. GRADIENT THERMIQUE.

	En construction	En service
<b>Tablier en béton</b>	<b>±12 °C</b>	<b>±7 °C</b>

V.2.2. Les actions dues au trafic :

On va prendre en considération les systèmes de charges suivants :

- Système de charge routière type A(l).
- Système de charge routière type B (Bc, Bt).

- Système de charge militaire Mc120.
- Convoi exceptionnel D240.

**V.2.2.1. Système de charge routière type A(l) :**

Pour les ponts comportant des portées unitaires atteignant au plus 200 m, la chaussée supporte une charge uniforme dont l'intensité est égale au produit de la valeur A (l), par deux coefficients a<sub>1</sub> et a<sub>2</sub> : **A = A(l) × a<sub>1</sub> × a<sub>2</sub>**, Cependant, il faut au préalable calculer deux largeurs caractéristiques :

➤ **Largeur roulable :**

La largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre les dispositifs de retenue ou les bordures ; elle comprend donc en outre la chaussée proprement dite toutes les surlargeurs éventuelles, tel que la bande d'arrêt d'urgence. Dans le cas où l'on prévoit un élargissement futur de la chaussée, il y a lieu de considérer celle-ci dans son état définitif. Pour le cas du pont étudié : la largeur roulable est égale à : **L<sub>r</sub> = 14.75m**.

➤ **Largeur chargeable :**

La largeur chargeable se déduit de la largeur roulable en enlevant une bande de 0,50 m le long de chaque dispositif de sécurité (glissière ou barrière) lorsqu'il en existe, la largeur chargeable prendra la valeur de la largeur roulable. Ainsi on a deux glissières de sécurité sur les deux côtés. Donc : **L<sub>c</sub> = 14.75 - 2 × 0.5 = 13.75m**.

- On procède au calcul de A(l) :

**Formule : A (L) = 230 + 360L + 12 (KN/m<sup>2</sup>)**, tel que L : la longueur du tablier.

**Application numérique pour L = 39m :**

$$A (L) = 230 + 360L + 12 = 9.358 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow A (L) = 0.935t/m^2$$

➤ **Détermination de a<sub>1</sub> et a<sub>2</sub> :**

- **La classe du pont :**

D'après le RCPR, tous les ponts supportant des chaussées de largeur roulable supérieure ou égale à 7 m. Comme 14.75 m > 7, sont rangés dans **la première classe**.

TABLEAU N°V. 6. CLASSE DE PONTS.

Classe du pont	Description
Première classe	L <sub>r</sub> ≥ 7
Deuxième classe	5.0 m < L <sub>r</sub> < 7m
Troisième classe	L <sub>r</sub> ≤ 5.50 m

- **Nombre des voies :**

D'après le RCPR, les chaussées comportent un nombre de voies de circulation N égale à la partie entière de (L<sub>c</sub>/3).

$$N = \left[ \frac{L_c}{3} \right] = \left[ \frac{13.75}{3} \right] = 4 \Rightarrow \text{donc on a 4 voies de circulation.}$$

**- Largeur de voie :**

La largeur de la voie est déterminée de la manière suivante :

$$V = \left( \frac{L_c}{N_{voies}} \right) = \left( \frac{13.75}{4} \right) = 3.43m$$

On pourra ainsi déduire  $a_1$  pour un pont de première classe selon le tableau suivant :

**TABLEAU N°V. 7.LES VALEURS DU COEFFICIENT  $a_1$ .**

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

**TABLEAU N°V. 8.TABLEAU  $V_0$ .**

⇒  $a_2$  résulte de la formule suivante :  $a_2 = V_0 / V$ ,  
tel que  $V_0 = 3.5m$ , D'après le RCPR.

$$a_2 = \frac{3.5}{3.43} \Rightarrow a_2 = 1.02$$

Classe de pont	$V_0$
Première classe	3.5m
Deuxième classe	3m
Troisième classe	2.75m

Finalement, on présente les valeurs de A pour les différents cas de voies chargées :

➡ 1<sup>er</sup> cas :

Pont de 1ere classe, nombre de voies chargée = 1, d'après le tableau :  $a_1 = 1$  et  $a_2 = 1.02$

$$A (1L) = A (L) \times a_1 \times a_2 \times V \times N_{voies \text{ chargées}} = 0.935 \times 1 \times 1.02 \times 3.43 \times 1 \Rightarrow A (1L) = 3.271 \text{ t/ml}$$

➡ 2<sup>eme</sup> cas :

Pont de 1ere classe, Nombre des voies chargées = 2, d'après le tableau :  $a_1 = 1$  et  $a_2 = 1.02$

$$A (2L) = A (L) \times a_1 \times a_2 \times V \times N_{voies \text{ chargées}} = 0.935 \times 1 \times 1.02 \times 3.43 \times 2 \Rightarrow A (2L) = 6.542 \text{ t/ml}$$

➡ 3<sup>eme</sup> cas :

Pont de 1ere classe, Nombre des voies chargées = 3, d'après le tableau :  $a_1 = 0.9$  et  $a_2 = 1.02$

$$A (3L) = A (L) \times a_1 \times a_2 \times V \times N_{voies \text{ chargées}} = 0.935 \times 0.9 \times 1.02 \times 3.43 \times 3 \Rightarrow A (3L) = 8.832 \text{ t/ml}$$

➡ 4<sup>eme</sup> cas :

Pont de 1ere classe, Nombre des voies chargées = 4, d'après le tableau  $a_1 = 0.75$  et  $a_2 = 1.02$

$$A (4L) = A (L) \times a_1 \times a_2 \times V \times N_{voies \text{ chargées}} = 0.935 \times 0.75 \times 1.02 \times 3.43 \times 4 \Rightarrow A (4L) = 9.813 \text{ t/ml}$$

Récapitulatif des valeurs de A(L) :

TABLEAU N°V. 9.VALEURS DE A(L).

Nombre de voies chargées	L(m)	L <sub>v</sub> (m)	A(l) (t/m <sup>2</sup> )	a1	a2	A(iL) (t/m <sup>2</sup> )
1	39	3.43	0.935	1	1.02	3.271
2	39	6.86	0.935	1	1.02	6.542
3	39	10.29	0.935	0.9	1.02	8.832
4	39	13.72	0.935	0.75	1.02	9.813

V.2.2.2. Systeme de charge B :

Selon le RCPR, 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.

Le premier système Bc, s'appliquent à tous les ponts quelle que soit leur classe, le système Bt ne s'applique qu'aux ponts de première ou de deuxième classe.

La charge Br est plutôt réservée à l'étude des effets locaux (poinçonnement de dalle). Par conséquent on ne va pas la prendre en compte dans le cas de l'évaluation des éléments de réductions des poutres.

1. Systeme Bc :

Un camion type du système Bc comporte trois essieux, et répond aux caractéristiques suivantes :

En fonction de la classe du pont et nombre des files considérées, les valeurs des charges du système Bc prises en compte sont multipliées par le coefficient b<sub>c</sub> qui est donné dans le tableau suivant :

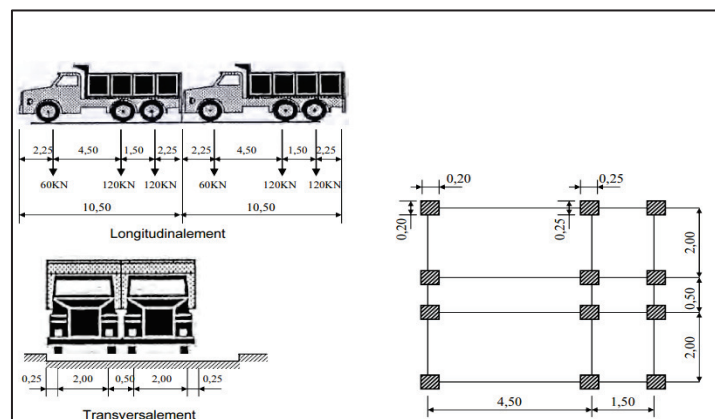


FIGURE N°V. 3. DISPOSITION DE SYSTEME DE CHARGEMENT Bc.

TABLEAU N°V. 10.VALEURS DE BC.

Classe de pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	5 et plus
Première	1.20	1.10	0.95	0.8	0.70
Deuxième	1.00	1.00	/	/	/
Troisième	1.00	0.80	/	/	/

2.Système Bt:

Un tandems type de système Bt comporte deux essieux, et répond aux caractéristiques suivantes :

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

TABLEAU N°V. 11.VALEURS DE Bt.

Classe de pont	Bt
Première classe	1.2
Deuxième classe	1

⇒ On a un pont de 1ere classe, d'après le tableau :  $b_t = 1.20$

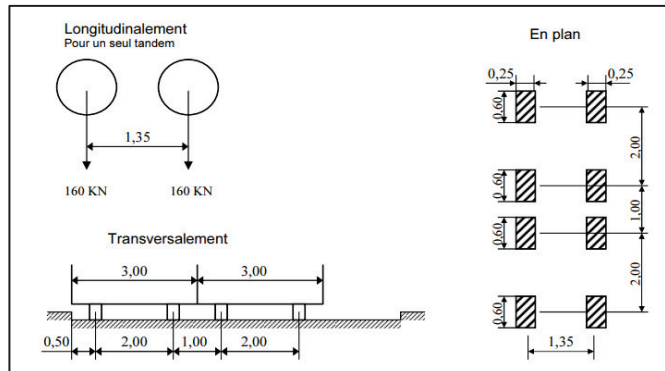


FIGURE N°V. 4.DISPOSITION DU SYSTEME DE CHARGEMENT Bt.

V.2.2.3.Charge militaire (CONVOI Mc120) :

Les charges militaires comprennent 2 classes (Mc80 et Mc120) alors que chaque classe dispose de deux sous-classes :

- Le système Mc se compose de véhicules types à chenilles.
- Le système Me se compose d'un groupe de deux essieux.

La plupart des ponts actuels sont plutôt calculés pour la charge de Mc120

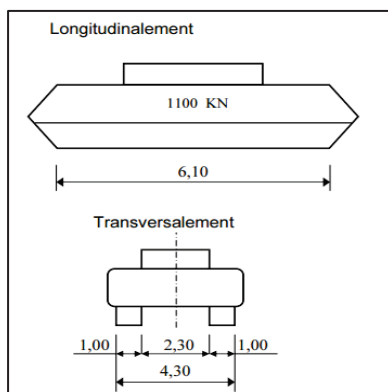


FIGURE N°V. 6.DISPOSITION DU SYSTEME MC120.

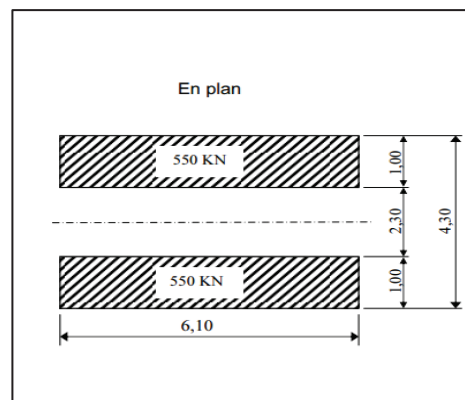


FIGURE N°V. 5.ESPACE D'IMPACT DU CONVOI MC120.

**V.2.2.4. Charge exceptionnelle (Convoi type D 240) :**

Le convoi type D, comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 240t de poids total, ce poids est supposé reparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3.20m de large et 18.60m de long.

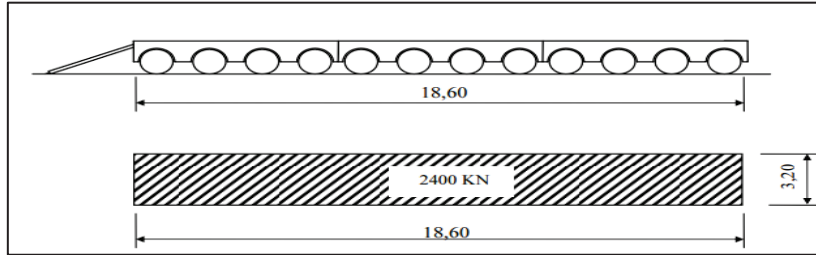


FIGURE N°V. 7. DISPOSITION DU SYSTEME D240.

**Calcul du coefficient de majoration dynamique :**

Le sens physique de ce coefficient :

Le calcul des réactions se fait en considérant les charges comme étant statique, mais en effet l'effet cette dernière est inférieur à une charge dynamique, donc les surcharges du système B et Mc120 sont multipliées par des coefficients de majoration dynamique.

Ce coefficient est déterminé par la formule :

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

L : la longueur de l'élément exprimée en mètres  $\Rightarrow L = 39 \text{ m}$

G : Poids propre du tablier  $\Rightarrow G = 1307,979 \text{ t}$

Dans l'application de cette formule, le symbole S représente soit le poids de la charge militaire maximal Mc120, soit le poids maximal du système B.

**Remarque :** pour le système B, la valeur de S à introduire dans la formule est celle obtenue après multiplication par le coefficient  $b_c$  ou  $b_t$ .

↗ **Système de charges B :**

➤ **Système Bc :**

- **1<sup>er</sup> cas : une file de Bc**

Coefficient  $b_c$  :

Pont de 1ere classe,  $N_{\text{voies chargées}} = 1$  d'après le tableau de  $b_c$ , on trouve :  **$b_c = 1.20$**

Coefficient de majoration dynamique :

$$S = 60 \text{ t} \times 1 \times 1.2 = 72 \text{ t} \Rightarrow \delta_{1BC} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{1307,979}{72}} \Rightarrow \delta_{1BC} = 1.053$$

- **2<sup>eme</sup> cas : deux files de Bc**

Coefficient  $b_C$  :

Pont de 1ere classe,  $N_{\text{voies chargées}} = 2$ , d'après le tableau de  $b_C$ , on trouve  **$b_C = 1.10$**

Coefficient de majoration dynamique :

$$S = 60t \times 2 \times 1.1 = 132t \Rightarrow \delta_{2BC} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{1307,979}{132}} \Rightarrow \delta_{2BC} = 1.059$$

- **3<sup>eme</sup> cas : trois files de Bc**

Coefficient  $b_C$  :

Pont de 1ere classe,  $N_{\text{voies chargées}} = 3$ , d'après le tableau de  $b_C$ , on trouve  **$b_C = 0.95$**

Coefficient de majoration dynamique :

$$S = 60t \times 3 \times 0.95 = 171t \Rightarrow \delta_{3BC} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{1307,979}{171}} \Rightarrow \delta_{3BC} = 1.063$$

- **4<sup>eme</sup> cas : quatre files de Bc**

Coefficient  $b_C$  :

Pont de 1ere classe,  $N_{\text{voies chargées}} = 4$ , d'après le tableau de  $b_C$ , on trouve  **$b_C = 0.80$**

Coefficient de majoration dynamique :

$$S = 60t \times 4 \times 0.80 = 192t \Rightarrow \delta_{4BC} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{1307,979}{192}} \Rightarrow \delta_{4BC} = 1.066$$

➤ **Système Bt :**

- **1<sup>er</sup> cas : un tandem de Bt**

Coefficient de majoration dynamique :

$$S = 60t \times 1 \times 1.2 = 38.4t \Rightarrow \delta_{1BT} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{1307,979}{38.4}} \Rightarrow \delta_{1BT} = 1.049$$

- **2<sup>eme</sup> cas : deux tandems de Bt**

Coefficient de majoration dynamique :

$$S = 110t \Rightarrow \delta_{Mc120} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{1307,979}{110}} \Rightarrow \delta_{Mc120} = 1.057$$

**V.2.2.5. Convoi MC120 :**

$$S = 60t \times 2 \times 1.2 = 76.8t \Rightarrow \delta_{2BT} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{1307,979}{76.8}} \Rightarrow \delta_{2BT} = 1.053$$

**V.2.2.6. Efforts de freinage :**

Les systèmes de charge A et Bc développent des réactions de freinage, ces réactions s'exercent sur la surface de la chaussée.

**- Système de charge Bc :**

Chaque essieu d'un camion du système Bc peut développer un effort de freinage égal à son poids. Parmi les camions Bc que l'on peut placer sur le pont, un seul est supposé freiner.

$$F_{Bc} = 300 \text{ KN.}$$

**- Système de charge A :**

L'effort de freinage correspondant à la charge A.

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

**TABLEAU N°V. 12.L'EFFORT DE FREINAGE DE SYSTEME A.**

<b>Nombre de voies</b>	<b>S (m2)</b>	<b>A(l) (KN/m2)</b>	<b>F (KN)</b>
<b>1</b>	<b>134.06</b>	<b>9.53</b>	<b>62.41</b>
<b>2</b>	<b>268.13</b>	<b>9.53</b>	<b>122.02</b>
<b>3</b>	<b>402.19</b>	<b>8.58</b>	<b>161.14</b>
<b>4</b>	<b>536.25</b>	<b>7.15</b>	<b>175.20</b>

**CONCLUSION :**

À l'issu de ce chapitre, on se retrouve avec un éventail de charges reflétant toutes les sollicitations et particularités à tenir compte dans le calcul, qui seront la base des justifications du chapitres suivants.

---

**CHAPITRE VI**  
**REPARTITION**  
**LONGITUDINALE ET**  
**TRANSVERSALE DES**  
**EFFORTS**

---

## CHAPITRE VI. REPARTITION LONGITUDINALE ET TRANSVERSALE DES EFFORTS

### INTRODUCTION :

Le calcul d'un pont, comme toute autre construction, a pour objet de vérifier que le dimensionnement adopté lui confère le niveau (initial) de fiabilité requis compte tenu de la qualité exigée des matériaux qui seront utilisés et du niveau de contrôle prévu lors de son exécution. Pour assurer sa fonction, il doit être capable de résister, avec des marges appropriées, non seulement aux efforts engendrés par son poids propre, mais aussi aux efforts dus à l'ensemble des actions d'origine naturelle et fonctionnelle qui lui seront appliquées

L'ouvrage étant chargé conformément au règlement, on doit déterminer les sections dangereuses (les plus sollicitées) transversalement et longitudinalement.

- Longitudinalement, le calcul se basera sur les lois de la statique (RDM), on appliquera aussi le théorème de BARRE pour calculer le moment sous chargement Bc.
- Transversalement, l'évaluation du moment transversal à partir du moment longitudinal précédemment calculé en utilisant la méthode de GUYON – MASSONNET.

### VI.1. CALCUL LONGITUDINAL DES MOMENTS FLECHISSANTS ET EFFORTS TRANCHANTS :

#### VI.1.1. Sollicitations dues à la charge permanente :

- L'effort tranchant : à (x=0) (réaction)

$$R_A = R_B = G \times \frac{L}{2} = 36.872 \times \frac{39}{2}$$

$$R_A = R_B = 719.004 \text{ t}$$

- Moment fléchissant : à (x=L/2)

$$M\left(\frac{L}{2}\right) = G \times \frac{L^2}{2} = 36.872 \times \frac{39^2}{2}$$

$$M\left(\frac{L}{2}\right) = 7010.289 \text{ t.m}$$

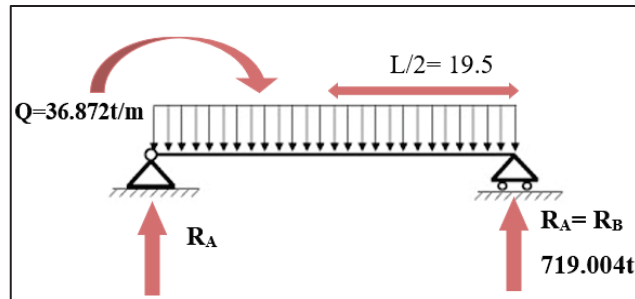


FIGURE N°VI. 1. SCHEMA STATIQUE DE POIDS PROPRE

#### VI.1.2. Sollicitation dues aux surcharges :

##### VI.1.2.1. Système de charge A(L) :

S'agissant d'une charge répartie, le calcul se fera de la même façon que pour la charge permanente.

##### 1<sup>er</sup> cas : une voie chargée

- L'effort tranchant : à (x=0) (réaction MAX)

$$R_A = R_B = A(1L) \times \frac{L}{2} = 3.271 \times \frac{39}{2}$$

$$R_A = R_B = 63.784 \text{ t}$$

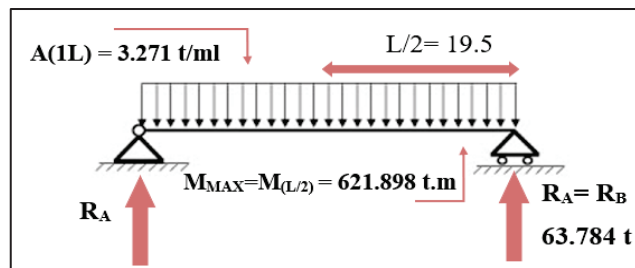


FIGURE N°VI. 2.. SCHEMA STATIQUE SOUS CHARGE

- Moment fléchissant : à  $(x=L/2)$

$$M\left(\frac{L}{2}\right) = A(1L) \times \frac{L^2}{2} = 3.271 \times \frac{39^2}{2} = 621.898 \text{ t.m}$$

2<sup>eme</sup> cas : deux voies chargées :

- L'effort tranchant : à  $(x=0)$  (réaction MAX)

$$R_A = R_B = A(2L) \times \frac{L}{2} = 6.542 \times \frac{39}{2}$$

$$R_A = R_B = 127.569 \text{ t}$$

- Moment fléchissant : à  $(x=L/2)$

$$M\left(\frac{L}{2}\right) = A(2L) \times \frac{L^2}{2} = 6.542 \times \frac{39^2}{2}$$

$$M\left(\frac{L}{2}\right) = 1243.797 \text{ t.m}$$

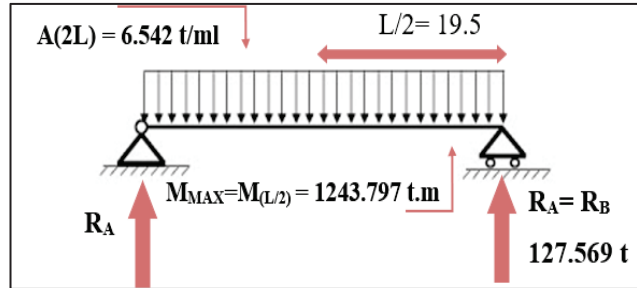


FIGURE N°VI. 3..SCHEMA STATIQUE SOUS CHARGE

3<sup>eme</sup> cas : trois voies chargées :

- L'effort tranchant : à  $(x=0)$  (réaction MAX)

$$R_A = R_B = A(3L) \times \frac{L}{2} = 8.832 \times \frac{39}{2}$$

$$R_A = R_B = 172.224 \text{ t}$$

- Moment fléchissant : à  $(x=L/2)$

$$M\left(\frac{L}{2}\right) = A(3L) \times \frac{L^2}{2} = 8.832 \times \frac{39^2}{2}$$

$$M\left(\frac{L}{2}\right) = 1679.184 \text{ t.m}$$

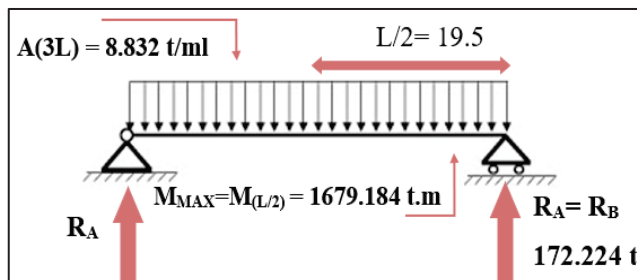


FIGURE N°VI. 4..SCHEMA STATIQUE SOUS CHARGE A(3L).

4<sup>eme</sup> cas : quatre voies chargées :

- L'effort tranchant : à  $(x=0)$  (réaction MAX)

$$R_A = R_B = A(4L) \times \frac{L}{2} = 9.813 \times \frac{39}{2}$$

$$R_A = R_B = 191.353 \text{ t}$$

- Moment fléchissant : à  $(x=L/2)$

$$M\left(\frac{L}{2}\right) = A(4L) \times \frac{L^2}{2} = 9.813 \times \frac{39^2}{2}$$

$$M\left(\frac{L}{2}\right) = 1865.696 \text{ t.m}$$

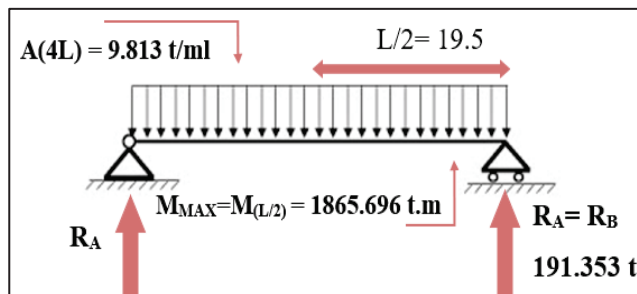


FIGURE N°VI. 5..SCHEMA STATIQUE SOUS CHARGE

### VI.1.2.2. Système de charge B :

#### 1. Système Bc :

- L'effort tranchant : à (x=0)  
(réaction)

$$\sum M_{/B} = 0 \Rightarrow R_A \times 39$$

$$= 12 \times 1.5 + 6 \times 6 + 12 \times 10.5$$

$$+ 12 \times 12 + 6 \times 16.5 = 423t.m$$

$$\Rightarrow R_A = \frac{423}{39} = 10.846 t$$

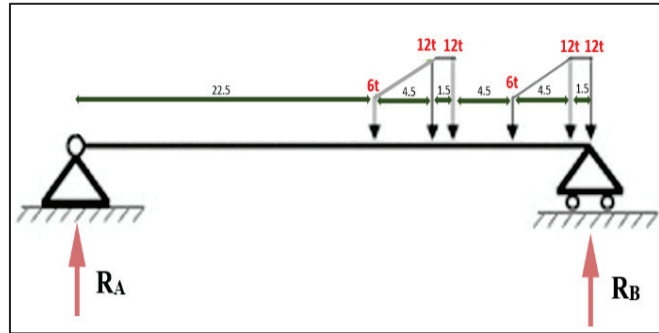


FIGURE N°VI. 6. SCHEMA STATIQUE DU SYSTEME B.

$$\text{donc } R_B = R_{max} = 60 - 10.846 = 49.154 t$$

- ➔ 1<sup>er</sup> cas : une file de Bc

$$R_{1BC} = R_B \times b_C \times \delta \times N_{\text{voies chargées}} = 49.154 \times 1.2 \times 1.053 \times 1 = 62.110 t$$

- ➔ 2<sup>eme</sup> cas : deux files de Bc

$$R_{2BC} = R_B \times b_C \times \delta \times N_{\text{voies chargées}} = 49.154 \times 1.1 \times 1.059 \times 2 = 114.518t$$

- ➔ 3<sup>eme</sup> cas : trois files de Bc

$$R_{3BC} = R_B \times b_C \times \delta \times N_{\text{voies chargées}} = 49.154 \times 0.95 \times 1.063 \times 3 = 148.914t$$

- ➔ 4<sup>eme</sup> cas : quatre files de Bc

$$R_{4BC} = R_B \times b_C \times \delta \times N_{\text{voies chargées}} = 49.154 \times 0.8 \times 1.066 \times 4 = 167.674t$$

- Moment fléchissant : « théorème de BARRES »

**Théorème :** Le moment fléchissant est maximum au droit d'une charge lorsque cette charge est la résultante R des charges du convoi se trouvent dans des sections symétriques par rapport au milieu de la poutre

$$M_{t/A} = R \times X \Rightarrow X = 160 \times (12 \times 4.5 + 12.6 + 6 \times 10.5 + 12 \times 15 + 12 \times 16.5)$$

$$\Rightarrow X = 9.45m$$

$$\alpha = 9.45 - 1.5 - 4.5 = 3.45m$$

$$\Rightarrow \frac{\alpha}{2} = 1.725m$$

$$M^T B_C = M_{/O} ,$$

$$\sum M_{/A} \Rightarrow R_B = 139611.775 +$$

$$1217.775 + 622.275 + 1226.775 +$$

$$1228.275$$

$$\Rightarrow R_B = 60 - 32.653 = 27.347 t$$

$$M_{/O} = R_A \times 17.775 - 6 \times 6 - 12 \times 1.5 = 432.092t.m$$

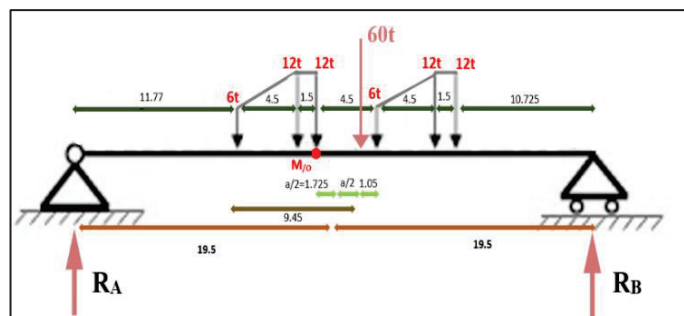


FIGURE N°VI. 7. SCHEMA STATIQUE DU SYSTEME BC.

➤ **1<sup>er</sup> cas : une file de Bc**

$$M_{Bc1} = M_0 \times bc \times \delta 1 \times N_{\text{voies chargées}} = 432.092 \times 1.2 \times 1.053 \times 1 = 545.991 \text{ t.m}$$

➤ **2<sup>ème</sup> cas : deux files de Bc**

$$M_{Bc2} = M_0 \times bc \times \delta 2 = 432.092 \times 1.1 \times 1.059 \times 2 = 1006.687 \text{ t.m}$$

➤ **3<sup>ème</sup> cas : trois files de Bc**

$$M_{Bc3} = M_0 \times bc \times \delta 3 \times N_{\text{voies chargées}} = 432.092 \times 0.95 \times 1.063 \times 3 = 1309.044 \text{ t.m}$$

➤ **4<sup>ème</sup> cas : quatre files de Bc**

$$M_{Bc4} = M_0 \times bc \times \delta 4 \times N_{\text{voies chargées}} = 432.092 \times 0.8 \times 1.066 \times 4 = 1473.952 \text{ t.m}$$

**2. Système Bt :**

- L'effort tranchant : à (x=0) (réaction)

➤ **1<sup>er</sup> cas : un tandem de Bt**

$$\sum M_{/B} = 0 \text{ donc on a : } R_A \times 39 = 16 \times 1.35m \Rightarrow R_A = \frac{16 \times 1.35}{39} = 0.553t$$

$$\Rightarrow R_B = 32 - 0.553 = 31.447t$$

$$R_{\text{MAX}}(1Bt) = R_B \times b_t \times 1.2 \times N_{\text{voies chargées}} = 31.447 \times 1.2 \times 1.049 \times 1 = 39.585 \text{ t}$$

➤ **2<sup>ème</sup> cas : deux tandems de Bt**

$$R_{\text{MAX}}(2Bt) = R_B \times b_t \times 1.2 \times N_{\text{voies chargées}} = 31.447 \times 1.2 \times 1.053 \times 2 = 79.472 \text{ t}$$

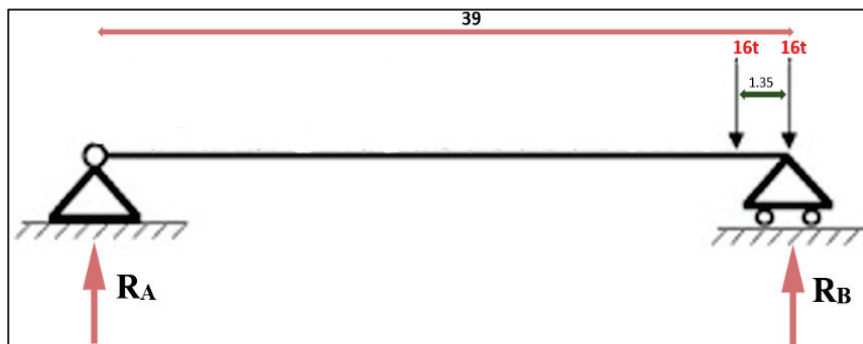


FIGURE N°V. 8. SCHEMA SURCHARGE BT.

- Moment fléchissant : « théorème de Mr BARRES »

En raison de la symétrie :

$$R_B = R_A = 16t \Rightarrow M\left(\frac{L}{2}\right) = M_{Bt} = R_A \times \frac{39}{2} - 16 \times 0.675 = 301.2 \text{ t.m}$$

➤ **1<sup>er</sup> cas : un tandem de Bt**

$$M_{Bt1} = M_{BT} \times b_t \times \delta \times N_{\text{voies chargées}} = 301.3 \times 1.2 \times 1.049 \times 1 = 379.150 \text{ t.m}$$

➤ **2-ème cas : deux tandems de Bt**

$$M_{Bt2} = M_{BT} \times b_t \times \delta \times N_{\text{voies chargées}} = 301.3 \times 1.2 \times 1.053 \times 2 = 761.915 \text{ t.m}$$

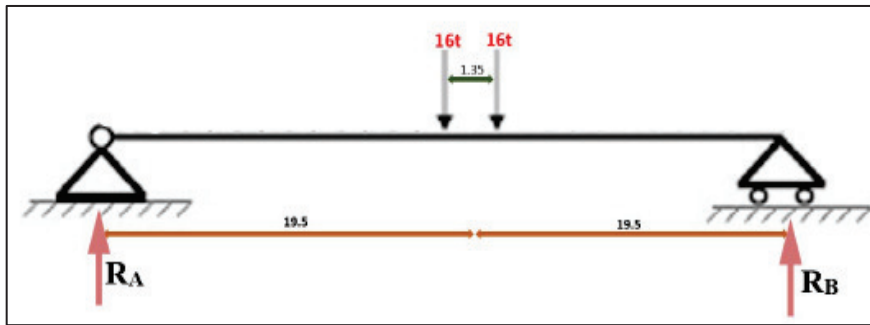


FIGURE N°VI. 8.MOMENT FLECHISSANT SOUS CHARGE BT.

**VI.1.2.3.Charge militaire (Convoi Mc120) :**

- L'effort tranchant : à (x=0) (réaction)

$$\sum M_{/B} = 0 \Rightarrow R_A \times 39 = 110 \times 3.05 \Rightarrow R_A = \frac{110 \times 3.05}{39} = 8.602t \Rightarrow R_B = R_{Mc120} = 110.398 - 8.602 = 101.398t$$

$$R_{max} = R_B \times \delta = 101.398 \times 1.057 = 107.177 t$$

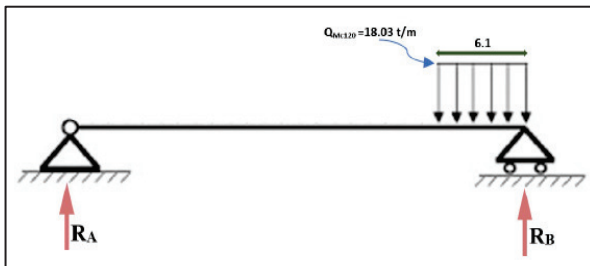


FIGURE N°VI. 10.SHEMA SURCHARGE MC120.

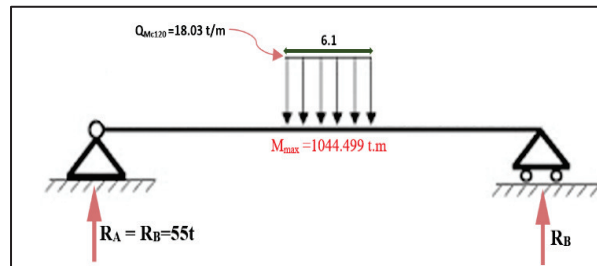


FIGURE N°VI. 9.MOMENT FLECHISSANT SOUS MC120.

- Moment fléchissant :

En raison de la symétrie  $R_B = R_A = 55 t$

$$M\left(\frac{L}{2}\right) = M_{Mc120} = R_A \times \left(\frac{L}{2}\right) = 55 \times \frac{39}{2} - 55 \times \frac{18.032 \times 3.05^2}{2}$$

$$M_{Mc120} = 988.628 \text{ t.m} \Rightarrow M_{max} = M_{Mc120} \times \delta = 988.628 \times 1.057 = 1044.499 \text{ t.m}$$

**VI.1.2.4.Charge exceptionnelles (Convoi type D240) :**

- L'effort tranchant : à (x=0) (réaction) :

$$Q = 240 / 18.6 = 12.903 \text{ t/ml}$$

$$\sum M_{/B} = 0 \Rightarrow R_A \times 39 = 240 \times 9.3 \Rightarrow R_A = 240 \times \frac{9.3}{39} \Rightarrow R_A = 57.230 t$$

$$R_B = R_{max} = R_{D240} = 240 - 57.230$$

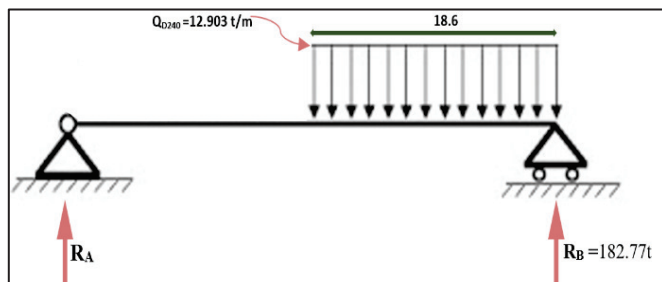


FIGURE N°VI. 11.SHEMA SURCHARGE D240.

$$R_B = R_{max} = 182.77 \text{ t}$$

- Moment fléchissant : à  $\left(\frac{L}{2}\right)$

En raison de la symétrie  $R_B = R_A = 120 \text{ t}$ .

$$M\left(\frac{L}{2}\right) = R_A \times 19.5 - 120 \times \frac{9.3}{2}$$

$$M_{D240} = M_{max} = 1782 \text{ t.m}$$

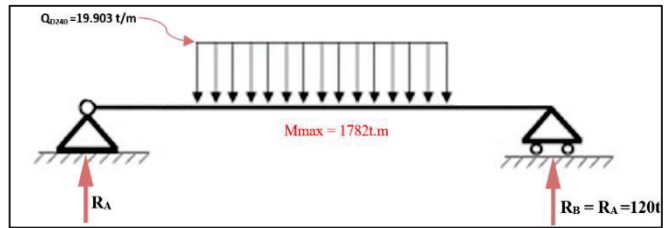


FIGURE N°VI. 12.MOMENT FLECHISSANT SOUS D240.

Récapitulatif des sollicitations maximales pour chaque type de charges :

TABLEAU N°VI. 2.TABLEAU DES SOLLICITATIONS MAXIMALES DUES AUX CHARGES ET SURCHARGES.

Charges et surcharges		Réaction (t)	Réaction par poutre $R_0$ (t)	Moment (t.m)	Moment par poutre $M_0$ (t.m)	
Charge Permanente	<b>G</b>	719.004	79.889	7010.289	778.921	
	<b>1 voie</b>	63.784	7.087	621.898	69.099	
Surcharge A(L)	<b>2 voies</b>	127.569	14.174	1243.797	138.199	
	<b>3voies</b>	172.224	19.136	1679.184	186.576	
	<b>4voies</b>	191.353	21.261	1865.696	207.299	
	<b>1 file</b>	62.110	6.901	545.991	60.665	
Surcharge B	<b>Bc</b>	<b>2 files</b>	114.518	12.724	1006.678	111.853
		<b>3 files</b>	148.914	16.546	1309.044	145.449
		<b>4 files</b>	167.674	18.630	1473.952	163.772
		<b>1 tandem</b>	39.585	4.398	379.150	42.127
	<b>Bt</b>	<b>2 tandems</b>	79.472	8.830	761.915	84.657
		<b>Mc120</b>	107.177	11.909	1044.499	116.055
Convoi	<b>D240</b>	149.635	20	1782	198	

## VI.2.CALCUL TRANSVERSAL DES MOMENTS FLECHISSANTS AGISSANTS SUR LES POUTRES

L'application du calcul pour le pont suivra le raisonnement suivant :

### 1. Calcul des paramètres fondamentaux.

- Rigidités (flexion et torsion)
- Paramètres fondamentaux  $\alpha$  et  $\theta$ .

2. Calcul du coefficient de répartition transversale.

- Détermination de la fonction K ( $\alpha$ )
- Dédution du coefficient de répartition transversale à partir des courbes de K.

VI.2.1.1. Calcul des paramètres fondamentaux

Deux paramètres qui définissent le comportement mécanique du pont, l'un désigne le paramètre de torsion «  $\alpha$  », l'autre désigne le paramètre d'entretoisement «  $\theta$  ». Soient :

1. Paramètre d'entretoisement  $\theta$ :

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

La dalle fictive qui modélisera le pont et fera l'objet de notre étude, aura une largeur de 2b, comptant un nombre entier de distances entre axes des poutres. Elle est alors supérieure à la Largeur réelle du pont.

$$2b = (n-1) \times b_1 + 2 \times 0.6 \Rightarrow \begin{cases} b : \text{demi largeur de l'ouvrage } b = 8m \\ b_1 : \text{entraxe des poutres } = 1.85m \\ n : \text{nombre de poutres } = 9 \end{cases}$$

TABLEAU N°VI. 3. CALCUL DU PARAMETRE D'ENTRETOISEMENT.

Indice	Nomination	Formule	Valeur
<b>b<sub>1</sub></b>	Entraxe des poutres	/	1.85m
<b>I<sub>0</sub></b>	Inertie de la section sur appuis avec hourdis	A partir de l'Autocad	0.8593 m <sup>4</sup>
<b>I<sub>M</sub></b>	Inertie de la section à mi-travée avec hourdis.	A partir de l'Autocad	0.6878 m <sup>4</sup>
<b>I<sub>p</sub></b>	Inertie équivalente	$I_p = I_0 + \frac{(I_M - I_0)}{8/3\pi}$	0.7136 m <sup>4</sup>
<b>E</b>	Module de Young	11003√25	32164.195MPa
<b>G</b>	Module de Cisaillement	$G = \frac{E}{2(1 + \vartheta)}$ Avec $\vartheta = 0.2$	13401.747MPa
<b>ρ<sub>p</sub></b>	Rigidité flexionnelle unitaire des poutres	$\rho_p = \frac{E \cdot I_p}{b_1}$	12406.686 MPa
<b>L<sub>1</sub></b>	Entraxe des entretoises	/	1m
<b>I<sub>D</sub>=I<sub>E</sub></b>	Inertie de la dalle	$I_D = (L_1 \times h_D^3) / 12$	1.3020x 10 <sup>-3</sup> m <sup>4</sup>
			<b>θ=0.85</b>

2. Paramètre de torsion  $\alpha$

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2\sqrt{\rho_p + \rho_E}}; 0 \leq \alpha \leq 1$$

TABLEAU N°VI. 4.CALCUL DU PARAMETRE DE TORSION.

Indice	Nomination	Formule	Valeur
G	Module de déformation transversal du béton	$G = \frac{E}{2(1 + \vartheta)}$ Avec $\vartheta = 0.2$	13401.747MPa
C <sub>P</sub>	Rigidité torsionnelle de la poutre	$C_p = \frac{G}{3} \sum b_i h_i$	1259.764MN.m <sup>2</sup>
$\gamma_p$	Rigidité torsionnelle unitaire de la poutre	$\frac{C_p}{b_1}$	680.953MN.m
C <sub>E</sub>	Rigidité torsionnelle de la dalle	$C_E = 2 \times G \times I_E$	34.9MN.m <sup>2</sup>
$\gamma_E$	Rigidité torsionnelle unitaire des entretoises	$\frac{C_d}{L_1}$	34.9MN.m
			<b><math>\alpha=0.5</math></b>

NB :

- Si  $\theta < 0.3$ , on applique la méthode de J. COURBON.
- Si  $\theta > 0.3$ , on applique la méthode de GUYON-MASSONNET.

Dans notre cas on est dans le deuxième choix ou  $\theta = 0.85 > 0.3$ , donc on va utiliser la méthode de GUYON-MASSONNET.

VI.2.2.Application de la méthode de Guyon Massonnet :

Lorsque la rigidité de torsion des éléments d'un pont ne peut être négligée, la section transversale du pont est considérée comme étant déformable. Dans ce cas on applique la méthode de Guyon – Massonnet.

Cette méthode vise à déterminer les efforts transitant dans un grillage de poutres soumis à un chargement quelconque, ponctuel ou réparti. Le système dalle-poutre discret est remplacé par un système uniforme composé d'une dalle anisotrope ou **orthotrope** ayant des caractéristiques constantes suivant chacun de ses axes transversaux et longitudinaux. Cette transition de la répartition discrète de la rigidité, à une répartition continue, est l'hypothèse principale sur laquelle se base cette méthode. La deuxième hypothèse consiste à admettre que le coefficient de Poisson du matériau constitutif est nul. Cette hypothèse est plus ou moins contestable, mais, dans la mesure où le but de la méthode est de déterminer la répartition des efforts dans les différentes parties de la structure et où les variations de ces efforts ne sont pas très importantes, l'erreur qui en résulte peut-être considérée comme négligeable.

La méthode Guyon Massonnet considère une travée indépendante, de portée L, de largeur 2b, dont l'ossature est constituée par une poutraison croisée de n poutres longitudinales (portée L, espacement b1) et de m entretoises (portées 2b, et espacement L1) intermédiaires, disposées transversalement.

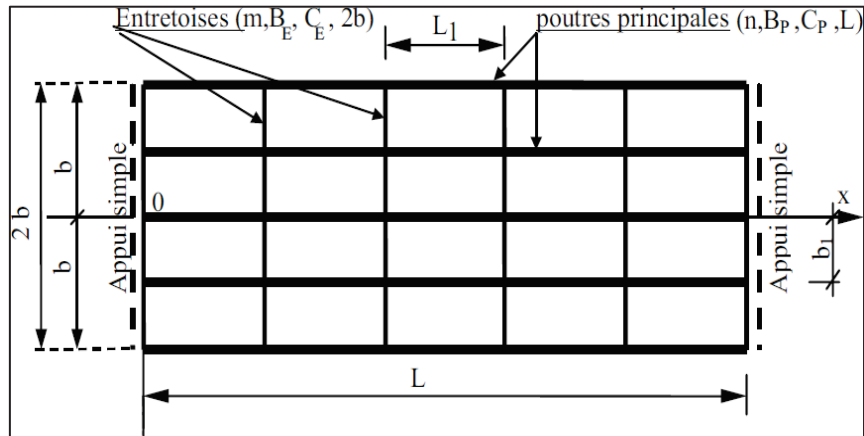


FIGURE N°VI. 13. ILLUSTRATION D'UNE POUTRE ET DES ENTRETOISES.

**Calcul de la section simplifiée :**

⇒ Section de la table de compression  $S_1$  à mi- travée :

$S_1 = 238.2 \text{ cm}^2$ , Largeur de la table 120 cm  $\Rightarrow h_1 = S_1/120 = 200 \text{ m}$ .

⇒ Section du Talon  $S_2$  :

$S_2 = 194.4 \text{ cm}^2$ , Largeur du talon 60 cm  $\Rightarrow h_2 = S_2/60 = 320 \text{ m}$ .

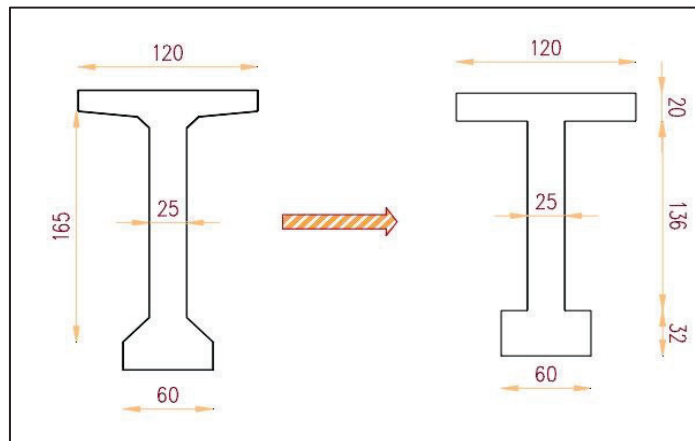


FIGURE N°VI. 14. POUTRE REELLE/ POUTRE EQUIVALENTE.

**VI.2.3. Coefficients de répartition transversale  $K\alpha$**

Pour  $\alpha$  quelconque, K est donnée par Sattler :

- $0 < \theta \leq 0.1$       $K\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha^{0.05}$
- $0.1 < \theta \leq 1$       $K\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha^{(1 - \exp(-0.065 - \theta \times 0.665))}$
- $\theta > 1$       $K\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \sqrt{\alpha}$

⇒ Puisque  $0.1 < \theta = 0.85 < 1,00$ , on figure dans le 2 -ème cas.

Avec :  $K_0$  est la valeur de K pour  $\alpha = 0$ ,  $K_1$  est la valeur de K pour  $\alpha = 1$

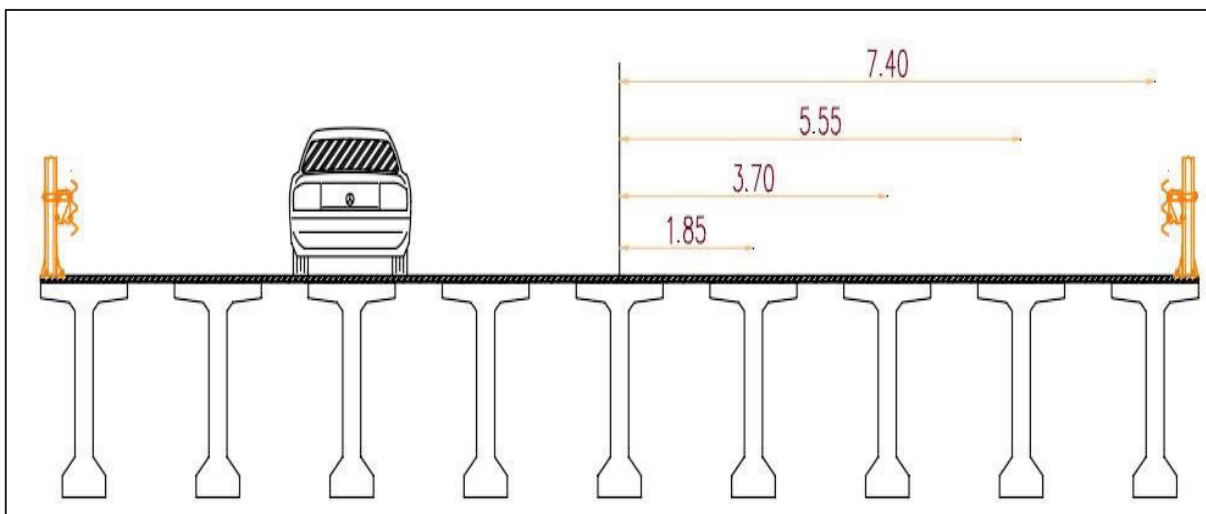
$K_0$  et  $K_1$  sont données par les tables de Guyon-Massonnet :

**TABLEAU N°VI. 5.LES VALEURS DU COEFFICIENT K0.**

Thêta=0.85		Alfa=0=>K0							
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,375	0,335	1,053	1,716	2,049	1,716	1,053	0,335	-0.375
b/4	-0,528	-0,029	0,507	1,112	1,716	2,025	1,683	1,011	0,270
b/2	-0,441	-0,185	0,108	0,507	1,053	1,683	2,121	2,027	1,718
3b/4	-0,266	-0,240	-0,185	-0,029	0,335	1,011	2,027	3,197	4,196
b	-0,073	-0,266	-0,441	-0,528	-0,375	0,270	1,718	4,196	7,558

**TABLEAU N°VI. 6.LES VALEURS DU COEFFICIENT K1.**

Thêta=0.85		Alfa=1=>K1							
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,585	0,743	0,972	1,260	1,442	1,260	0,972	0,743	0,585
b/4	0,352	0,470	0,651	0,924	1,260	1,494	1,371	1,147	0,967
b/2	0,217	0,300	0,434	0,651	0,972	1,371	1,689	1,675	1,566
3b/4	0,140	0,201	0,300	0,470	0,743	1,147	1,675	2,185	2,438
b	0,094	0,140	0,217	0,352	0,585	0,967	1,566	2,438	3,562



**FIGURE N°VI. 15.DISPOSITION TRANSVERSALE DES POUTRES.**

L'interpolation de K est donnée par la formule de SATTLER :  $K_{\alpha moy} = K_0 + (K_1 - K_0)\alpha^\beta$

Exemple de calcul :

$$K_{\alpha=0.5} = K_0 + (K_1 - K_0) \times 0,7543$$

Pour calculer  $K_{\alpha=0.5}$  relative à (y=-b ; e=0) :  $K_{\alpha=0.5} = -0.3753 + (0.5852 - (-0.3753)) \times 0,7543$

$$\Rightarrow K_{\alpha=0.5} = 0,34921$$

Si on applique cette procédure sur tous les tableaux on trouve les valeurs ci-dessous :

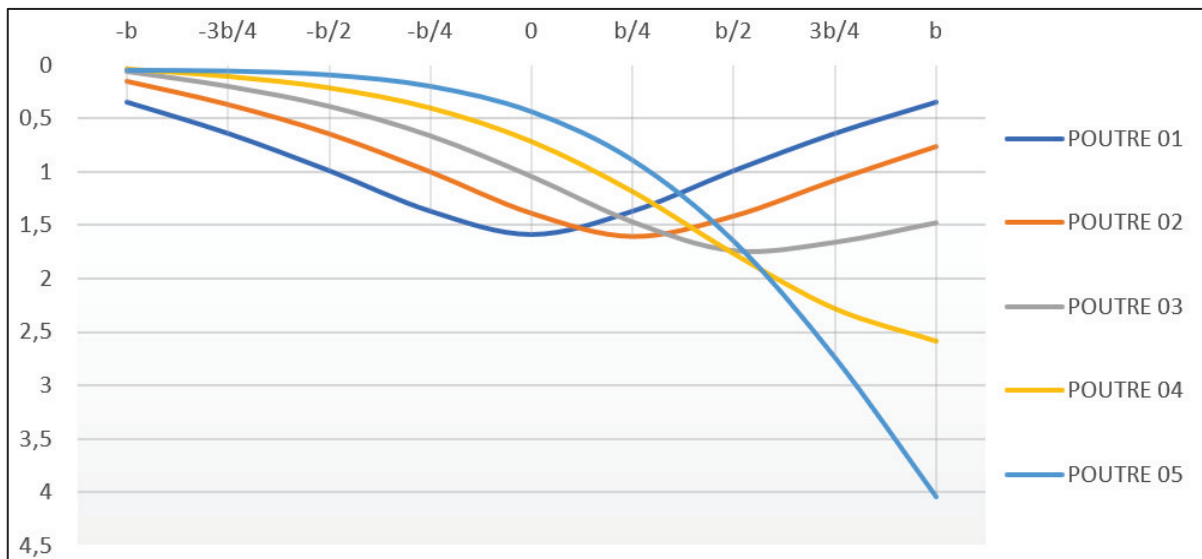
**TABEAU N°VI. 5.LES VALEURS DU COEFFICIENT KA.**

Thêta=0.85	Alfa=a=>Ka								
y / e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
<b>0</b>	0,349	0,642	0,992	1,372	1,591	1,372	0,992	0,642	0,349
<b>b/4</b>	0,135	0,347	0,616	0,970	1,372	1,624	1,448	1,114	0,796
<b>b/2</b>	0,055	0,181	0,354	0,616	0,992	1,448	1,795	1,761	1,603
<b>3b/4</b>	0,040	0,093	0,181	0,347	0,642	1,114	1,761	2,433	2,870
<b>b</b>	0,053	0,040	0,055	0,135	0,349	0,796	1,603	2,870	4,544

Après sur l'ordonnée y de la poutre (linéaire) on peut conclure les coefficients de répartition transversale pour notre cas :

**TABEAU N°VI. 6.LES COEFFICIENTS DE REPARTITION TRANSVERSALE FINAUX.**

Thêta=0.85	Alfa=a=>Ka								
y / e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
<b>0</b>	0,349	0,642	0,992	1,372	1,591	1,372	0,992	0,642	0,349
<b>1.85</b>	0,151	0,369	0,644	1,000	1,388	1,605	1,414	1,078	0,762
<b>3.7</b>	0,067	0,206	0,393	0,669	1,049	1,474	1,743	1,664	1,4823
<b>5.55</b>	0,044	0,112	0,220	0,408	0,721	1,189	1,769	2,282	2,585
<b>7.4</b>	0,049	0,056	0,093	0,199	0,437	0,891	1,650	2,739	4,042



**GRAPHIQUE N°VI.1.1. LES LIGNES D'INFLUENCE DE CHAQUE POUTRE.**

**Détermination de  $K_{\alpha moy}$  pour chaque type de chargement :**

Après avoir déterminé les lignes d'influences, on dispose convenablement nos surcharges suivant le règlement « RCPR ».

- ↳ Dans le cas des charges concentrées ; la valeur sera directement lue sur le graphe, pour le système Bc par exemple ; on prendra la moyenne des valeurs trouvées pour chaque charge.

$$K_{\alpha moy} = \sum_{i=0}^n \frac{K_i}{n}$$

## CHAPITRE VI

### REPARTITION LONGITUDINALE ET TRANSVERSALE DES EFFORTS

- K : ordonnée K au droit de la surcharge.
- N : nombre d'axe de la surcharge.

↳ Le Coefficient de Répartition Transversale  $K_{amoy}$  pour une charge uniformément répartie AL, Mc120, D240 est donné par :

$$K_{amoy} = \frac{\text{surface de la ligne d'influence surchargée}}{\text{largeur surchargée}}$$

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

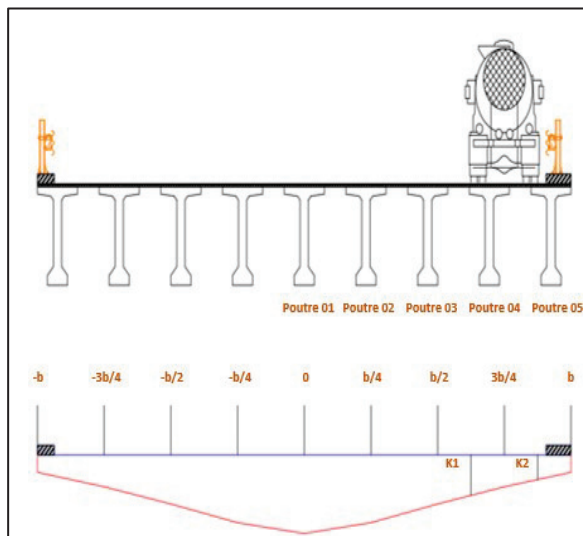


FIGURE N°VI. 12.CALCUL DE KAMOY DANS LE CAS D'UNE CHARGE CONCENTREE.

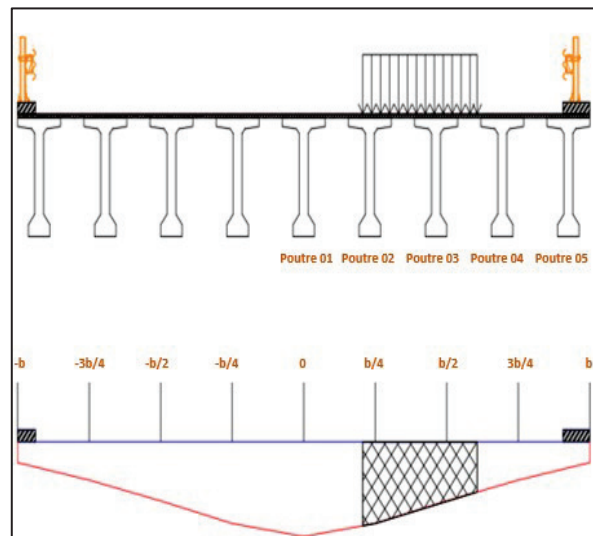


FIGURE N°VI. 13.CALCUL DE KAMOY DANS LE CAS D'UNE CHARGE REPARTIE.

Les résultats relatifs de différentes poutres sont détaillés dans les tableaux qui suivent :

TABLEAU N°VI. 9.VALEURS DE  $K_{amoy}$  POUR LES CHARGES.

Convois		Poutre 01	Poutre 02	Poutre 03	Poutre 04	Poutre 05
A(L)	1voie	1,500	1,350	1,056	0,750	0,473
	2 voies	1,410	1,307	1,062	0,789	0,533
	3 voies	1,280	1,222	1,061	0,850	0,635
	4voies	1,100	1,125	1,041	0,917	0,775
Bc	1voie	0,660	1,080	1,635	2,230	2,790
	2 voies	0,875	1,260	1,630	1,925	2,300
	3 voies	1,076	1,330	1,500	1,600	1,650
	4voies	1,160	1,270	1,320	1,320	1,300
Bt	1voie	0,695	1,110	1,650	2,170	2,640
	2 voies	0,957	1,300	1,600	1,790	1,910
Mc120		0,899	1,270	1,615	1,880	2,070
D240		1,135	1,468	1,500	1,421	1,385

TABLEAU N°VI. 10.TABLEAU DES MOMENTS REEL MAX.

	M0	Poutre 01		Poutre 02		Poutre 03		Poutre 04		Poutre05		
		Kamoy	Mréel	Kamoy	Mréel	Kamoy	Mréel	Kamoy	Mréel	Kamoy	Mréel	
<b>Poids propre G</b>	778,92	1	778,92	1	778,92	1	778,92	1	778,92	1	778,92	
<b>A(L)</b>	<b>1voie</b>	69,10	1,50	103,65	1,35	93,28	1,05	72,96	0,75	51,82	0,47	32,68
	<b>2 voies</b>	138,20	1,41	194,86	1,30	180,62	1,06	146,76	0,78	109,03	0,53	73,66
	<b>3 voies</b>	186,57	1,28	238,81	1,22	227,99	1,06	197,95	0,85	158,58	0,63	118,47
	<b>4 voies</b>	207,30	1,10	228,0	1,12	233,21	1,04	215,79	0,91	190,09	0,77	160,65
<b>Bc</b>	<b>1voie</b>	60,66	0,66	40,03	1,08	65,51	1,63	99,18	2,23	135,28	2,79	169,25
	<b>2 voies</b>	111,85	0,87	97,87	1,26	140,93	1,63	182,32	1,92	215,31	2,30	257,26
	<b>3 voies</b>	145,44	1,07	156,50	1,33	193,44	1,50	218,17	1,60	232,71	1,65	239,99
	<b>4voies</b>	163,77	1,16	189,97	1,27	207,99	1,32	216,17	1,32	216,17	1,30	212,90
<b>Bt</b>	<b>1voie</b>	42,12	0,69	29,27	1,11	46,76	1,65	69,51	2,17	91,41	2,64	111,21
	<b>2 voies</b>	84,65	0,95	81,01	1,30	110,05	1,60	135,45	1,79	151,53	1,91	161,69
<b>Mc120</b>	116,05	0,89	104,33	1,27	147,38	1,61	187,42	1,88	218,18	2,07	240,23	
<b>D240</b>	198,00	1,13	224,73	1,46	290,66	1,50	297	1,42	281,3	1,38	274,23	

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

TABLEAU N°VI. 11.COMBINAISON DE CHARGES.

	Combinaison	Poutre1	Poutre2	Poutre3	Poutre4	Poutre5
<b>ELS</b>	<b>G+1,2AL</b>	1052,557	1058,776	1037,880	1007,034	971,71
	<b>G+1,2BC</b>	1006,892	1028,510	1040,729	1058,183	<b>1087,638</b>
	<b>G+1,2Bt</b>	876,141	910,986	941,462	960,764	972,955
	<b>G+Mc120</b>	904,121	926,311	966,350	997,104	1019,155
	<b>G+D240</b>	1003,651	1069,585	1075,921	1060,279	1053,151
<b>ELU</b>	<b>1,35G+1,6AL</b>	1433,651	1424,683	1396,822	1355,693	1308,595
	<b>1,35G+1,6BC</b>	1355,504	1384,328	1400,620	1423,892	<b>1463,166</b>
	<b>1,35G+1,6Bt</b>	1181,170	1227,630	1268,265	1294,001	1310,255
	<b>1,35G+1,35Mc120</b>	1192,393	1250,520	1304,572	1346,090	1375,859
	<b>1,35G+1,35D240</b>	1354,928	1443,940	1452,493	1431,376	1421,753

La poutre la plus sollicitée c'est la poutre 05 sous la combinaison :

$$\Rightarrow \text{À ELS } (\mathbf{G+1,2Bc}) = 1087.638 \text{ t.m}$$

$$\Rightarrow \text{À ELU } (\mathbf{1.35 G+1,6 Bc}) = 1463.166 \text{ t.m}$$

NB : on tient à mentionner qu'on n'a pas pris en compte le cas où le convoi D240 circule au milieu du pont transversalement.

Les courbes  $K(\alpha)$  sur lesquelles le calcul s'est basé, se trouvent dans l'annexe du chapitre.

### **CONCLUSION :**

Dans ce chapitre, nous avons réalisé une analyse détaillée de la résistance de la structure du pont face aux sollicitations transversales et longitudinales.

L'utilisation du calcul manuel nous a permis de comprendre en détail le comportement de la structure du pont.

---

# **CHAPITRE VII**

## **MODELISATION**

---

## CHAPITRE VII.MODELISATION

### INTRODUCTION :

Après le calcul manuel des sollicitations et la répartition transversale sur toute la largeur du tablier avec la méthode de GUYON MASSONNET, on procède à la modélisation de l'ouvrage afin de vérifier les résultats obtenus manuellement, pour cela on a choisi le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019.

Etant donné que l'ouvrage est isostatique avec quatre (04) travées indépendantes, on étudiera une seule travée (neuf (09) poutres sont modélisées par des éléments barres qui travaillent en flexion avec une dalle considérée comme étant un élément panneau maillée à la base d'éléments finis).

Les charges et leurs distributions transversale ainsi que leurs combinaisons sont faites selon les indications de RCPR de façon à obtenir des sollicitations maximales.

La modélisation d'un ouvrage passe par les principales étapes suivantes :

- La définition des lignes de constructions.
- La définition des différents éléments de l'ouvrage et leurs matériaux.
- La définition des conditions d'appui.
- La définition des cas de charge et les différentes combinaisons.
- Les résultats de calcul

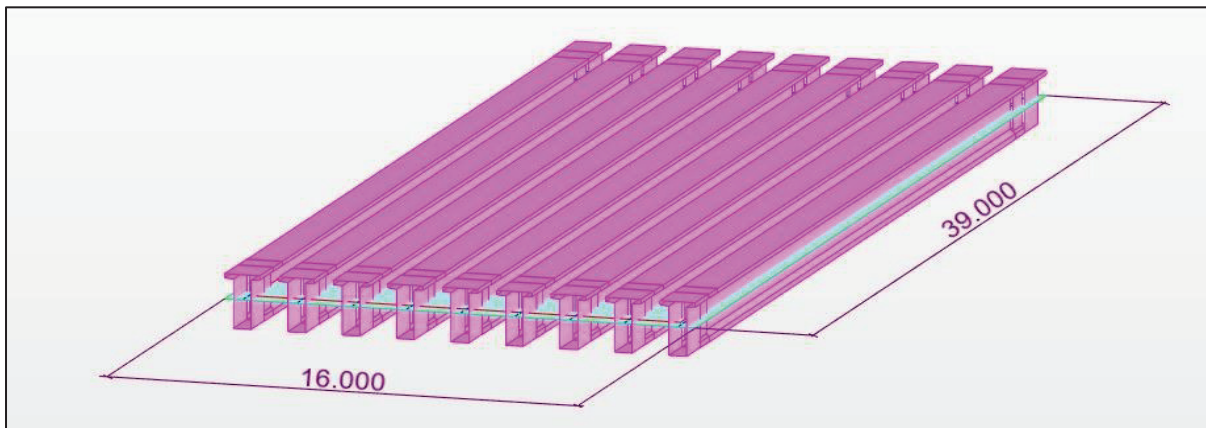


FIGURE N°VII. 1.MODELE DE CALCUL PONT A POUTRE.

Pour la détermination les sollicitations maximum (M, N, T), on prend en considération les combinaisons d'actions :

TABLEAU N°VII. 1.COMBINAISONS DES CHARGES A L'ELU.

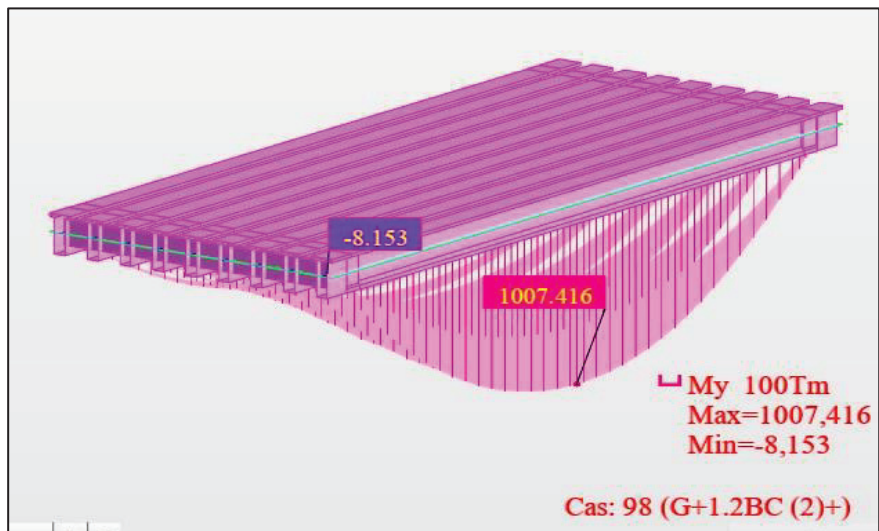
Combinaisons	G	Al	Bc	Bt	MC120	D240
ELU 1	1.35	1.6	/	/	/	/
ELU 2	1.35	/	1.6	/	/	/
ELU 3	1.35	/	/	1.6	/	/
ELU 4	1.35	/	/	/	1.35	/
ELU 5	1.35	/	/	/	/	1.35

**TABEAU N°VII. 2.COMBINAISONS DES CHARGES A L'ELS.**

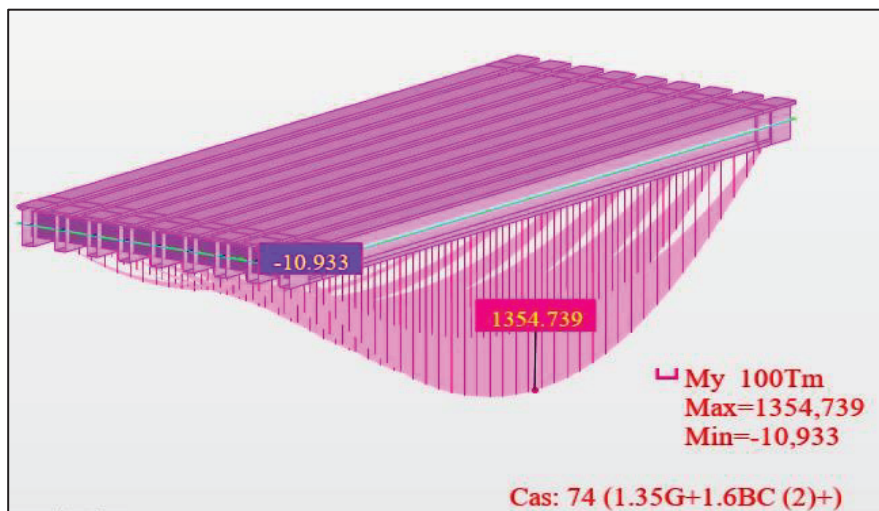
Combinaisons	G	Al	Bc	Bt	MC120	D240
ELS 1	1	1.2	/	/	/	/
ELS 2	1	/	1.2	/	/	/
ELS3	1	/	/	1.2	/	/
ELS 4	1	/	/	/	1	/
ELS 5	1	/	/	/	/	1

**VII.1.RESULTATS :**

- ⇒ Les résultats obtenus sont donnés ci-dessous sous forme de diagrammes représentant les moments fléchissant et les efforts tranchants.
- ⇒ Les résultats sont donnés en t.m pour les moments et en tonnes (t) pour les forces.
- ⇒ L'étude de ce type d'ouvrage, impose la modélisation entière du tablier (04 travée), mais on a étudié qu'une seule travée dans la suite de travail.



**FIGURE N°VII. 2.MOMENT MAXIMAL A L'ELS.**



**FIGURE N°VII. 3.MOMENT MAXIMAL A L'ELU.**

La poutre la plus sollicitée c'est la poutre **05** sous la combinaison :

➤ À ELS **G+1.2BC(2V)** = 1007.416 t.m

➤ À ELU **1,35G+1.6BC(2V)** = 1354.739 t.m

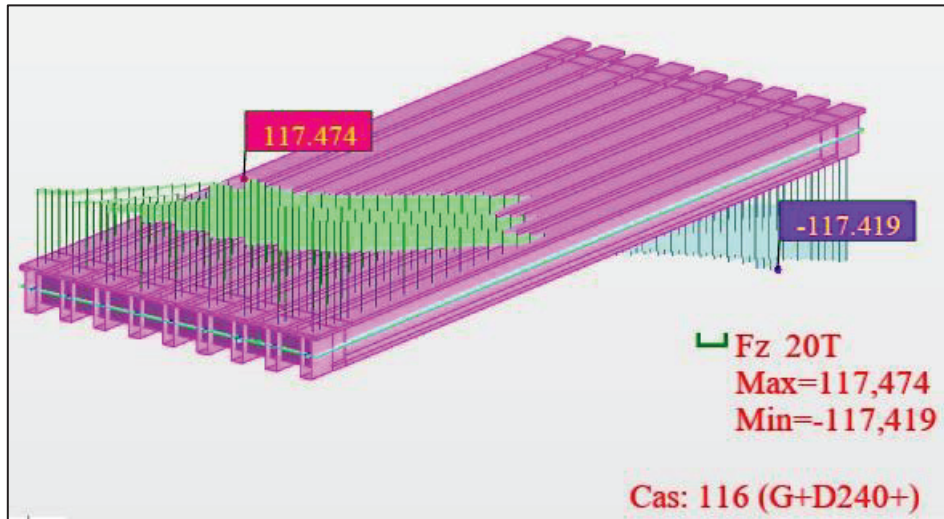


FIGURE N°VII. 4.EFFORT TRANCHANT MAXIMAL A L'ELS.

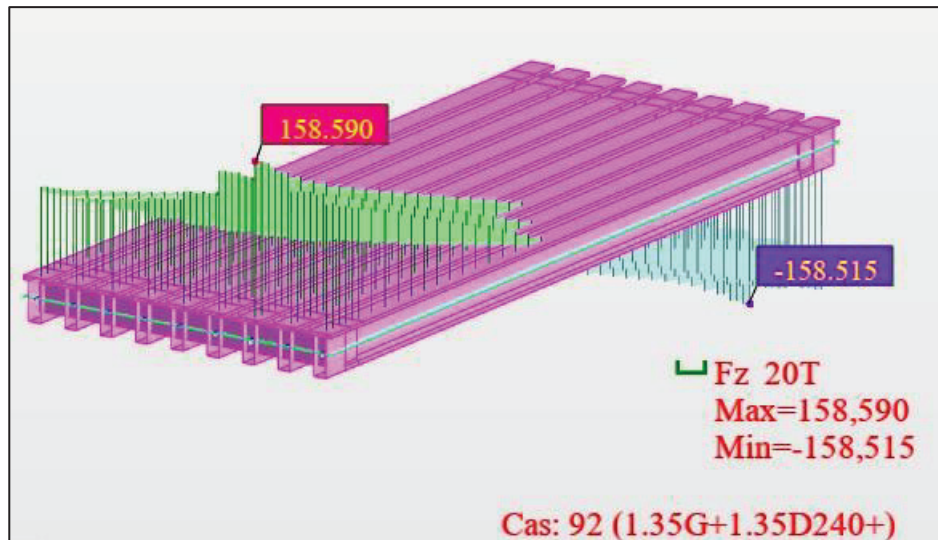


FIGURE N°VII. 5.EFFORT TRANCHANT MAXIMAL A L'ELU.

## VII.2.COMPARAISON DES RESULTATS DE CALCUL :

On présente dans les tableaux suivants les résultats trouvés par calcul manuel et par Robot. La comparaison est établie en se basant sur les valeurs maximales du moment fléchissant.

**TABEAU N°VII. 3.TABLEAUX RECAPITULATIF ET COMPARATIF DES MOMENTS MAXIMAUX.**

		Calcul manuel		Vérification automatique	
		Valeur	Sous combinaison	Valeur	Sous combinaison
<b>ELS</b> 7.37%	<b>Moment Fléchissant max (t.m)</b>	1087,638	G+1,2Bc	1007.416	G+1.2BC(2V)
<b>ELU</b> 7.41%	<b>Moment Fléchissant max (t.m)</b>	1463,16607	1.35 G+1,6 Bc	1354.739	1,35G+1.6BC(2V)

NB : on tient à mentionner qu'on n'a pas pris en compte le cas où le convoi D240 circule au milieu du pont transversalement.

### VII.2.1.Interprétation des résultats :

L'écart positif trouvé figure dans la marge tolérable à savoir < 10% ,cette légère différence peut s'expliquer par le fait que :

- ➡ Les hypothèses de calcul ne sont pas les mêmes.

### CONCLUSION :

Même si elle reste dépourvue de précision à cause du maillage manuel très limité, l'évaluation transversale de Guyon Massonnet restera toujours une référence pour le calcul numérique qui a pu exploiter le raisonnement de la méthode pour atteindre des résultats plus précis, On prendra en compte dans ce qui suit, les sollicitations maximales trouvés par le logiciel robot.

---

**CHAPITRE VIII**  
**ETUDE DE LA**  
**PRECONTRAINTE**

---

## CHAPITRE VIII.ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

### INTRODUCTION :

Vue l'évolution dans le domaine de la construction, le béton armé devient incapable de satisfaire nos besoins car il travaille seulement avec le 1/3 de sa section en compression alors que le 2/3 en traction et ne contribuent pas à la résistance, on ne peut pas également empêcher l'apparition des fissures malgré toutes les améliorations alors que ces dernières sont gênantes pour les ouvrages nécessitant une étanchéité particulière. Donc il est primordial de chercher à éliminer ces contraintes de traction, éviter le béton inutile et empêcher l'apparition des fissures, d'où l'apparition du béton précontraint (BP) par monsieur Eugène Freyssinet en 1928. Cette invention présente plusieurs avantages tels que :

- ↪ Une meilleure exploitation de la matière.
- ↪ Le béton situé autour des tirants est toujours comprimé.
- ↪ L'effort de précontrainte agissant en sens inverse des charges d'exploitations limite les déformés.
- ↪ La possibilité de franchir des portées importantes.
- ↪ Une résistance élevée à la fatigue.

#### Principe du béton précontraint :

Le principe du béton précontraint consiste à appliquer de façon artificielle et volontaire un système de force permanente de compression pour créer des précontraintes qui supprime les contraintes de traction.

### VIII.1.DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE :

TABLEAU N°VIII. 1.LES CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES SECTIONS NETTES.

	About		Médiane	
	Poutre seule	Poutre + dalle	Poutre seule	Poutre + dalle
<b>B (m<sup>2</sup>)</b>	1.2990	1.7615	0.7714	1.2339
<b>v' (m)</b>	1.0699	1.3469	1.0900	1.4779
<b>v (m)</b>	0.9301	0.9031	0.9100	0.7721
<b>IG(m<sup>4</sup>)</b>	0.4772	0.8600	0.3757	0.6878
<b>i<sup>2</sup> (m<sup>2</sup>)</b>	0.3700	0.4900	0.4900	0.5600
<b>P</b>	0,3700	0,4000	0,4910	0,4885

Avec :

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

#### VIII.1.1.Valeur minimale de la précontrainte :

Pour une section de classe II est donnée par :  $P_{\min} = \max (PI ; PII)$  tel que :

$$P_I = \frac{\Delta M + \frac{1}{v'} \overline{\sigma_{bt1}} + \frac{1}{v} \overline{\sigma_{bt2}}}{\rho \times h} \quad P_{II} = \frac{M_M + \frac{1}{v'} \overline{\sigma_{bt2}}}{v' + \rho \times v - d'}$$

**TABLEAU N°VIII. 2.LES CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES SECTIONS NETTES.**

Résultats du logiciel			
<b>Mgp</b>	<b>Moment du au poids propre d'une poutre seule</b>	3.493	MN.m
<b>MM</b>	<b>Valeur maximale de moment</b>	10.074	MN.m
<b>Mm</b>	<b>Valeur minimale de moment</b>	6.910	MN.m
<b>VM</b>	<b>Valeur maximale de l'effort tranchant</b>	1.079	MN
<b>Vm</b>	<b>Valeur minimale de l'effort tranchant</b>	0.765	MN

Avec :

- ☉  $\sigma_{bt1} = -1.5 \times f_{t28} = -4.05 \text{ MPa}$ .
- ☉  $\sigma_{bt2} = -f_{t28} = -2.7 \text{ MPa}$ .
- ☉  $d' = 0.1 \times h \text{ (poutre + dalle)} = 0.1 \times 2.25 = 0.225 \text{ m}$

Application Numérique :

$$P_I = -1.0245 \text{ MN et } P_{II} = 5.4092 \text{ MN} \Rightarrow P_{\min} = \max(-1.0245 ; 5.4092) = 5.4092 \text{ MN}$$

**VIII.1.2.Détermination du nombre de câbles :**

$$N \geq \frac{P_{\min}}{P_0(1 - \Delta P_0)}$$

$$\Delta P_0 = 25\%$$

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

**TABLEAU N°VIII. 3.CARACTERISTIQUES DES CABLES.**

<b>Tm</b>	<b>D</b>	<b>S</b>	<b>Fpk</b>	<b>M</b>	<b>Fp0.1%</b>	<b>F0</b>	<b>T0</b>
<b>Mpa</b>	<b>mm</b>	<b>mm<sup>2</sup></b>	<b>KN</b>	<b>Kg/m</b>	<b>KN</b>	<b>KN</b>	<b>N/mm<sup>2</sup></b>
<b>1770</b>	12.5	93	165	0.726	145	130.5	1416
<b>1770</b>	12.9	100	177	0.781	156	140.4	1416
<b>1770</b>	15.3	140	248	1.093	218	196.2	1416
<b>1770</b>	15.7	150	266	1.172	234	210.6	1416
<b>1860</b>	12.5	93	173	0.726	152	136.8	1488
<b>1860</b>	12.9	100	186	0.781	164	147.6	1488
<b>1860</b>	15.3	140	260	1.093	229	206.1	1488
<b>1860</b>	15.7	150	279	1.172	246	221.4	1488

**TABLEAU N°VIII. 4.CARACTERISTIQUES DES CABLES.**

Classe de résistance (MPa)		1770	1770	1860	1860	1860	1860
Diamètre (mm)		45.3	15.7	12.5	12.9	15.3	15.7
Diamètre	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	

$P_0 = \min((0.8f_{prg} * A_p); 0.9f_{peg} * A_p)$   
 $\Rightarrow$  On prend  $P_0 = 2.657$  MPa

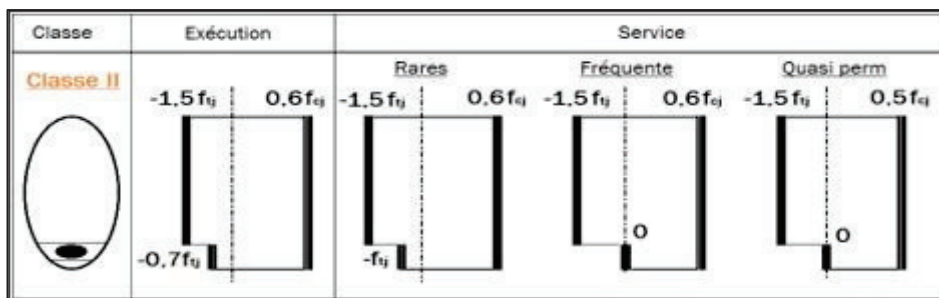
$$N \geq \frac{5.41}{0.75 \times 2.657} = 2.71$$

Donc on opte pour :  $N = 3$  câbles de **12T15s**, classe **1860**

**VIII.2.VERIFICATION DES CONTRAINTES :**

La vérification se fait à mi-travée en 04 phases :

- Phase 1 : après 7 jours de coulage de béton de la poutre, les câbles sont tirés à 50%, les pertes instantanées à la mise en tension sont estimées à 10%.
- Phase 2 : après 28 jours, les deux câbles d'about sont tirés à 100%, les pertes instantanées à la mise en tension sont estimées à 10%.
- Phase 3 : après coulage de la dalle, les pertes sont estimées à 15%.
- Phase 4 : en service, les pertes finales sont considérées 25%



**FIGURE N°VIII. 1.VERIFICATION DES CONTRAINTES.**

TABLEAU N°VIII. 5.RESULTATS DES CONTRAINTES.

	Phase 1	Phase 2	Phase 3	Phase 4
$f_{c7}$ (MPa)	23.18	35.00	35.00	35.00
$f_{t7}$ (MPa)	1.99	2.70	2.70	2.70
$\sigma_{bt2}$ (MPa)	-1.39	-1.89	-1.89	-2.70
$\sigma_{bt1}$ (MPa)	-2.99	-4.05	-4.05	-4.05
$\sigma_{bc}$ (MPa)	13.91	21.00	21.00	21.00
$\Delta P$ %	10	10	15	25

On vérifie que :

TABLEAU N°VIII. 6.RESULTATS DE VERIFICATION DES CONTRAINTES.

	$e_0$ (m)	M(MNm)	P (MN)	$\sigma_{sup}$ (MPa)	$\sigma_{inf}$ (MPa)	Remarque
Phase 1	0,87	3,49	3,59	5,60	3,52	Vérifiée ✓
Phase 2	0,87	3,49	7,17	2,73	17,17	Vérifiée ✓
Phase 3	1,25	5,49	6,78	2,12	11,93	Vérifiée ✓
Phase 4	1,25	10,07	5,98	7,75	-0,71	Vérifiée ✓

### VIII.3.POSITION DES CABLES :

Au niveau de la section médiane qui est la plus sollicitée, les câbles sont regroupés dans le talon à un excentrement maximal.

On a choisi la troisième disposition, on regroupe 2 câbles et on surmonte le troisième.

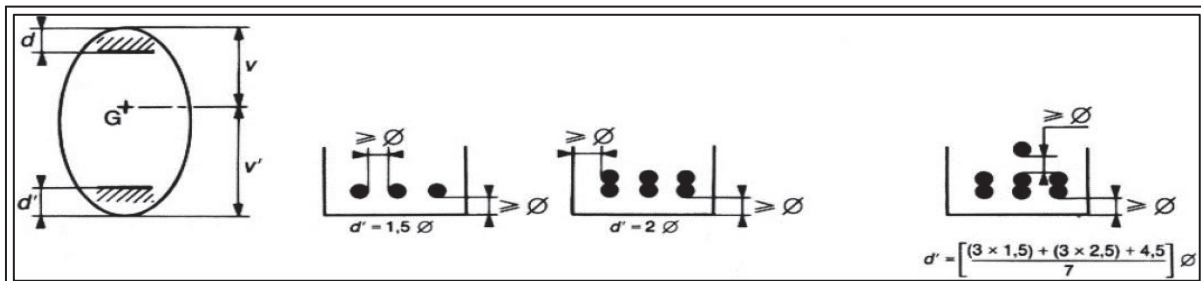


FIGURE N°VIII. 2.DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES DES CABLES DE PRECONTRAINTE.

- $\phi_1 \geq 1.5 \times \phi_{\text{gaine}} = 1.5 \times 0.08 = \mathbf{0.12 \text{ m.}}$
- $\phi_2 \geq 1.5 \times \phi_{\text{gaine}} + \phi_{\text{gaine}} = 2.5 \times \phi_{\text{gaine}} = 2.5 \times 0.08 = \mathbf{0.20 \text{ m.}}$
- $\phi_3 \geq 3 \times \phi_{\text{gaine}} + 1.5 \times \phi_{\text{gaine}} = 4.5 \times \phi_{\text{gaine}} = \mathbf{0.36 \text{ m.}}$

A l'extrémité de la poutre (section d'about), on respecte les conditions imposées par l'emplacement des plaques d'ancrage. La plaque d'ancrage adéquate pour un câble 12T15s est de dimensions  $A \times B = 240 \times 200 \text{ mm}^2$ .

↪ Les dimensions  $x$  et  $x'$  et doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $x \geq 0.85 \times a = 35 \text{ cm.}$
- $x' \geq 0.5 \times x + \text{enrobage de béton} - 10\text{mm} = 45 \text{ cm.}$

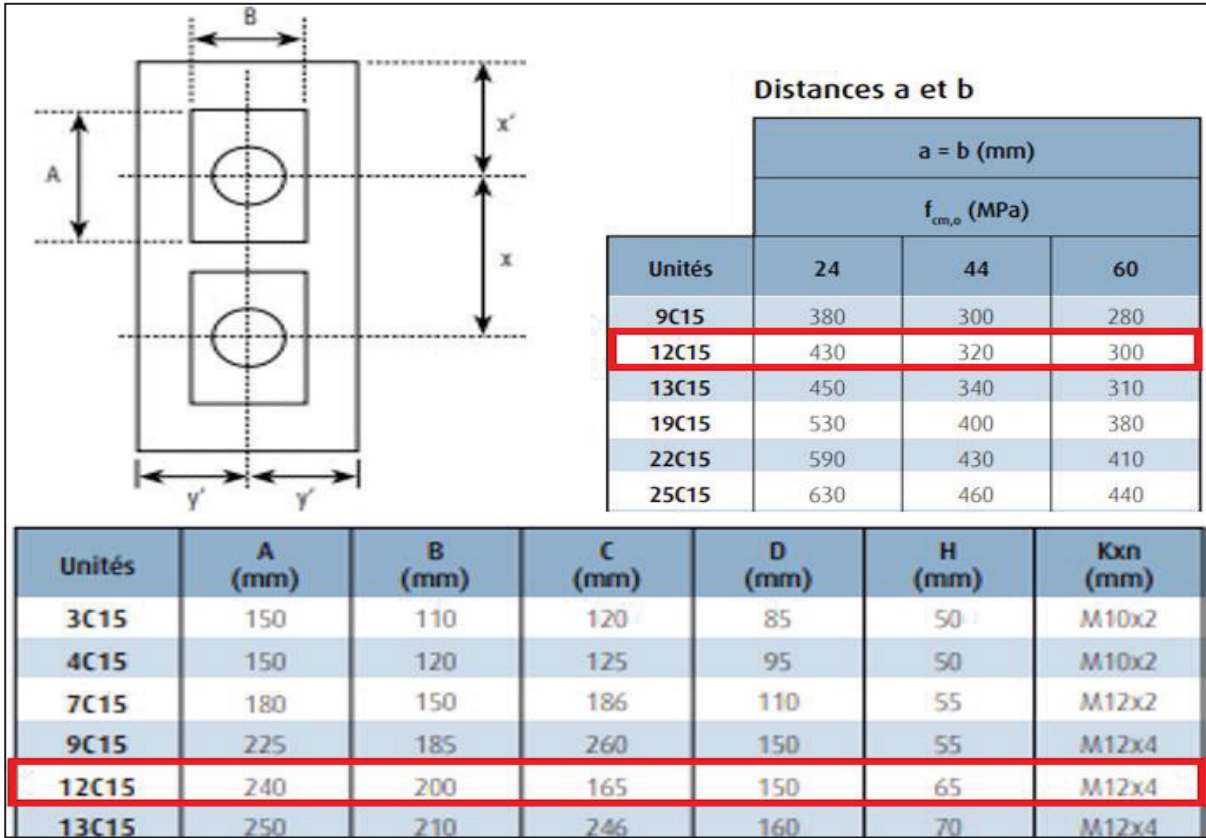


FIGURE N°VIII. 3. CARACTERISTIQUES DES PLAQUES D'ANCRAGES.

TABLEAU N°VIII. 7. POSITION DES CABLES.

Câble	X= 0(m)	X= L/2(m)
C1	0.85	0.12
C2	1.2	0.20
C3	1.55	0.36

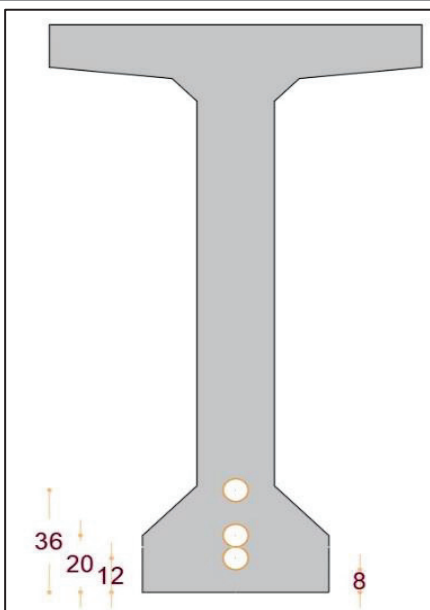


FIGURE N°VIII. 5. POSITION DES CABLES-SECTION MEDIANE.

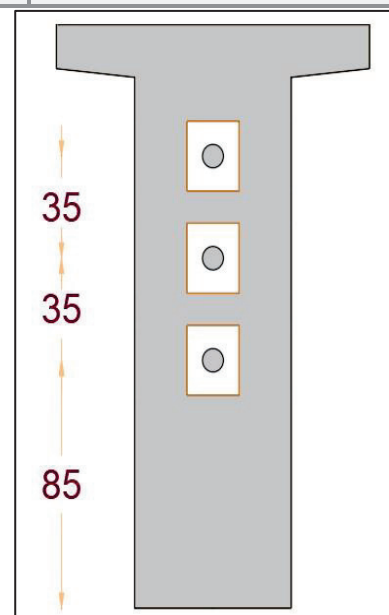


FIGURE N°VIII. 5. POSITION DES CABLES-SECTION D'ABOUT.

**VIII.3.1.Tracé des câbles :**

Chaque câble aura un tracé parabolique, le tracé suit le diagramme des moments (les charges appliquées sont généralement des charges répartie).

**VIII.3.2.Angle de relevage  $\alpha$  :**

L'angle de relevage est appliqué sur le câble sur une distance rectiligne (élément métallique indéformable) environ 1m à 1.20 m.

Cette partie rectiligne est incliné d'un angle  $\alpha$ , on détermine l'angle de relevage d'une façon ou la condition de l'effort tranchant soit vérifiée.

On écrit :

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

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

$$\text{Tel que : } \bar{V} = \bar{T} \times b_n \times 0.8 \times h$$

Avec :

- $\bar{T}$ : contrainte tangentielle limite en état limite de service.

$$\text{Tel que : } \bar{T} = \sqrt{0.4} \times ftj \times (ftj + \sigma_x)$$

- $b_n$  : la largeur nette de la section d'about + hourdis.
- $B_n$  : surface nette de la section d'about + dalle.

**TABLEAU N°VIII. 8.TABLEAU RECAPITULATIF DE CALCUL DE L'ANGLE DE RELEVAGE.**

<b>Bn</b>	0.52	m
<b>Bn</b>	1.75	m <sup>2</sup>
<b>P</b>	5.98	MN
<b><math>\sigma_x</math></b>	3.42	MPa
<b><math>\bar{T}</math></b>	2.57	MPa
<b><math>\bar{V}</math></b>	2.41	MPa

⇒ On opte pour :  $-12.83^\circ \leq \alpha \leq 32.05^\circ$

$$\alpha_{C1} = 4.18^\circ \quad \alpha_{C2} = 5.72^\circ \quad \alpha_{C3} = 6.94^\circ$$

**TABLEAU N°VIII. 9.CARACTERISTIQUES DU TRACE DES CABLES DE PRECONTRAINTE.**

N°câble	l (m)	$\alpha_{rel}(\circ)$	Yi (m)			f (m)	R (m)	$\beta(l)rad$
			x=0	1	15			
<b>C1</b>	37	4.18	0.85	0.78	0.12	0.66	260.50	0.071
<b>C2</b>	37	5.72	1.2	1.10	0.2	0.90	190.17	0.097
<b>C3</b>	37	6.94	1.55	1.43	0.36	1.07	160.90	0.115

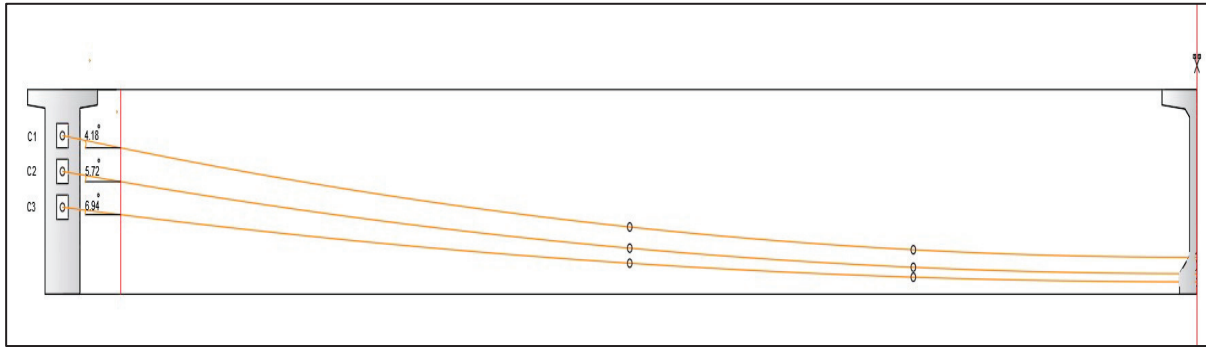


FIGURE N°VIII. 6. TRACE DES CABLES.

#### VIII.4. CALCUL DES PERTES :

D'une façon générale, on appelle perte de précontrainte toute différence entre la force exercée par le vérin et la force dans l'armature à un moment donné. On doit alors tenir compte des pertes et des chutes de tension qui vont se produire entre l'instant de la mise en tension et la période de service de l'ouvrage, ce qui permet de connaître la tension nécessaire à réaliser pendant la mise en tension.

On distingue deux catégories de pertes de tension :

- Pertes instantanées
- Pertes différées

##### VIII.4.1. Les pertes de tension instantanées :

Ces pertes se produisent lors de la mise en tension des câbles de précontrainte, elles sont dues au *frottement* des câbles par rapport au béton, le glissement due par le *recul d'ancrage* et par le *raccourcissement* élastique du béton.

##### VIII.4.1.1. Pertes par frottements :

$$\Delta \sigma f = \sigma_{p0}(1 - e(-f\alpha - \varphi x))$$

- $\alpha$  : L'angle de relevage du câble en rad.
- $f$  : Coefficient de frottement du câble dans les courbes, tel que  $f = 0,18/\text{rad}$ . (ALGA).
- $\varphi$  : Perte relative de tension par mètre, tel que  $\varphi = 0,002/\text{m}$ . (ALGA).
- $\sigma_{p0}$  : Contrainte de tension à l'encrage  $\sigma_{p0} = 1488 \text{ MPa}$ .

TABLEAU N°VIII. 10. LES RESULTATS DE CALCULE DES PERTES PAR FROTTEMENTS.

N°câble	X = L/2 (m)	$\beta$ (rad)	$f\beta + \varphi x$	$\Delta\sigma f(l/2)$ (MPa)
C1	19.5	0.071	0.052	75.09
C2	19.5	0.097	0.057	81.76
C3	19.5	0.115	0.060	86.36
<b>Moyenne</b>				81.07
<b>Pourcentage</b>				5.44%

**VIII.4.1.2. Pertes dues au recul à l'ancrage :**

$$\Delta \sigma_g = 2 \times \sigma_{p0} \times k(d - x) \text{ avec } k = f \times \frac{\beta}{l} + \varphi$$

- d : la longueur sur laquelle s'effectue le recul de l'ancrage  $d = \sqrt{\frac{E_p \times g}{\sigma_{p0} \times k}}$
- g : l'intensité du recul d'ancrage = 6 mm.
- $E_p = 190000$  MPa.
- $\sigma_{p0} = 1488$  MPa.

**TABLEAU N°VIII. 11. LES RESULTATS DE CALCUL DES PERTES PAR RECU D'ANCRAGE.**

N° câble	X = L/2 (m)	k (m <sup>-1</sup> )	d (m)	$\Delta\sigma_{p(l/2)}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{p(0)}$ (MPa)
<b>C1</b>	19.5	0.0027	16.99	0	134.234
<b>C2</b>	19.5	0.0029	16.26	0	140.23
<b>C3</b>	19.5	0.0031	15.81	0	144.236
<b>MOYENNE</b>				0	139.956
<b>POURCENTAGE</b>				0%	9.40

**VIII.4.1.3. Pertes dues au raccourcissement instantané du béton :**

Donnée par la formule suivante :  $\Delta \sigma_e = \frac{E_a}{2E_i} \sigma_{bi}$  et  $\sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P_{e2}}{I} + \frac{M_p \times e}{I}$

**TABLEAU N°VIII. 12. LES RESULTATS DE CALCUL DES PERTES PAR RACCOURCISSEMENT INSTANTANE DU BETON.**

Désignation	Valeur
	<b>X=l/2</b>
<b>P=ncable×P0(MN)</b>	7.53
<b>B(m²)</b>	0.77²
<b>e=v'-moy(ei) (m)</b>	0.86
<b>Mp (MN.m)</b>	3.49
<b><math>\Delta\sigma_{bi}</math></b>	16.70
<b><math>\Delta\sigma_e</math> (MPa)</b>	44.08
<b><math>\Delta\sigma_e</math> en %</b>	2.962

**VIII.4.2. Les pertes de tension déferées :**

**VIII.4.2.1. Pertes dues au retrait du béton :**

$$\Delta \sigma_r = \varepsilon_r(1 - r(j))EP$$

- $\varepsilon_r$  le retrait total du béton =  $2 \times 10^{-4}$
- j : l'Age du béton au moment de sa mise en précontrainte.
- r(t) : fonction traduisant l'évolution du retrait en fonction du temps.
- $r(j) = t/t + 9 r(m)$  Avec  $r(m) = B_n / p$

- $B_n$  : la section nette.
- $p$  : le périmètre de la section.

TABLEAU N°VIII. 13..LES RESULTATS DE CALCUL DES PERTES PAR RETRAIT.

	Valeur	Unité
$\Delta\sigma_r$	38.00	MPa
$\Delta\sigma_e$	2.55	%

**VIII.4.2.2. Perte par fluage :**

$$\Delta \sigma_{fl} = 2.5 \times \sigma_b \times \frac{E_p}{E_{ij}} \quad \text{avec} \quad \sigma_b = \frac{P}{B} + \frac{P_{e2}}{I} - \frac{M_p \times e}{I}$$

TABLEAU N°VIII. 14.LES RESULTATS DE CALCUL DES PERTES PAR FLUAGE.

Désignation	Valeur
	<b>X=L/2</b>
P=ncable×P0(MN)	5.98
B(m²)	1.2339
e=v²-moy(ei) (m)	1.25
Mp (MN.m)	6.910
$\sigma_{bi}$	5.88
$\Delta\sigma_n$ (MPa)	77.65
$\Delta\sigma_n$ en %	5.22

**VIII.4.2.3. Perte par relaxation :**

$$\Delta \sigma_{rel} = \left(\frac{6}{100}\right) \rho_{1000} \left[ \left(\frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}}\right) - \mu_0 \right] \sigma_{pi}(x)$$

- $\mu_0$  coefficient égale à :
  - 0,30 pour les armatures à relaxation normale.
  - **0,43** pour les armatures à très basse relaxation.
  - 0,35 pour les autres armatures.
- En général :  $\rho_{1000} = 2.5\%$  pour les aciers TBR.
- $\rho_{1000} = 8\%$  pour les aciers RN.

TABLEAU N°VIII. 15.LES RESULTATS DE CALCUL DES PERTES PAR RELAXATION.

Désignation	Valeur
	<b>X=L/2</b>
$\Delta\sigma_{rel}$ (MPa)	61.88
Pourcentage %	4.159

Concernant les pertes totales on prend les résultats au point  $x=L/2$

$$\Delta \sigma_{tot} = \underbrace{\Delta \sigma_{\varphi} + \Delta \sigma_g + \Delta \sigma_e}_{\text{Pertes différées}} + \underbrace{\Delta \sigma_r + \Delta \sigma_{fl} + \frac{5}{6} \Delta \sigma_p}_{\text{Pertes différées}}$$

$$\Delta \sigma_{tot} = 81.07 + 44.08 + 77.65 + 38 + \frac{5}{6} \times 61.88 = 292.37 \text{ MPa}$$

Le pourcentage des pertes calculés (19.65 %) est bien inférieur à celui estimé au préalable (25%).

**VIII.5.VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES A L'ELS :**

La vérification de l'effort de précontrainte s'effectue en quatre phase en considérant 04 sections X= 0.5, L/4, 3L/8 et L/2 pour la vérification des contraintes normale.

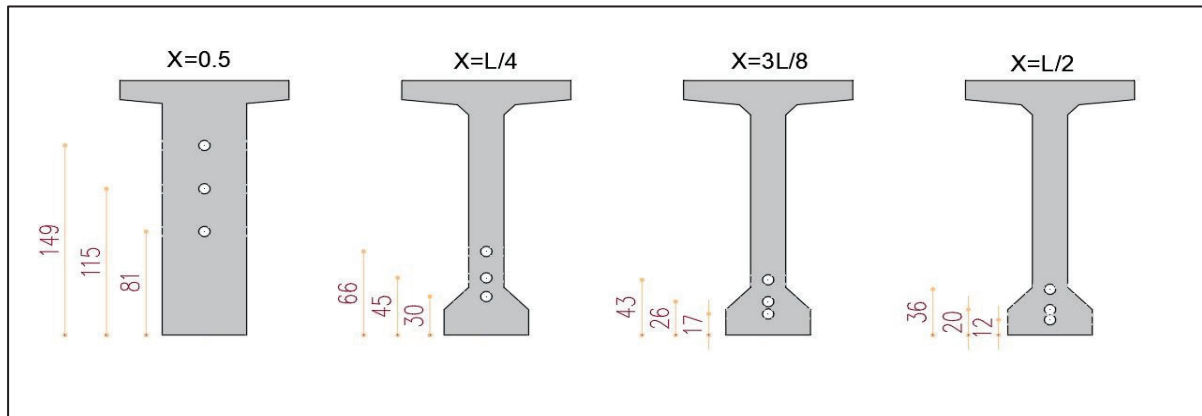


FIGURE N°VIII. 7.SECTIONS DE VERIFICATION.

TABLEAU N°VIII. 16..CARACTERISTIQUES DES SECTIONS.

	x=0.5		x=L/4		x=3L/8		x=L/2	
	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle
<b>H (m)</b>	2,00	2,25	2,00	2,25	2,00	2,25	2,00	2,25
<b>B<sub>nette</sub>(m<sup>2</sup>)</b>	1,2839	1,7464	0,7564	1,2189	0,7564	1,2189	0,7564	1,2189
<b>vn(m)</b>	0,9310	0,9014	0,8976	0,7596	0,8940	0,7573	0,8928	0,7566
<b>v'n(m)</b>	1,0690	1,3486	1,1024	1,4904	1,1060	1,4927	1,107	1,493
<b>InG(m<sup>4</sup>)</b>	0,4759	0,8575	0,3694	0,6720	0,3656	0,6660	0,3640	0,6638
<b>ρ (%)</b>	37,24	40,39	49,35	48,70	48,88	48,34	48,68	48,20

Les justifications aux ELS, par deux valeurs caractéristiques P1 et P2 encadrant la valeur probable Pm avec :

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

TABLEAU N°VIII. 17.CONTRAINTES ADMISSIBLES.

Contraintes admissibles	j = 7 jours	j ≥ 28 jours	Cas
<b>σ<sub>bc</sub> (MPa)</b>	13.91	21	<b>Exé / Q.R / Q.F</b>
<b>σ<sub>bt1</sub> (MPa)</b>	-2.99	-4.05	<b>Exé / Q.R / Q.F</b>
<b>σ<sub>bt2</sub> (MPa)</b>	-1.39	-1.89	<b>Exécution</b>
<b>σ<sub>bt2</sub> (MPa)</b>	-1.99	-2.7	<b>Q.Rares</b>

VIII.5.1.Effort de précontrainte :

TABLEAU N°VIII. 18.POSITION DU CABLE MOYEN.

	d1	d2	d3	d
x=0.5	0,813	1,150	1,490	1,1510
x=L/4	0,302	0,450	0,657	0,4697
x=3L/8	0,166	0,262	0,434	0,2873
x=L/2	0,120	0,200	0,360	0,2267

TABLEAU N°VIII. 19..CARACTERISTIQUE DE CHAQUE PHASE DE VERIFICATION.

	N Câbles	% Mt	ΔP	P1	P2	d x=0.5	d x=L/4	d x=3L/8	d x=L/2
Phase1	3	50	4,21	3,93	3,70	1,15	0,47	0,29	0,23
Phase2	3	100	8,41	7,59	7,01	1,15	0,47	0,29	0,23
Phase3	3	100	14,03	7,24	6,47	1,15	0,47	0,29	0,23
Phase4	3	100	19,65	6,88	5,93	1,15	0,47	0,29	0,23

VIII.5.2.Justification des contraintes normales :

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\begin{cases} \sigma_{bt1} \leq \sigma_{sup} \leq \sigma_{bc} \\ \sigma_{bt2} \leq \sigma_{inf} \leq \sigma_{bc} \end{cases}$$

TABLEAU N°VIII. 20.VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES POUR PHASE 1 ET 2.

	Phase 1				Phase 2				
	x = 0.5	x = L/4	x = 3L/8	x = L/2	x = 0.5	x = L/4	x = 3L/8	x = L/2	
e (m)	-0,08	0,63	0,82	0,88	-0,08	0,63	0,82	0,88	
M ELS	0,00	2,57	3,26	3,49	0,00	2,57	3,26	3,49	
P1 (MN)	3,93	3,93	3,93	3,93	7,59	7,59	7,59	7,59	
P2 (MN)	3,70	3,70	3,70	3,70	7,01	7,01	7,01	7,01	
σp (MPa) (moment)	σsup	0,00	6,24	7,97	8,56	0,00	6,24	7,97	8,56
	σinf	0,00	-7,67	-7,23	-10,62	0,00	-7,67	-9,86	-10,62
σP1 (MPa)	σsup	3,69	-0,85	-2,67	-3,29	7,13	-1,64	-5,16	-6,36
	σinf	2,34	12,62	14,93	15,73	4,52	24,38	28,85	30,38
σP2 (MPa)	σsup	3,48	-0,80	-2,52	-3,10	6,58	-1,51	-4,76	-5,87
	σinf	2,20	11,89	14,07	14,82	4,17	22,50	26,62	28,03
σMax (MPa)	σsup	3,69	5,40	5,30	5,27	7,13	4,61	2,81	2,20
	σinf	2,34	4,95	7,70	5,11	4,52	16,71	18,99	19,76
σMin (MPa)	σsup	3,48	5,45	5,45	5,46	6,58	4,74	3,21	2,69
	σinf	2,20	4,22	6,84	4,20	4,17	14,83	16,76	17,42

**TABEAU N°VIII. 21.VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES POUR PHASE 3 ET 4.**

		Phase 3				Phase 4			
		x = 0,5	x = L/4	x = 3L/8	x = L/2	x = 0,5	x = L/4	x = 3L/8	x = L/2
<b>e (m)</b>		0,20	1,02	1,21	1,27	0,20	1,02	1,21	1,27
<b>M ELS</b>		0,00	4,05	5,13	5,49	0	5,1	8,62	10,07
<b>P1 (MN)</b>		7,24	7,24	7,24	7,24	6,88	6,88	6,88	6,88
<b>P2 (MN)</b>		6,47	6,47	6,47	6,47	5,93	5,93	5,93	5,93
<b>σp (MPa)</b> <b>(moment)</b>	<b>σsup</b>	0,00	4,58	5,83	6,26	0,00	5,76	9,80	11,48
	<b>σinf</b>	0,00	-8,98	-11,50	-12,35	0,00	-11,31	-19,32	-22,66
<b>σP1 (MPa)</b>	<b>σsup</b>	2,64	-2,41	-3,98	-4,51	2,51	-2,29	-3,78	-4,29
	<b>σinf</b>	6,39	22,32	25,48	26,56	6,08	21,21	24,22	25,24
<b>σP2 (MPa)</b>	<b>σsup</b>	2,36	0,39	-0,41	-4,03	4,62	0,74	-0,77	-3,70
	<b>σinf</b>	5,72	19,95	22,79	23,75	5,24	18,30	20,89	21,77
<b>σMax (MPa)</b>	<b>σsup</b>	2,64	2,17	1,85	1,75	2,51	3,47	6,02	7,19
	<b>σinf</b>	6,39	13,33	13,99	14,21	6,08	9,90	4,90	2,59
<b>σMin (MPa)</b>	<b>σsup</b>	2,36	4,97	5,42	2,22	4,62	6,50	9,03	7,78
	<b>σinf</b>	5,72	10,97	11,29	11,39	5,24	6,99	1,57	-0,88

**VIII.6.JUSTIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES A L'ELS :**

$$\tau^2 \leq 0.4 \times f_{tj} [f_{tj} + \sigma_x] = \overline{\tau_1^2}$$

$$\tau^2 \leq 2 \times \frac{f_{tj}}{f_{cj}} [0.6f_{tj} - \sigma_x] \times [f_{tj} + \sigma_x] = \overline{\tau_2^2} \quad \sigma_x = \frac{P}{B_n}, \text{ avec : } P = \sum_{i=1}^4 P_i \cos \alpha_i$$

$$\Rightarrow \tau = \frac{V_{red} \times S_n}{I_n \times b_n}$$

$$\Rightarrow V_{red} = V_{ser} - \sum P_i \times \sin \alpha$$

$$\Rightarrow S_n = \vartheta \times B_n$$

Bn : la surface de poutre + dalle à X=0.5m

**TABEAU N°VIII. 22.LES COMPOSANTES DE P.**

<b>Câble</b>	<b>P</b>	<b>α</b>	<b>Pcos α</b>	<b>Psin α</b>
<b>C1</b>	2,13	4.18	2,13	0,16
<b>C2</b>	2,13	5.72	2,12	0,21
<b>C3</b>	2,13	6.94	2,12	0,26
<b>Somme</b>			6,37	0,63

On trouve  $\sigma_x = 3.65 \text{ MPa} \Rightarrow \overline{\tau_1} = 2.62 \text{ MPa}$

$\sigma_x < 0.4 \times f_{cj}$  on a  $\bar{\tau}_1 < \bar{\tau}_2$  donc on a vérifié que  $\tau < \bar{\tau}_1$

$V_{ser} = 1.07 \text{ MPa}$  ;  $V_{red} = 0.45 \text{ MPa}$  ;  $S_n = 0.638 \text{ m}^3$  ;  $b_n = 0.52 \text{ m}$  ;  $I_n = 0.68 \text{ m}^4 \Rightarrow \tau = 0.65 \text{ MPa}$

$\Rightarrow 0.65 < 2.62$  ; **Condition vérifiée ✓**

### VIII.7.JUSTIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES A L'ELU :

$$\tan(\beta_\mu) = \frac{2 \times \tau_u}{\sigma_x - \sigma_y}$$

- $\sigma_x$  et  $\sigma_y$  : représentent les contraintes normales au niveau de G.
- $\tau_u = V_{u,red} \times \frac{d \times S_n(y)}{I_n \times b_n}$  ; La contrainte tangentielle ultime.

$V_u = 1.59 \text{ MPa}$  ;  $V_{u,red} = 0.96 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u = 1.38 \text{ MPa}$

$\Rightarrow \beta_u = 18.55^\circ$  on prend  $\beta = 30^\circ$

### VIII.8.SECTION DES ARMATURES TRANSVERSALES :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_t \times S_t \times \gamma} \geq \left( \tau_u - \frac{f_{t28}}{3} \right) \times \tan(\beta_\mu)$$

On trouve  $\frac{A_t}{S_t} = 3.31 \text{ cm}$ .

- $S_t$  : l'espacement des armatures tel que :  $S_t \leq \text{Min}(1 \text{ m} ; 0.8h ; 3b_0) \leq 75 \text{ cm}$
- $b_0$  : l'épaisseur brute minimale de l'âme.

$\Rightarrow$  On retient un cadre HA10 avec un espacement de 15 cm a l'appui et 25 cm à mi-travée.

La justification de la compression de la bielle de béton par la formule approchée :

$\Rightarrow \tau_u \leq \frac{f_{c28}}{4 \times \gamma_b} = \frac{35}{6} = 5.83$  donc  $1.38 < 5.83$  **Condition vérifiée ✓**

### VIII.9.FERRAILLAGE DE LA POUTRE :

#### VIII.9.1.Les armatures de la zone tendues :

$$A_s = \frac{B_t}{1000} + \left( \frac{NB_t}{f_e} \times \frac{f_{tj}}{\sigma_{Bt}} \right)$$

- $B_t$  : aire de la section du béton en traction.
- $\sigma_{Bt}$  : valeur absolue de la contrainte maximale de traction.
- $NB_t$  : résultante des contraintes de traction correspondantes.

$B_t = 0.1364 \text{ m}^2$  ;  $\sigma_{Bt} = 0.88 \text{ MPa}$  ;  
 $NB_t = 0.06 \text{ MN}$

Donc :  $A_s = 5.05 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  Soit **4HA14**

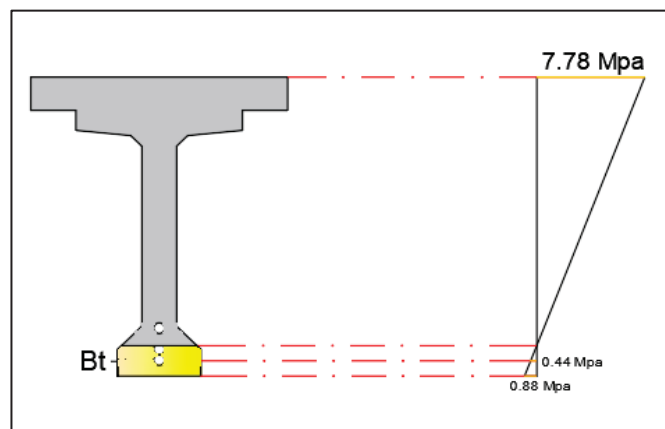
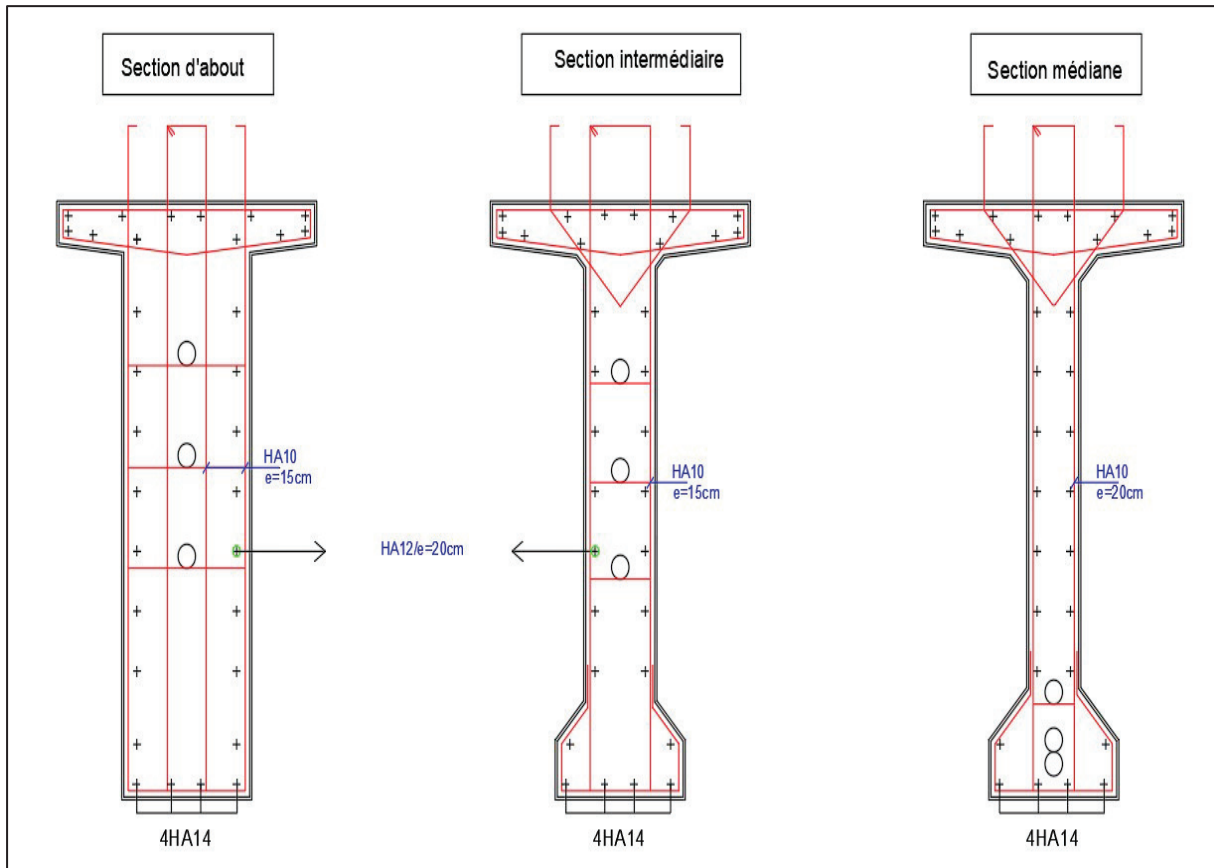


FIGURE N°VIII. 8.DIAGRAMME DES CONTRAINTES.

**VIII.9.2. Armatures de peau :**

La section des armatures de peau disposée parallèlement à la fibre moyenne d'une poutre doit être d'au moins  $3 \text{ cm}^2$  par mètre de longueur de parement mesuré perpendiculairement à leur direction. Ceci correspond à environ des barres HA12 espacées de 20 cm.

Le ferrailage des différentes sections de la poutre sont montrées dans la figure ci-dessous :



**FIGURE N°VIII. 9.FERRAILAGE DE LA POUTRE.**

**CONCLUSION :**

Au cours de ce chapitre, nous avons étudié la méthode de dimensionnement de la précontrainte d'une poutre, ainsi que les vérifications requises.

---

# CHAPITRE IX

## ETUDE DU TABLIER

---

## CHAPITRE IX.ETUDE DU TABLIER

### INTRODUCTION :

Le présent chapitre est dédié à l'étude approfondie du tablier avec une attention particulière portée à l'évaluation précise de la flèche et à la conception adéquate du ferrailage, en vue de garantir la sécurité structurelle et la fonctionnalité optimale du tablier.

### IX.1.VERIFICATION DE LA FLECHE :

Une poutre simplement appuyée peut subir des déformations sous l'effet de son poids propre, d'autre part la mise en précontrainte d'une telle pièce engendre aussi des déformations.

Les flèches sont comptées positivement vers le bas et négativement vers le haut (contre flèche).

La flèche admissible est de  $L/500$ , où  $L$  est la portée de la travée considérée.

Donc  $\frac{39}{500} = 0.078$ , Alors la **flèche admissible** égale à **7.8cm**.

#### IX.1.1.Flèche due au poids propre de la poutre :

On constate que la flèche maximale de la poutre due au poids propre est égale à **3.8 cm**.

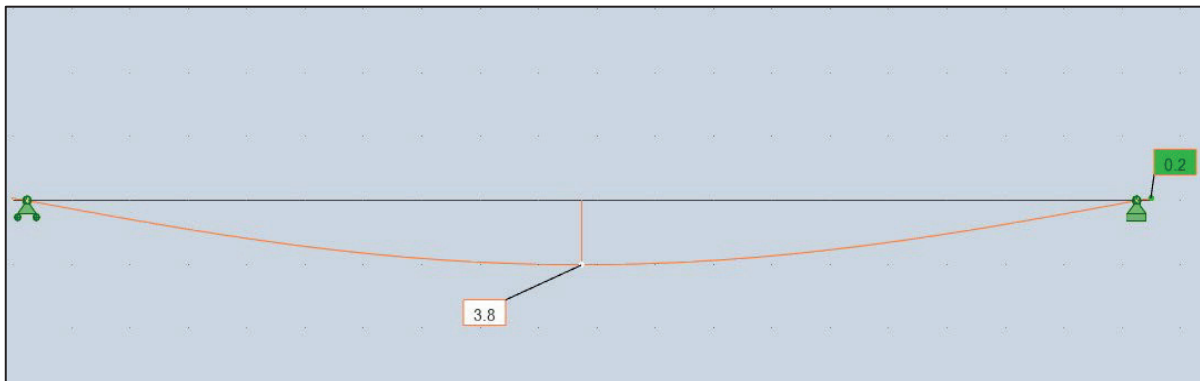


FIGURE N°IX. 1.FLECHE DUE AU POIDS PROPRE.

#### IX.1.2.Contre flèche de précontrainte :

La poutre présente une contre-flèche maximale de **7,2 cm** résultant de la mise en tension des câbles de précontrainte.

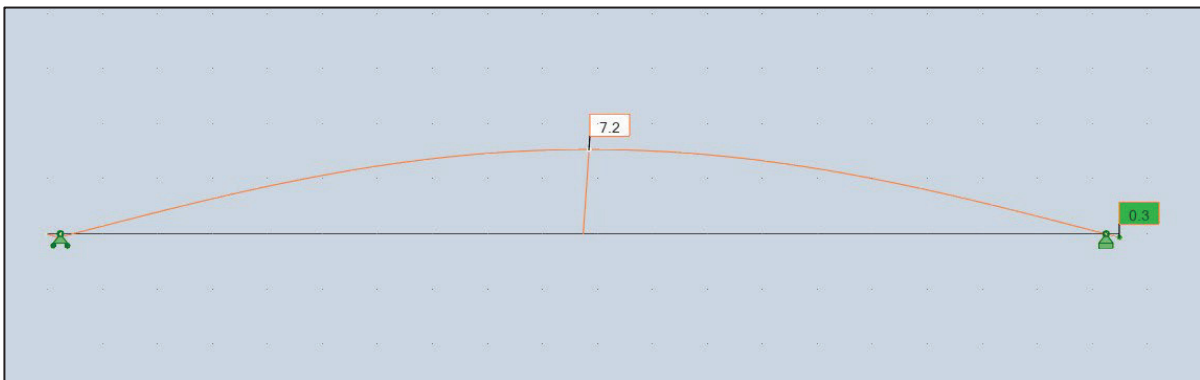


FIGURE N°IX. 2.CONTRE FLECHE DE PRECONTRAINTTE.

### IX.1.3. Flèche maximale à ELS :

La vérification de la flèche du tablier pendant sa mise en service :

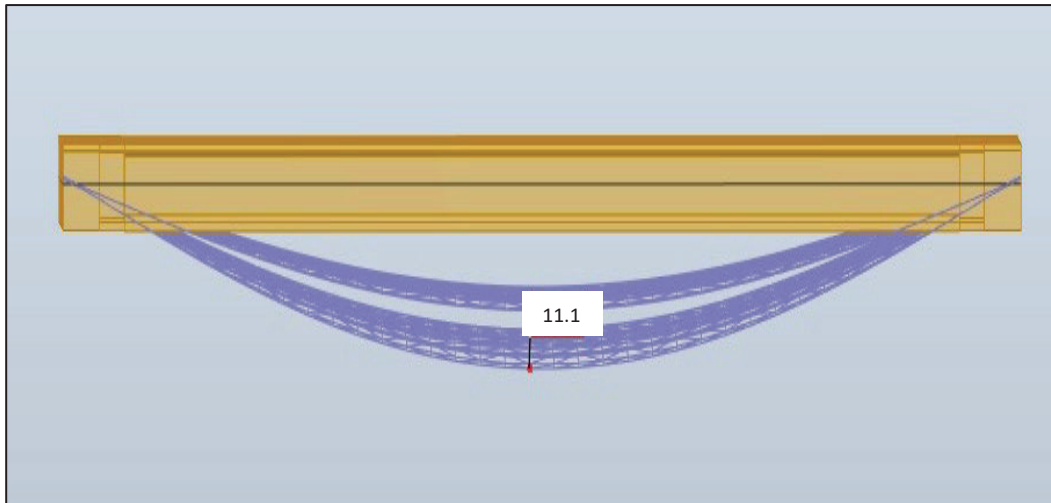


FIGURE N°IX. 3. LA FLECHE MAXIMALE DU TABLIER EN SERVICE.

À l'état limite de service (ELS), la flèche maximale du tablier atteint **11,1 cm**.

### IX.1.4. Flèche totale :

$$\Rightarrow 11.1 - 7.2 = 3.9 \text{ cm} < 7.8 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée } \checkmark$$

## IX.2. ETUDE DE L'HOURLDIS :

L'hourdis est une dalle en béton armé qui sert de couverture pour le pont ; Son rôle principal consiste à transférer les charges d'exploitation vers les poutres du pont. Il est soumis à deux types de flexion :

- ↳ Flexion longitudinale : Dans ce cas, le problème de ferrailage ne pose aucun problème car les efforts sont repris par la précontrainte des poutres.
- ↳ Flexion transversale : Dans ce cas, le ferrailage passif de la dalle est utilisé pour reprendre ces efforts.

Ainsi, notre étude portera sur la flexion transversale de l'hourdis. Nous chercherons à déterminer les armatures nécessaires pour renforcer la dalle afin qu'elle puisse résister aux sollicitations de flexion dans cette direction.

### IX.2.1. Ferrailage sous la flexion transversale :

#### La modélisation de la dalle :

La dalle est modélisée comme étant un élément barre de section ( $0.25\text{m} \times 16\text{m}$ ) dont la largeur est prise égale à 1m reposant sur 9 appuis, Les charges appliquées sur la dalle sont les mêmes actions définies au préalable.

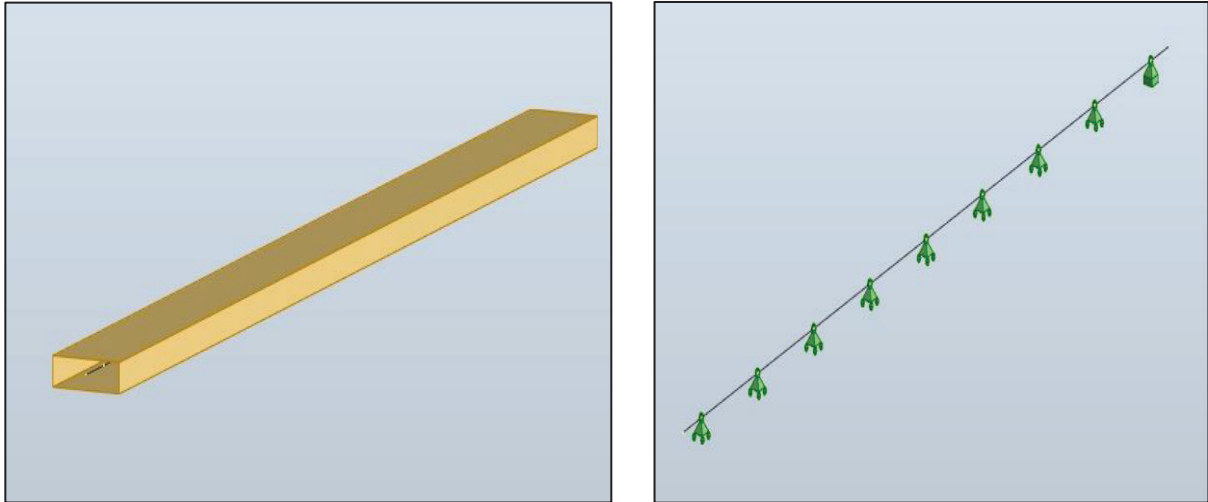


FIGURE N°IX. 4.LA MODELISATION DE L'HOUDIS.

Les résultats des combinaisons les plus défavorables obtenus à l'état limite ultime (ELU) et à l'état limite de service (ELS) sont présentés ci-dessous.

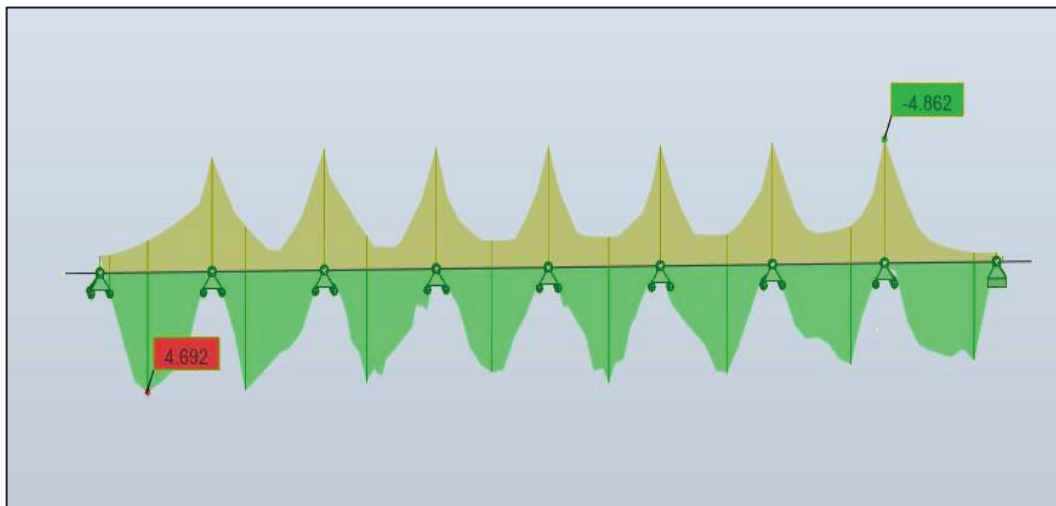


FIGURE N°IX. 6.DIAGRAMME DES MOMENTS MAX A L'ELU.

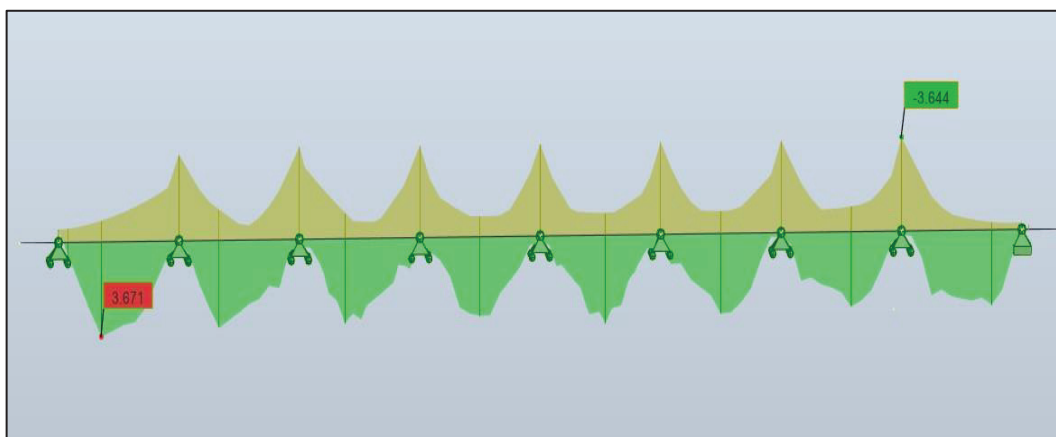


FIGURE N°IX. 6.DIAGRAMME DES MOMENTS MAX A L'ELS.

### IX.2.2.Ferrailage de la dalle :

Le ferrailage transversal de la dalle est déterminé en utilisant le logiciel ROBOT Expert 2010. Elle est dimensionnée pour résister à la flexion simple,

#### IX.2.2.1. Les armatures transversales :

- **La nappe inférieure :**

$$M_{max} = 3.67 \text{ t. m} \text{ On trouve que } A_s = 7.9 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

⇒ Soit **6HA14/ml** espacées de 20 cm.

- **La nappe supérieure :**

$$M_{max} = 3.644 \text{ t. m} \text{ On trouve que } A_s = 8 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

⇒ Soit **6HA14/ml** espacées de 20 cm.

#### IX.2.2.2. Les armatures longitudinales :

Les armatures de construction correspondent à un tiers (1/3) de la section  $A_s$ .

- **La nappe inférieure :**

⇒ On prend **6HA12/ml** ( $A_s = 6.79 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ).

- **La nappe supérieure :**

⇒ On prend **6HA12/ml** ( $A_s = 6.79 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ).

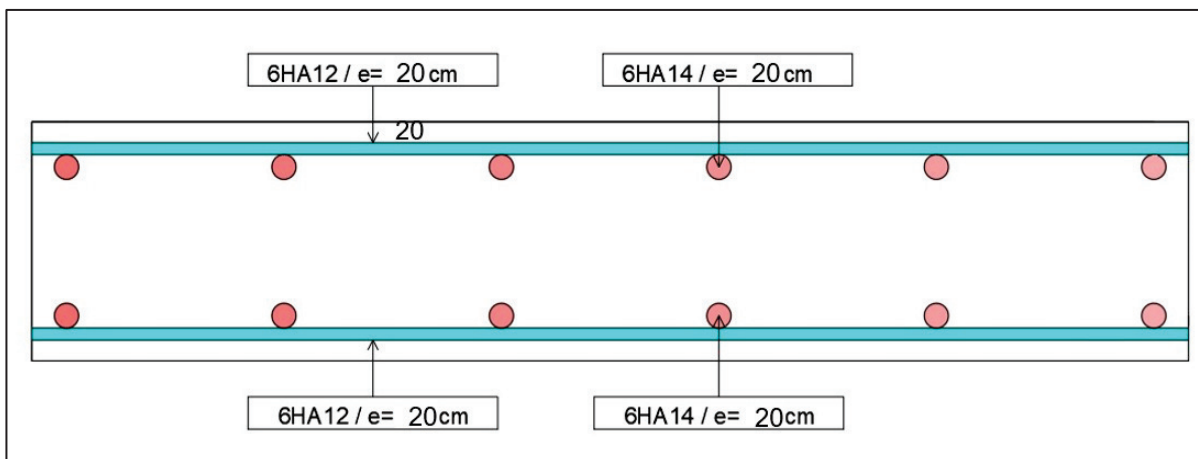


FIGURE N°IX. 7.FERRAILAGE DE LA DALLE.

### CONCLUSION

Au cours de ce chapitre, nous avons abordé en détail la vérification de la flèche du tablier. Nous avons également étudié le dimensionnement du ferrailage transversal et longitudinal de la dalle en utilisant le logiciel ROBOT expert, tout en respectant les normes de construction.

---

**CHAPITRE X**

**ETUDE SISMIQUE ET**

**EQUIPEMENTS DU PONT**

---

## CHAPITRE X.ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DU PONT

### INTRODUCTION

La plupart des ponts sont exposés à des mouvements sismiques, ils sont soumis à des contraintes dynamiques significatives qui peuvent compromettre leurs intégrités structurelles, donc l'étude sismique d'un pont revêt d'une importance capitale.

### X.1.APPAREILS D'APPUI

Un appareil d'appui est un élément de l'ouvrage placé entre les poutres et les appuis, dont le but est de transmettre les effets verticaux dues à la charge permanente et aux charges d'exploitation routières ou ferroviaires et d'autoriser des mouvements de rotation ou de translation.

Il existe 4 types d'appareils d'appui :

- Appareils rétrécis en béton.
- Appareils d'appuis en élastomère fretté.
- Appareils d'appuis spéciaux.
- Appareils d'appuis métalliques.

⇒ Pour ce projet, nous avons opté pour l'utilisation d'appareils d'appui en élastomère fretté.

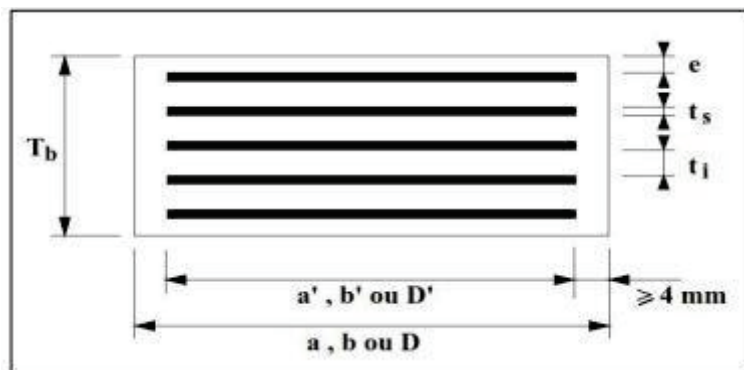


FIGURE N°X. 1.LES APPAREILS D'APPUI EN ELASTOMERE FRETTE.

- a (a') : dimension de l'élastomère (de frette) dans la direction longitudinale du pont.
- b (b') : dimension de l'élastomère (de frette) dans la direction transversale ( $a \leq b$ ).
- ti : épaisseur nominale d'un feuillet élémentaire d'élastomère.
- ts : épaisseur d'une frette élémentaire.
- Tb : épaisseur nominale totale de l'appareil d'appui ;  $Tb = n (ti + ts) + ts + 2 e$ .
- n : nombre de feuillets élémentaires d'élastomère.
- e : enrobage.

#### X.1.1.Aire de l'appareil d'appui

$$\sigma_{max} = R_{max} / axb \leq \sigma_{adm} = 20MPa.$$

Tel que :

- $\sigma_{max}$  : contrainte de compression admissible de l'appareils d'appuis.

- $R_{max}$  : Réaction d'appui à ELU,  $R_{max} = 1.59MN$ . Résultat tiré à partir de ROBOT (la réaction max de la poutre).

On trouve  $a \times b = 795 \text{ cm}^2$ , on prend  $a \times b \approx 350 \times 450 \text{ mm}^2$ .

### X.1.2.L'épaisseur de l'appareil d'appui T

$$a/10 \leq T \leq a/5 \Rightarrow 45.00 \leq T \leq 90.00 \text{ mm}$$

### X.1.3.Dimensionnement des frettes

$$\begin{cases} t_s > \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} \text{ ou } \sigma_e = 235 \text{ Kg/mm}^2 \text{ les élastiques de l'acier qui compose les frettes.} \\ t_s \geq 2\text{mm} \end{cases}$$

$$\sigma_m = \frac{R_{max}}{a \times b} = 10.10\text{MPa} \quad \text{et} \quad \beta = \frac{a \times b}{2 \times G \times (a \times b)} = 10.94$$

Avec :

- G : le module de cisaillement = **0.9MPa**
- On trouve  $t_s = 1.370 \text{ mm}$  ; alors on prend  $t_s = 3.00 \text{ mm}$ .
- Feuillet d'élastomère :  $t_i = 10 \text{ mm}$ . Enrobage des chants : **4mm**.
- L'enrobage extérieur : **5mm**  $\Rightarrow T_b = 65 \text{ mm}$ .
- L'épaisseur totale de l'élastomère **T = 50 mm**.

## X.2.ETUDE SISMIQUE

### Méthodes de calcul :

Dans le RPOA, plusieurs méthodes sont mentionnées pour l'analyse sismique des ponts, qui sont adaptées en fonction de la zone sismique, de la géométrie et de la taille du pont. Parmi les méthodes évoquées, nous avons identifié les approches suivantes :

- ↗ Analyse monomodale spectrale (mode fondamentale).
- ↗ La méthode multimodale spectrale.
- ↗ Analyse par le spectre de puissance.
- ↗ Analyse temporelle.
- ↗ Analyse temporelle non-linéaire.

### X.2.1.ANALYSE MONOMODALE SPECTRALE

#### X.2.1.1.VERIFICATION DES CRITERES DE LA METHODE MONOMODALE SPECTRALE

#### **Critère n°01 : Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental :**

La masse modale (Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental) doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation (fût et chevetre), autrement dit, la masse des piles  $M_{Pile}$  doit être inférieure à 43% de la masse du tablier  $M_{Tablier}$ .

$$M_{pile} \leq 0.43M_{tablier}$$

**TABLEAU N°X. 1.MASSE DES PILES.**

Pile	H <sub>moy</sub> (m)	D(m)	I(m <sup>4</sup> )	N fût	Masse (KN)	Masse Chevêtre (KN)
P1	6.9	2	0.79	3	541.65	1700
P2	8.1	2	0.79	3	635.85	1700
P3	4.6	2	0.79	3	361.10	1700
					<b>Total</b>	6638.60

$$M_{\text{Tablier}} = 52255.68\text{KN}$$

$$M_{\text{pile}} = M_{\text{fût}} + M_{\text{chevêtre}} = 6638.60\text{KN}$$

$$\Rightarrow M_{\text{pile}} \leq 0.43M_{\text{Tablier}} \Rightarrow 6638.60 < 22469.94. \text{ Condition vérifiée } \checkmark$$

**Critère n°02 : « Angle de biais »**

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

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

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

**Critère n°04 « La symétrie transversale »**

Notre ouvrage présente une symétrie. **Condition vérifiée**  $\checkmark$

↪ On opte pour ce type d'analyse qui consiste à décomposer les mouvements de la structure non amortie à de modes de vibration privilégiée de cette structure afin de réduire le nombre de degrés de liberté. Le mouvement du tablier est alors assimilé au mouvement d'un oscillateur libre avec un degré de liberté.

**X.2.1.2.EVALUATION DE LA RAIDEUR TOTALE K**

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

$$K_{A-app} = G \times \frac{a \times b}{T}$$

$$K_{pile} = n \times \frac{3EI_l}{h^3} \rightarrow \text{Sens longitudinal} / K_{pile} = \frac{3EI_t}{h^3} \rightarrow \text{Sens transversal}$$

$$K_{app} = \frac{1}{\frac{1}{K_{pile}} + \frac{1}{K_{A-app}}}$$

Tel que :

- **G** : Module de cisaillement de l'appareil d'appui, G = 0.9 MPa en cas statique, et 1.2 MPa en cas dynamique.
- **a, b, T** : Sont respectivement les dimensions en plan, et l'épaisseur de l'élastomère.

$$a \times b = (350 \times 450) \text{ mm}^2 / T = 50 \text{ mm.}$$

- **n** : Nombre de fûts composant la pile ;  $n = 3$ .
- **E** : Module de déformation instantanée du béton ;  $E = 33\ 000$  MPa.
- **II** : moment d’inertie longitudinale d’un seul fût .
- **It** : Moment d’inertie transversale de la pile (Théorème de Huygens).
- **h** : hauteur des fûts.

**NB** : En ce qui concerne la culée, qui est considérée comme infiniment rigide, la rigidité totale sera égale directement à la rigidité des appareils d’appuis (**KA-app**).

**TABLEAU N°X. 2.RAIDEURS DYNAMIQUES LONGITUDINALES DES APPUIS.**

Appui	H(m)	Kpile(MN/m)	KA-app	nA-app	Kapn(MN/m)
C1/C2	/	/	3.78	9	34.02
P1	6.9	709.71	3.78	18	62.09
P2	8.1	438.70	3.78	18	58.90
P3	4.6	2395.26	3.78	18	66.16

**TABLEAU N°X. 3.RAIDEURS DYNAMIQUES TRANSVERSALES DES APPUIS**

Appui	H(m)	Kpile(MN/m)	KA-app	nA-app	Kapn(MN/m)
C1/C2	/	/	3.78	9	34.02
P1	6.9	68876.2	3.78	18	67.97
P2	8.1	42575.66	3.78	18	67.93
P3	4.6	232457.16	3.78	18	68.02

**X.2.1.3. Caractéristiques de l’ouvrage relatives à l’étude sismique :**

RPOA 2008 donne un ensemble de classifications nécessaires à la définition de la situation sismique de l’ouvrage étudiée, le choix du modèle, de la méthode de calcul et des paramètres à utiliser.

- Le pont est classé selon le risque sismique en groupe 2 (pont important).
- L’ouvrage se trouve dans une zone sismique Iia (sismicité moyenne).
- Le coefficient d’accélération de zone  $a = 0.20$  (RPOA, tableau 3.1).
- Le sol est de catégorie S3

**TABLEAU N°X. 4.DONNEES DU PROJET.**

Groupe d’importance de l’ouvrage	Zone sismique	Coefficient d’accélération A	Amortissement $\xi$	Catégorie du site
2	Iia	0.2	5% (piles en béton armé)	S3

**X.2.1.4. EVALUATION DE L’EFFORT SISMIQUE RPOA-2008**

Habituellement, l’analyse du pont se fait par la méthode du spectre monomodale (mode fondamental) ou la méthode du spectre de réponse. La méthode du spectre monomodale convient aux ponts qui répondent en même temps aux normes suivantes :

↪ EVALUATION DE L'EFFORT SISMIQUE LONGITUDINAL

Dans la direction longitudinale des ponts sensiblement rectilignes à tablier continu, On applique au tablier une force horizontale statique équivalente F donnée par l'expression :

$$FL = MT \times Sa(T)$$

- MT : Est la masse effective totale de la structure :  $MT = 52\,255.68 \text{ KN} = 5225.568 \text{ t}$ .
- Sa(T) : Est l'accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à la période fondamentale.

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

Tel que :

- **g** : accélération de la pesanteur ( $g=9.81m/s^2$ ).
- **T** : Période fondamentale de l'ouvrage ;
- **T1, T2** : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.  $T1= 0.2 \text{ s}$  et  $T2= 0.5s$
- **S** : coefficient de site.  $S=1.20$
- **A** : coefficient d'accélération de zone ( $A=0.2$ ).
- **η**: facteur de correction de l'amortissement  $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}}$  avec  $\xi$  taux d'amortissement (en%). Béton armé : 5%.

**Application numérique :**

- Nous avons :  $T_2 = 0, 50 \text{ s} \leq T = 1 \text{ s} \leq 3, 0 \text{ s}$   $2.5 \cdot \eta \cdot A \cdot g \cdot S \left( \frac{T_2}{T} \right)$

➤  **$F = M \times Sae(T) = 17104.53 \text{ kN}$**

➤ Déplacement du tablier par rapport au sol : **6.7 cm.**

- Le déplacement a pour expression :  $d_{L-Tablier} = \left( \frac{T}{2\pi} \right)^2 \times Sae(T) = 6.7 \text{ cm}$ .

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

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

TABLEAU N°X. 5.DISTRIBUTION DES FORCES SISMIQUES LONGITUDINALES SUR CHAQUE APPUI.

Appui	$K_{appui}(MN/m)$	$K_T(MN/m)$	F(kN)	$F_{appui}(kN)$
C1/C2	34.02	255.19	17104.53	2280.22
P1	62.09	255.19	17104.53	4161.48
P2	58.90	255.19	17104.53	3948.12
P3	66.16	255.19	17104.53	4434.48

↳ **EVALUATION DE L'EFFORT SISMIQUE TRANSVERSAL**

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

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

Nous avons :

$$\frac{L}{B} = \frac{156}{16} = 9.75 > 5 \rightarrow \text{On applique le modèle à tablier flexible.}$$

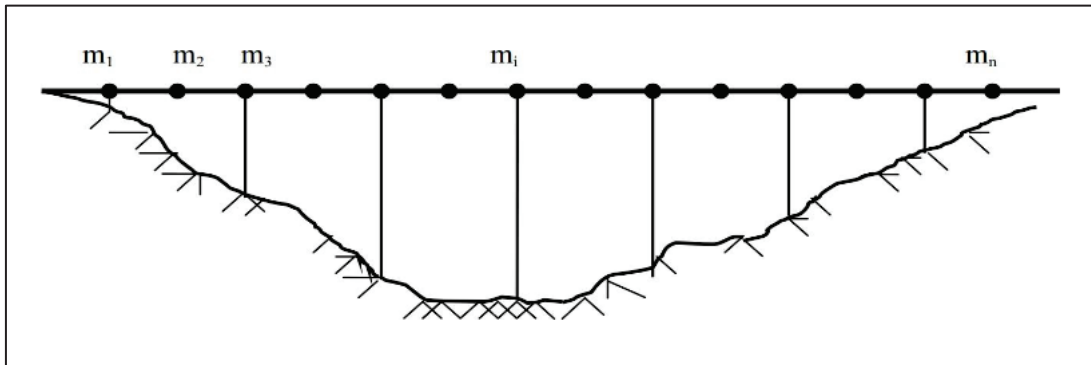


FIGURE N°X. 2.SEISME TRANSVERSAL.

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

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

- **M<sub>i</sub>** : est la masse effective attribuée à la pile (masse de la moitié supérieure de la pile augmentée de la masse du tablier afférent à la pile).
- **T<sub>i</sub>** : est la période fondamentale de la même pile.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M_i}{K_i}}$$

Les résultats obtenus sont mentionnés ci-dessous :

TABLEAU N°X. 6.DISTRIBUTION DES FORCES SISMIQUES TRANSVERSAL SUR CHAQUE APPUI.

Appui	M <sub>i</sub> (Kg)	T <sub>i</sub> (s)	S <sub>a</sub> (m/s <sup>2</sup> )	F <sub>i</sub> (kN)
C1/C2	654034.50	0.87	3.38	2209.42
P1	1505151.50	0.93	3.15	4737.71
P2	1509861.50	0.94	3.14	4743.67
P3	1496124.00	0.93	3.16	4725.12

↳ **EVALUATION DE L'EFFORT SISMIQUE VERTICAL :**

Pour les zones de fortes sismicité (zone IIb et III), les tabliers de pont en béton précontraint doivent être vérifiés sous l'effet de la composante verticale du séisme.

Notre ouvrage se situe dans la zone IIa donc on néglige la composante verticale.

**X.2.2.COMBINAISON DES COMPOSANTES DE L'ACTION SISMIQUE**

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

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

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

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

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

TABLEAU N°X. 7.EFFETS DES DIFFERENTES COMPOSANTES DU MOUVEMENT D'ENSEMBLE.

Appui	$E_{long}$ (KN)	$E_{trans}$ (KN)	$E_{vert}$ (KN)
C1/C2	2943.05	2893.49	1346.89
P1	5582.80	5986.15	2669.76
P2	5371.22	5928.10	2607.54
P3	5852.02	6055.46	2747.88

**X.2.3.VERIFICATIONS DES APPAREILS D'APPUI SELON RPOA 2008 :**

**X.2.3.1. Résistance à la compression :**

$$\sigma_m = \frac{R_{max}}{a \times b} = 10.10 \text{ MPa} < 20 \text{ MPa}, \text{ Condition vérifiée } \checkmark$$

**X.2.3.2. Sécurité au flambement :**

$$\gamma_s \cdot P_u \leq P_c$$

- $\gamma_s$ : Le coefficient de sécurité.
- $P_u$  : La valeur maximale des charges verticales à l'ELU.
- $P_c$  : La charge critique de flambement,  $P_c = 4 \cdot G \cdot B \cdot S^2 \cdot d/h$
- $B$  : L'aire nominale de l'appui.
- $d$  : La somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur de caoutchouc.
- $h$  : La hauteur totale de l'appareil d'appui.
- $S$  : facteur de forme.

$$S = 9.84; \quad d = 0.013m; \quad h = 0.065m; \quad B = 0.09m^2; \quad P_c = 10.99MN; \quad P_u = 1.59MN.$$

$$4.77MN \leq 10.99MN. \text{ Condition vérifiée } \checkmark$$

**X.2.3.3. Limitation de la distorsion**

On doit vérifier que :  $\delta = \tan(\gamma) < \delta_c$

$$\text{Pour : } \begin{cases} p = \frac{p_u}{p_c} \leq 0.25 \\ \delta \leq 0.7 + 4(\delta_0 - 0.7)(0.25 - p) \end{cases}$$

- $\delta_0 = \frac{c}{h_c}$ , boré par  $[0.7 < \delta_0 < 2]$
- $c$  : le petit côté de l'appareil d'appui,  $c = 0.35$  m.
- $h_c$  : épaisseur totale de l'élastomère,  $h_c = T = 0.05$  m.

Pour  $p \geq 0.25$        $\delta \leq 1.4(1 - 2p)$

$$p = \frac{P_u}{P_c} \Rightarrow P = 0.145 \text{ MN} \leq 0.25$$

$$\delta = \frac{\gamma}{T_d} \Rightarrow \gamma = 0.08152 \text{ donc } \delta = 1.63 > \delta_c = 1.25$$

**Condition non vérifiée ☒**, on doit faire des dispositifs de non distorsion (taquets d'arrêt).

**X.2.3.4. Condition du non-glissement :**

Pour assurer la stabilité des appareils d'appuis au glissement dans le cas dynamique, on vérifiera la condition : **H < f . N**

Tel que :

H : l'effort horizontal.

N : l'effort vertical.

f : coefficient de frottement, **f = 0.1 + (0.6 / σm)**.

**TABLEAU N°X. 8. APPLICATION NUMERIQUE DE LA VERIFICATION DE NON GLISSEMENT.**

	Appareil d'appui pile	Appareil d'appui culée
<b>H (MN)</b>	0.35	0.35
<b>N(MN)</b>	0.91	0.92
<b>σ<sub>m</sub> (MPa)</b>	5.77	5.83
<b>F</b>	0.20	0.20
<b>f .N(MN)</b>	0.19	0.19
<b>Vérification</b>	H > f.N	H > f.N
<b>La condition de non-glissement n'est pas vérifiée ☒ pour l'appareil d'appui transversal dans cecas-là, le néoprène doit être équipé d'un système anti-cheminement</b>		

**X.2.4. Ferrailage des dés d'appuis au niveau de la pile et la culée**

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

#### **X.2.4.1. Armatures de chaînage :**

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

Ces armatures de chaînage sont généralement disposées en une seule nappe ancrée aux extrémités soit par boucle à plat soit dans le corps de pile.

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

- $N$  : réaction maximale.  $N = 1.59 \text{ MN}$
- $\sigma_s$ : contrainte limite des armature d'acier.  $\sigma_s = 500/1.15 = 435 \text{ MPa}$ .

#### **X.2.4.2. Armatures horizontales :**

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

$$A_h = \frac{0.125 \times N}{\sigma_s}$$

#### **X.2.4.3. Frette supérieure :**

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

$$A_c = \frac{0.04 \times N}{\sigma_s}$$

#### **X.2.4.4. Frette inférieure :**

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

$$A_c = \frac{0.10 \times N}{\sigma_s}$$

**TABEAU N°X. 9.CALCULE ET FERRAILLAGE DE DE D'APPUI.**

			Plan de ferrailage
<b>A<sub>c</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>9.13</b>	<b>5 HA 16</b>	
<b>A<sub>h</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>4.56</b>	<b>5 HA 12</b>	
<b>A<sub>s</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>1.46</b>	<b>2 HA 10</b>	
<b>A<sub>i</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>3.65</b>	<b>4 HA 12</b>	

### **X.3.AUTRES EQUIPEMENTS :**

#### **X.3.1.Joint de chaussée :**

Le joint de chaussée est un élément exposé aux agressions de la circulation et de l'environnement. Toute intervention sur cet équipement entraîne des conséquences sur l'exploitation de l'ouvrage qu'il convient de limiter par de bonnes règles de conception et de mise en œuvre.

Afin de garantir une durabilité optimale et un fonctionnement correct du joint, il est primordial de choisir un joint de chaussée adapté à l'ouvrage et à son environnement. Ce choix passe par la détermination du déplacement du tablier et la capacité du joint de chaussée à reprendre le souffle de l'ouvrage, tant en déplacement longitudinal qu'en mouvement transversal et vertical.

##### **X.3.1.1.Le souffle :**

Le souffle d'un joint est le déplacement relatif maximal prévisible des deux éléments en regard, mesuré entre leurs deux positions extrêmes. Les principaux éléments entrant dans les composantes du souffle du joint sont la température, le retrait, le fluage, le coefficient de dilatation thermique et les actions.

Le calcul de souffle est donnée par :

$$W = WD + 0.3WT + WS/3$$

W : souffle total du joint.

WD : souffle des déformations différées (retrait et fluage) = 0.0105 m.

WT : souffle thermique = 0.0066 m.

WS : le déplacement calculé dans l'évaluation longitudinale de l'effort sismique = 0.067 m.

$$W = 0.0105 + 0.3(0.0066) + \frac{0.067}{3}$$

$$W = 35 \text{ mm}$$

A l'aide de catalogue de joints de chaussée CIPEC, On choisit la famille des joints à dents en console triangulaire Wd. Le diagramme ci-dessous fait état de la capacité de souffle des joint Wd en fonction du biais.

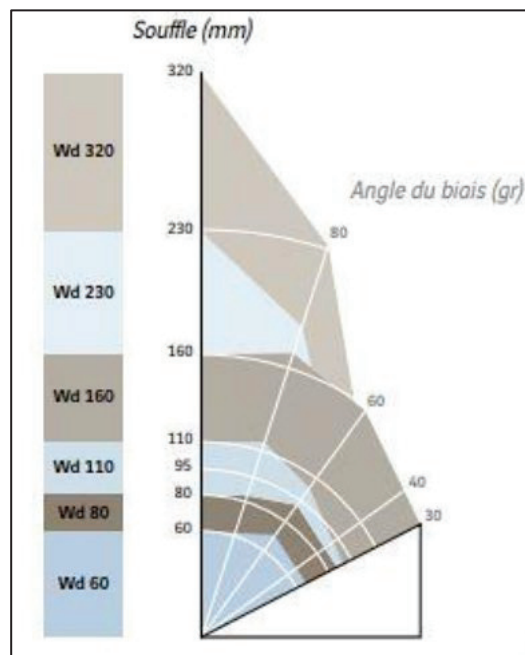


FIGURE N°X. 3. MODELES DES JOINTS Wd.

Le modèle pris en fonction du souffle et du biais de l'ouvrage est Wd60.



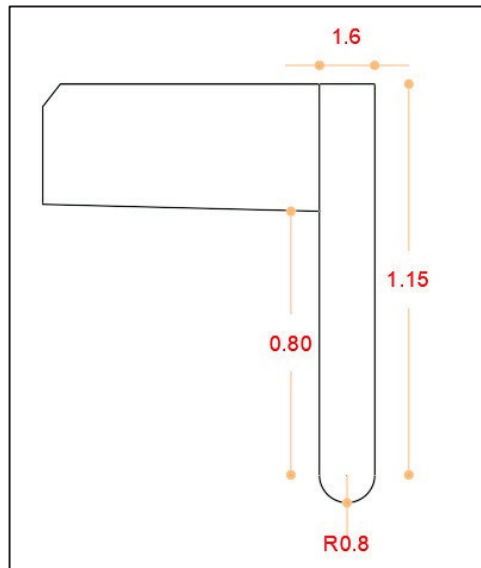
FIGURE N°X. 4. JOINT DU TYPE Wd.

### **X.3.2.L'assainissement d'un pont :**

L'évacuation des eaux sur les ponts est nécessaire pour la sécurité des usagers et la durabilité de l'ouvrage, le recueil des eaux est assuré par la pente transversale et longitudinale ensuite évacuées à l'aide des gargouilles.

### **X.3.3.Les corniches :**

Elles ont un rôle esthétique, situé à la partie haute des tabliers, dans notre projet on a recours à des corniches préfabriquées dont les dimensions montrées ci-dessous :



**FIGURE N°X. 5.DIMENSIONS DE LA  
CORNICHE PREFABRIQUEE.**

### **CONCLUSION :**

Ce chapitre nous a permis de mettre en évidence l'importance de chaque équipement du tablier ainsi que les méthodes de dimensionnement qui leur sont associées. Ces étapes essentielles garantissent la durabilité et la fonctionnalité des ponts face aux contraintes dynamiques.

---

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

---

## CHAPITRE XI.ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

### INTRODUCTION

L'étude de l'infrastructure d'un ouvrage est une étape fondamentale du projet, impliquant une analyse détaillée des éléments qui soutiennent le tablier, les appuis intermédiaires (piles) et les appuis d'extrémité (culées). Ces éléments jouent un rôle essentiel en supportant les charges et les actions provenant du tablier, tout en les transmettant de manière adéquate vers le sol approprié.

### XI.1.ETUDE DE LA PILLE

Une pile comporte deux parties distinctes :

- Une superstructure où fût, sur laquelle repose le tablier, son rôle est de transmettre les charges et les surcharges aux fondations.
- Une fondation : c'est la base de l'ouvrage, elle reçoit la descente des charges et les fait transmettre aux semelles reposant directement sur le sol ou sur un ensemble de pieux réunis.

#### XI.1.1.Conception de la pile :

Dans notre cas, nous avons choisi d'utiliser trois (03) piles poteaux composées de fûts circulaires pleins. Ces piles sont surmontées d'un chevêtre, la conception de cette configuration permet d'assurer une transmission efficace des charges entre les tabliers et les fondations, assurant ainsi la stabilité et la résistance de la structure du pont.

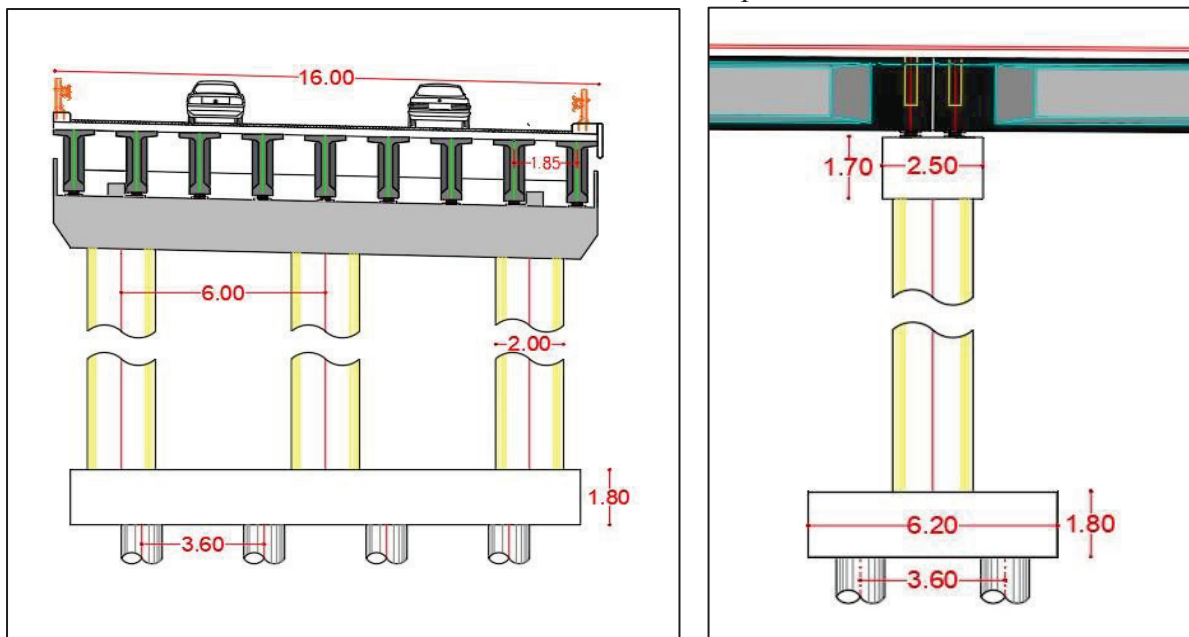


FIGURE N°XI. 1.CONCEPTION DE LA PILE.

TABLEAU N°XI. 1.POSITIONS DES PILES.

Pile	P1	P2	P3
Hauteur	6.90	8.10	4.60
Position	8+920.5	8+959.5	8+998.5

**XI.1.1.1. Evaluation des efforts agissant sur les futs de la pile :**

TABLEAU N°XI. 2.EVALUATIONS DES EFFORTS DE LA PILE LA PLUS SOLLICITEE.

Sollicitations	Vertical (KN)	Horizontal (KN)	Moment (KN.m)
Désignations			
G(fût)	1908.52	/	/
G(tablier)	13080.69	/	/
Chevêtre	1700.00	/	/
A(l)	2579.85	/	/
Bc	1794.74	/	/
Mc120	1132.20	/	/
D240	2141.05	/	/
Freinage A(l)	/	108.87	1066.91
Freinage Bc	/	180.00	1764.00
Ht	/	167.98	1646.18
Hflv(ret+fluage)	/	266.63	2612.99

**XI.1.1.2. Combinaison des efforts :**

Les sollicitations les plus défavorables sur les futs :

TABLEAU N°XI. 3.COMBINAISON DES EFFORTS.

Cas	Combinaisons	N (KN)	H (KN)	M (KN.m)
ELS	$G+1.2Bc+ 0,6H_T + H_{flv}$	6280.96	194.47	1905.83
ELU	$1.35G+1.6Bc+ 0,9 H_T + H_{flv}$	8467.34	266.38	2610.50
ELA	$G+E_2+0,4 H_T + H_{flv}$	5646.66	713.33	17296.66

**XI.1.1.3. Ferrailage de la pile :**

**a) Vérification vis-à-vis du flambement :**

L'élançement  $\lambda$  doit inférieure à 50 :

$$y = \frac{l_f}{i} \leq 50$$

Où :

- $\lambda$  : l'élançement géométrique de la pile.
- $l_f$  : la longueur du flambement :  $l_f = 0.7 \times l_0 = 5.67m$
- $i$  : rayon de giration.

$$i = \frac{D}{4} = \frac{2}{4} = 0.5m$$

⇒  $\lambda = 11.34 \leq 50$  ; **Condition vérifiée ✓**

**Section d'acier d'un fût :**

Section d'acier :

Avec Robot expert  $A_s = 366.9 \text{ cm}^2$

Donc : on prend **48HA32** avec un espacement de **20 cm**.

**Cercle transversale :**

Avec robot expert :

1 cercle de **HA20** et 1 cercle de **HA16** pour la construction, espacement de **10 cm** zone critique et **20 cm** zone courante.

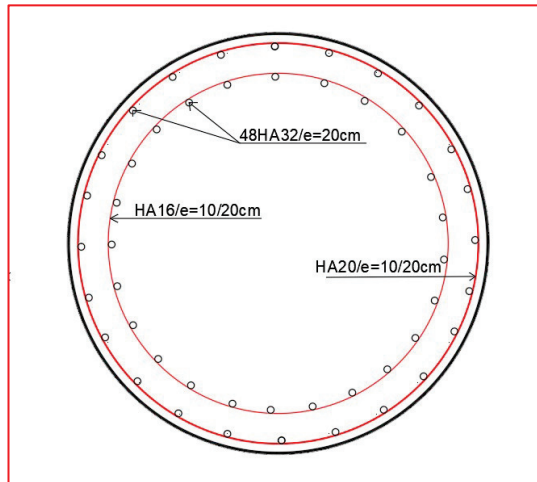


FIGURE N°XI. 2.FERRAILLAGE D'UN FUT.

**b)Ferrailage de chevêtre :**

Le chevêtre est sollicité principalement par un moment longitudinal et un effort tranchant.

Les résultats de calcul des efforts internes sont donnés aux diagrammes suivants :

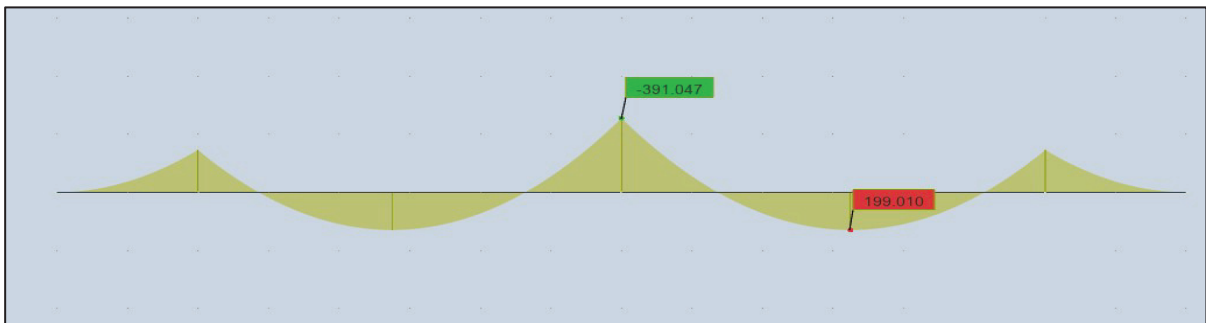


FIGURE N°XI. 4.MOMENT FLECHISSANT MAXIMAL SOUS LA COMBINAISON G+1.2A(L).

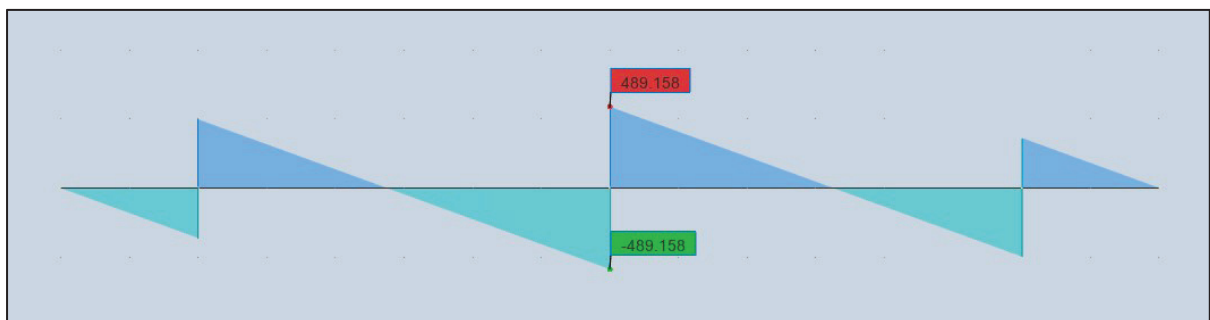


FIGURE N°XI. 3.EFFORT TRANCHANT MAXIMAL SOUS LA COMBINAISON 1.35G+1.6A(L).

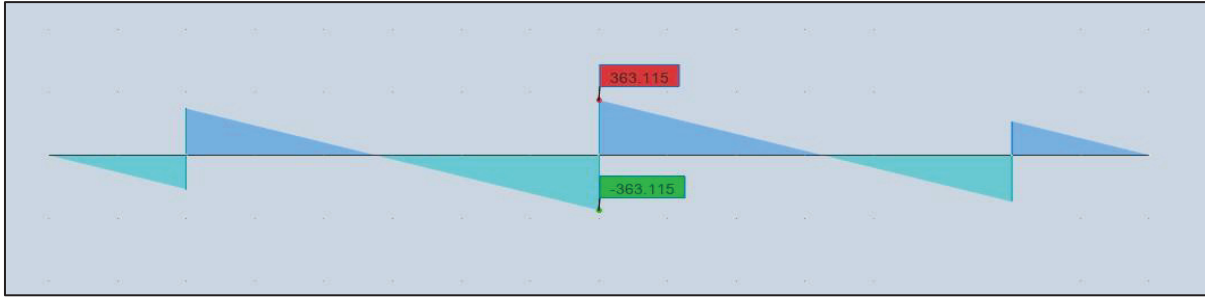


FIGURE N°XI. 6.EFFORT TRANCHANT MAXIMAL SOUS LA COMBINAISON G+1.2A(L).

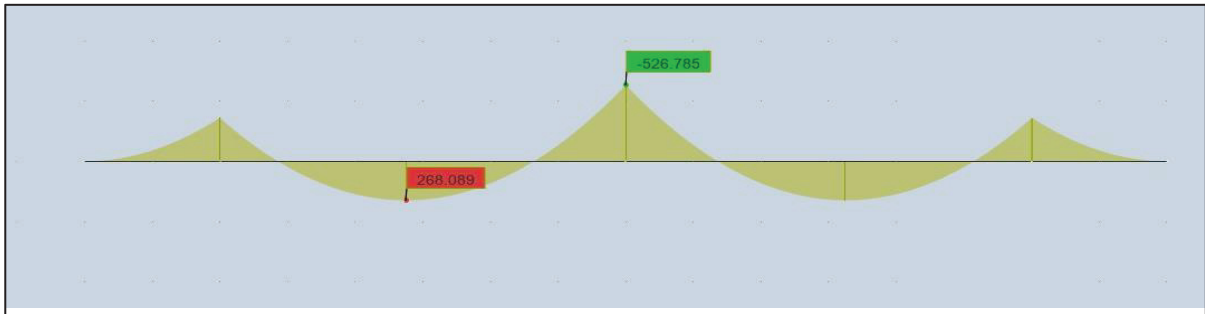


FIGURE N°XI. 5.MOMENT FLECHISSANT MAXIMAL SOUS LA COMBINAISON 1.35G+1.6A(L).

**Nappe supérieure :**

Avec Robot expert  $A_s = 125.1 \text{ cm}^2$ , soit **16H32**, avec un espacement de **15cm**.

**Nappe inférieure :**

Avec Robot expert  $A_s = 62.1 \text{ cm}^2$ , soit **16HA25**, avec un espacement de **15cm**.

**XI.1.1.4.Dimensionnement a la torsion :**

On considère une section rectangulaire ayant la hauteur du chevron, et dont la largeur  $l_t$

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

Avec  $l_t$  : la largeur de torsion

- ☉  $H_c = 1.7m$
- ☉  $\phi = 2m$
- ☉  $L_c = 2.5m$
- ☉  $L_t = 2.5m$

**Contrainte de torsion**  $\tau = \frac{c}{2\gamma b_n}$

- $b_n$  : l'épaisseur de la paroi de la section creusé équivalente.
- $c$  : moment de torsion ;  $c = P_g * e$ .
- $\gamma$  : l'aire de la torsion ;  $\gamma = (h_c - b_n) * (l_t - b_n)$ .
- $P_g$  : réaction de poids propre de la poutre divisé par la largeur de chevron.

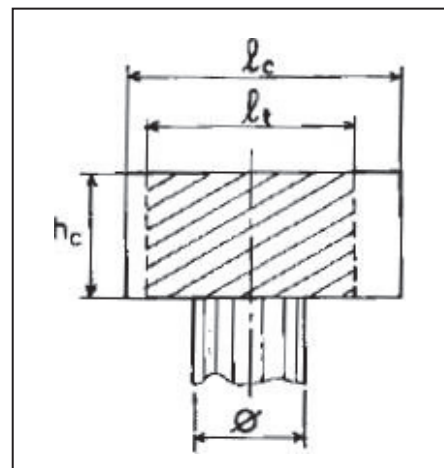


FIGURE N°XI. 7.DIMENSIONNEMENT A LA TORSION.

-  $e$  : entraxe entre l'axe du chevêtre et l'axe de l'appui des poutres.

On trouve  $c = 124.41 \text{KN.m/ml}$

$$A_s = \frac{\frac{1}{\sigma_a} \times c \times P}{2\gamma}$$

On trouve  $A_s = 4.66 \text{cm}^2$ , on prend **HA 14** avec un espacement de **20cm**.

**Pour l'armature transversale :**

Avec robot expert on a choisi des cadres de de **HA 12** avec un espacement de 15 cm

Le croquet de ferrailage est montré dans la figure ci-dessous :

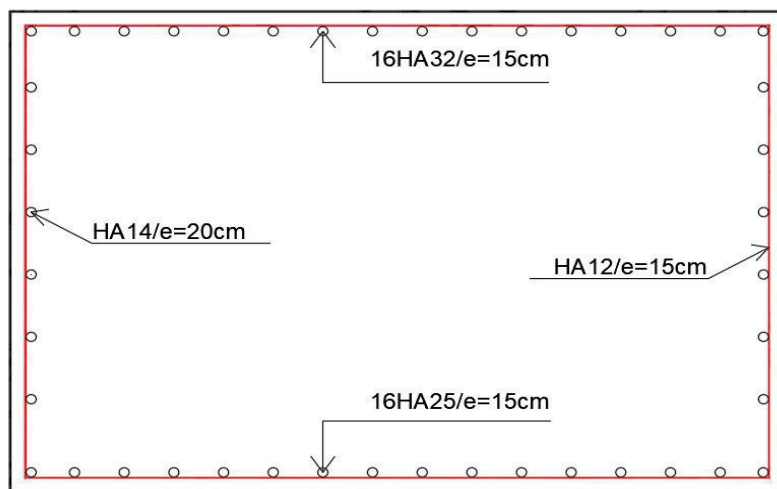


FIGURE N°XI. 8.FERRAILAGE DU CHEVETRE.

## XI.1.2.Etude de fondation

### XI.1.2.1.Évaluation des efforts agissant sur la semelle

TABLEAU N°XI. 4.EVALUATIONS DES EFFORTS AGISSANT SUR LA SEMELLE.

Sollicitations	Vertical (KN)	Horizontal (KN)	Moment (KN.m)
Désignations			
<b>G</b> (chev+fût+semelle)	7793.52	/	/
<b>G(tablier)</b>	13080.69	/	/
<b>A(I)</b>	2579.85	/	/
<b>Bc</b>	1794.74	/	/
<b>Mc120</b>	1132.20	/	/
<b>D240</b>	2141.05	/	/
<b>Freinage A(I)</b>	/	108.87	1262.88
<b>Freinage Bc</b>	/	180.00	2088.00
<b>Ht</b>	/	167.98	1948.54
<b>Hflv(ret+fluage)</b>	/	266.63	3092.93

**XI.1.2.2. Combinaison des efforts**

TABLEAU N°XI. 5.COMBINAISON DES EFFORTS.

Cas	Combinaisons	N (KN)	H (KN)	M (KN.m)
ELS	$G+1.2Bc+ 0,6H_T + H_{fv}$	23027.89	583.42	6767.66
ELU	$1.35G+1.6Bc+ 0,9 H_T + H_{fv}$	31.051.76	799.13	9269.94
ELA	$G+E_2+0,4 H_T + H_{fv}$	17199	2157	63493

**XI.1.2.3. Ferrailage**

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

$$\left( \alpha > 45^\circ; \quad \tan \alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} \quad ; h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \quad \text{avec } h = H - d \right)$$

- H épaisseur de la semelle = 1.80m m.
- l : largeur semelle =6.2m.
- L : entraxe entre pieux =3.5m.
- b : diamètre fut =2m.
- d'=0.1m.

On trouve :  $h = 1.7m > 1.25m$

$\alpha = 53.7 > 45^\circ$ , **Condition vérifiée ✓**

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

$$A_s = \frac{N_1}{\bar{\sigma}_a} \times \left( \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \right)$$

↪ **Condition normale :**

$$N_{\max-ELS} : 3.41MN$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \times fe = 333.33 MPa$$

$$A_s = 75.20cm^2.$$

↪ **Condition sismique :**

$$N_{\max-ELA} : 6.56MN.$$

$$\bar{\sigma}_a = 500 MPa$$

$$A_s = 96.47cm^2.$$

Les armatures transversales sont placées dans les bandes axées sur les pieux, tel que sa largeur Légale à :  $h + \Phi_{\text{pieu}} = 1.7 + 1,2 = 2,9 m$ .

**Armatures transversales inférieures :**

$A_s = 96.47/2.9 = 33.26 \text{ cm}^2/\text{ml}$ , soit **5HA32** avec un espacement de 25cm.

**Armatures transversales supérieures :**

$A_s = 33.26/3 = 11.08 \text{ cm}^2/\text{ml}$ , soit **5HA20** avec un espacement de 25cm.

**Armatures longitudinales inférieure :**

$A_s = 33.26/3 = 11.08 \text{ cm}^2/\text{ml}$ , soit **5HA20** avec un espacement de 25cm.

**Armatures longitudinales supérieures :**

$A_s = 33.26/4 = 8.31 \text{ cm}^2/\text{ml}$ , soit **5HA16** avec un espacement de 25cm.

**Armatures latérales :**

$A_s = 33.26/10 = 3.32 \text{ cm}^2/\text{ml}$ , soit **5HA12** avec un espacement de 25cm.

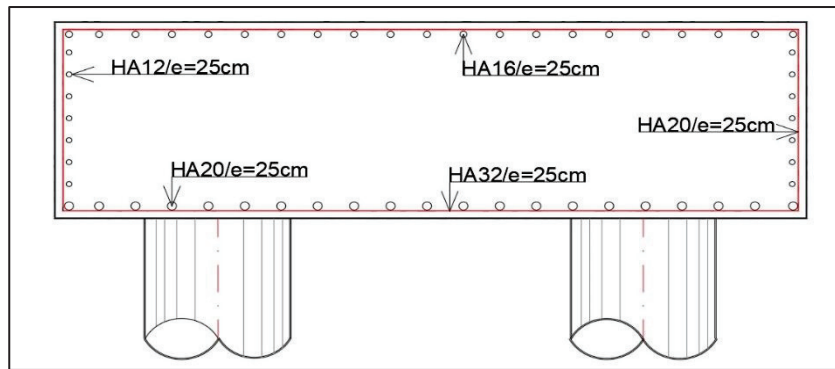


FIGURE N°XI. 9.FERRAILLAGE DE LA SEMELLE.

**XI.1.3.Etude des pieux**

Le nombre de pieux est en fonction de la capacité portante d'un pieu et les résultats de la campagne géotechnique :

$$n_p = \frac{N_{max}}{Q_p}$$

Tel que :

- $N_{max}$  : l'effort normal maximal à l'ELS ( $N_{max} = 23970.03 \text{ KN}$ ).
- $Q_p$  : Capacité portante d'un pieu à l'ELS à 43 m ( $Q_p = 4200\text{KN}$ ).

**A L'ELS :**

$$n_p = \frac{23970.03}{4200} = 6$$

D'après ce calcul, on peut prendre un nombre de pieux égal à 8, de 40m de profondeur.

**XI.1.3.1. Actions sur les pieux**

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

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

- **b** : diamètre du pieu.
- **C<sub>u</sub>** : module de réaction du sol.
- **Y** : déplacement en tête du pieu.

La solution de l'équation précédente est de la forme :  $\alpha = \frac{\sqrt[4]{4EI}}{b \times C_u}$

$\alpha$  : longueur élastique du pieu.

**Calcul du Coefficient d'amortissement du module de WARNER  $\lambda$  :**

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

- **E** : module d'élasticité du béton.
- **I** : moment d'inertie du pieu.
- **b** : longueur du pieu.

C<sub>u</sub> = 30 MN/m<sup>3</sup> E = 33 000 MPa  
 b = 1,20 m  
 I = 0,1017 m<sup>4</sup>  
 λ = 0.228 D'où : λ × L = 9.1037

D'où, en tire les valeurs de, ( $X_{\varphi}^H, X_{\varphi}^M$ ) pour λ × L = 9.1037 à partir du tableau WERNER.

**TABLEAU N°XI. 6.VALEURS DE WARNER.**

λ×L =	1	1.5	2	3	4	6	7	8	9	10
<b>X<sub>θp</sub></b>	4.03	1.96	1.35	1.16	1.26	1.45	1.55	1.64	1.74	1.83
<b>X<sub>θm</sub></b>	6.76	2.55	1.62	1.48	1.54	1.65	1.71	1.76	1.82	1.87

donc →  $X_{\varphi}^H = 174$  ;  $X_{\varphi}^M = 1.82$

**Effort tranchant en tête de pieu :**

ELS: H<sub>max</sub> = 583.42 KN                      p = 583.42/8=72.92 KN  
 ELU: H<sub>max</sub> = 799.130 KN                      p = 799.13/8=99.89  
 ELA: H<sub>max</sub> = 2160KN                              p = 2160/8=270KN

**Moment fléchissant :**

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

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

**TABEAU N°XI. 7.VALEURS DE MOMENT FLECHISSANT A ELU, ELS ET ELA.**

	$M_{max}$ (KN.m)	$T_{max}$ (KN)	$N_{cor}$ (KN)
<b>ELS</b>	307.11	72.92	2395.08
<b>ELU</b>	420.66	99.89	3219.33
<b>ELA</b>	1132.157	270	2260

**Section d'acier :**

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

**Cerces transversales :**

Avec Robot expert : **1 cerces HA14**, esp = **15 cm** dans la zone critique et **30 cm** dans la zone courante.



**FIGURE N°XI. 10.FERRAILLAGE DU PIEUX.**

**XI.2.ETUDE DE LA CULEE**

La culée est un élément fondamental de l'infrastructure d'un pont, construite aux deux bords de l'ouvrage, donc c'est l'élément qui assure le raccordement de l'ouvrage au terrain de façon à avoir une continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont.

La culée a deux rôles principaux, elle à la fois un appui de tablier et un mur de soutènement qui fait face à la poussée des terres et les surcharges de remblais.

**XI.2.1. Dimensionnement de la culée**

**TABEAU N°XI. 8. DIMENSIONS DES ELEMENTS DE LA CULEE.**

Elément	Hauteur(m)	Longueur(m)	Epaisseur ou largeur(m)
Semelle	1.80	15	6.2
Mur frontal	7.00	16.00	1.60
Dalle de transition	0.30	15.25	4.00
Mur en retour	/	/	0.70
Corbeau	/	14.60	/
Mur de grade de grève	2.45	16	0.30

**Schéma  
représentatif de la  
culée**

**XI.2.2. Evaluation des efforts agissant sur la culée :**

**TABEAU N°XI. 9. EVALUATION DES EFFORTS DUS AU POIDS PROPRE.**

Désignation	N (KN)	H(KN)	X	Y	M/y	M/x
Semelle	4185.00	/	0.00	0.90	0.00	/
Mur F	4480.00	/	0.10	5.30	448.00	/
DDT	228.75	/	2.90	10.28	663.38	/
Mur en R	471.99	/	4.23	8.02	1996.53	/
Corbeau	87.24	/	1.07	9.93	93.34	/
MGG	294.00	/	0.83	10.00	244.02	/
Poids des Terres	4825.80	/	2.00	5.94	9651.59	/
Poussée desterré	/	5566.33	/	-3.78	/	-21022.18
Poids Sur 10kN/m <sup>2</sup>	584.00	/	2.00	/	1168.00	/

<b>Poussée Sur 10kN/m<sup>2</sup></b>	/	545.88	/	-5.67	/	-3092.41
---	---	--------	---	-------	---	----------

TABLEAU N°XI. 10.EVALUATIONS DES EFFORTS DUS AUX TABLIERS.

Désignation	N (KN)	H (KN)	X	Y	M/y	M/x
R(G)	6540.35	/	0.00	/	0.00	/
R(AI)	1541.03	/	0.00	/	0.00	/
R(Bc)	1406.39	/	0.00	/	0.00	/
R(Mc120)	1079.96	/	0.00	/	0.00	/
R(D240)	1671.72	/	0.00	/	0.00	/
Hf+r	/	133.32	/	-8.80	/	-1173.18
HT°	/	83.99	/	-8.80	/	-739.10
Freinage AI	/	175.20	/	-8.80	/	-1541.80
Freinage Bc	/	180.00	/	-8.80	/	-1584.00

Le tableau ci-après résume les combinaisons des actions précédentes à l'ELS et l'ELU :

TABLEAU N°XI. 11.LES COMBINAISONS DES ACTIONS APPLIQUEES SUR LA CULEE A L'ELU ET A L'ELS.

Désignation		N (KN)	H (KN)	MH (KN.m)	MV (KN.m)	Δ M (KN.m)
<b>E.L.S</b>	<b>G+0.6T</b>	21113.12	5750.04	-25731.23	13096.86	-12634.37
	<b>G+0.6T+1.2Q</b>	21813.92	6405.10	-29442.12	14498.46	-14943.66
	<b>G+0.6T+1.2A(I)</b>	23412.87	5960.29	-27581.39	13096.86	-14484.53
	<b>G+0.6T+1.2Bc</b>	23114.82	5966.042	-27632.03	13096.86	-14535.17
	<b>G+0.6T+Mc<sub>120</sub></b>	22198.63	5750.04	-25731.23	13096.86	-12634.37
	<b>G+0.6T+D<sub>240</sub></b>	22957.33	5750.04	-25731.23	13096.86	-12634.37
<b>E.L.U</b>	<b>1.35G+0.9T</b>	28502.71	7770.12	-30628.93	17680.76	-12948.17
	<b>1.35G+0.9T+1.6Q</b>	29437.11	8643.52	-35576.78	19549.56	-16027.22
	<b>1.35G+0.9T+1.6A(I)</b>	31569.05	8050.44	-33095.81	17680.76	-15415.05
	<b>1.35G+0.9T+1.6(Bc)</b>	31171.64	8058.12	-33163.33	17680.76	-15482.57
	<b>1.35G+0.9T+1.35Mc<sub>120</sub></b>	29968.14	7770.12	-30628.93	17680.76	-12948.17
	<b>1.35G+0.9T+1.35D<sub>240</sub></b>	30992.39	7770.12	-30628.93	17680.76	-12948.17

### XI.2.3.Ferraillage des éléments de la culée :

#### XI.2.3.1.Ferraillage de mur frontal :

Le mur frontal est un élément qui est encasté dans la semelle, il travaille à la flexion composée.

**TABLEAU N°XI. 12.COMBINAISONS DES MOMENTS ET EFFORTS TRANCHANTS ET EFFORT NORMAL POUR LE MUR FRONTAL.**

Cas	N (KN)	T (KN)	M (KN.m)
ELS	729.90	314.73	-1059.83
ELU	981.31	424.74	-1150.30

**Ferraillage du mur frontal :**

**Section d'acier :**

Avec robot expert :  $A_s = 19.7 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

Donc : on prend **5HA25**, avec un espacement de **20 cm**.

➤ **Armature de constructions :**

$A_{s'} = A_s/3 = 6.57 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ;

Donc : on opte pour **5HA14**, avec un espacement de **20 cm**.

➤ **Armatures transversales :**

$A_t = A_s/4 = 4.92 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ;

Donc , on opte pour **5HA12**, avec un espacement de **20 cm**.

**XI.2.3.2.Ferraillage de dalle de transition :**

La dalle de transition est sollicitée par une flexion simple, supposée simplement appuyée, elle est soumise à son poids propre, surcharges et le poids de remblais au-dessus.

**TABLEAU N°XI. 13.LES EFFORTS AGISSANTS SUR LA DALLE DE TRANSITION.**

Type de charge	Q (kN/ml)	M(KN.m/ml )	V (kN )
Poids propre	7.5	15	15
Revêtement	1.92	3.84	3.84
Remblai	15.12	30.24	30.24
Surcharges	10	20	20

**TABLEAU N°XI. 14.COMBINAISONS DES ACTIONS AGISSANT SUR LA DALLE DE TRANSITION.**

Cas	Combinaison	M (KN.m/ml)
ELS	MG + 1.2 MQ	73.08
ELU	1.35 MG + 1.6 MQ	98.26

➤ **Armatures principales :**  $A_s = 16 \text{ cm}^2$ , soit **5HA25/ml** espacé de **20cm**.

➤ **Armatures de constructions :**  $A_{s'} = A_s/3 = 5.33 \text{ cm}^2$ , soit **5HA14/ml** espacé de **20cm**.

➤ **Armatures longitudinales :**  $A_t = A_s/4 = 4 \text{ cm}^2$ , soit **5HA12/ml** espacé de **20cm**.

**XI.2.3.3. Ferrailage de corbeau :**

Le corbeau joue le rôle d'appui pour la dalle de transition, et il est soumis à la réaction de cette dernière.

Le ferrailage se fait en compression simple.

La réaction due au poids des charges permanentes est donnée par la formule suivante :

$$R_{remblai} = q \times \frac{L}{2}$$

- L : longueur de la dalle de transition
  - q : charges permanente.
- $$\left\{ \begin{array}{l} L = 4\text{m} \\ q = 24.54 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

⇒ On trouve  $R_{remblai} = 49.08 \text{ KN/ml}$ .

La réaction due aux surcharges sur remblai est donnée par la formule suivante :

$$R_{surcharges} = q \times \frac{L}{2}$$

- L : longueur de la dalle de transition
  - q : Surcharges
- $$\left\{ \begin{array}{l} L = 4\text{m} \\ q = 10.00 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

⇒  $R_{surcharges} = 20.00 \text{ KN/ml}$

**TABLEAU N°XI. 15.COMBINAISONS DES ACTIONS AGISSANT SUR LE CORBEAU.**

Cas	Combinaison	R (KN/ml)
ELS	RG + 1.2 RQ	73.08
ELU	1.35 RG + 1.6 RQ	98.26

**Section d'acier :**  $A_s = 11.2\text{cm}^2$ , soit **5HA20/ml** espacé de **20cm**.

**Armature de construction :**  $A_s' = A_s/3 = 3.73\text{cm}^2$ , soit **5HA12/ml** espacé de **20cm**.

**XI.2.3.4. Ferrailage de mur garde grève :**

**Evaluation des efforts :**

- Moment des poussées des terres :

$$M_p = P \times \frac{H}{3}$$

H représente la hauteur de mur garde grève.

$$M_f = \left( \frac{2\mu \times P \times H}{0.25 + 2H} \right)$$

On trouve :  $P = 17.83 \text{ KN/ml}$  ;  $M_p = 14.56 \text{ KN.m/ml}$

$M_{p-ELU} = 19.65 \text{ KN.m/ml}$  ;  $M_{p-ELS} = 14.56 \text{ KN.m/ml}$ .

- $\mu = 1.6$  à l'ELU
- $\mu = 1.2$  à l'ELS

P = 60 KN

$$M_{F-ELU} = 91.34 \text{ KN.m/ml} ; M_{F-ELS} = 68.50 \text{ KN.m/ml}$$

Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève

$$M_p = \frac{12K}{0.75 + 2H} \times \int_0^H \frac{H-x}{(0.25+x)} dx \text{ avec } K = K_a \times b_c \times \delta \times \gamma$$

Avec :

- $\gamma$  : coefficient de pondération = 1.6 à l'ELU et 1.2 à l'ELS.
- $b_c$  : Coefficient de pondération du system Bc.
- $\delta$  : Coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai.
- H : hauteur de mur garde grève

**TABLEAU N°XI. 16. LES VALEURS DE  $M_p/K$ .**

H(m)	0.5	0.75	1	1.5	2	2.5	3
$\frac{M_p}{K} (t.m/ml)$	2.23	3.4	4.41	6.11	7.45	8.56	9.49

H = 2.45, par interpolation linéaire on trouve :

$$\frac{M_p}{K} = 8.44 (t.m/ml)$$

Ku = 0.67 ; Ks = 0.50

Alors  $M_{P-ELU} = 56.40 \text{ KN.m/ml}$  ;  $M_{P-ELS} = 42.30 \text{ KN.m/ml}$ .

**TABLEAU N°XI. 17. COMBINAISONS DES ACTIONS AGISSANT SUR LE MUR GARDE GREVE**

Cas	Combinaison	M (KN.m/ml)
ELS	MG + 1.2 MQ	125.37
ELU	1.35 MG + 1.6 MQ	167.40

**Section d'acier :**

As = 28.3 cm<sup>2</sup>, on prend **5HA32/ml** côté remblai, espacé de 20cm.

**Armatures de construction :** As / 3 = 9.43 cm<sup>2</sup>, ; Soit : **5HA20/ml** côté tablier, espacé de 20cm

**Armatures horizontales :** At = As / 4 = 7.07 cm<sup>2</sup>, ; Soit : **5HA14/ml**, espacé de 20cm.

**XI.2.3.5. Ferrailage de mur en retour :**

Pour calculer les sollicitations on utilise un modèle 3D par logicielle Robot. Le mur en retour est supposé être encastré sur ses les deux côtés.

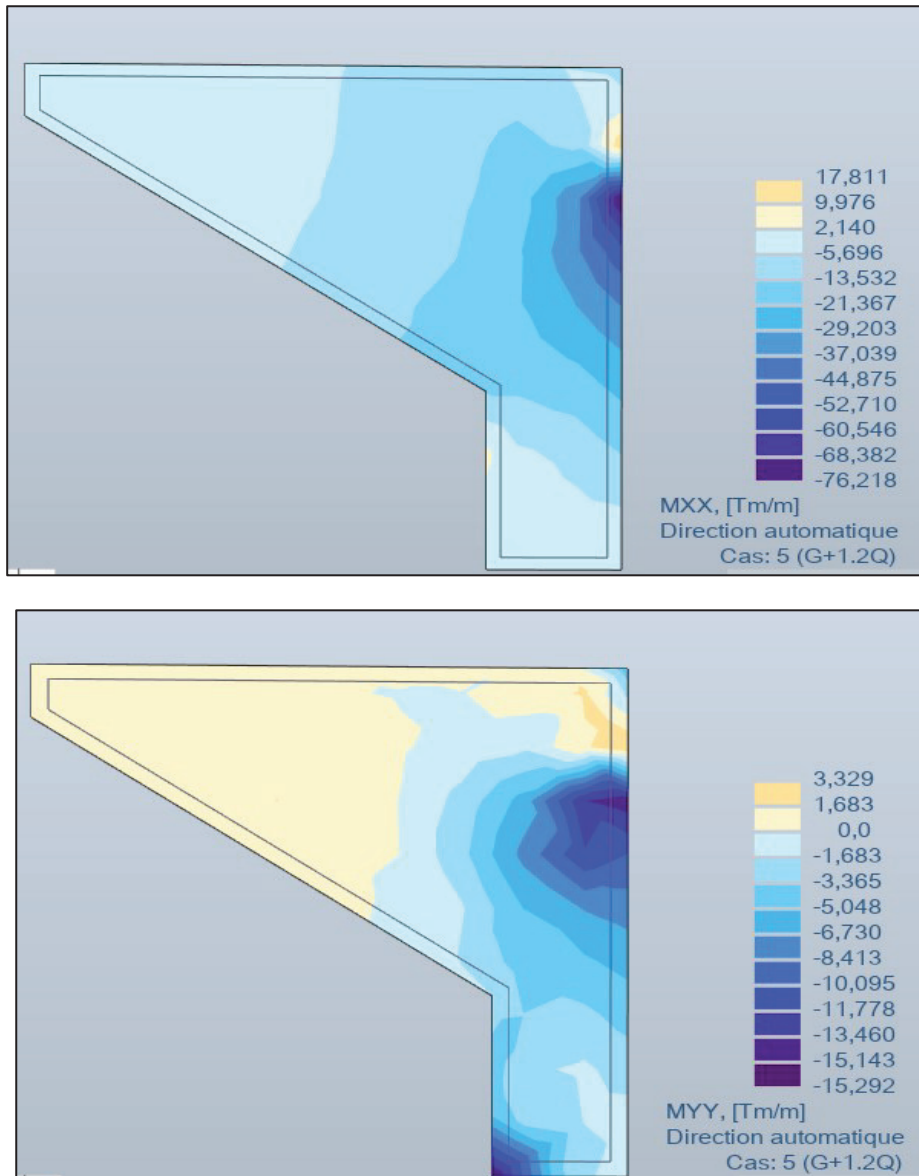


TABLEAU N°XI. 18.LES SOLLICITATIONS DUS AU MUR A L'ELS.

Avec un logiciel de calcul on a  $M_{xx} = 450 KN.m$

**Section d'acier :** Avec le logiciel de calcul  $A_s = 37.6cm^2$ , soit **5HA25/ml** espacé de **20cm**.

**Armatures de constructions :**  $A_s' = A_s/3 = 12.53cm^2$  ; Soit **5HA20/ml** espacé de **20cm**.

Avec un logiciel de calcul on a  $M_{yy} = 130 KN.m$

**Section d'acier :** Avec Robot expert  $A_s = 11.1cm^2$ , soit **5HA20/ml** espacé de **20cm**.

**Armatures de constructions :**  $A_s' = A_s/3 = 3.7cm^2$  ; Soit **5HA14/ml** espacé de **20cm**.



FIGURE N°XI. 11. FERRAILLAGE DE LA CULEE.

### CONCLUSION

Ce chapitre a mis en évidence la vérification de la stabilité de la pile, ainsi que le dimensionnement adéquat de son ferraillement, garantissant son bon fonctionnement. De même, la culée a été soumise à une vérification approfondie de sa stabilité et de son dimensionnement. Ces analyses approfondies nous permettent de conclure que notre ouvrage peut être exploité en toute sécurité.

---

# **CONCLUSION GENERALE**

---

## CONCLUSION GENERALE

Le domaine des travaux publics n'est guère limité, ce qui impose l'acquisition d'une vision étalée s'ouvrant sur toute information de grande importance.

Il est vrai qu'on a pu rédiger un mémoire cohérent concernant la conception et l'étude d'un ouvrage d'art sur Oued Soummam au PK8+926.25, dans le cadre de la réalisation de la pénétrante de Béjaïa, dans lequel nous avons abordé toutes les différentes étapes constituant le dimensionnement de cet ouvrage., mais d'un point de vue personnel, ceci reste insuffisant pour combler notre volonté d'acquérir plus d'expérience. D'ailleurs, c'est cette volonté même, qui nous a aidé à surmonter toutes les entraves rencontrées durant la période d'étude.

Notre détermination intense à ne pas s'agenouiller devant le manque de documentation, nous a permis de faire preuve de persévérance.

Finalement, nous espérons que ce modeste travail soit à la hauteur des ambitions de tous ceux qui nous ont fait confiance, nous avons tout l'espoir que ce mémoire modeste puisse prendre l'aspect d'une référence crédible. D'ailleurs, tout au long de la rédaction, nous avons essayé de présenter un contenu bien tissé, mettant en lumière un raisonnement simplifié, facile à collecter de la part de tout étudiant ou tout curieux désirant étaler ses connaissances, et aussi qu'il soit un point de départ pour entamer d'autres études dans la vie professionnelle.

---

# **BIBLIOGRAPHIE**

---

## BIBLIOGRAPHIE

AMIEUR Mohamed, « *Cours de ponts* ». *Ecole nationale supérieure des travaux publics de Kouba, Algérie, 2021/2022.*

AMIEUR Mohamed, « *Cours de Béton Précontraint* ». *Ecole nationale supérieure des travaux publics de Kouba, Algérie, 2021/2022/2023.*

BELAOURA Mbarek, « *Cours de Béton Précontraint* ». *Ecole nationale supérieure des travaux publics de Kouba, Algérie, 2021/2022.*

BENREDOUANE Mustapha, « *Cours de Béton Armé* ». *Ecole nationale supérieure des travaux publics de Kouba, Algérie, 2021/2022.*

BELAOURA Mbarek, « *Cours de Béton Armé* ». *Ecole nationale supérieure des travaux publics de Kouba, Algérie, 2018/2019/2020.*

ZOURGUI Hemaidi Nadjib. « *Cours de pont, application de la méthode de GUYON MASSONNET pour les ponts à poutres* », *Ecole nationale supérieure des travaux publics de Kouba, Algérie, 2021/2022.*

Guyon.Y, « *Calcul des Ponts Larges à Poutres Multiples Solidarisées par des Entretoises* », *Annales des Ponts et Chaussées de France, 1946.*

Richard Bares et Charles Massonnet, « *Le calcul des grillages de poutres et dalles Orthotropes* ».

MERZOUGUI Billel – ABDELLI Ahmed, *Etude d'un ouvrage d'art à poutres multiples précontraint sur l'oued de Bouyeghsane Nador-Wilaya de Tipaza, Mémoire d'obtention du diplôme d'ingénieur d'état. Encadré par MRAIN Yahia Brahim. Ecole nationale supérieure des travaux publics de Kouba, Algérie, 2010.*

BOUAFIA.A. « *Analyse comparative des méthodes de calcul des pieux forés isolés à partir de l'essai SPT* ».

De GENNARO Vincenzo, FRANK Roger « *Modélisation de l'interaction sol-pieu par la méthode des éléments finis* ». *CERMES (École Nationale des Ponts et Chaussées - LCPC, Institut Navier).*

T. HOCOMBE, P. MOORE, C. TE BOEKHORST, R. GITTENS, and S. den BLANKEN. « *Screw grout injection piled foundations for major bridge strengthening in Utrecht* ». *ResearchGate.*

Jean-Pierre Magnan et Jean-Michel Torrenti. « *Pieux et fondations spéciales* »

CALGARO, J.A & Bernard-Gély, A. *Conception des ponts. Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), (1994).*

CALGARO, J.A., & Virlogeux, M, « *Projet et construction des ponts* », *Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), 1987.*

Catalogue des joints de chaussée, *FREYSSINET septembre 2015.*

CHAUSSIN. R, « Béton précontraint ». *Direction Techniques des Ouvrages d'Art au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (France), 1992.*

Document SETRA, *Appareils d'appui en élastomère fretté.*

Document SETRA, *Appui des tabliers, PP73, 1.3.2, calculs complémentaires ferrailrages types.*

Document SETRA, « *Ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post tension* ». *Centre des techniques d'ouvrages d'art (France), Février 1996.*

Document SETRA, « *Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs* ». *Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), juin 2003.*

Document SETRA, « *Ponts mixtes acier-béton* ». *Ministère de l'écologie, de l'énergie, de développement durable et de la mer (France), (septembre 2009).*

RCPR, *Document technique réglementaire, Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes, 2009*

RPOA, *Document technique réglementaire, Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art, 2008.*

THONIER. H, « *Le béton précontraint aux états limites* ». *Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris : 2ème édition, (France), 1992.*

BAEL, *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en Béton armé suivant la méthode des états limites, BAEL 91 révisé 99, 1999.*

BPEL, *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites, BPEL 91 révisé 99, 1999.*

---

**ANNEXE A**

**RESULTATS DES ESSAIS**

**GEOTECHNIQUES**

---

ANNEXE A  
EXEMPLE D'UN SONDAGE CAROTTE

LOG DE SONDAGE									
DESCRIPTION DES TRAVAUX: PSH-045							NIVEAU D'EAU A LA PREMIERE VUE		III
							NIVEAU D'EAU STAGNE		4.10 III
Sondage N°	PSH-10	POSITION DE SONDAGE		PSH-02.00			PROFONDEUR DE SONDAGE	54.00 III	
COTE DE TERRAIN	0.00 III	METHODE DE SONDAGE		CAROTAGE EFFONDRE	CONDENSEES	E	67006.01	DATE DE TRAV	2014-2-7
COTE DE SONDAGE	0.00 III	TYPE DE LA SONDRIERE		ST-1	N	400404.00	DATE DE PV	2014-2-10	
N° DE LA COUCHE	SYMBOLE	PROFONDEUR	COTE DE LA COUCHE	LOG ECHELLE 1:200	DESCRIPTION GEOLOGIQUE	PNEUMOMETRIE DYNAMIQUE		N° DE ECHANTILLONS	RECUPERATION (RQD) %
						HEUR	PROFONDEUR		
1	Ap	3.00	5.00	8.00	Argile peu plastique: jaune grisâtre, dure, la teneur en sable coupe environ 10%.	N=2.4.6 1.60-2.05 N=2.5.5 3.60-4.05 N=1.2.3 5.60-6.05 N=1.2.2 8.00-8.45 N=2.3.5 9.80-10.25	1 0.70-1.15 2 2.30-2.75 3 4.05-4.20		
2	G	8.30	0.30		Grave fine: gris clair, des grains en forme sub-ronde, humide au-dessus de 4.1m et saturée au-dessous, mouille.	N=1.2.2 8.00-8.45 N=2.3.5 9.80-10.25	4 8.00-8.15		
3	S	16.90	-8.21		Sable moyen: gris clair-foncé, gris clair au-dessus de 13.5m et bruni au-dessous, mouille, dont la teneur en bitard de 8.3m à 9.3m, 14.3m à 14.6m est environ de 40%.	N=2.4.4 12.50-12.95 N=2.3.3 15.50-15.95	5 13.30-13.45		
4	Ap				Argile peu plastique: bruni, ferme-très ferme, la nature de sol est relativement pure, dont la teneur en sable au niveau de 35.5m à 35.6m est environ de 30%.	N=3.3.4 18.45-18.90 N=2.4.6 21.15-21.60 N=3.4.6 23.45-23.90 N=3.3.6 25.85-26.30 N=2.4.5 28.25-28.70 N=4.4.6 30.45-30.90 N=3.3.5 32.75-33.20 N=3.4.5 35.45-35.90	6 18.00-18.45 7 23.00-23.45 8 27.80-28.20 9 32.30-32.70 10 36.90-37.35		
5	S	38.60 39.50	-29.91 -30.81		Sable fin: bruni, saturé, avec la consolidation moyenne, la teneur en bitard est environ de 30%.	N=2.4.5 38.60-39.05	11 39.00-39.15 12 41.30-41.45		
6	G				Grave fine: gris clair intercalé jaune clair, des grains en forme sub-ronde, avec la consolidation moyenne, saturée, la teneur en bitard est environ de 30%, celle en cailloux est environ de 5%.		13 45.50-45.65 14 50.00-50.15		
7	Ap	52.00 54.00	-44.11 -45.81		Argile peu plastique: bruni, ferme, la teneur en gravier est environ de 5%.		15 53.30-53.75		



Figure 5-1 BSC8-10 Sable 10-15.0m



Figure 5-2 BSC8-10 Argiles peu plastiques 20.0-25.0m



Figure 5-3 BSC8-10 Grave 40.0-45.0m



Figure 5-4 BSC8-12 Sable 15.0-20.0m



Figure 5-5 BSC8-12 Argiles peu plastiques 40.0-45.0m



Figure 5-6 BSC8-12 Grave 45.0-51.2m

Tableau 8.1 Résultats d'analyse granulométrique

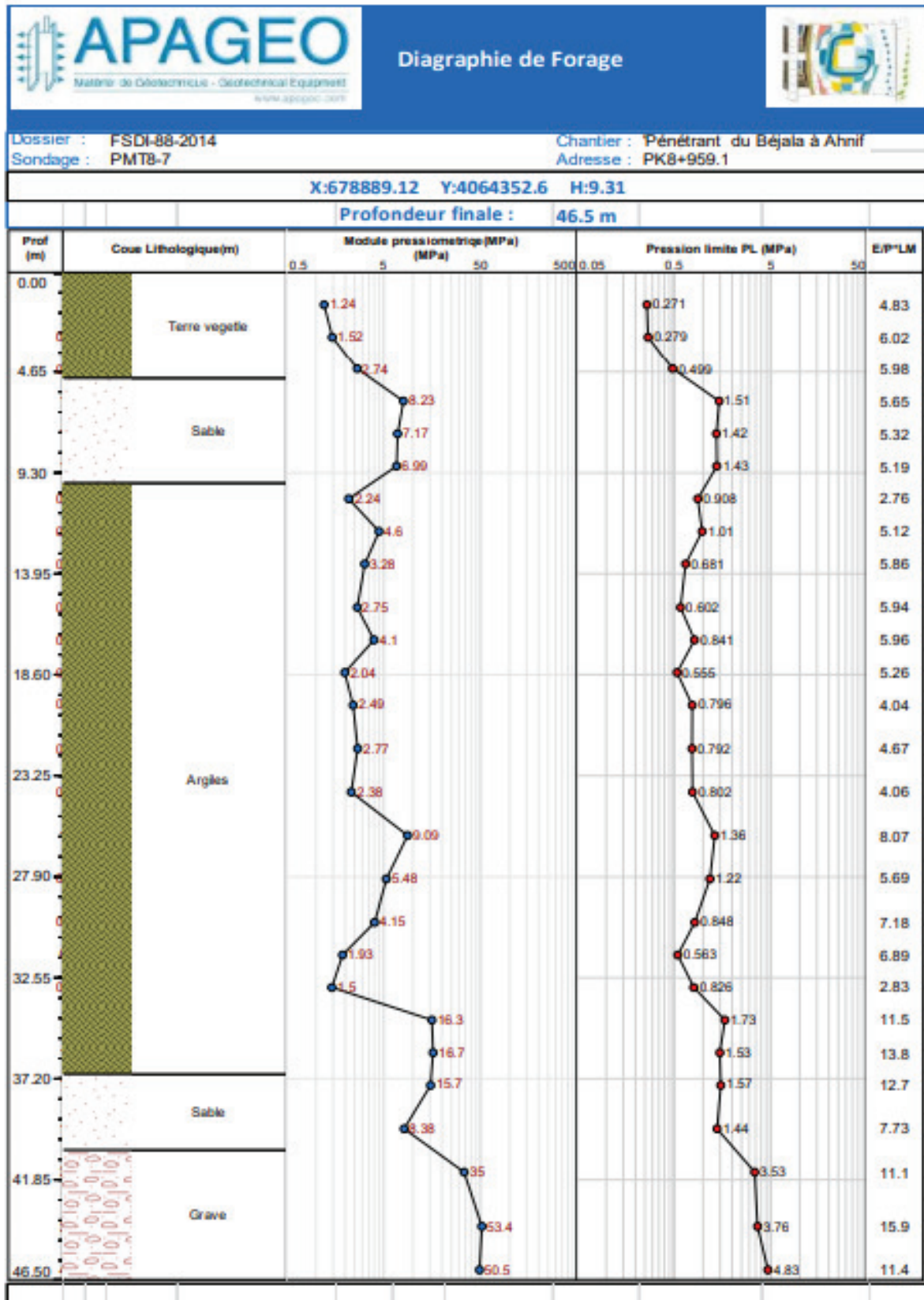
N° Sondage	Profondeur (m)	Symbole Lithologique	Pourcentage des passants (%) (mm)						
			200	20.0	2.0	0.2	0.08	0.02	0.002
BSC8-10	0.7-1.15	Ap	100.0	100.0	97.7	82.3	69.4	33.5	9.2
	4.05-4.2	G	100.0	91.5	44.2	27.7	21.8	5.7	0.4
	8.0-8.15	G	100.0	94.4	35.6	10.0	8.4	2.0	0.2
	13.3-13.45	S	100.0	100.0	73.8	25.0	20.1	4.8	0.5
	18-18.45	Ap	100.0	100.0	100.0	89.0	71.5	39.8	10.6
	23.0-23.45	Ap	100.0	100.0	95.9	80.1	65.3	28.2	7.9
	27.8-28.25	Ap	100.0	100.0	100.0	85.9	69.1	32.0	8.2
	32.3-32.75	Ap	100.0	100.0	100.0	87.7	70.2	33.9	8.7
	36.9-37.35	Ap	100.0	100.0	96.7	80.9	66.8	33.5	8.8
	39-39.15	S	100.0	100.0	94.8	61.1	24.9	6.1	0.6
	41.3-41.45	G	100.0	68.7	33.8	12.4	10.7	2.4	0.2
	45.5-45.65	G	100.0	62.3	41.9	21.4	19.5	4.2	0.4
	50-50.15	G	100.0	62.7	28.8	12.5	9.3	2.1	0.2
	53.3-53.75	Ap	100.0	100.0	100.0	85.0	67.6	35.6	9.3
BSC8-12	0.6-1.05	Ap	100	100	100	94.6	80.1	34.6	7.4
	3.8-4.25	Ap	100	100	100	88.9	73.6	28.3	5.4
	6.5-6.7	S	100	90.7	59.4	20.0	16.2	3.3	0.3
	8.8-9.0	S	100	85.8	50.9	36.1	34.2	6.7	0.5
	11.4-11.6	S	100	100	94.2	23.7	22.0	4.8	0.4
	13.2-13.65	Ap	100	100	100.0	96.5	87.6	39.8	11.6
	15.6-15.8	S	100	100	99.0	3.1	1.6	0.4	0.0
	17.4-17.6	S	100	100	98.6	27.4	25.7	6.1	0.6
	21.0-21.45	Ap	100	100	100.0	94.6	83.6	38.7	11.0
	23.5-23.95	Ap	100	100	100	93.2	81.8	36.9	10.5
	25.6-26.05	Ap	100	100	100.0	89.9	76.3	33.5	9.3
	27.5-27.95	Ap	100	100	100	90.7	79.7	34.4	10.7
	30.0-30.45	Ap	100	100	100	84.1	69.4	27.4	6.8
	34.7-35.15	Ap	100	100	100	87.9	77.4	31.0	8.8
	37-37.45	Ap	100	100	100	85.1	68.5	23.2	6.4
	38.4-38.6	S	100	100	94.2	23.7	22.0	4.7	0.4
	40.5-40.7	S	100	100	96.2	22.9	12.6	2.9	0.3
	43.0-43.2	S	100	90.2	59.8	27.8	23.8	6.0	0.6
44.8-45.0	S	100	97.1	55.3	22.0	17.7	4.2	0.4	
45.8-46.0	S	100	90.7	59.4	20.0	16.2	3.1	0.3	
49.6-49.8	G	100	79.5	39.8	17.3	15.7	3.7	0.4	

EXEMPLE D'UN ESSAI PRESSIOMETRIQUE

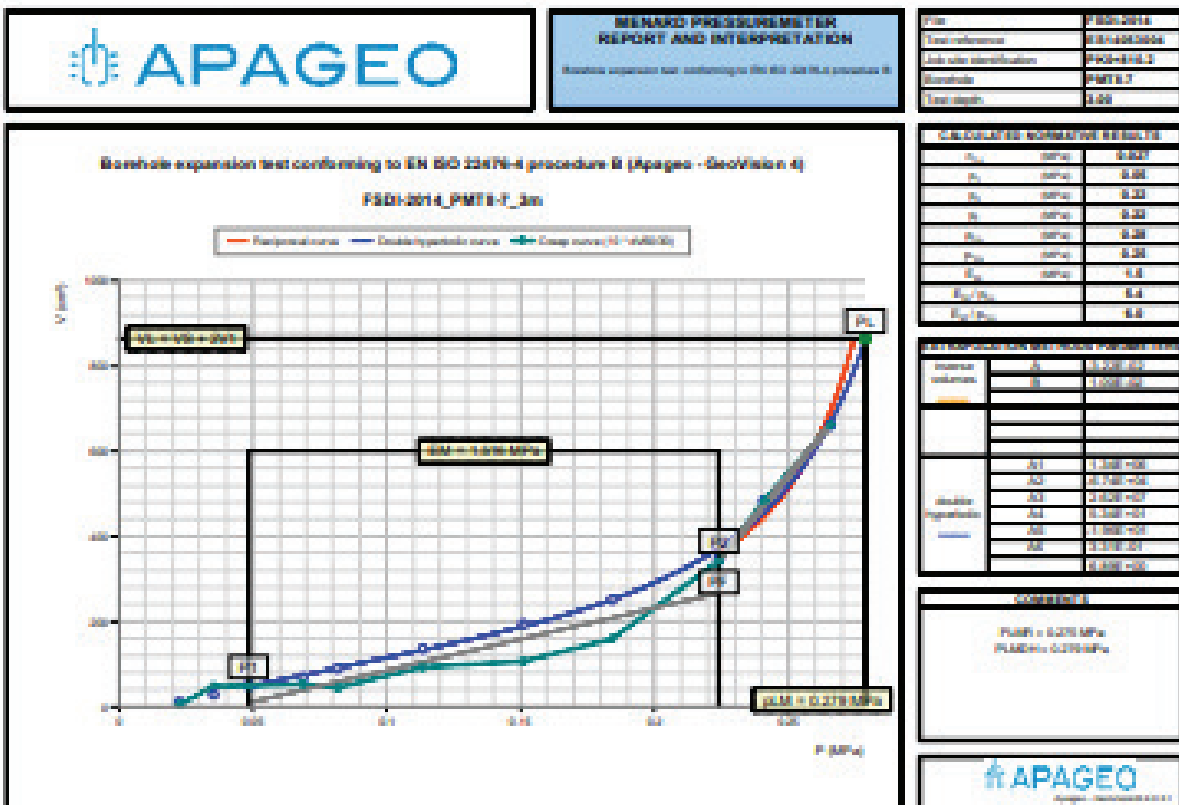
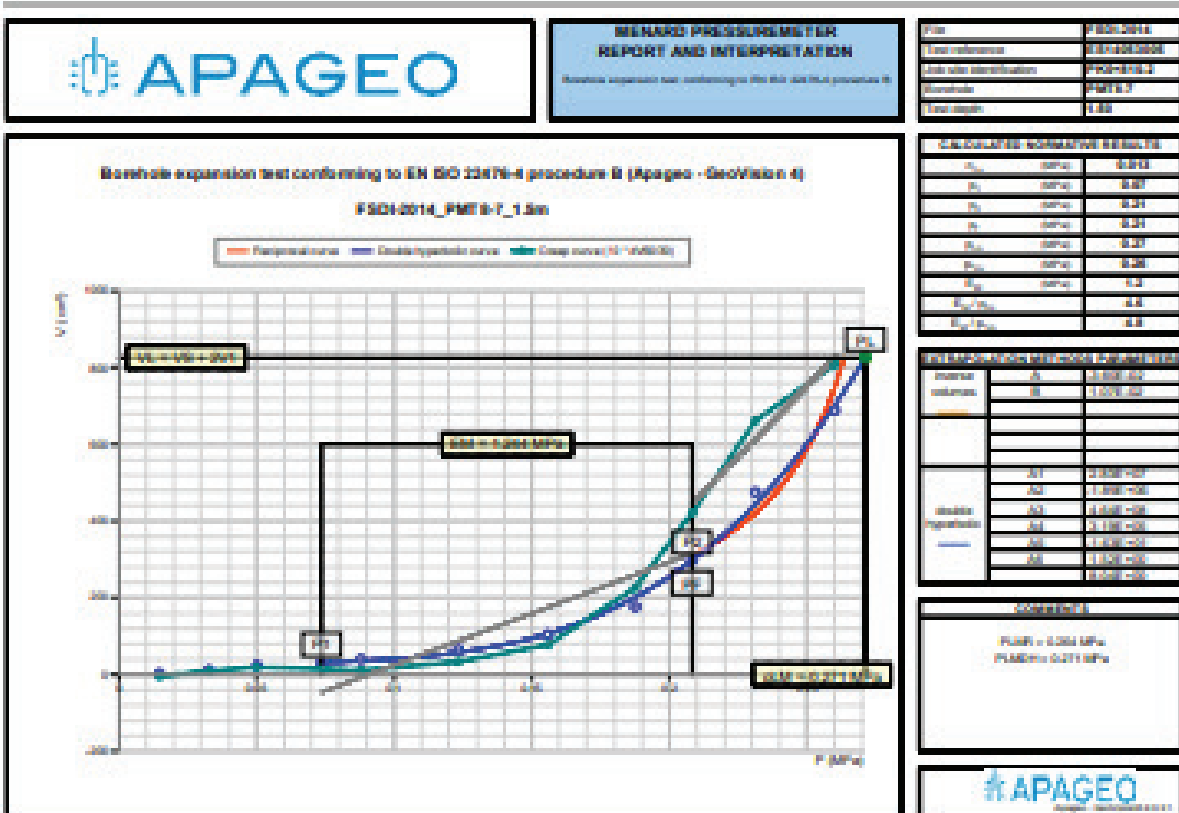
Tableau 8.4 Résultats des essai mécanique

N° sondage	N°	Profondeur (m)	Symbole Lithologique	Donnée essais		Classe de sol	Observation
				PI(MPa)	Em(MPa)		
PMT8-7	1	1.50	Ap	0.27	1.2	A	
	2	3.00	Ap	0.28	1.5	A	
	3	4.50	Ap	0.50	2.7	A	
	4	6.00	S	1.51	8.2	B	
	5	7.50	S	1.42	7.2	B	
	6	9.00	S	1.43	7.0	B	
	7	10.50	Ap	0.91	2.2	A	
	8	12.00	Ap	1.01	4.6	B	
	9	13.50	Ap	0.68	3.3	A	
	10	15.50	Ap	0.60	2.7	A	
	11	17.00	Ap	0.84	4.1	A	
	12	18.50	Ap	0.55	2.0	A	
	13	20.00	Ap	0.80	2.5	A	
	14	22.00	Ap	0.79	2.8	A	
	15	24.00	Ap	0.80	2.4	A	
	16	26.00	Ap	1.36	9.1	B	
	17	28.00	Ap	1.22	5.5	B	
	18	30.00	Ap	0.85	4.1	A	
	19	31.50	Ap	0.56	1.9	A	
	20	33.00	Ap	0.83	1.5	A	
	21	34.50	Ap	1.73	16.3	B	
	22	36.00	Ap	1.53	16.7	B	
	23	37.50	S	1.57	15.7	B	
	24	39.50	S	1.44	8.4	B	
	25	41.50	G	3.53	35.0	C	
	26	44.00	G	3.76	53.4	C	
	27	46.00	G	4.83	50.5	C	

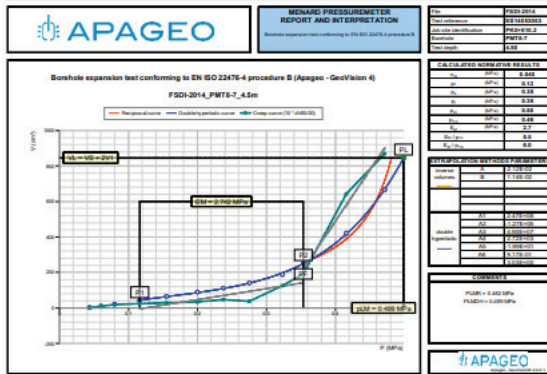
# ANNEXE A RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES



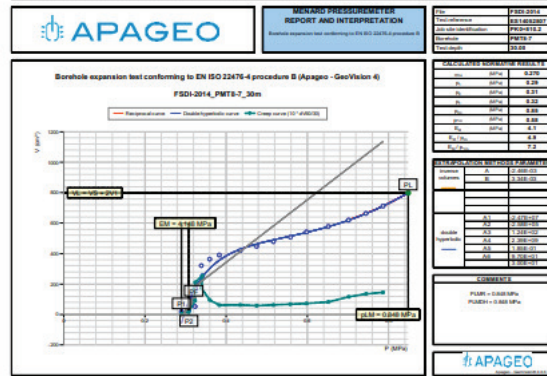
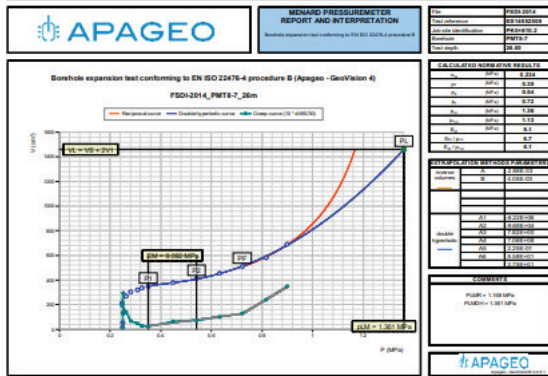
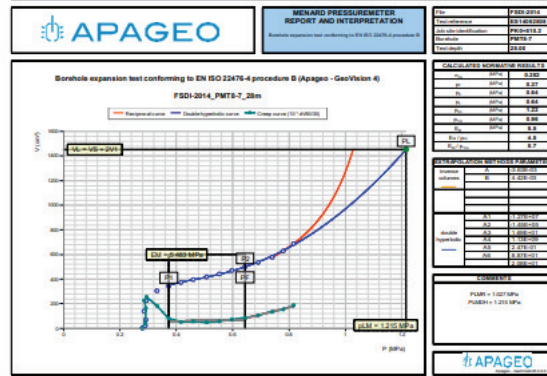
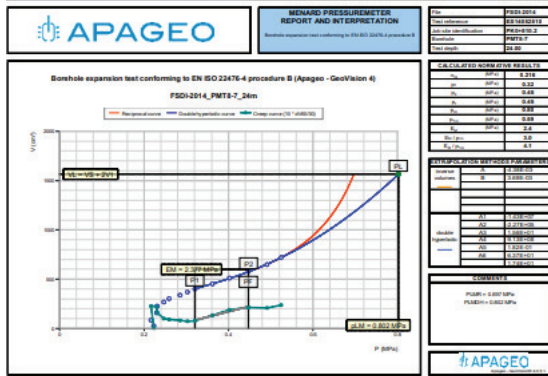
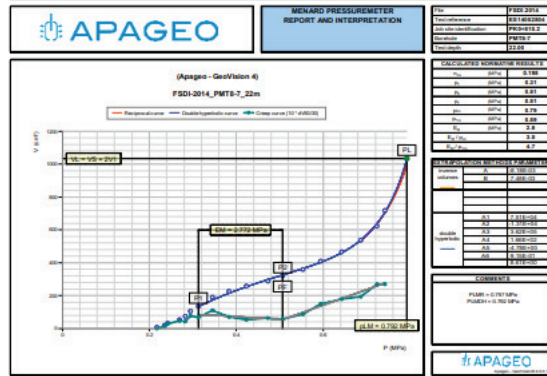
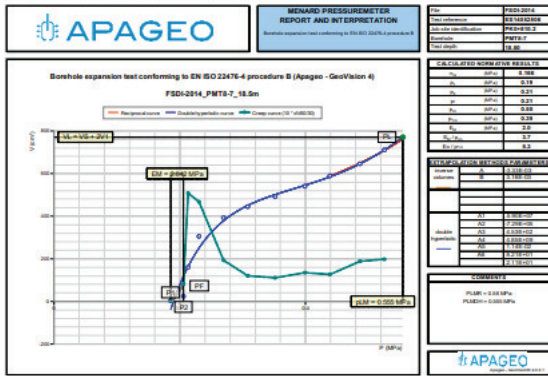
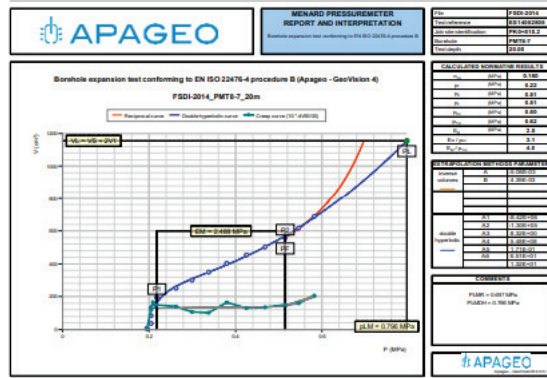
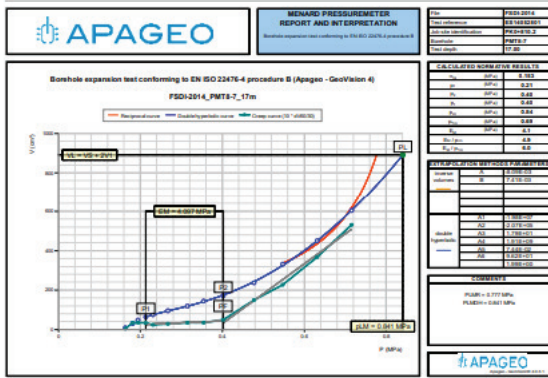
ANNEXE A  
 RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES



# ANNEXE A RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES



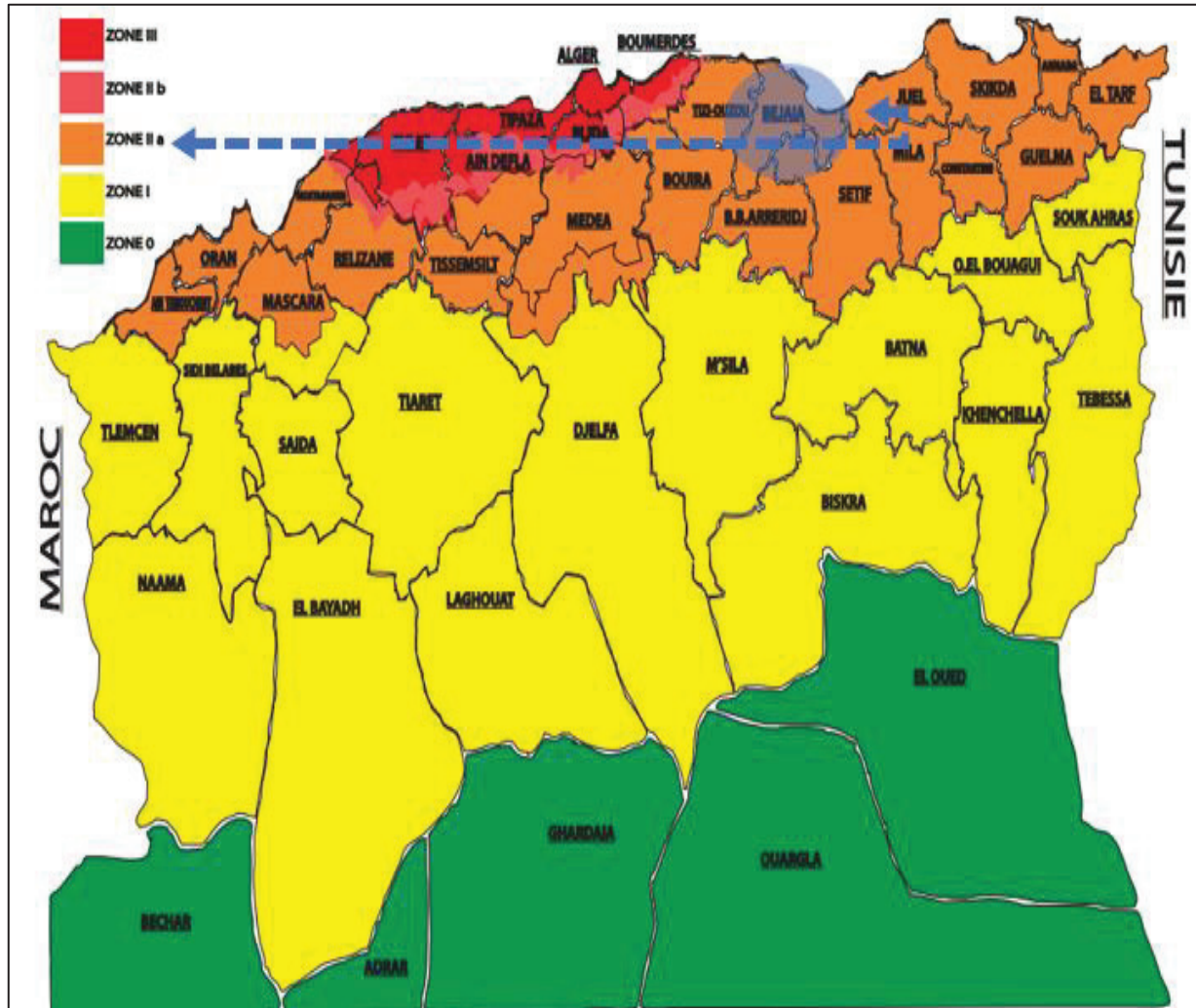
# ANNEXE A RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES







Carte de zonage sismique de l'Algérie :

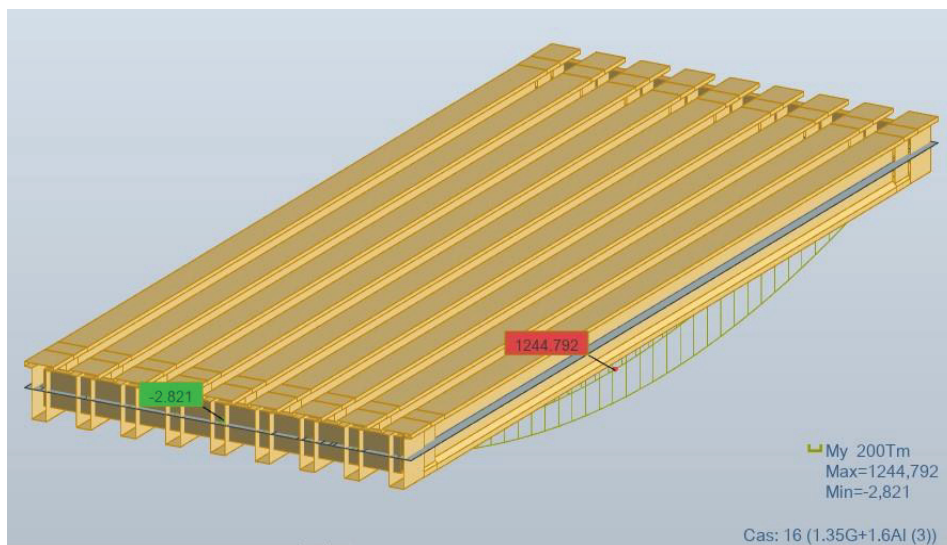
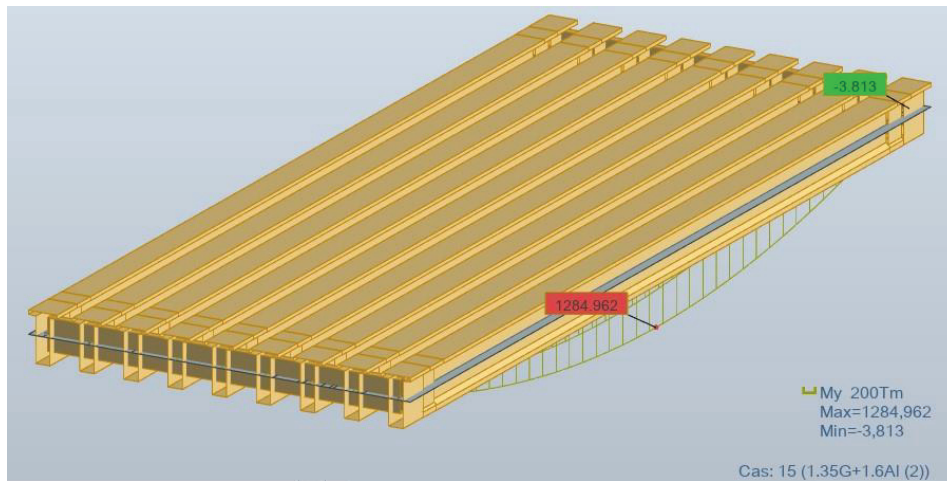
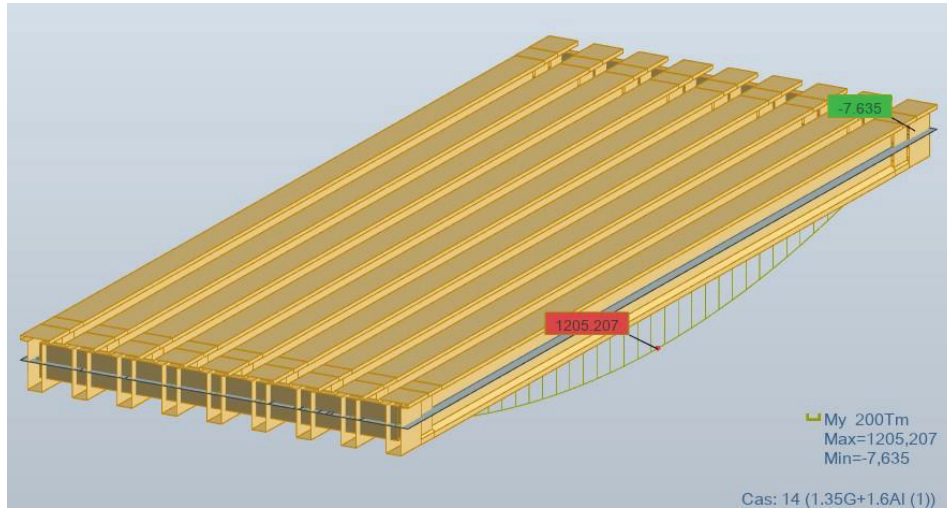


---

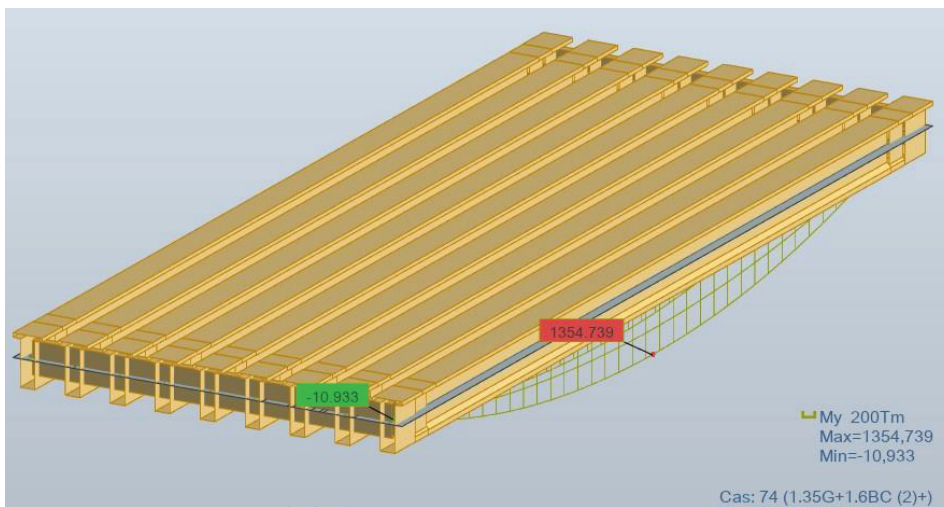
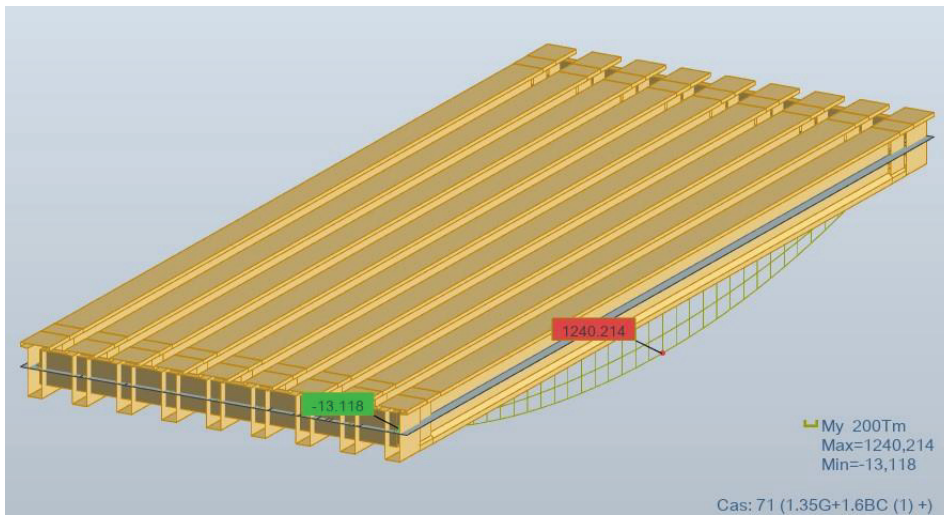
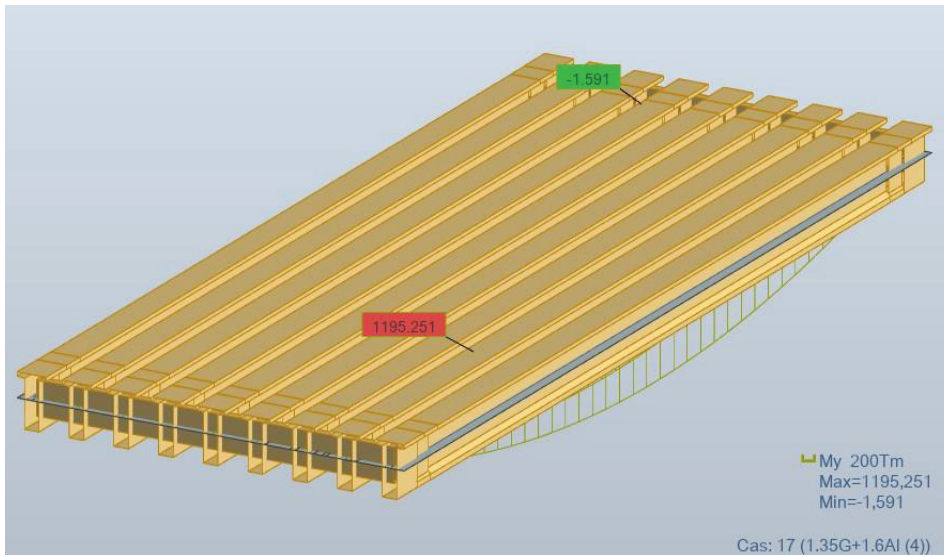
**ANNEXE B**  
**RESULTATS DU CALCUL**  
**NUMERIQUE**

---

ANNEXE B  
LE MOMENT FLECHISSANT DU TABLIER  
COMBINAISONS ELU

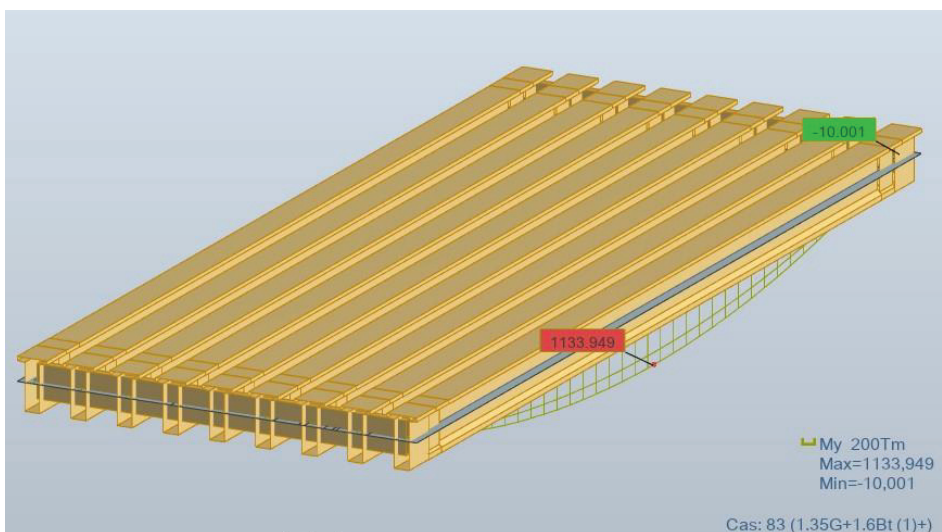
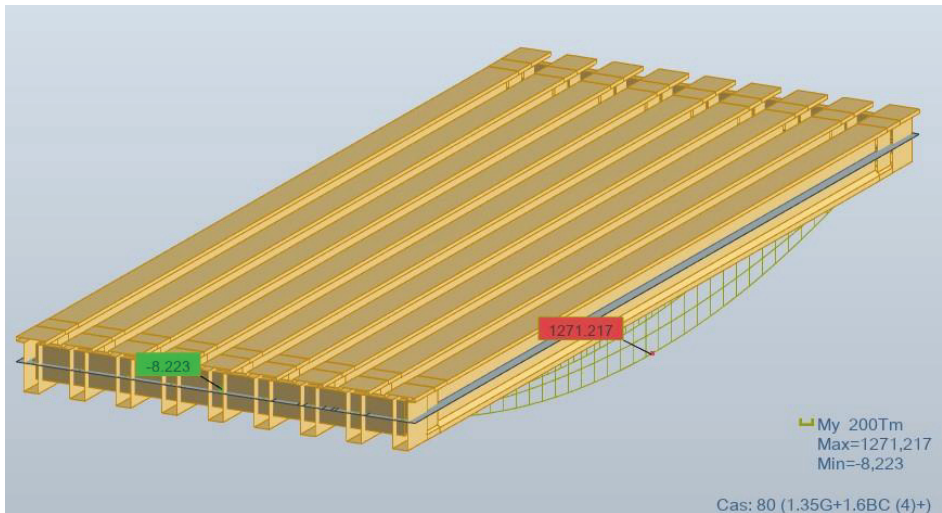
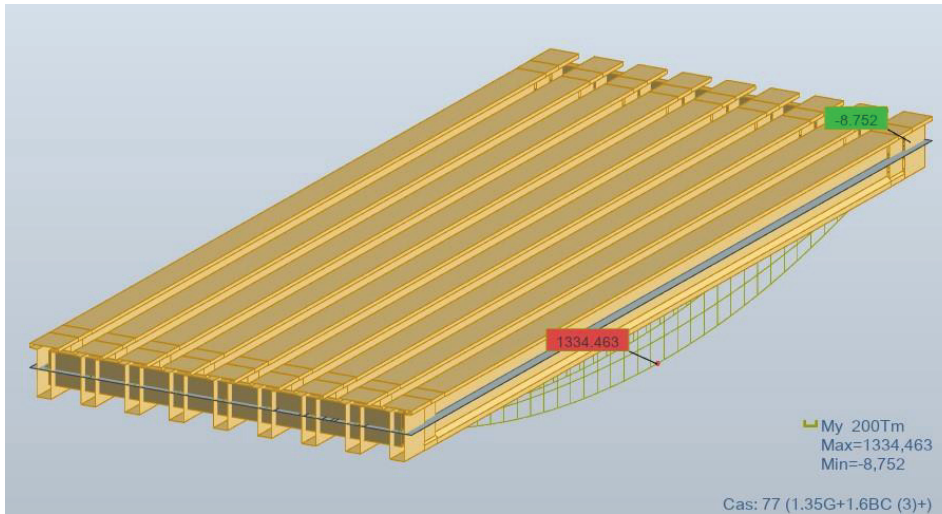


**ANNEXE B**  
**RESULTATS DU CALCUL NUMERIQUE**



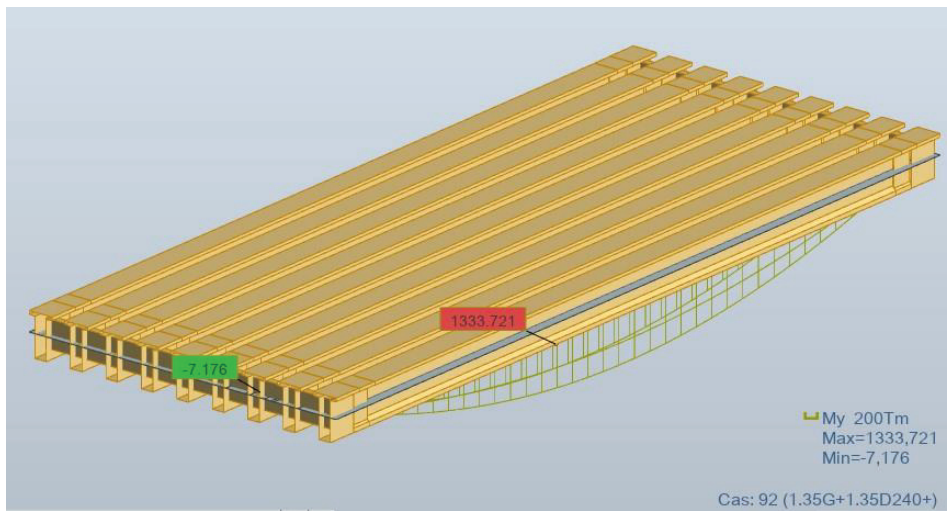
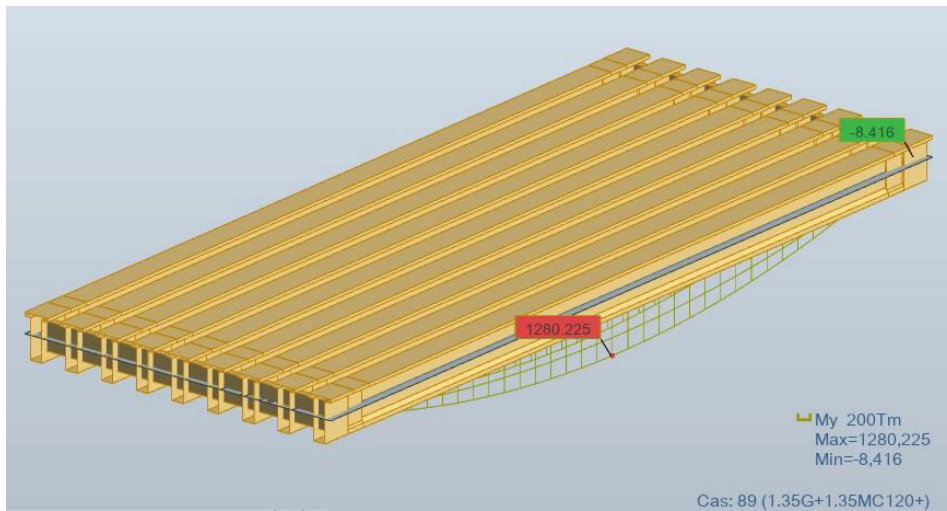
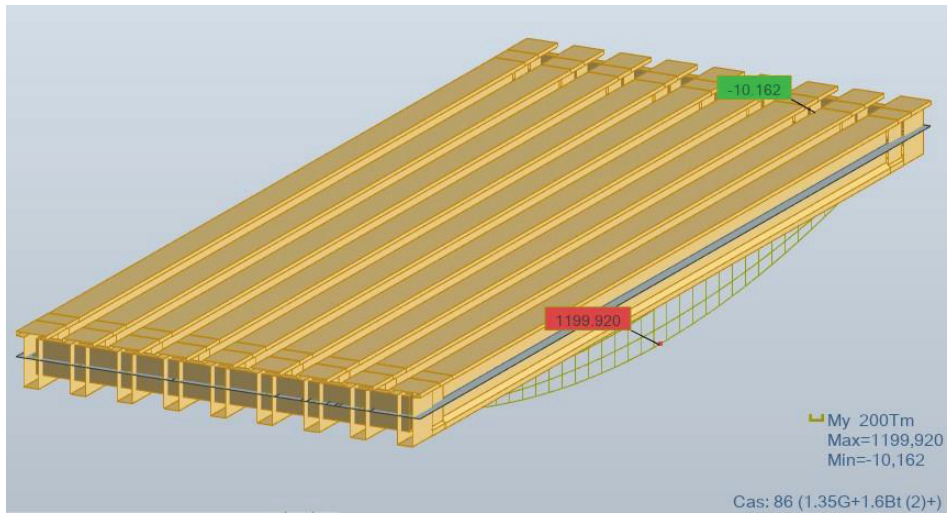
# ANNEXE B

## RESULTATS DU CALCUL NUMERIQUE

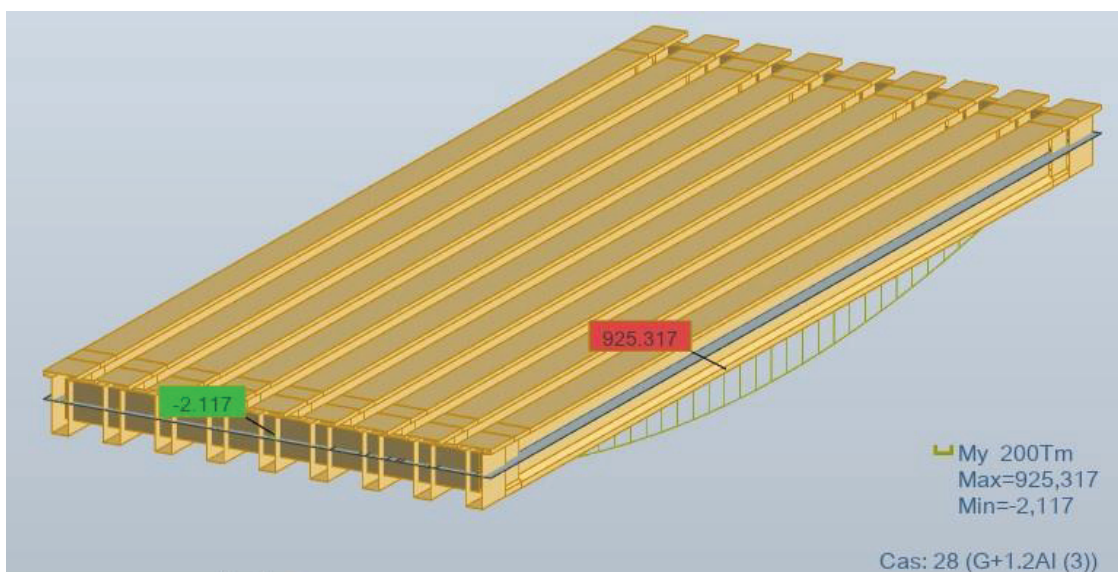
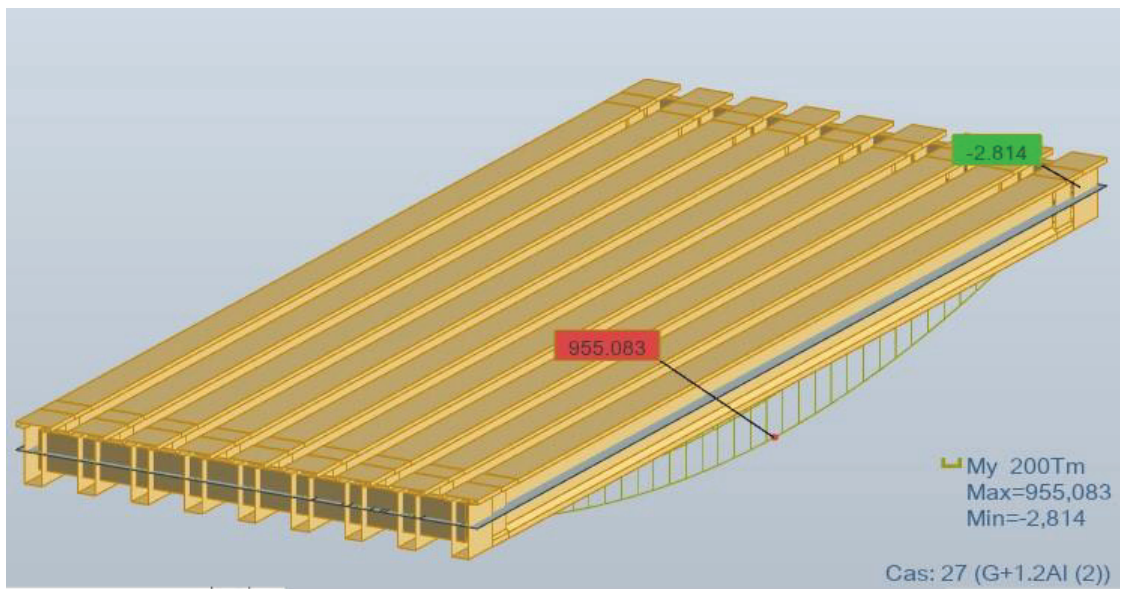
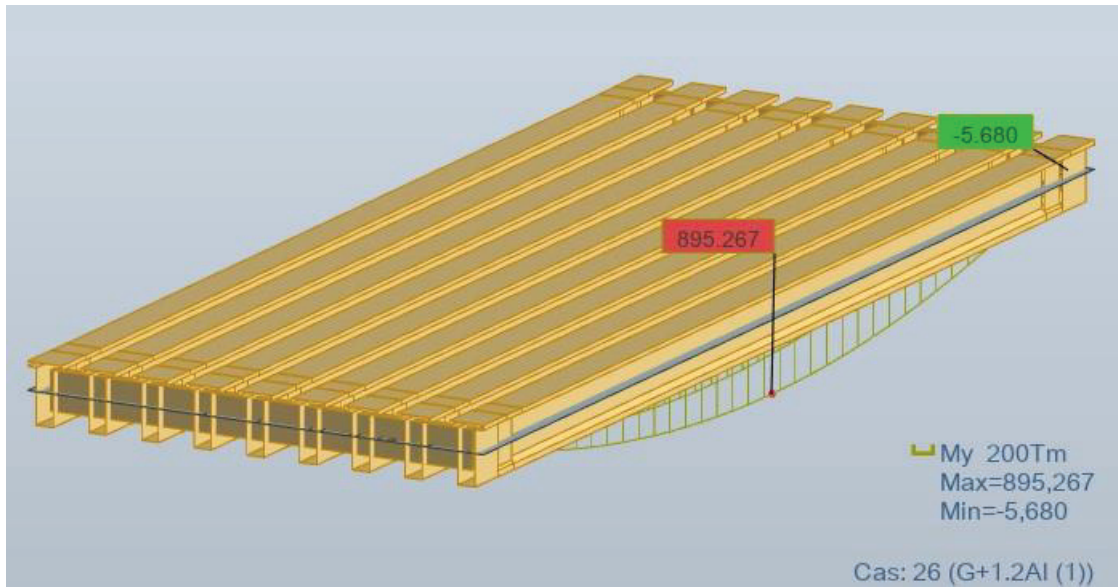


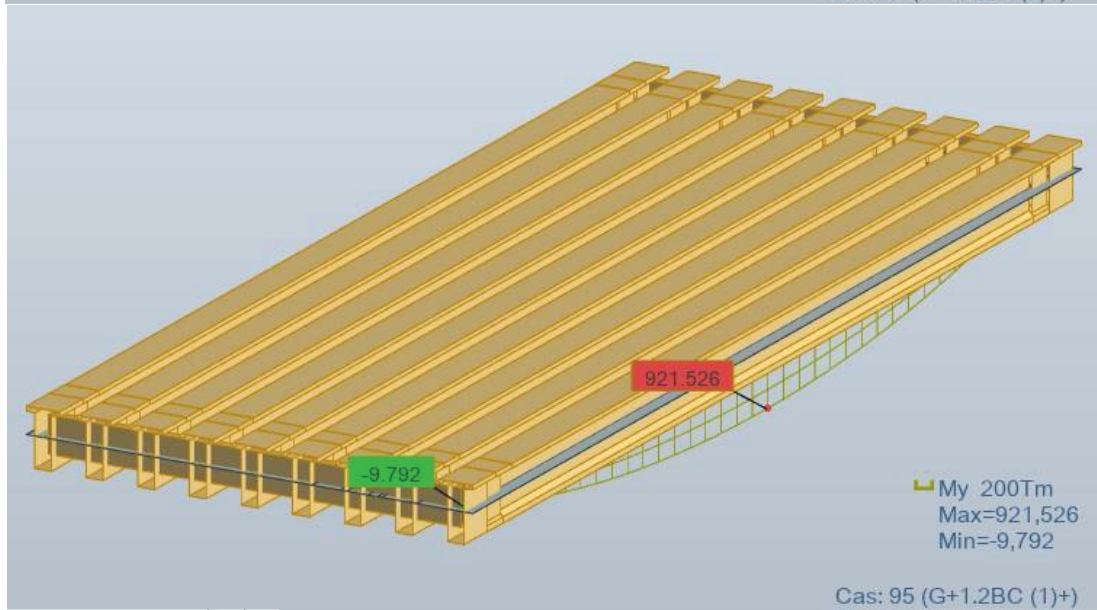
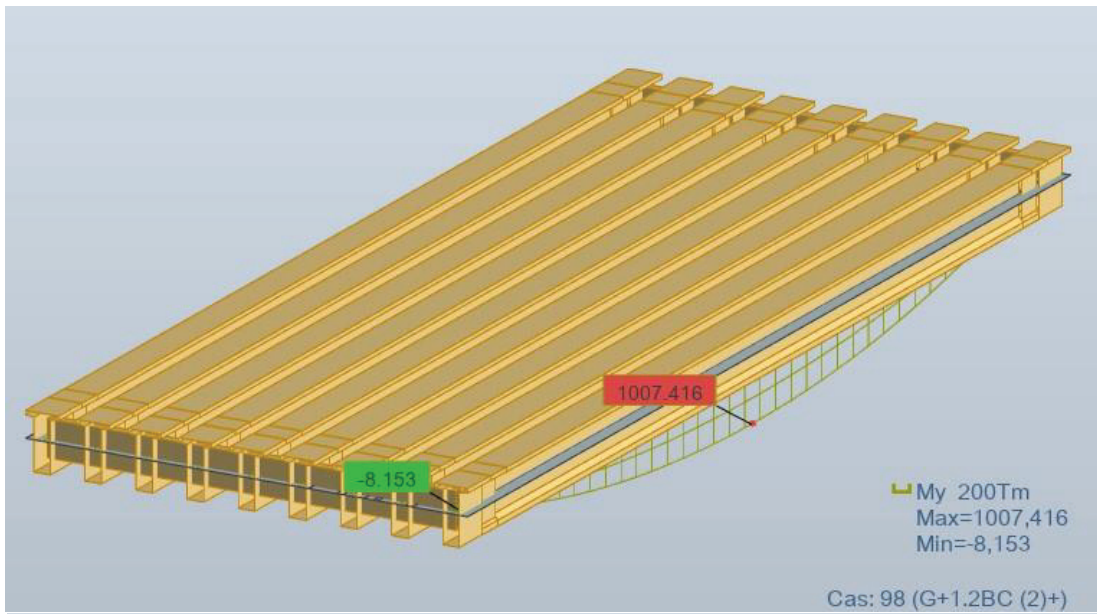
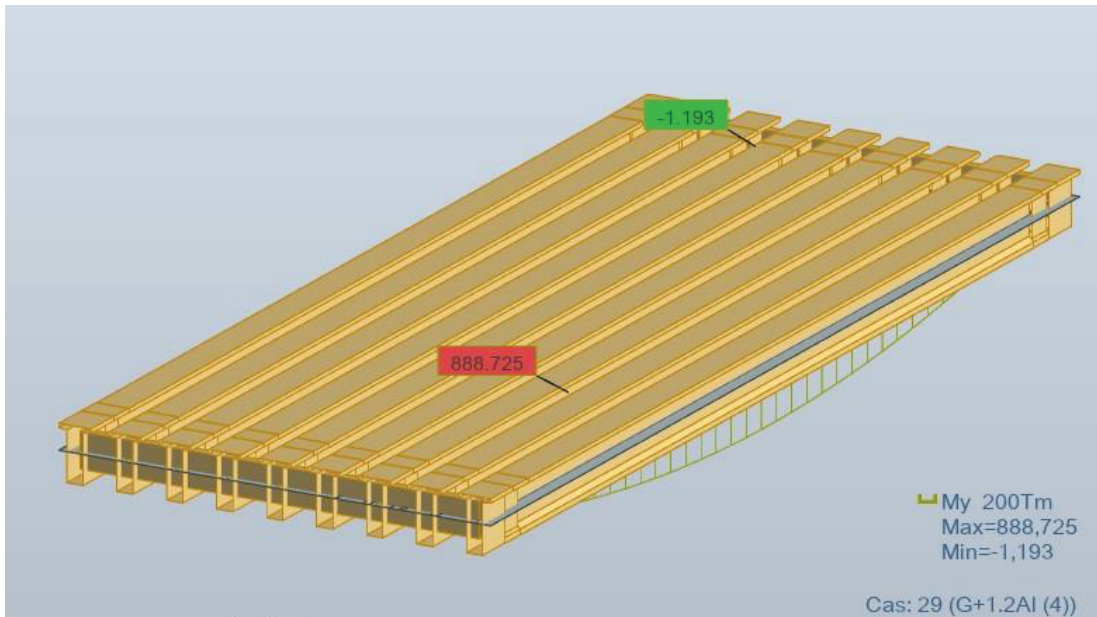
# ANNEXE B

## RESULTATS DU CALCUL NUMERIQUE

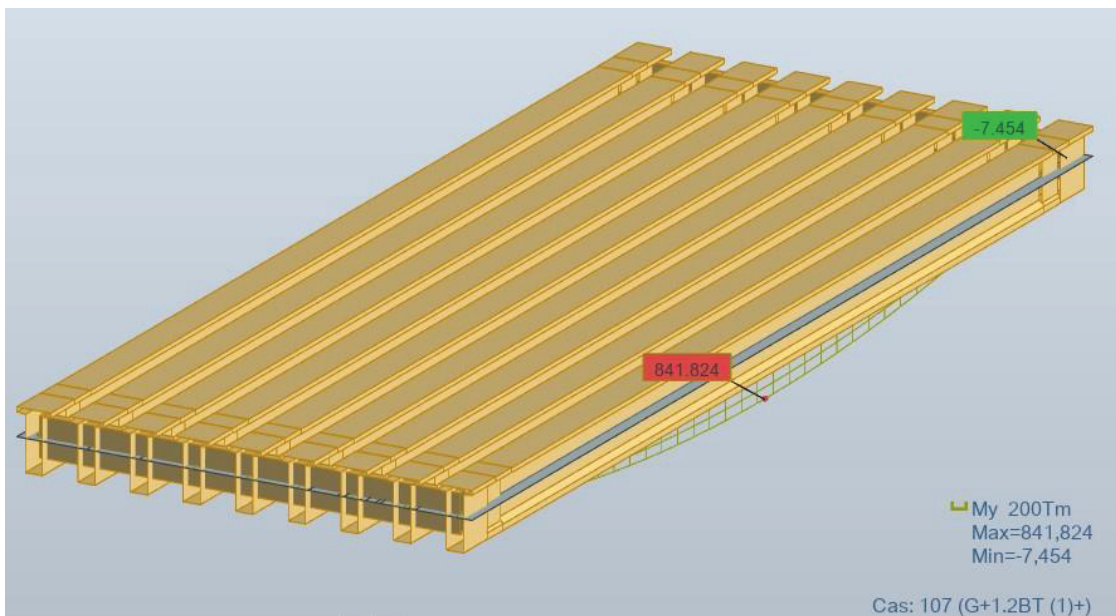
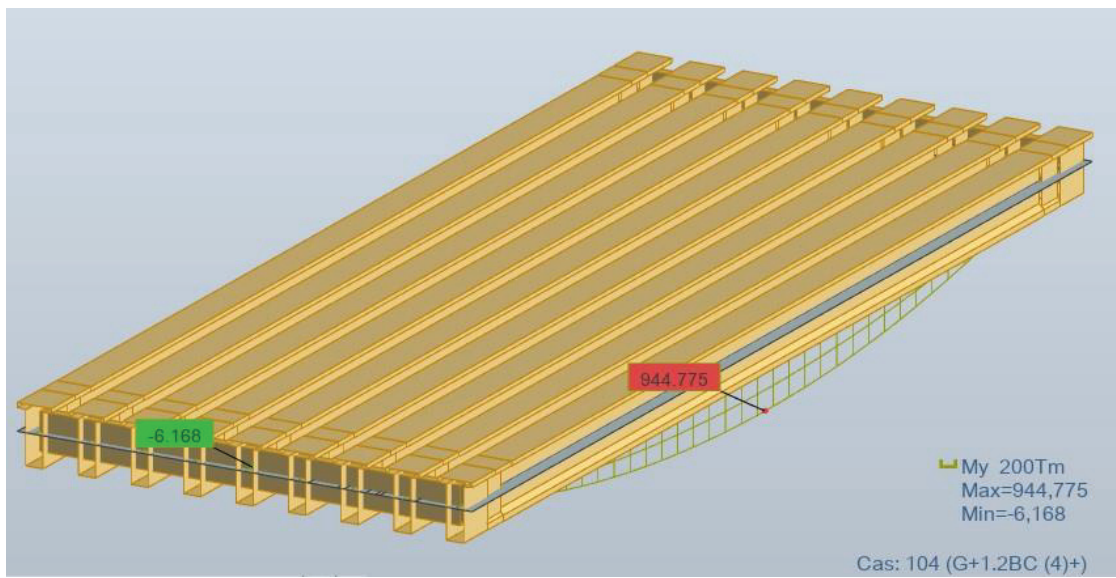
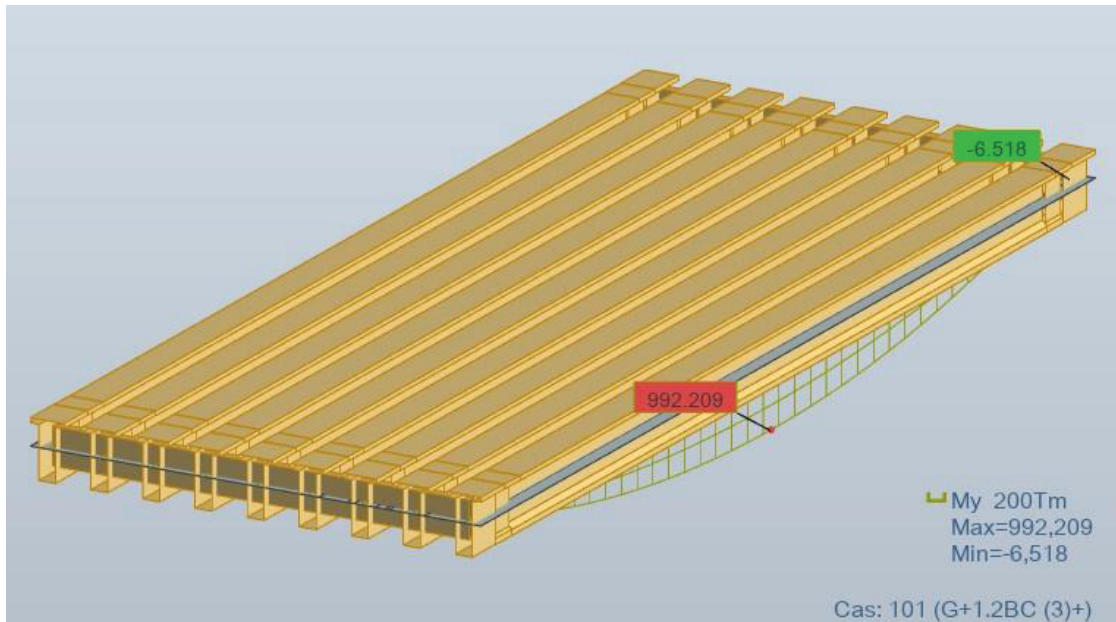


COMBINAISONS ELS

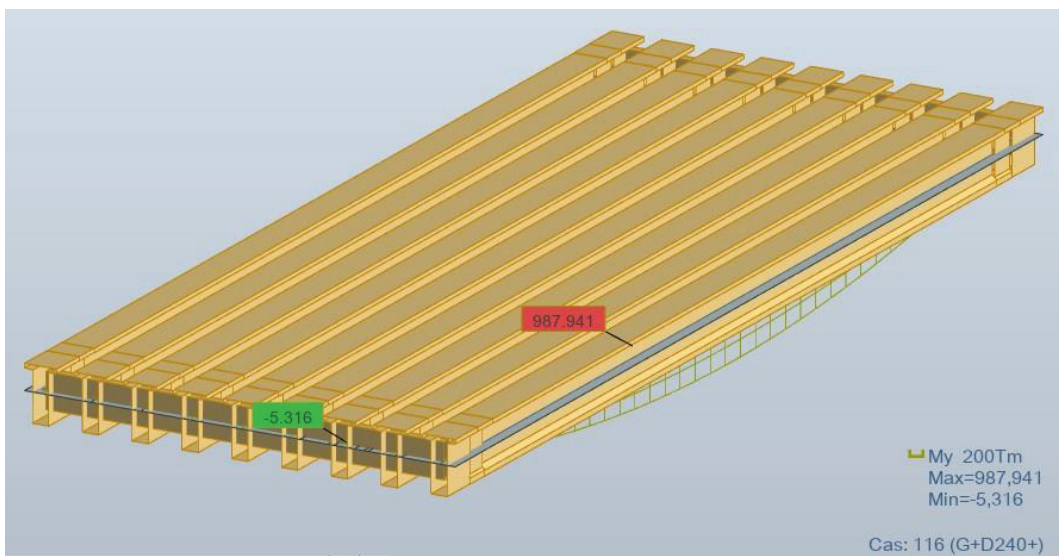
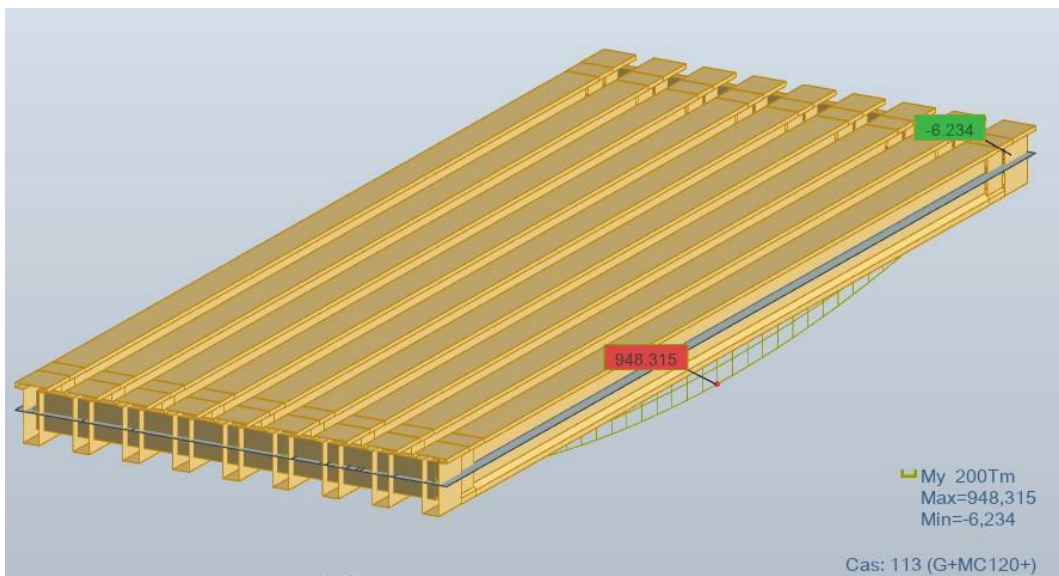
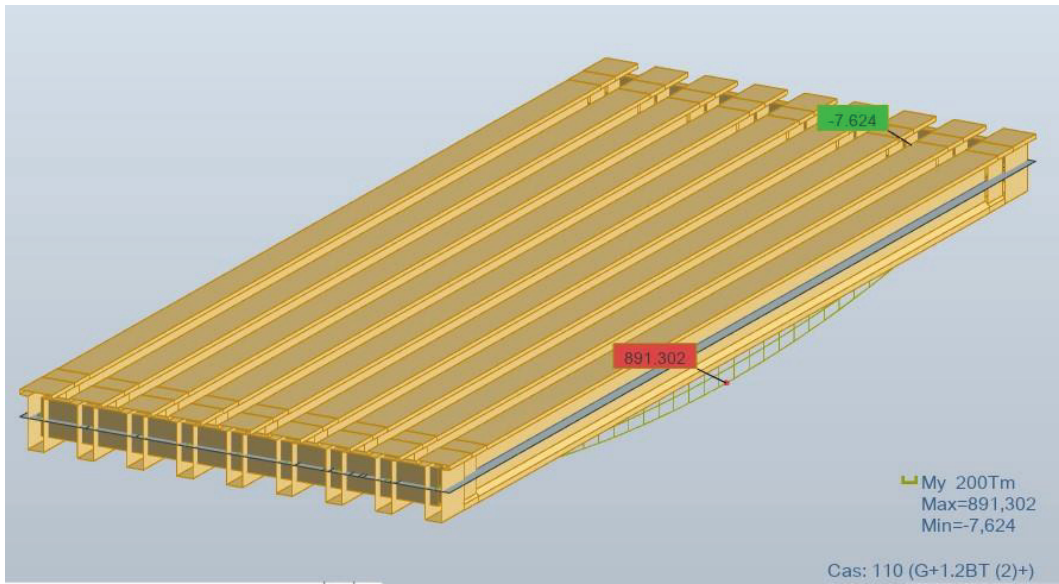




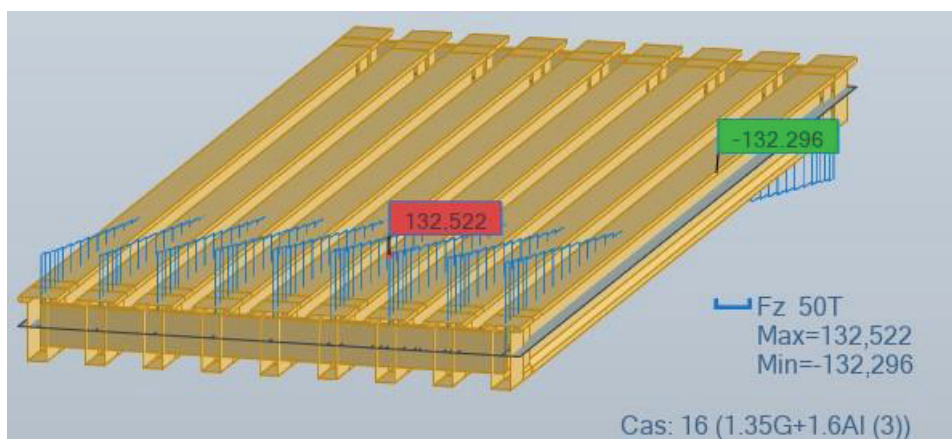
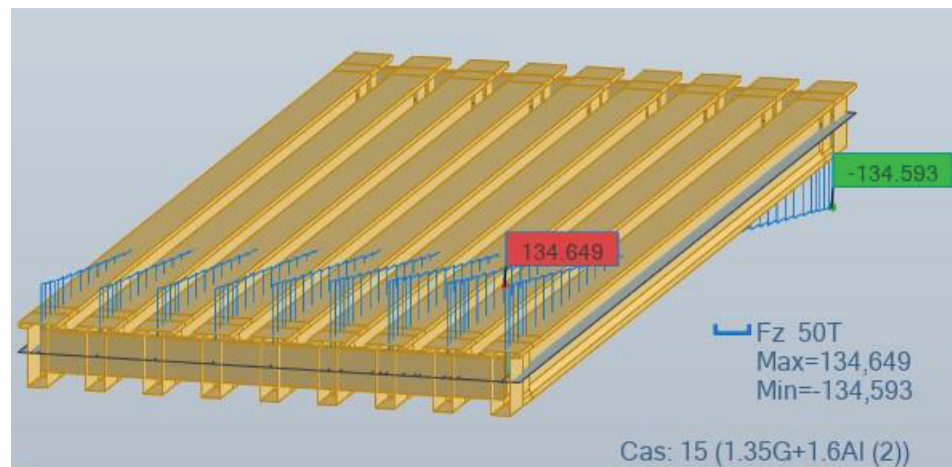
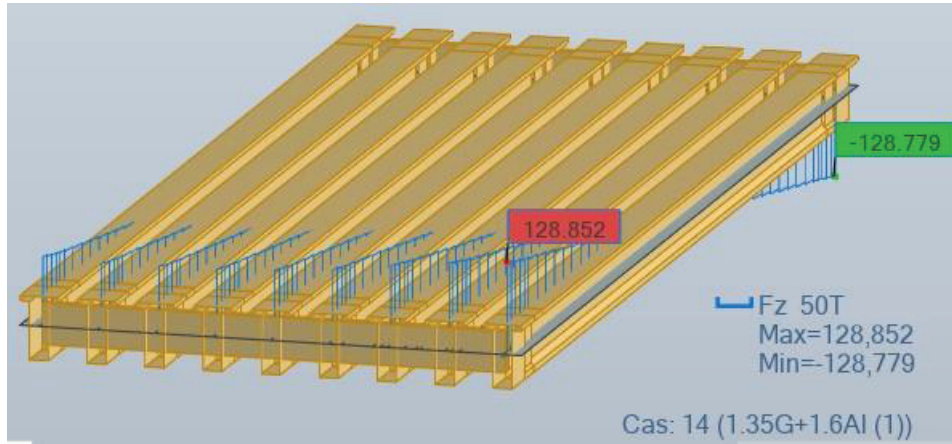
**ANNEXE B**  
**RESULTATS DU CALCUL NUMERIQUE**

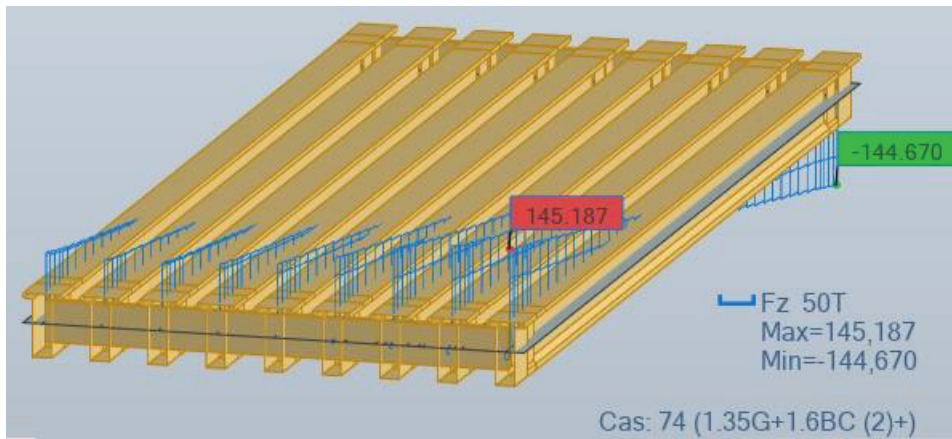
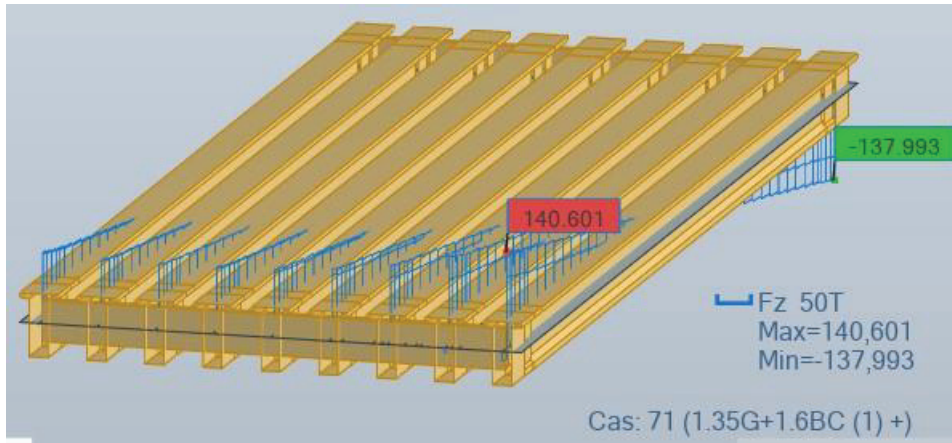
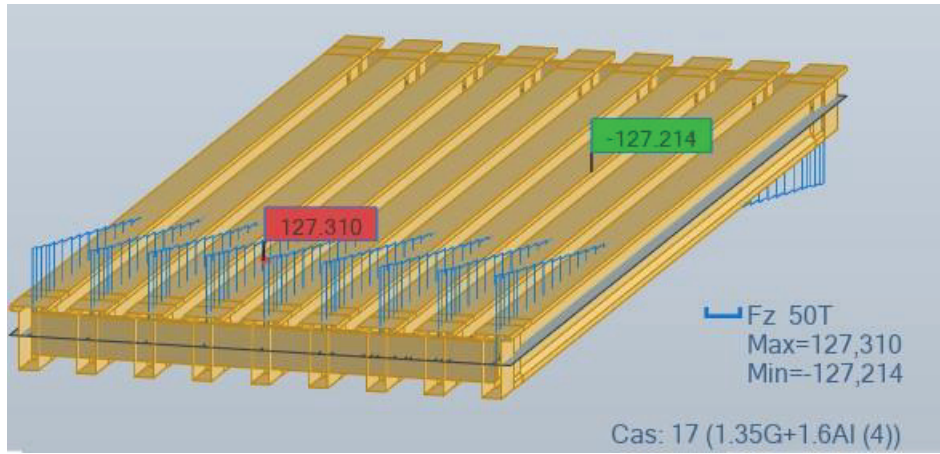


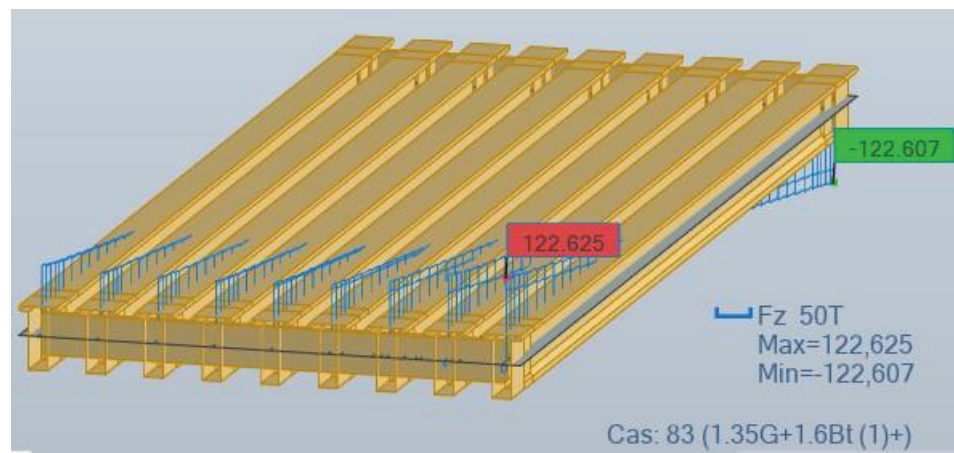
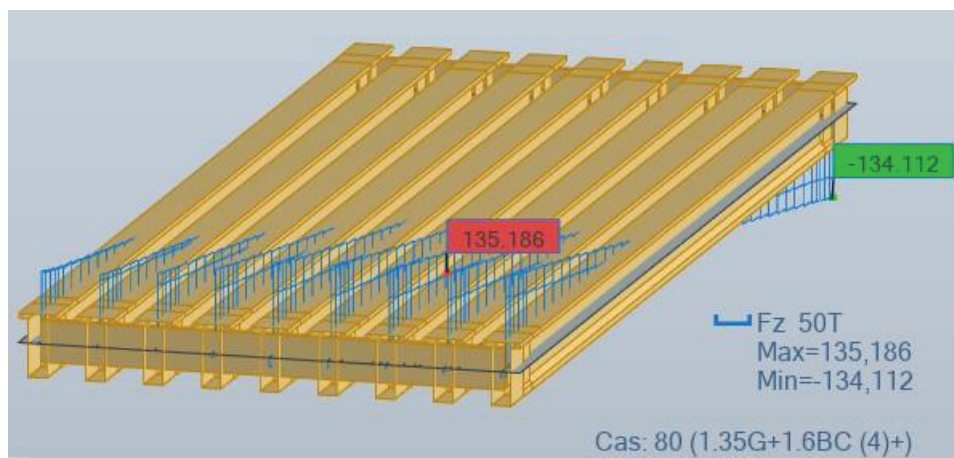
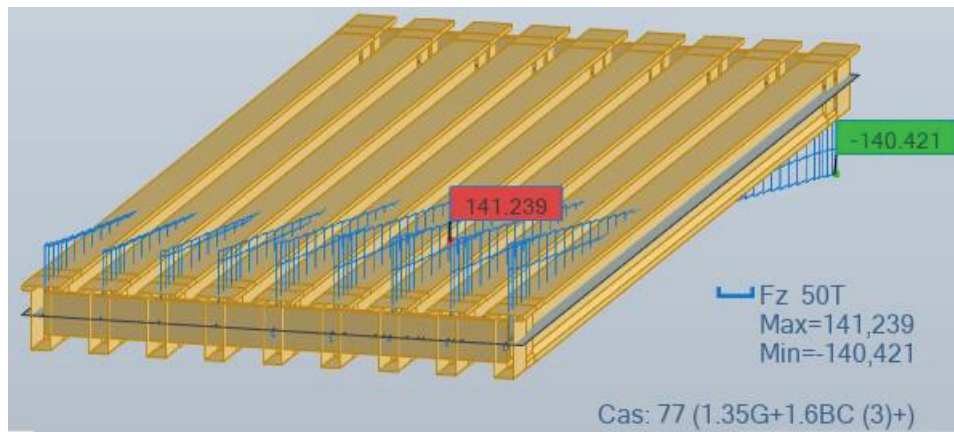
**ANNEXE B**  
**RESULTATS DU CALCUL NUMERIQUE**



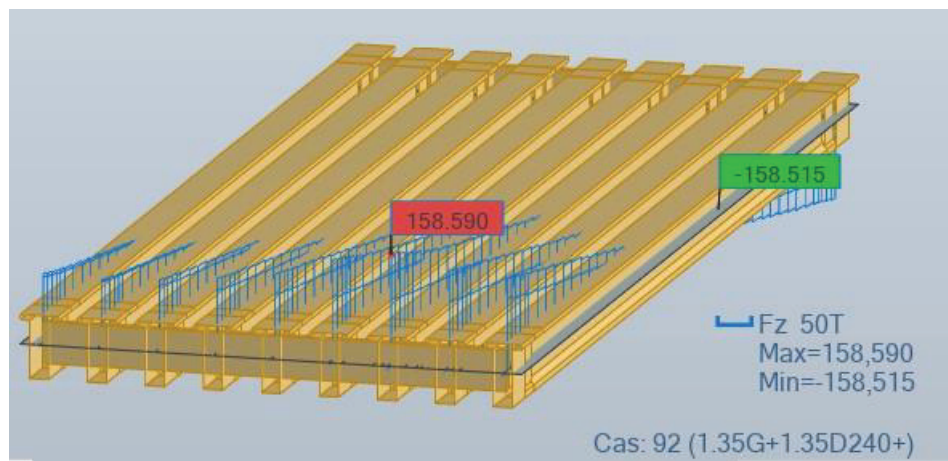
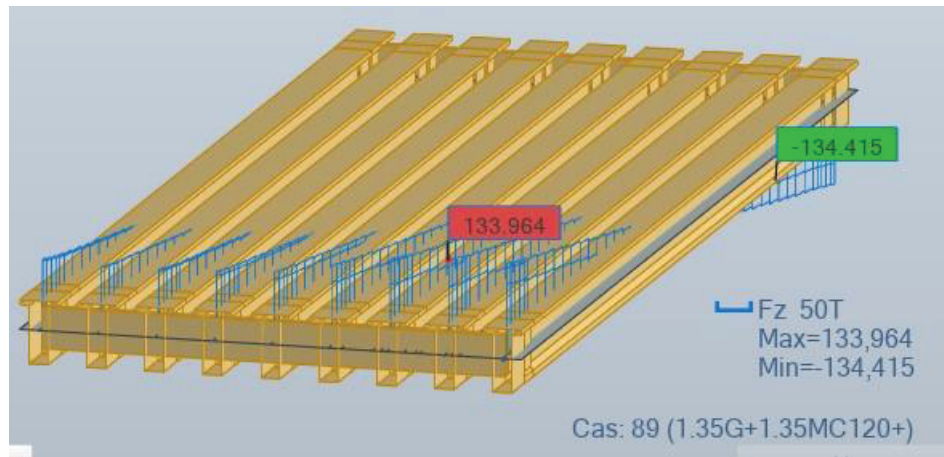
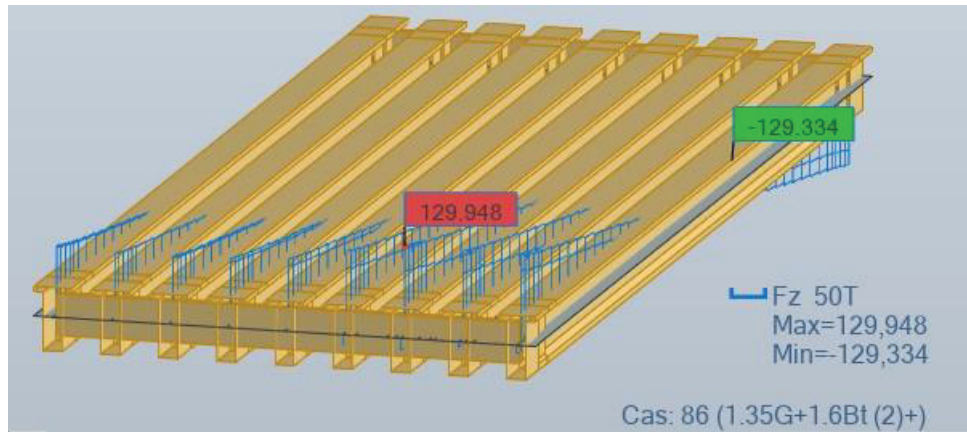
## EFFORT TRANCHANT DU TABLIER COMBINAISONS ELU



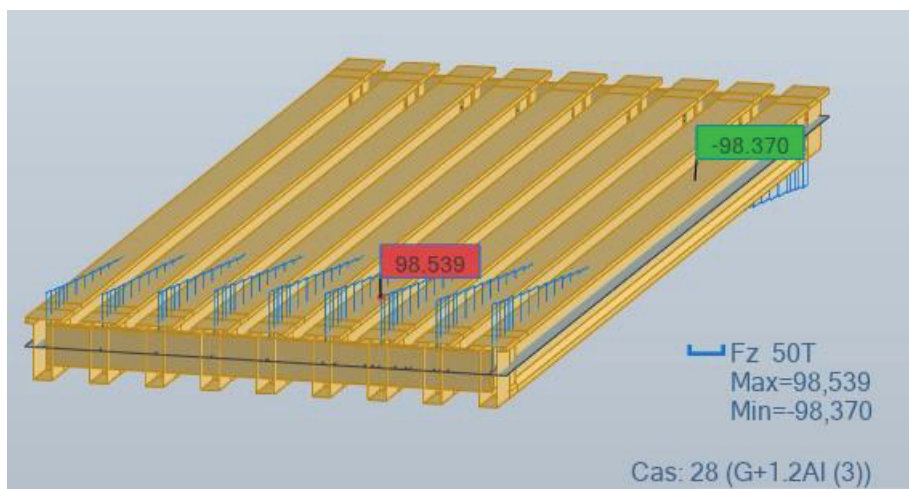
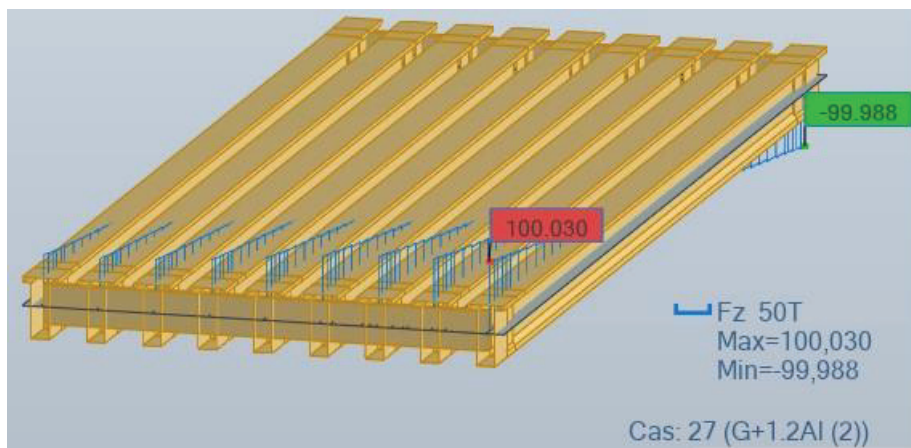
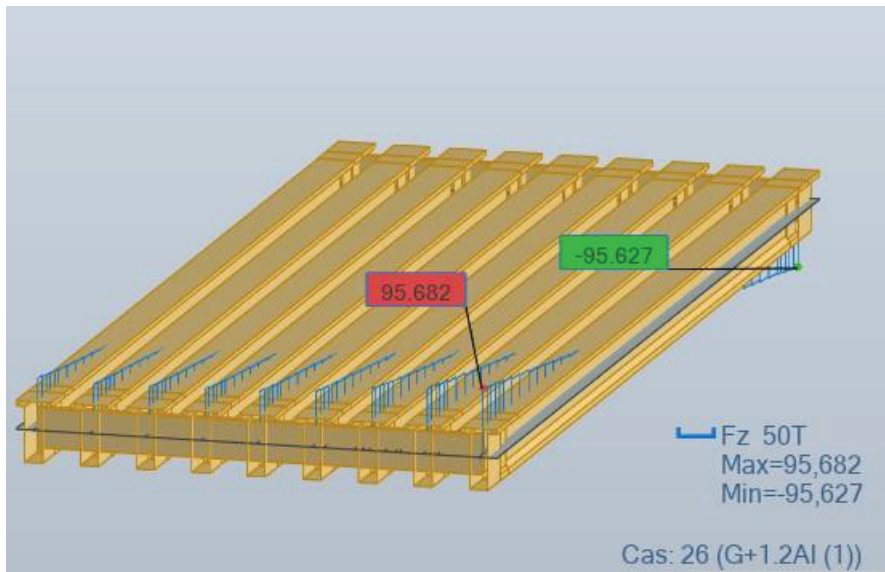


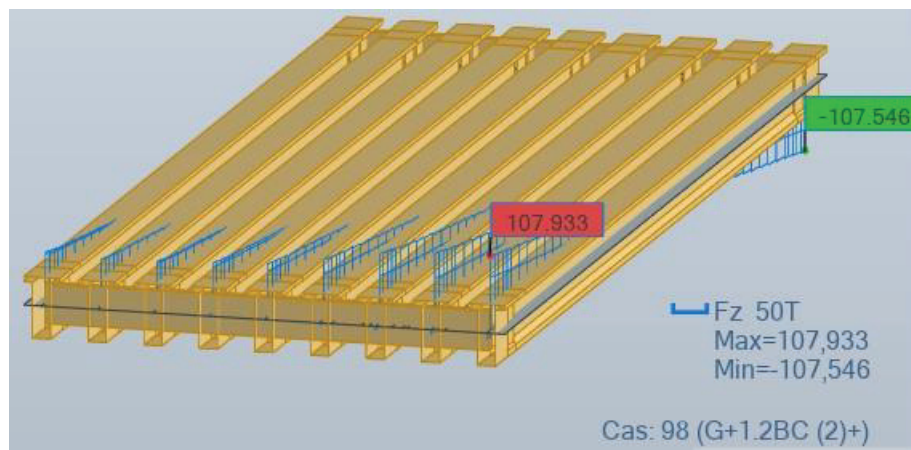
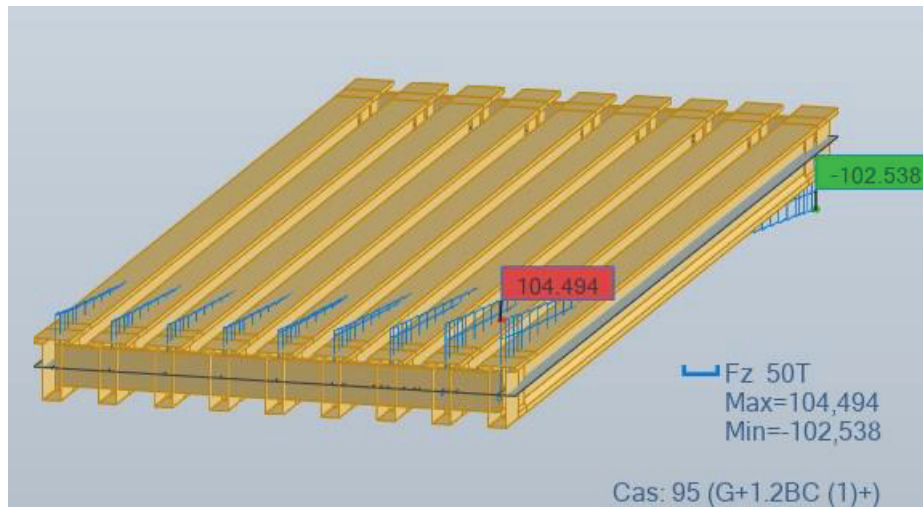
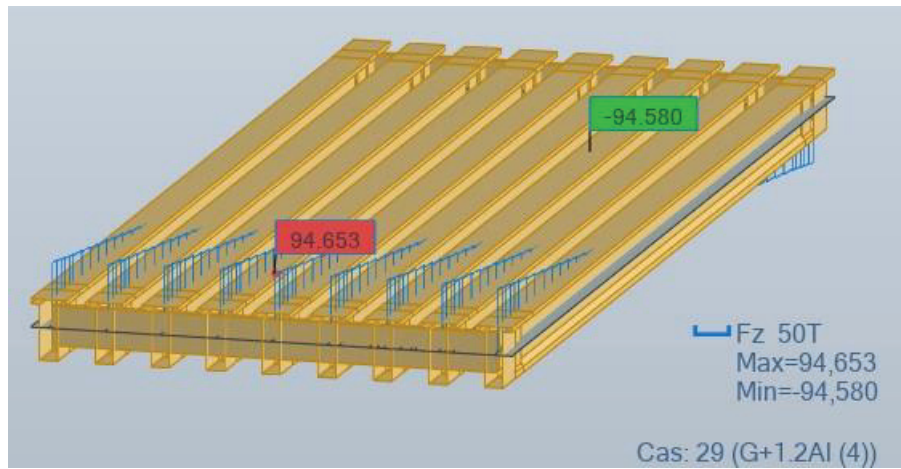


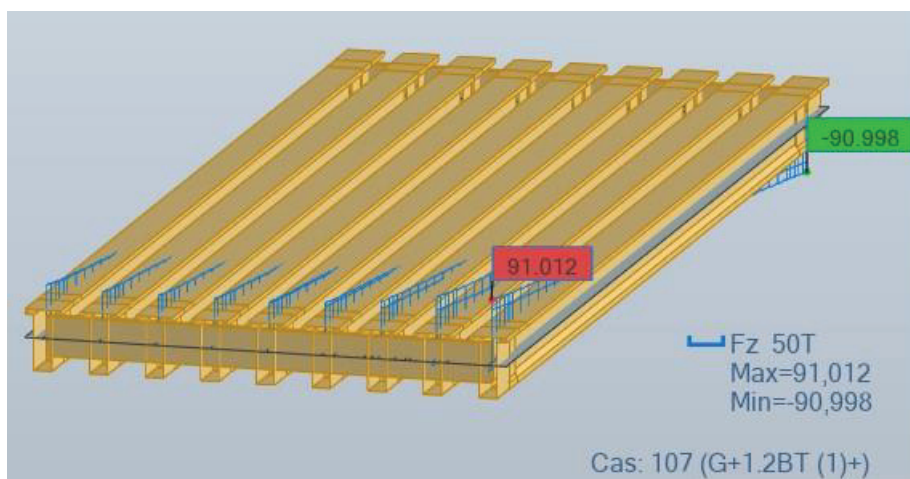
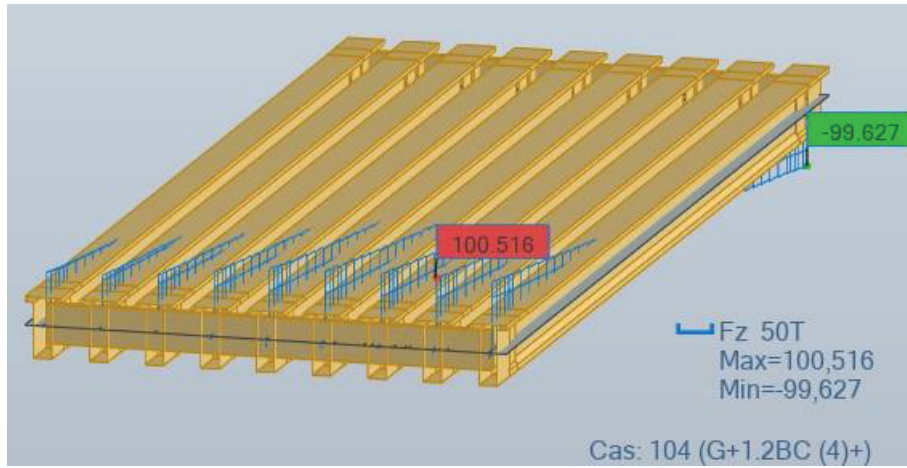
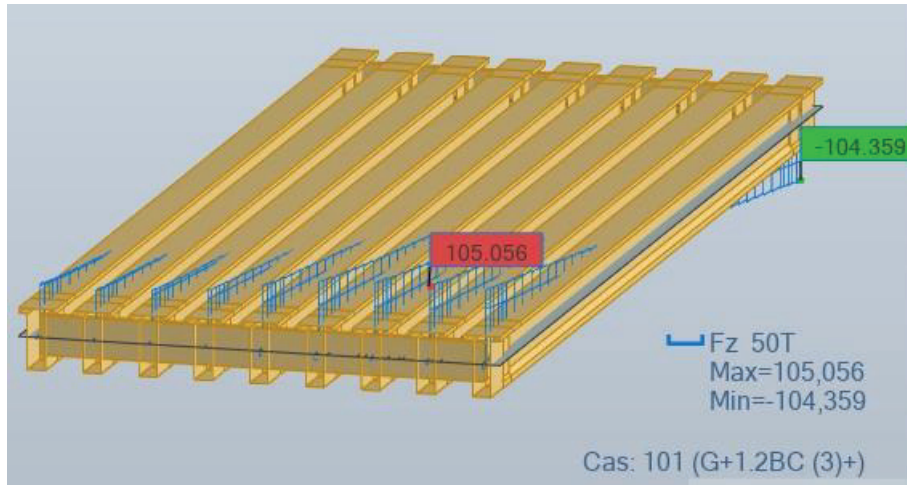
**ANNEXE B**  
**RESULTATS DU CALCUL NUMERIQUE**

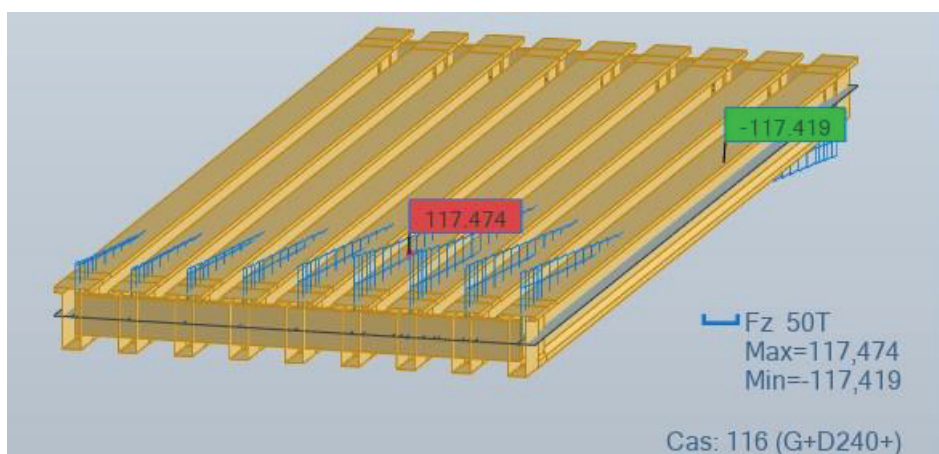
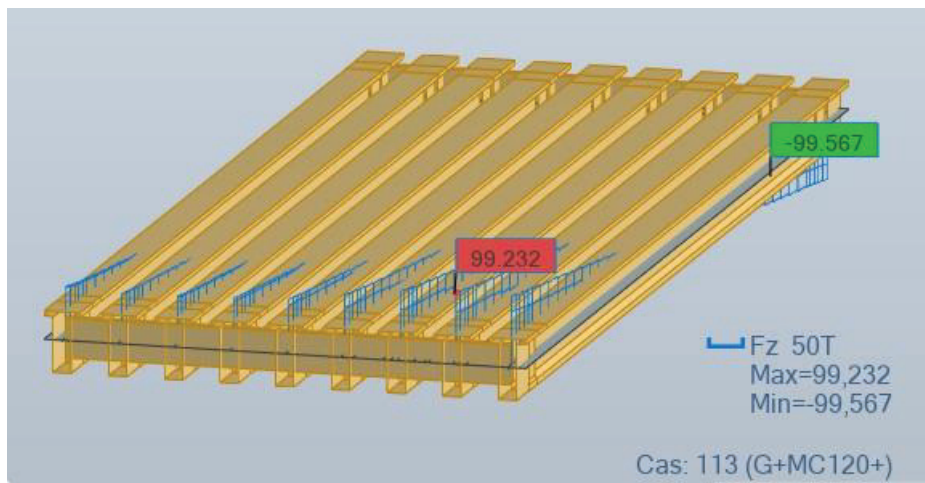
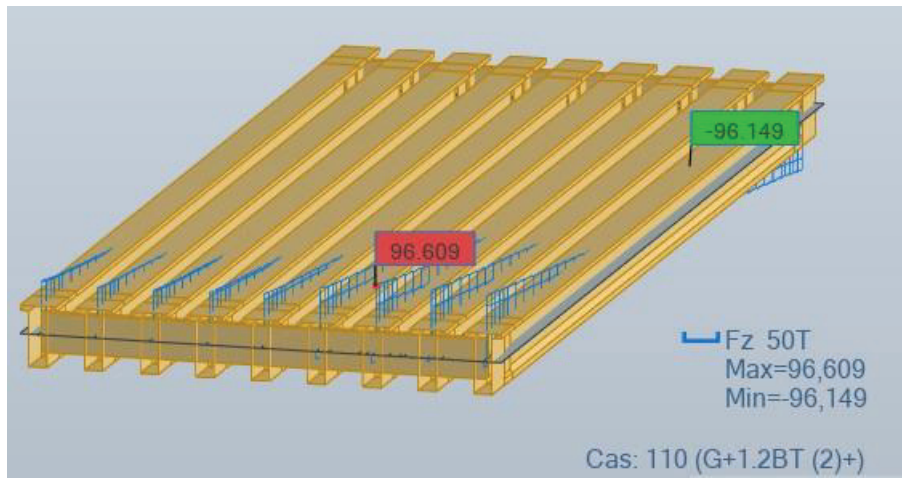


COMBINAISONS ELS







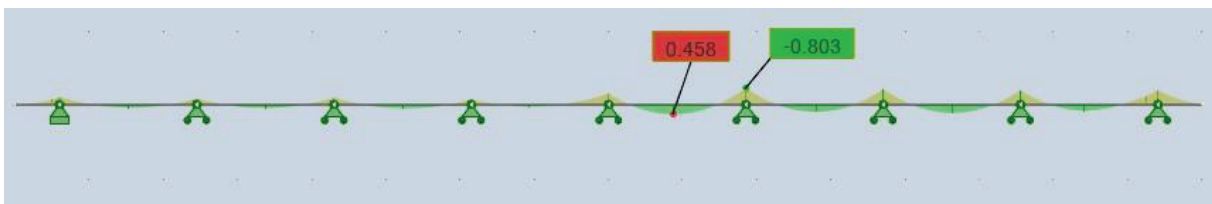


## LE MOMENT FLECHISSANT DE L'HOURLDIS COMBINAISONS ELU

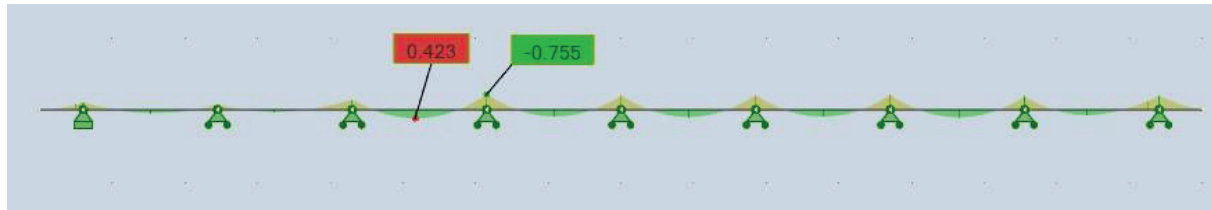
SOUS LA COMBINAISON 1.35G+1.6A(L1)



SOUS LA COMBINAISON 1.35G+1.6A(L2)



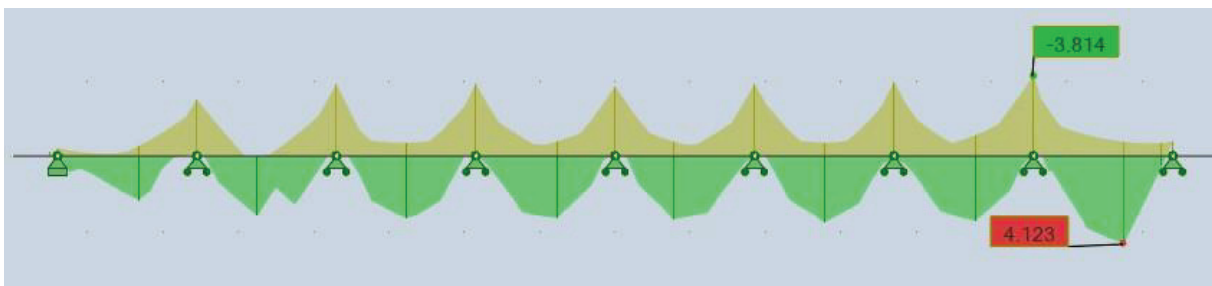
SOUS LA COMBINAISON 1.35G+1.6A(L3)



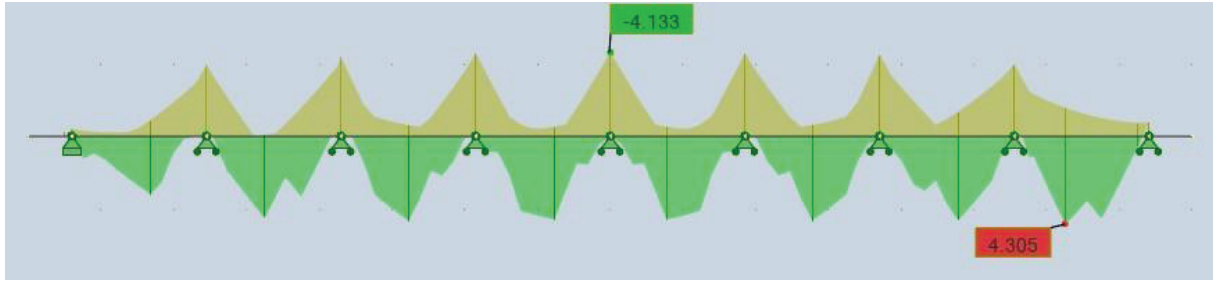
SOUS LA COMBINAISON 1.35G+1.6A(L4)



SOUS LA COMBINAISON 1.35G+1.6Bc1



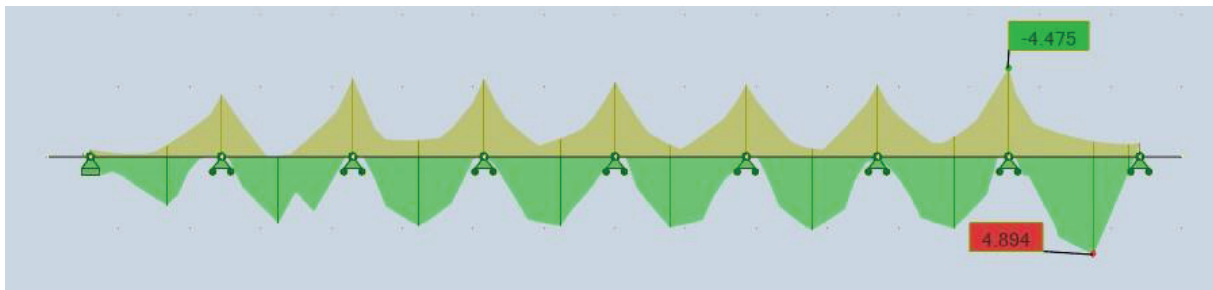
SOUS LA COMBINAISON 1.35G+1.6Bc2



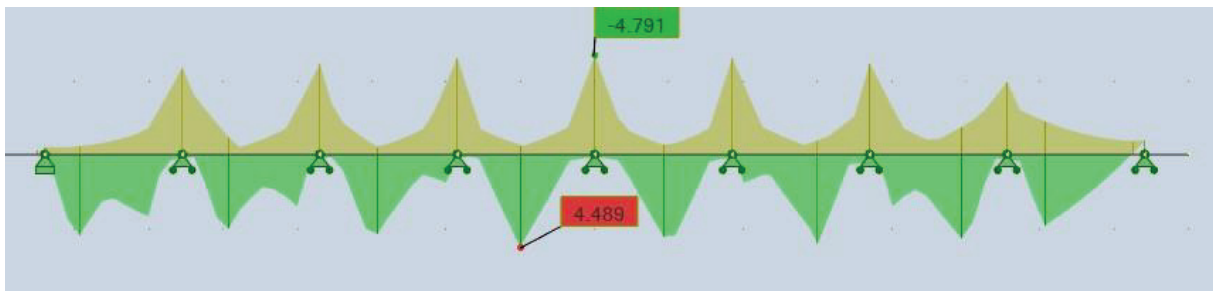
SOUS LA COMBINAISON 1.35G+1.6Bc3



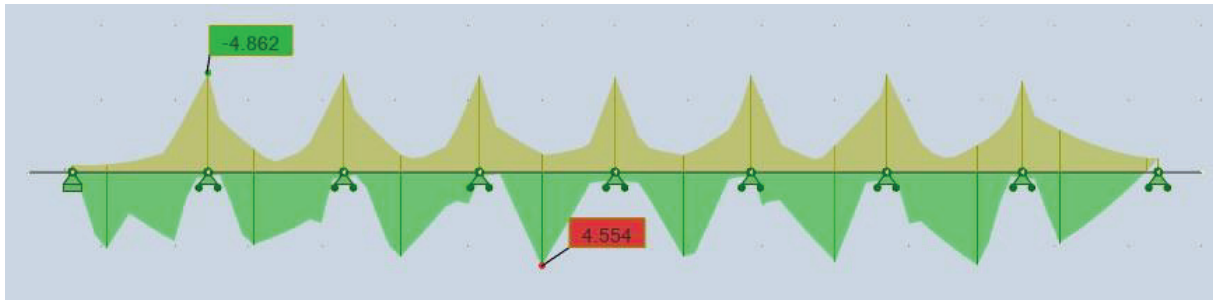
SOUS LA COMBINAISON 1.35G+1.6Bc4



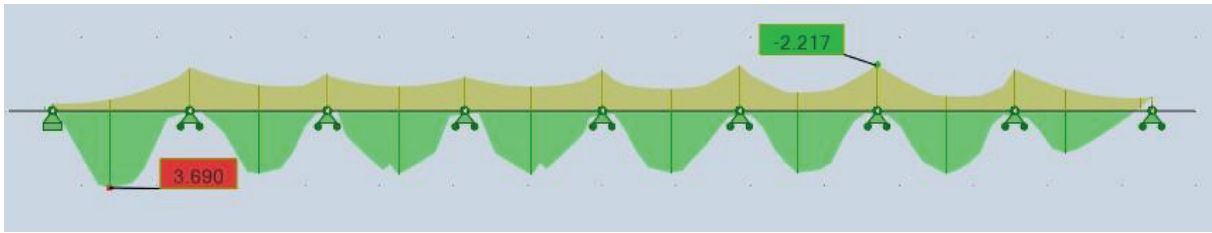
SOUS LA COMBINAISON 1.35G+1.6Bt1



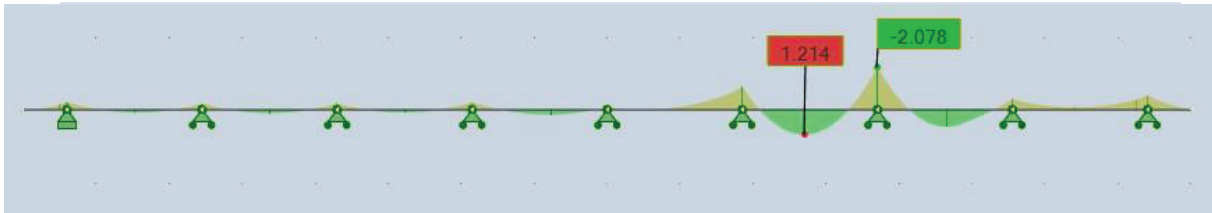
SOUS LA COMBINAISON 1.35G+1.6Bt2



SOUS LA COMBINAISON 1.35G+1.35Mc120

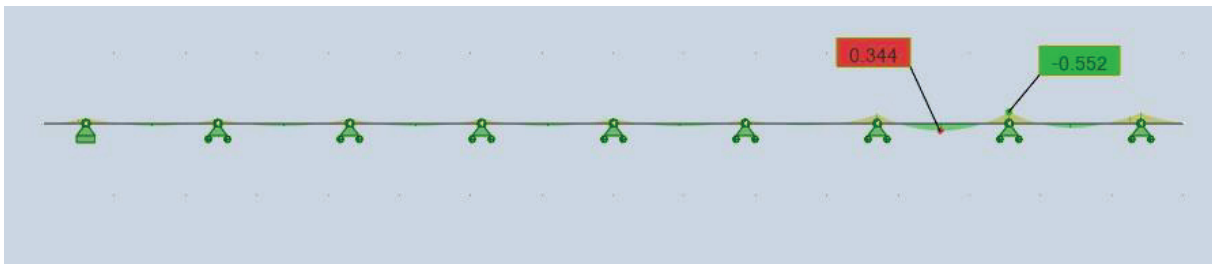


SOUS LA COMBINAISON 1.35G+1.35D240

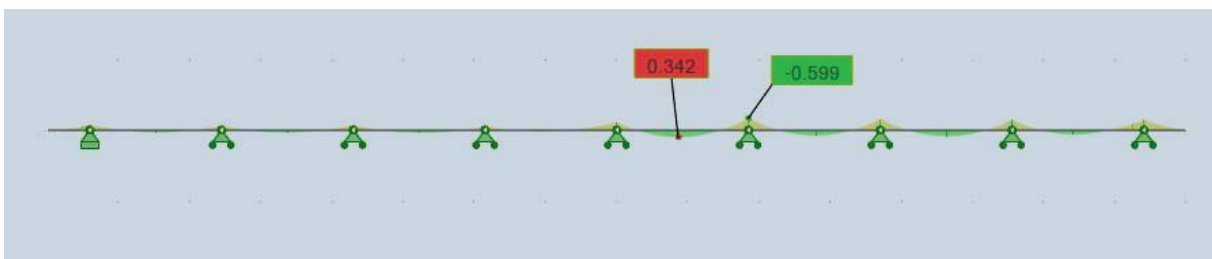


COMBINAISONS ELS

SOUS LA COMBINAISON G+1.2A(L1)



SOUS LA COMBINAISON G+1.2A(L2)



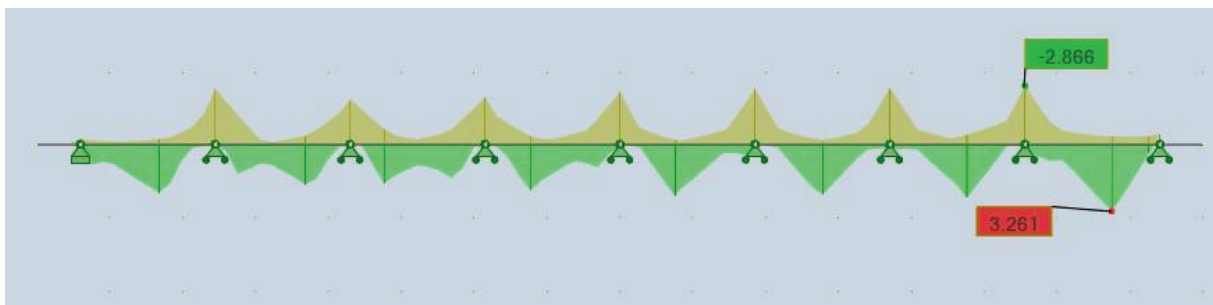
SOUS LA COMBINAISON G+1.2A(L3)



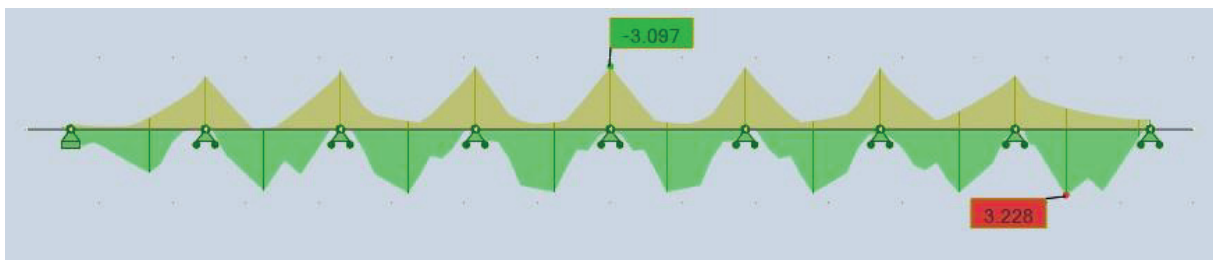
SOUS LA COMBINAISON G+1.2A(L4)



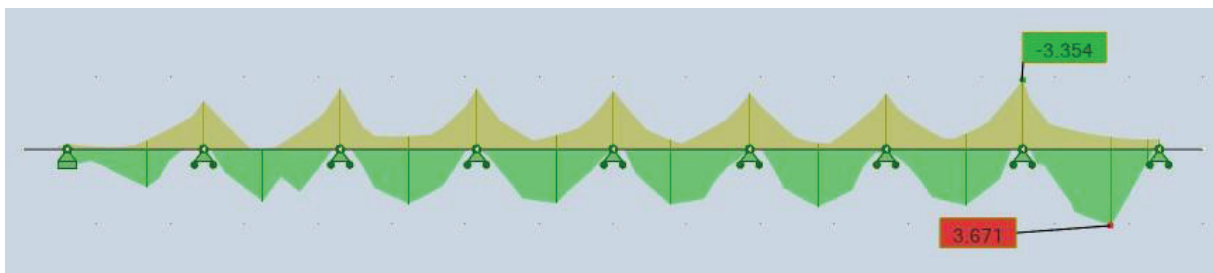
SOUS LA COMBINAISON G+1.2Bc1



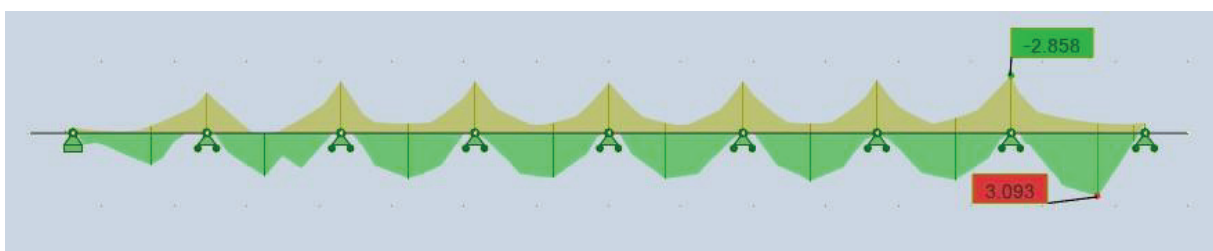
SOUS LA COMBINAISON G+1.2Bc2



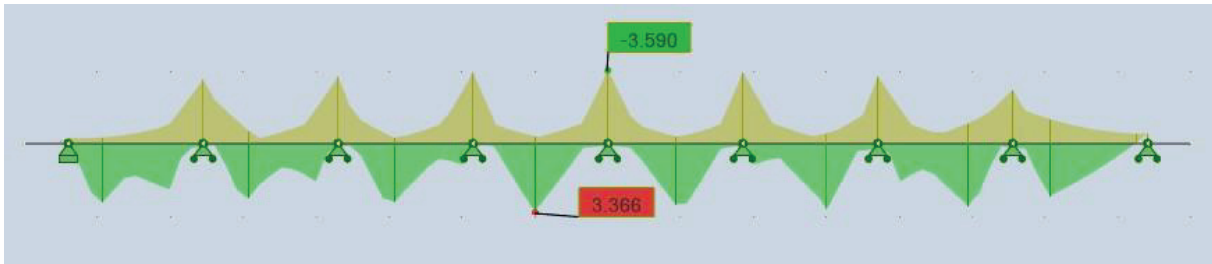
SOUS LA COMBINAISON G+1.2Bc3



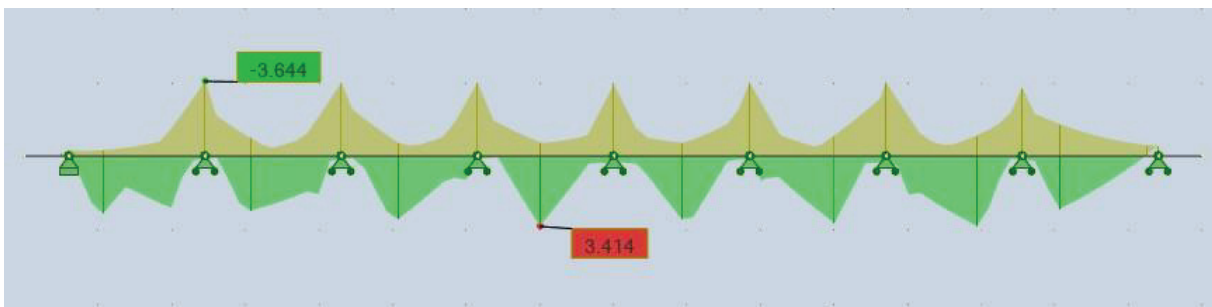
SOUS LA COMBINAISON G+1.2Bc4



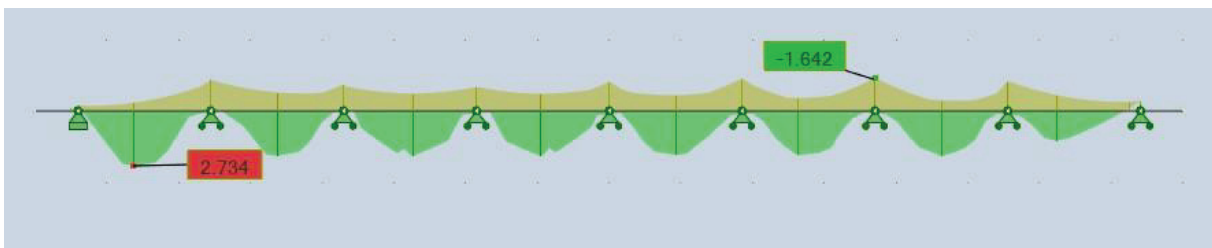
**SOUS LA COMBINAISON G+1.2Bt1**



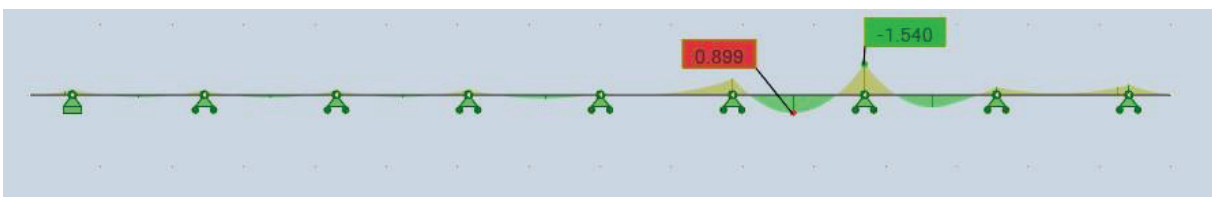
**SOUS LA COMBINAISON G+1.2Bt1**



**SOUS LA COMBINAISON G+Mc120**



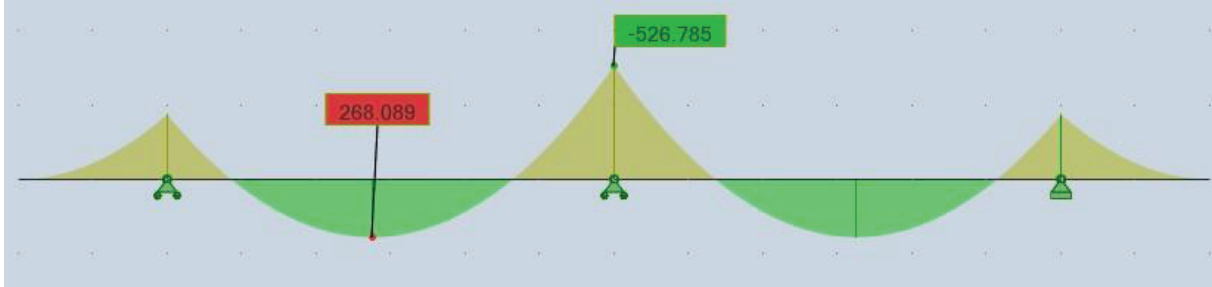
**SOUS LA COMBINAISON G+D240**



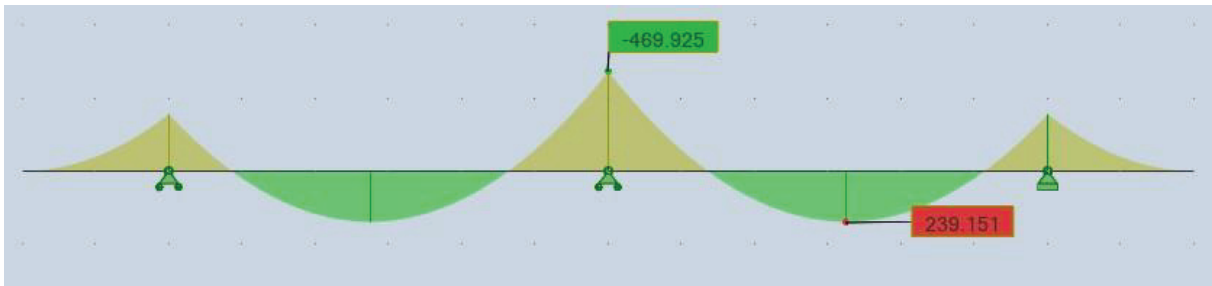
## MOMENT FLECHISSANT DU CHEVETRE

### COMBINAISONS ELU

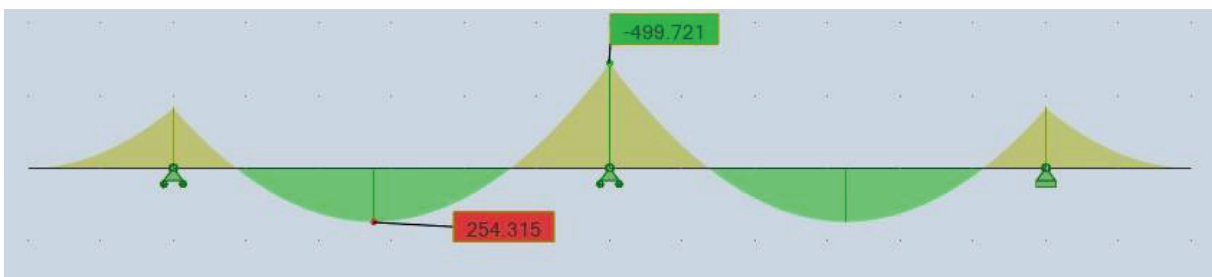
#### SOUS LA COMBINAISON 1.35G+1.6A(L1)



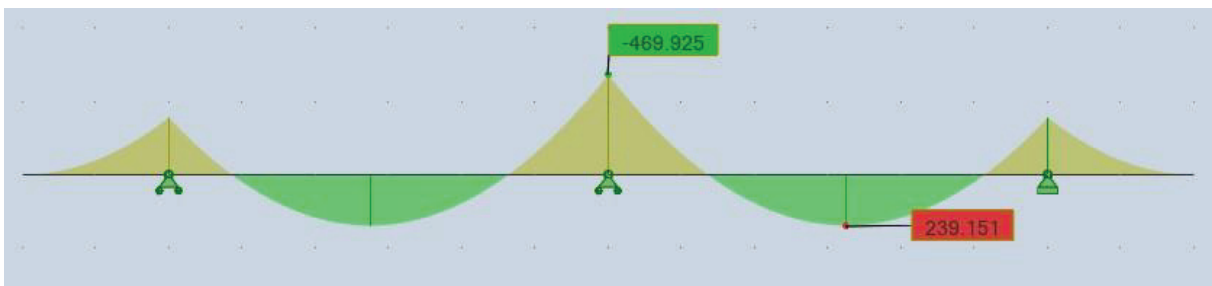
#### SOUS LA COMBINAISON 1.35G+1.6Bc



#### SOUS LA COMBINAISON 1.35G+1.35D240

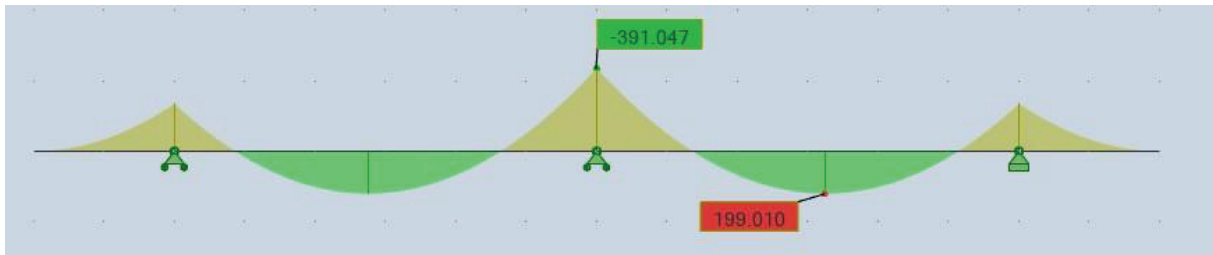


#### SOUS LA COMBINAISON 1.35G+1.35Mc120

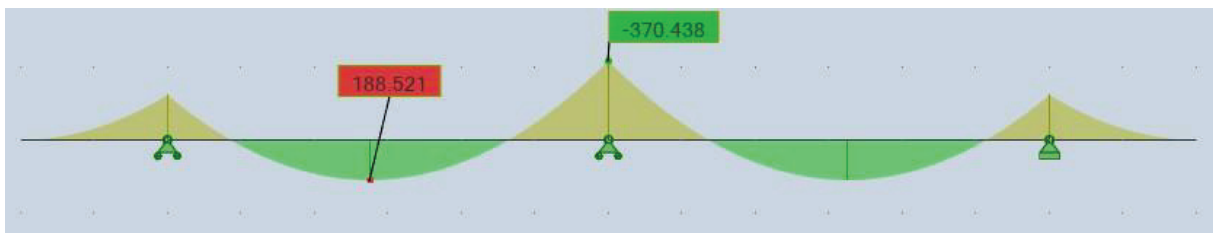


COMBINAISONS ELS

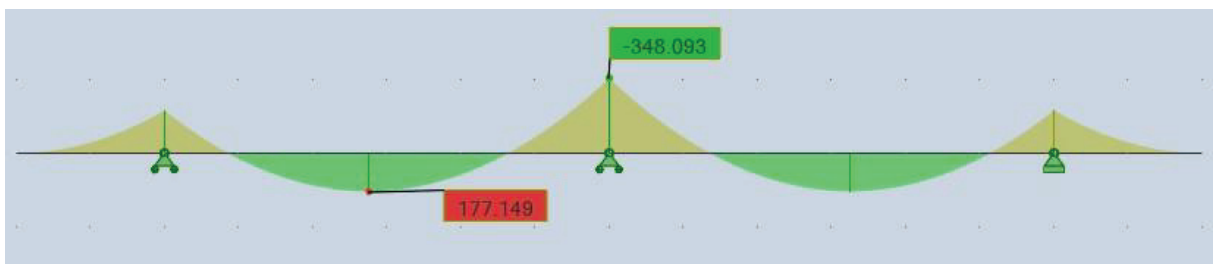
SOUS LA COMBINAISON G+1.2A(L)



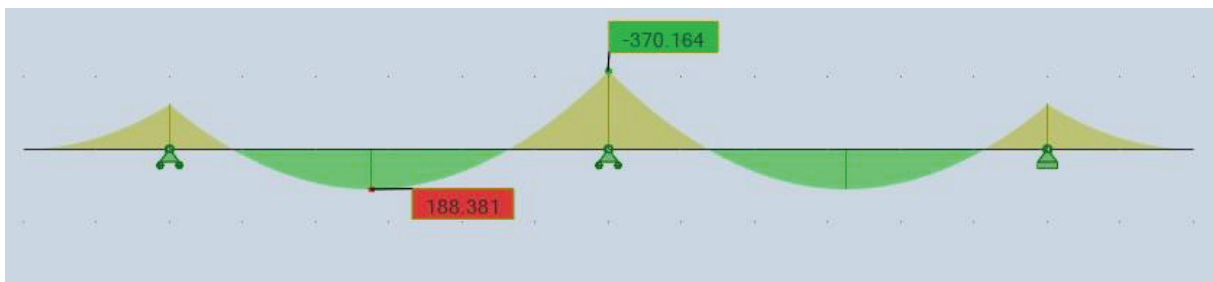
SOUS LA COMBINAISON G+1.2Bc



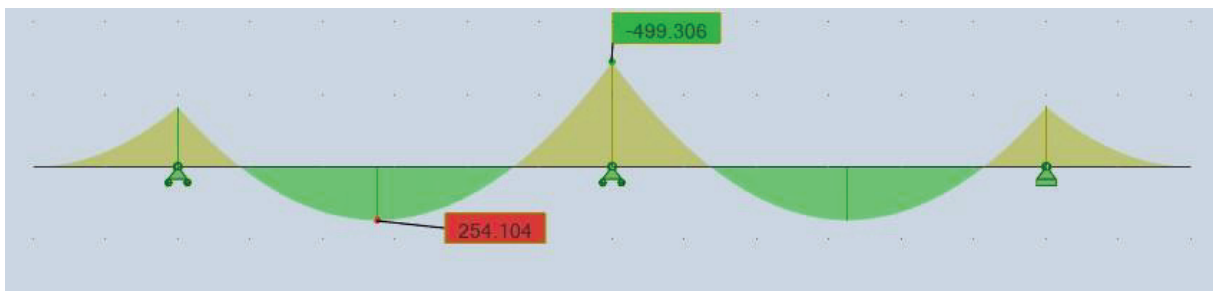
SOUS LA COMBINAISON G+Mc120



SOUS LA COMBINAISON G+D240



SOUS LA COMBINAISON G+Mc120



---

**ANNEXE C**  
**TABLEAUX DE CALCULS**

---

## ANNEXE C

### Réaction dues aux charges

Charge	Culée	Pile
R <sub>g</sub>	6540,35	13080,69
R <sub>(Al)</sub>	1916,46	2579,85
R <sub>bc</sub>	1668,08	1794,74
R <sub>Mc120</sub>	1085,51	1132,20
R <sub>D240</sub>	1844,21	2141,05

### Etude sismique

#### Raideur transversale de la structure

Piles	H <sub>moy</sub> (m)	I (m <sup>4</sup> )	k <sub>Fût</sub> (MN/m)
P1	6,9	228,55	68876,20
P2	8,1	228,55	42575,66
P3	4,6	228,55	232457,16

k <sub>Fût</sub> (MN/m)	k <sub>Ap-d'appui</sub> (MN/m)	n <sub>A-Apps</sub>
68876,20	3,78	18
42575,66	3,78	18
232457,16	3,78	18

### Infrastructure

#### Etude statique

#### Evaluation des efforts agissants sur pile

Désig	N (KN)	H (KN)	$l_{FV/o}$ (x/o)	$l_{FH/O/a}$ (y/a,o)	M <sub>FV/o</sub>	M <sub>FH/o</sub>
Fûts	1908,52	/	0,00	4,05	0,00	
Chevêtre	1700,00	/	0,00	8,95	0,00	
G Tablier	13080,69	/	0,00	9,80	0,00	
Hf+r	/	266,63	/	9,80		2612,99
HT°	/	167,98	/	9,80		1646,18

(Al)	2579,85	/	0,00	/	0,00	/
(Bc)	1794,74	/	0,00	/	0,00	/
Mc120	1132,20	/	0,00	/	0,00	/
D240	2141,05	/	0,00	/	0,00	/
ST	0,00	/	0,00	/	0,00	/
Al	/	108,87	/	9,80	/	1066,91
Bc	/	180,00	/	9,80	/	1764,00

### Combinaison à ELS

	<b>N</b>	<b>H</b>	<b>MH</b>	<b>MV</b>	<b>ΔM</b>
<b>G</b>	16689,21	367,42	3600,70	0,00	3600,70
<b>G+1.2AI+ST</b>	19785,03	498,06	4881,00	0,00	4881,00
<b>G+1.2Bc+ST</b>	18842,89	583,42	5717,50	0,00	5717,50
<b>G+Mc120</b>	17821,41	367,42	3600,70	0,00	3600,70
<b>G+D240</b>	18830,26	367,42	3600,70	0,00	3600,70

### Combinaison à l'ELU

	<b>N</b>	<b>H</b>	<b>MH</b>	<b>MV</b>	<b>ΔM</b>
<b>1,35G</b>	22530,43	511,13	5009,10	0,00	5009,10
<b>1.35G+1.6AI+1.6ST</b>	26658,19	685,32	6716,16	0,00	6716,16
<b>1.35G+1.6B+1.6ST</b>	25402,01	799,13	7831,50	0,00	7831,50
<b>1.36G+1.35Mc120</b>	25420,85	511,13	5009,10	0,00	5009,10
<b>1.35G+1.35D240</b>	22530,43	511,13	5009,10	0,00	5009,10

### Calcul des pieux

<b>Désig</b>	<b>N (KN)</b>	<b>H (KN)</b>	<b><math>I_{FV}/o</math> (x/o)</b>	<b><math>I_{FH}/O/a</math> (y/a,o)</b>	<b><math>M_{FV}/o</math></b>	<b><math>M_{FH}/o</math></b>
Semelle	4185,00	/	0,00	0,90	0,00	/
Fûts	1908,52	/	0,00	5,85	0,00	/
Chevetre	1700,00	/	0,00	10,75	0,00	/
G Tablier	13080,69	/	0,00	11,60	0,00	/
Hf+r	/	266,63	/	11,60	/	3092,93
HT°	/	167,98	/	11,60	/	1948,54

(AI)	2579,85	/	0,00	/	0,00	/
(Bc)	1794,74	/	0,00	/	0,00	/
Mc120	1132,20	/	0,00	/	0,00	/
D240	2141,05	/	0,00	/	0,00	/
ST	0,00	/	0,00	/	0,00	/
AI	/	108,87	/	11,60	/	1262,88
Bc	/	180,00	/	11,60	/	2088,00

### Combinaison à ELS

	N	H	MH	MV	$\Delta M$	1ère file R <sub>1</sub>	2ème file R <sub>2</sub>
<b>G</b>	20874,21	367,42	4262,06	0,00	4262,06	2304,84	2913,71
<b>G+1.2AI+ST</b>	23970,03	498,06	5777,51	0,00	5777,51	2583,57	3408,93
<b>G+1.2Bc+ST</b>	23027,89	583,42	6767,66	0,00	6767,66	2395,08	3361,89
<b>G+Mc120</b>	22006,41	367,42	4262,06	0,00	4262,06	2446,37	3055,23
<b>G+D240</b>	23015,26	367,42	4262,06	0,00	4262,06	2572,48	3181,34

### Combinaison à l'ELU

	N	H	MH	MV	$\Delta M$	1ère file R <sub>1</sub>	2ème file R <sub>2</sub>
<b>1,35G</b>	28180,18	511,13	5929,14	0,00	5929,14	3099,01	3946,03
<b>1.35G+1.6AI+1.6ST</b>	32307,94	685,32	7949,75	0,00	7949,75	3470,65	4606,33
<b>1.35G+1.26B+1.6ST</b>	31051,76	799,13	9269,94	0,00	9269,94	3219,33	4543,61
<b>1.36G+1.35Mc120</b>	31070,60	511,13	5929,14	0,00	5929,14	3460,31	4307,34
<b>1.35G+1.35D240</b>	28180,18	511,13	5929,14	0,00	5929,14	3099,01	3946,03

### Etude sismique

#### Combinaisons des efforts agissant sur les fut de la pile à l'ELA

	E <sub>1</sub>	E <sub>2</sub>	E <sub>3</sub>	E <sub>4</sub>	E <sub>5</sub>	E <sub>6</sub>
<b>V<sub>L</sub> (MN)</b>	6,35	2,1400	2,14	5,69	1,47	1,47
<b>V<sub>T</sub>(MN)</b>	1,84	6,12	1,84	1,84	6,12	1,84
<b>M<sub>L</sub></b>	17,46	51,89	17,46	12,05	46,48	12,05
<b>M<sub>T</sub></b>	14,76	49,19	14,76	14,76	49,19	14,76
<b>N (MN)</b>	16,94	16,94	17,51	16,44	16,44	15,86

#### Combinaison des efforts agissant sur la semelle de la pile à l'ELA

	E <sub>1</sub>	E <sub>2</sub>	E <sub>3</sub>	E <sub>4</sub>	E <sub>5</sub>	E <sub>6</sub>
<b>V<sub>L</sub> (MN)</b>	6,41	2,157	2,16	5,74	1,49	1,49
<b>V<sub>T</sub>(MN)</b>	1,85	6,180	1,85	1,85	6,18	1,85
<b>M<sub>L</sub></b>	21,36	63,493	21,36	14,75	56,88	14,75
<b>M<sub>T</sub></b>	18,06	60,188	18,06	18,06	60,19	18,06
<b>N (MN)</b>	17,20	17,199	17,80	16,68	16,68	16,08

	<b>Combinaisons</b>
<b>E1</b>	E1 + P perm + R max
<b>E2</b>	E2 + P perm + R max
<b>E3</b>	E3 + P perm + R max
<b>E4</b>	-E1 + P perm + R min
<b>E5</b>	-E2 + P perm + R min
<b>E6</b>	-E3 + P perm + R min

**Réaction sur pile à l'ELA**

	<b>ELA</b>	
	<b>R<sub>1</sub>(MN)</b>	<b>R<sub>2</sub>(MN)</b>
E1	3,63	0,67
E2	6,56	-2,26
E3	3,71	0,74
E4	3,11	1,06
E5	6,04	-1,87
E6	3,03	0,99

**Réaction sur culée à l'ELS**

	<b>ELS</b>	
	<b>1ère file</b>	<b>2ème file</b>
	<b>R<sub>1</sub>(KN)</b>	<b>R<sub>2</sub>(KN)</b>
G+0.6T	1736,68	3541,60
G+0.6T+1.2Q	1659,34	3794,14
G+0.6T+1.2A(l)+ST	1892,00	3961,22
G+0.6T+1.2Bc+ST	1851,13	3927,58
G+0.6T+Mc120	1872,37	3677,28
G+0.6T+D240	1967,21	3772,12

**Réaction sur culée à l'ELU**

	<b>ELU</b>	
	<b>1ère file</b>	<b>2ème file</b>
	<b>R<sub>1</sub>(KN)</b>	<b>R<sub>2</sub>(KN)</b>
1.35G+0.9T	2637,97	4487,71
1.35G++0.9T+1.6Q	2534,84	4824,44

1.35G+0.9T+1.6(A(I)+ST)	2845,06	5047,21
1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)	2790,56	5002,35
1.35G+0.9T+1.35Mc120	2821,15	4670,89
1.35G+0.9T+1.35D240	2949,18	4798,92

## Etude du mur frontal

### Évaluation des efforts

Désig	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	M <sub>FV/o</sub>	M <sub>FH/o</sub>
Mur F	4480	/	0	3,50	0	/
DDT	228,75	/	1,2	8,46	274,5	/
Corbeau	87,235	/	0,97	8,13	84,61795	/
MGG	294	/	0,73	8,20	214,62	/
Poussée Mur Frontal	/	4252,641	/	-3,15	/	- 13409,99
Poussée Sur 10kN/m <sup>2</sup>	/	499,488	/	-4,73	/	- 2362,578
Rg	6540,35	/	0,00	/	0,00	/
R(Al)	1916,46	/	0,00	/	0,00	/
Rbc	1668,08	/	0,00	/	0,00	/
RMc120	1085,51	/	0,00	/	0,00	/
RD240	1844,21	/	0,00	/	0,00	/
RST	0,00	/	0,00	/	0,00	/
Hf+r	/	133,32	/	-7,00	/	-933,21
HT°	/	83,99	/	-7,00	/	-587,92
Frein Al	/	175,20	/	-7,00	/	-1226,43
Frein Bc	/	180,00	/	-7,00	/	-1260,00

### Combinaisons des charges a l'ELS

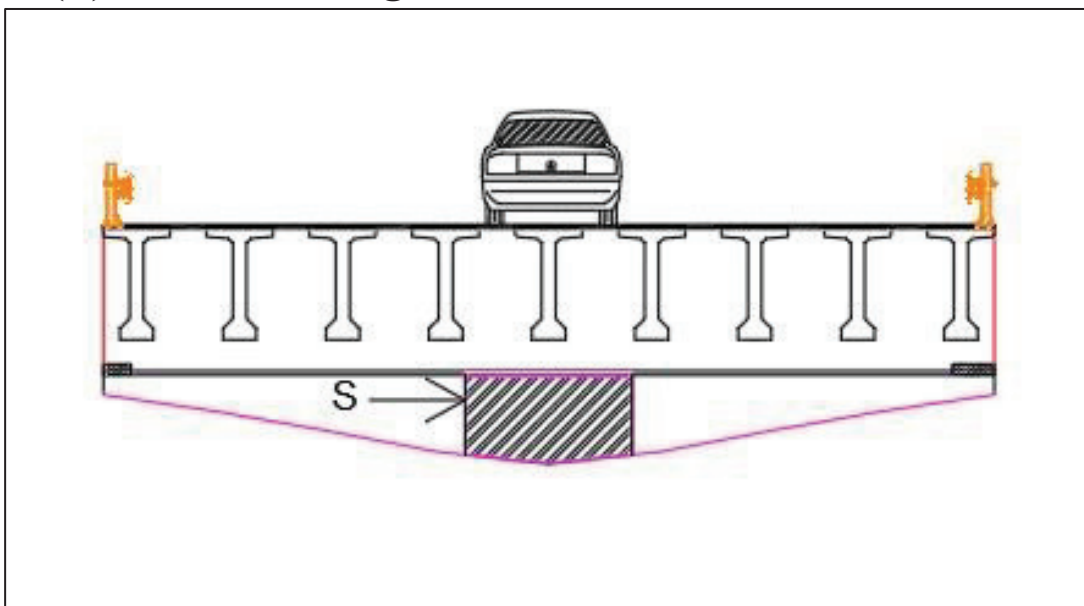
	N	H	M <sub>H</sub>	M <sub>V</sub>	ΔM
	(KN)	(KN)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)
<b>G+0.6T</b>	11630,33	4436,35	-14695,96	573,74	-14122,22
<b>G+0.6T+1.2Q</b>	11630,33	5035,74	-17531,05	573,74	-16957,31
<b>G+0.6T+1.2A(I)+ST</b>	13930,08	4646,60	-16167,67	573,74	-15593,94
<b>G+0.6T+1.2Bc+ST</b>	13632,03	4652,350	-16207,96	573,74	-15634,22
<b>G+0.6T+Mc120</b>	12715,84	4436,35	-14695,96	573,74	-14122,22
<b>G+0.6T+D240</b>	13474,54	4436,35	-14695,96	573,74	-14122,22

### Combinaisons des charges a l'ELU

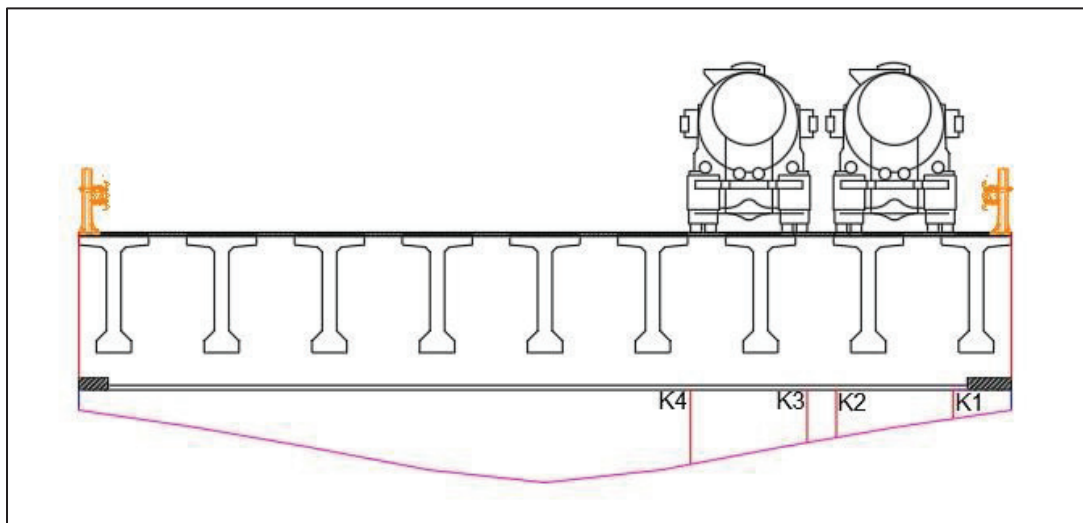
	N	H	M <sub>H</sub>	M <sub>v</sub>	ΔM
	(KN)	(KN)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)
<b>1.35G+0.9T</b>	15700,95	5996,63	-15198,96	573,74	-14625,22
<b>1.35G++0.9T+1.6Q</b>	15700,95	6795,81	-18979,09	573,74	-18405,35
<b>1.35G+0.9T+1.6(A(I)+ST)</b>	18767,28	6276,96	-17161,25	573,74	-16587,51
<b>1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)</b>	18369,88	6284,63	-17214,96	573,74	-16641,22
<b>1.35G+0.9T+1.35Mc120</b>	17166,38	5996,63	-15198,96	573,74	-14625,22
<b>1.35G+0.9T+1.35D240</b>	23685,96	5996,63	-15198,96	573,74	-14625,22

Exemple de calcul de  $K_{amoy}$  pour la poutre 01 :

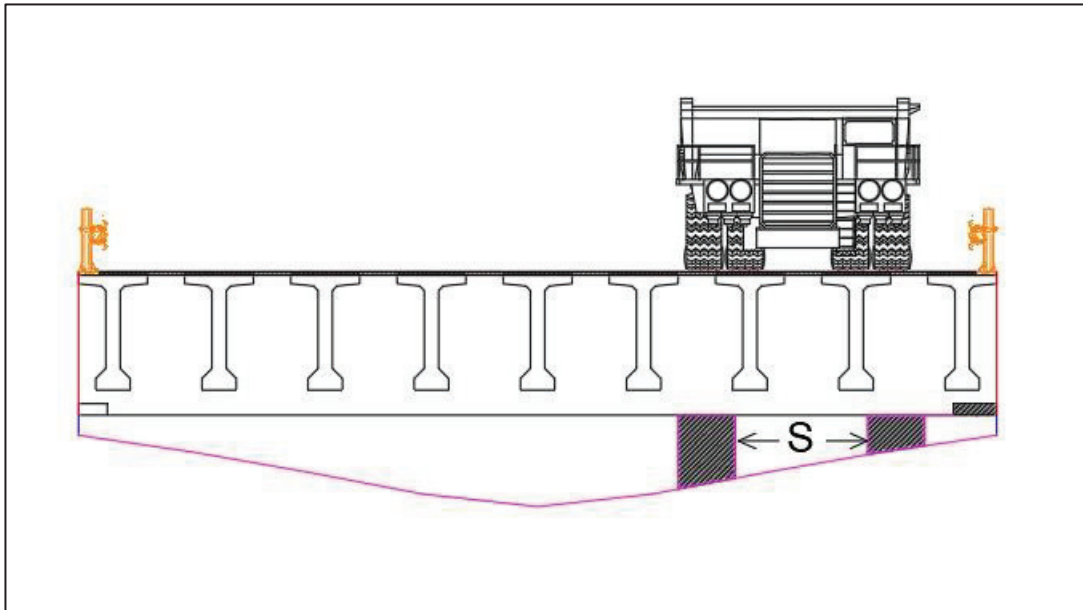
- A(L) , une voie chargée :



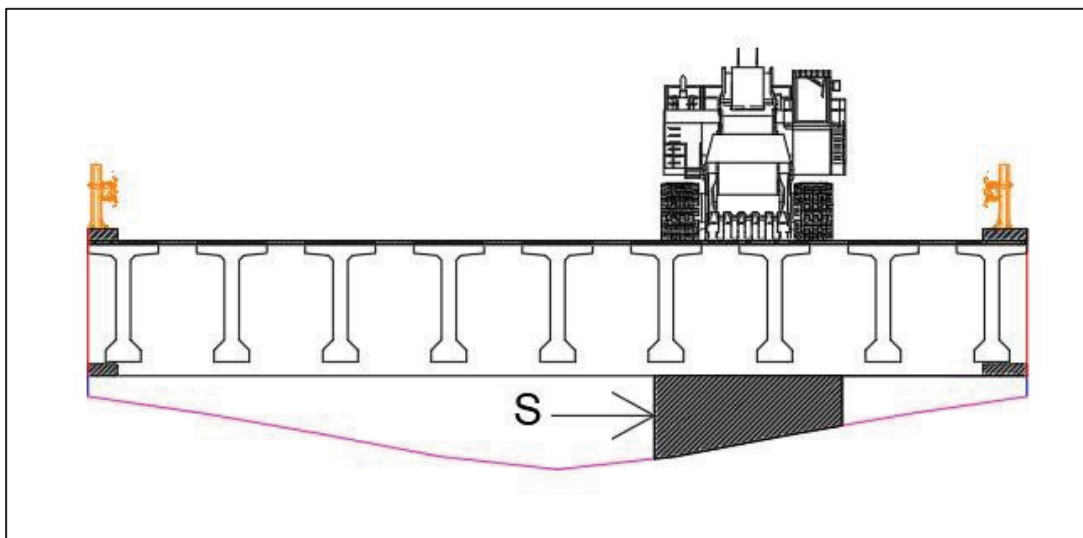
- Bc, 2 voies chargées :



- Convoi Militaire Mc120 :



- Convoi D240 :



---

**ANNEXE D**  
**FERRAILLAGE**

---

## ANNEXE D

### ↳ FERRAILLAGE DE L'HOUDIS :

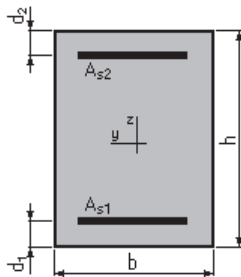
#### Nappe inférieure : Calcul de Section en Flexion Simple

#### 1. Hypothèses :

**Béton :  $f_{c28} = 35,0$  (MPa)      Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

#### 2. Section :



$b = 100,0$  (cm)  
 $h = 25,0$  (cm)  
 $d_1 = 3,0$  (cm)  
 $d_2 = 3,0$  (cm)

#### 3. Moments appliqués :

	$M_{max}$ (kN*m)	$M_{min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	48,06	0,00
Etat Limite de Service	36,05	0,00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0,00	0,00

#### 4. Résultats :

##### Sections d'Acier :

Section théorique	A <sub>s1</sub> = 7,9 (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	A <sub>s2</sub> = 0,0 (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	A <sub>s min</sub> = 2,8 (cm <sup>2</sup> )		
théorique	$\rho = 0,36$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0,13$ (%)		

##### Analyse par Cas:

<b>Cas ELU</b>	<b><math>M_{max} = 48,06</math></b>	<b>(kN*m)</b>	<b><math>M_{min} = 0,00</math></b>	<b>(kN*m)</b>
Coefficient de sécurité:	1,51		Pivot: A	
Position de l'axe neutre:	$y = 2,2$	(cm)		
Bras de levier:	$Z = 21,1$	(cm)		
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 1,09$	(‰)		
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10,00$	(‰)		
Contrainte de l'acier:				
tendue:	$\sigma_s = 434,8$	(MPa)		

**Cas ELS**  $M_{\max} = 36,05$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre:  $y = 6,1$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 20,0$  (cm)

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 5,9$  (MPa)

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 21,0$  (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 228,6$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 228,6$  (MPa)

### Nappe supérieure : Calcul de Section en Flexion Simple

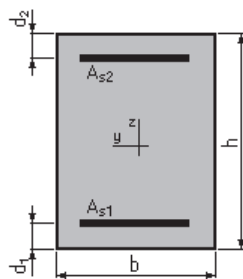
#### 1. Hypothèses:

**Béton:  $f_{c28} = 35,0$  (MPa)**

**Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

#### 2. Section:



$b = 100,0$  (cm)

$h = 25,0$  (cm)

$d_1 = 3,0$  (cm)

$d_2 = 3,0$  (cm)

#### 3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	48,62	0,00
Etat Limite de Service	36,44	0,00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0,00	0,00

#### 4. Résultats:

##### Sections d'Acier:

Section théorique  $A_{s1} = 8,0$  (cm<sup>2</sup>)

Section théorique  $A_{s2} = 0,0$  (cm<sup>2</sup>)

Section minimum  $A_{s \text{ min}} = 2,8$  (cm<sup>2</sup>)

théorique  $\rho = 0,36$  (%)

minimum  $\rho_{\min} = 0,13$  (%)

##### Analyse par Cas:

**Cas ELU**  $M_{\max} = 48,62$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)

## ANNEXE D FERRAILLAGE

Coefficient de sécurité: 1,51      Pivot: A  
Position de l'axe neutre:  $y = 2,2$  (cm)  
Bras de levier:  $Z = 21,1$  (cm)  
Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 1,11$  (‰)  
Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 10,00$  (‰)  
Contrainte de l'acier:  
tendue:  $\sigma_s = 434,8$  (MPa)

**Cas ELS**  $M_{\max} = 36,44$  (kN\*m)       $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,00  
Position de l'axe neutre:  $y = 6,2$  (cm)  
Bras de levier:  $Z = 19,9$  (cm)  
Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 5,9$  (MPa)  
Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 21,0$  (MPa)  
Contrainte de l'acier:  
tendue:  $\sigma_s = 228,6$  (MPa)  
Contrainte limite de l'acier:  
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 228,6$  (MPa)

### ↳ FERRAILLAGE DE LA PILE :

#### FUT DE LA PILE :

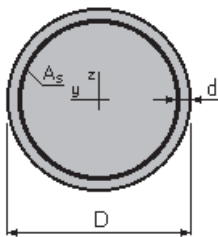
#### Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

##### 1. Hypothèses:

**Béton:  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)      Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

##### 2. Section:



$D = 200,0$  (cm)

$d = 5,0$  (cm)

##### 3. Efforts appliqués:

Cas $N^0$	Type	N (kN)	$M_y$ (kN*m)	$M_z$ (kN*m)
1.	ELS	6280,96	1905,83	0,00
2.	ELU	8467,34	2610,50	0,00
3.	ELA	5646,66	17296,66	0,00

##### 4. Résultats:

###### Sections d'Acier:

Section théorique  $A_s = 366,9$  (cm<sup>2</sup>)

Section minimum  $A_{s\min} = 62,8$  (cm<sup>2</sup>)

Section maximum  $A_{s\max} = 1570,8$  (cm<sup>2</sup>)

théorique  $\rho = 1,17$  (%)

minimum  $\rho_{\min} = 0,10$  (%)

maximum  $\rho_{\max} = 5,00$  (%)

### **Analyse par Cas:**

**Cas N° 1: Type ELS**    **N = 6280,96 (kN)**    **M<sub>y</sub> = 1905,83 (kN\*m)**    **M<sub>z</sub> = 0,00 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 4,53

Position de l'axe neutre:  $y = 191,7$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 121,6$  (cm)

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 3,5$  (MPa)

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 16,2$  (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 0,6$  (MPa)

comprimée:  $\sigma_s' = 51,7$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\lim} = 207,3$  (MPa)

**Cas N° 2: Type ELU**    **N = 8467,34 (kN)**    **M<sub>y</sub> = 2610,50 (kN\*m)**    **M<sub>z</sub> = 0,00 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 4,85    Pivot: B

Position de l'axe neutre:  $y = 170,4$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 118,1$  (cm)

Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 3,50$  (‰)

Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 0,50$  (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 99,3$  (MPa)

comprimée:  $\sigma_s' = 434,8$  (MPa)

**Cas N° 3: Type ELA**    **N = 5646,66 (kN)**    **M<sub>y</sub> = 17296,66 (kN\*m)**    **M<sub>z</sub> = 0,00 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00    Pivot: B

Position de l'axe neutre:  $y = 60,5$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 165,8$  (cm)

Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 3,50$  (‰)

Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 7,75$  (‰)

Contrainte de l'acier:

---

tendue:  $\sigma_s = 500,0$  (MPa)

comprimée:  $\sigma_s' = 500,0$  (MPa)

**CHEVETRE :**

**Nappe inférieure : Calcul de Section en Flexion Simple**

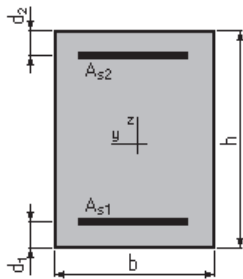
**1. Hypothèses:**

**Béton:  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)**

**Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

**2. Section:**



$b = 250,0$  (cm)  
 $h = 170,0$  (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 )	2680,89	0,00
Etat Limite de Service	1990,10	0,00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0,00	0,00

**4. Résultats:**

**Sections d'Acier:**

Section théorique	$A_{s1} = 62,1$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s\ min} = 41,3$ (cm <sup>2</sup> )		
théorique	$\rho = 0,15$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0,10$ (%)		

**Analyse par Cas:**

Cas ELU	$M_{max} = 2680,89$ (kN*m)	$M_{min} = 0,00$ (kN*m)
Coefficient de sécurité:	1,63	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 8,8$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 161,5$ (cm)	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 0,57$ (‰)	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10,00$ (‰)	

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 434,8$  (MPa)

**Cas ELS**  $M_{max} = 1990,10$  (kN\*m)  $M_{min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre:  $y = 31,5$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 154,5$  (cm)

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 1,6$  (MPa)

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 16,2$  (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 21,6$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\ lim} = 207,3$  (MPa)

### Nappe supérieure : Calcul de Section en Flexion Simple

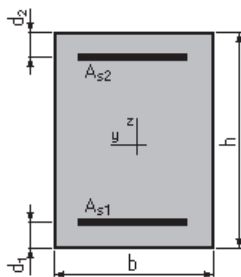
#### 1. Hypothèses:

**Béton:  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)**

**Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

#### 2. Section:



$b = 250,0$  (cm)

$h = 170,0$  (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 )	5267,85	0,00
Etat Limite de Service	3910,47	0,00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0,00	0,00

#### 4. Résultats:

##### Sections d'Acier:

Section théorique  $A_{s1} = 125,1$  (cm<sup>2</sup>)

Section théorique  $A_{s2} = 0,0$  (cm<sup>2</sup>)

Section minimum  $A_{s\ min} = 41,3$  (cm<sup>2</sup>)

théorique  $\rho = 0,30$  (%)

minimum  $\rho_{min} = 0,10$  (%)

### Analyse par Cas:

**Cas ELU**  $M_{max} = 5267,85$  (kN\*m)  $M_{min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,63 Pivot: A

Position de l'axe neutre:  $y = 17,8$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 157,9$  (cm)

Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 1,21$  (‰)

Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 10,00$  (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 434,8$  (MPa)

**Cas ELS**  $M_{max} = 3910,47$  (kN\*m)  $M_{min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre:  $y = 42,8$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 150,7$  (cm)

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 4,8$  (MPa)

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 16,2$  (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 207,3$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\ lim} = 207,3$  (MPa)

### PIEUX PILE :

#### Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

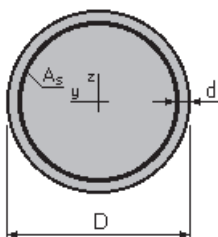
#### 1. hypothèses:

**Béton:  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)**

**Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

#### 2. Section:



$D = 120,0$  (cm)

$d = 7,0$  (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.	ELS	2395,08	307,11	0,00
2.	ELU	3219,33	420,66	0,00
3.	ELA	2262,00	1132,16	0,00

#### **4. Résultats:**

##### **Sections d'Acier:**

Section théorique  $A_s = 113,1$  (cm<sup>2</sup>)

Section minimum  $A_{s\min} = 113,1$  (cm<sup>2</sup>)

Section maximum  $A_{s\max} = 565,5$  (cm<sup>2</sup>)

théorique  $\rho = 1,00$  (%)

minimum  $\rho_{\min} = 0,50$  (%)

maximum  $\rho_{\max} = 5,00$  (%)

##### **Analyse par Cas:**

**Cas N<sup>o</sup> 1: Type ELS    N = 2395,08 (kN)    M<sub>y</sub> = 307,11 (kN\*m)    M<sub>z</sub> = 0,00 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 4,86

Position de l'axe neutre:  $y = 135,0$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 64,7$  (cm)

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 3,3$  (MPa)

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 16,2$  (MPa)

Contrainte de l'acier:

comprimée:  $\sigma_s' = 47,0$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\lim} = 207,3$  (MPa)

**Cas N<sup>o</sup> 2: Type ELU    N = 3219,33 (kN)    M<sub>y</sub> = 420,66 (kN\*m)    M<sub>z</sub> = 0,00 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 4,94    Pivot: B

Position de l'axe neutre:  $y = 111,4$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 63,4$  (cm)

Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 3,50$  (‰)

Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 0,04$  (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 8,7$  (MPa)

comprimée:  $\sigma_s' = 434,8$  (MPa)

**Cas N° 3: Type ELA**    **N = 2262,00 (kN)**    **M<sub>y</sub> = 1132,16 (kN\*m)**    **M<sub>z</sub> = 0,00 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 3,72    Pivot: B

Position de l'axe neutre:  $y = 62,1$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 83,8$  (cm)

Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 3,50$  (‰)

Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 2,85$  (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 500,0$  (MPa)

comprimée:  $\sigma_s' = 500,0$  (MPa)

### ↳ FERRAILLAGE DE LA CULEE

## MUR FRONTAL

### Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

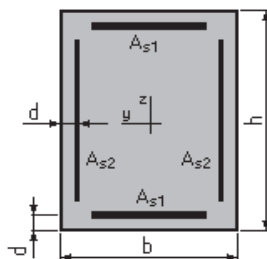
#### 1. Hypothèses:

**Béton:  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)**

**Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

#### 2. Section:



$b = 100,0$  (cm)

$h = 160,0$  (cm)

$d = 7,0$  (cm)

### **3. Efforts appliqués:**

Cas N°	Type	N (kN)	M <sub>y</sub> (kN*m)	M <sub>z</sub> (kN*m)
1.	ELS	726,90	1059,83	0,00
2.	ELU	981,31	1150,33	0,00

### **4. Résultats:**

#### **Sections d'Acier:**

Section théorique	A <sub>s1</sub> = 19,7 (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	A <sub>s2</sub> = 0,0 (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	A <sub>s min</sub> = 32,0 (cm <sup>2</sup> )	Section maximum	A <sub>s max</sub> = 800,0 (cm <sup>2</sup> )
théorique	ρ = 0,25 (%)		
minimum	ρ <sub>min</sub> = 0,10 (%)	maximum	ρ <sub>max</sub> = 5,00 (%)

#### **Analyse par Cas:**

**Cas N° 1: Type ELS    N = 726,90 (kN)    M<sub>y</sub> = 1059,83 (kN\*m)    M<sub>z</sub> = 0,00 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: y = 40,6 (cm)

Bras de levier: Z = 139,5 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ<sub>b</sub> = 2,7 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 f<sub>cj</sub> = 16,2 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ<sub>s</sub> = 24,6 (MPa)

comprimée: σ<sub>s</sub>' = 37,7 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

σ<sub>s lim</sub> = 207,3 (MPa)

**Cas N° 2: Type ELU    N = 981,31 (kN)    M<sub>y</sub> = 1150,33 (kN\*m)    M<sub>z</sub> = 0,00 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 2,69    Pivot: A

Position de l'axe neutre: y = 24,3 (cm)

Bras de levier: Z = 143,3 (cm)

Déformation du béton: ε<sub>b</sub> = 1,89 (‰)

Déformation de l'acier: ε<sub>s</sub> = 10,00 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ<sub>s</sub> = 434,8 (MPa)

comprimée: σ<sub>s</sub>' = 268,3 (MPa)

## DALLE DE TRANSITION

### Calcul de Section en Flexion Simple

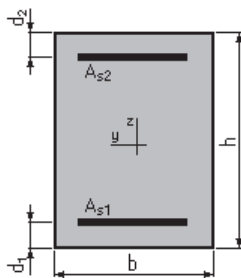
#### 1. hypothèses:

**Béton:  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)**

**Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

#### 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:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	98,26	0,00
Etat Limite de Service	73,08	0,00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0,00	0,00

#### 4. Résultats:

##### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 16,0$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s\min} = 3,0$ (cm <sup>2</sup> )		
théorique	$\rho = 0,64$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,12$ (%)		

##### Analyse par Cas:

**Cas ELU**  $M_{\max} = 98,26$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 0,00 Pivot: A

Position de l'axe neutre:  $y = 0,0$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 25,0$  (cm)

Déformation du béton:  $\epsilon_b = 0,00$  (‰)

Déformation de l'acier:  $\epsilon_s = 0,00$  (‰)

Contrainte de l'acier:

**Cas ELS**  $M_{\max} = 73,08$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 0,00

Position de l'axe neutre:  $y = 0,3$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 24,9$  (cm)  
 Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 53,1$  (MPa)  
 Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 16,2$  (MPa)  
 Contrainte de l'acier:  
 Contrainte limite de l'acier:  
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 207,3$  (MPa)

## CORBEAU

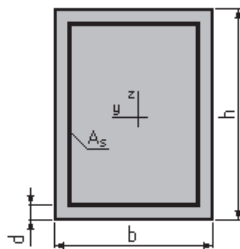
### Calcul d'une Section Comprimée

#### 1. hypothèses:

**Béton:  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)      Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte de l'élançement
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Charges appliquées après 90 jours
- Calcul suivant BAEL 91

#### 2. Section:



$b = 100,0$  (cm)  
 $h = 30,0$  (cm)  
 $d = 5,0$  (cm)

#### 3. Forces:

	<b>N (kN)</b>
Etat Limite Ultime ( fondamental )	98,26
Etat Limite de Service	73,08
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0,00

#### 4. Résultats:

##### Résistance des Matériaux:

Section brute	$B = 3000,0$	(cm <sup>2</sup> )	Section réduite	$B_r = 2744,0$	(cm <sup>2</sup> )
Long flambement	$l_{fy} = 3,0$	(m)	Long flambement	$l_{fz} = 3,0$	(m)
Inertie	$I_y = 225000,0$	(cm <sup>4</sup> )	Inertie	$I_z = 2500000,0$	(cm <sup>4</sup> )
Rayon de giration	$i_y = 8,7$	(cm)	Rayon de giration	$i_z = 28,9$	(cm)
Elancement	$\lambda_y = 34,6$		Elancement	$\lambda_z = 10,4$	
	$\alpha = 0,71$		$N_u$ (béton seul)	$= 3900,60$	(kN)

##### Béton:

$\sigma$  ( ELS ) = 0,2 (MPa)

$$0,6 f_{cj} = 16,2 \text{ (MPa)}$$

**Acier:**

Section théorique	$A_s = 10,4 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 10,4 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section maximum	$A_{s \max} = 150,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
théorique	$\rho = 0,52 \text{ (\%)}\text{)}$
minimum	$\rho_{\min} = 0,35 \text{ (\%)}\text{)}$
maximum	$\rho_{\max} = 5,00 \text{ (\%)}\text{)}$

**MUR GARDE GREVE**

**Calcul de Section en Flexion Simple**

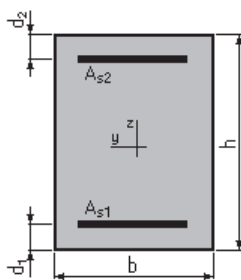
**1. hypothèses:**

**Béton:  $f_{c28} = 27,0 \text{ (MPa)}$**

**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

**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:**

	$M_{\max} \text{ (kN}\cdot\text{m)}$	$M_{\min} \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
Etat Limite Ultime ( fondamental )	167,40	0,00
Etat Limite de Service	125,37	0,00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0,00	0,00

**4. Résultats:**

**Sections d'Acier:**

Section théorique	$A_{s1} = 28,3 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 3,0 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 1,13 \text{ (\%)}\text{)}$		
minimum	$\rho_{\min} = 0,12 \text{ (\%)}\text{)}$		

**Analyse par Cas:**

**Cas ELU**  $M_{max} = 167,40$  (kN\*m)  $M_{min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,54 Pivot: B  
 Position de l'axe neutre:  $y = 10,1$  (cm)  
 Bras de levier:  $Z = 21,0$  (cm)  
 Déformation du béton:  $\epsilon_b = 3,50$  (‰)  
 Déformation de l'acier:  $\epsilon_s = 5,20$  (‰)  
 Contrainte de l'acier:  
 tendue:  $\sigma_s = 434,8$  (MPa)

**Cas ELS**  $M_{max} = 125,37$  (kN\*m)  $M_{min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,00  
 Position de l'axe neutre:  $y = 10,9$  (cm)  
 Bras de levier:  $Z = 21,4$  (cm)  
 Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 10,7$  (MPa)  
 Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 16,2$  (MPa)  
 Contrainte de l'acier:  
 tendue:  $\sigma_s = 207,3$  (MPa)  
 Contrainte limite de l'acier:  
 $\sigma_{s\ lim} = 207,3$  (MPa)

**MUR EN RETOUR :**

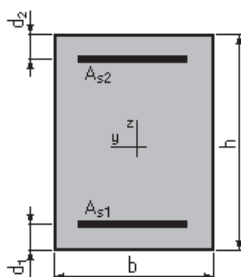
**Sens horizontal : Calcul de Section en Flexion Simple**

**1. hypothèses:**

**Béton:  $f_{c28} = 27,0$  (MPa) Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

**2. Section:**



$b = 100,0$  (cm)  
 $h = 70,0$  (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	450,00	0,00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0,00	0,00

#### 4. Résultats:

##### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 37,6 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 6,5 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0,58 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,10 \text{ (\%)}$		

##### Analyse par Cas:

**Cas ELS**  $M_{\text{max}} = 450,00 \text{ (kN*m)}$   $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre:  $y = 22,0 \text{ (cm)}$

Bras de levier:  $Z = 57,7 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 7,1 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 16,2 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 207,3 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 207,3 \text{ (MPa)}$$

#### MUR EN RETOUR :

##### Sens horizontal : Calcul de Section en Flexion Simple

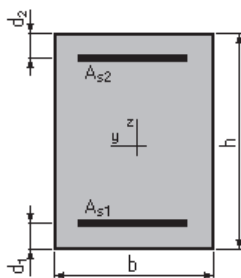
##### 1. hypothèses:

**Béton:  $f_{c28} = 27,0 \text{ (MPa)}$**

**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

##### 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:

	$M_{\text{max}} \text{ (kN*m)}$	$M_{\text{min}} \text{ (kN*m)}$
Etat Limite Ultime ( fondamental )	0,00	0,00
Etat Limite de Service	140,00	0,00

Etat Limite Ultime ( Accidentel )                      0,00                      0,00

#### **4. Résultats:**

##### **Sections d'Acier:**

Section théorique	$A_{s1} = 11,1 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 6,5 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0,17 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,10 \text{ (\%)}$		

##### **Analyse par Cas:**

**Cas ELS**     $M_{\text{max}} = 140,00 \text{ (kN*m)}$                        $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité:    1,00

Position de l'axe neutre:     $y = 13,2 \text{ (cm)}$

Bras de levier:                       $Z = 60,6 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 1,7 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite:                       $0,6 f_{cj} = 16,2 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:  
tendue:                       $\sigma_s = 20,5 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 207,3 \text{ (MPa)}$$