République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال العموميـة
فرنسـيس جانســون
École Nationale Supérieure des Travaux Publics
Francis Jeanson

Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'État et de Master

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructures de Base

Thème

CONCEPTION ET ETUDE DU VIADUC AU PK 26+270 RELEVANT DE LA RN 1 ENTRE CHIFFA-BERROUAGHIA

Présenté par :
MECHIEKH Mohamed
BOUDHAR Faiz

Encadré par :
Mr. BIREM Kamel
Chef de projet chez ENGOA

Co-encadré par :
Mr. TAKI Mohamed
Enseignant ENSTP

Promotion 2021/2022

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba

Remerciements

Avant toute chose nous remercions le Dieu tout-puissant de nous avoir procuré la volonté et le courage de terminer ce travail.

La réalisation de ce mémoire a été possible grâce au concours de plusieurs personnes à qui nous voudrions témoigner toute notre gratitude.

Nous voudrons tout d'abord adresser toute notre reconnaissance à notre Directeur de ce mémoire, Mr. BIREM Kamel et à notre co-encadreur: Mr. TAKI Mohamed, pour la patience, la disponibilité et surtout les judicieux conseils, qui ont contribué à alimenter notre réflexion.

Nous désirons aussi remercier les professeurs de notre école, l'école nationale supérieure des travaux publics francis janson, qui nous ont fourni les outils nécessaires à la réussite de nos études universitaires.

Nous remercions en particulier l'équipe de ENGOA (Alger et Bouira) et DTP (Médéa), pour nous avoir donné l'occasion extraordinaire de réaliser notre travail de terrain.

À tous ces intervenants, nous présentons nos remerciements, notre respect et notre gratitude.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à mon père et ma mère qui m'ont toujours soutenu durant toutes les périodes de vie que dieu le tout puissant les protégeant et les gardent.

A toute ma famille sans aucune exception.

A tous ce qui ont aidés de loin ou de prés pour la réalisation de ce mémoire.

ملخص

الهدف من هذا المشروع هو تصميم ودراسة المنشأة الفنية الواقعة بالطريق السيار شمال جنوب (طريق الوحدة الافريقية) في شطره بين شفة و البرواغية ، تتناول هذه الاطروحة في مقدمتها مقدمة عامة في تصميم الجسور الاكثر انتشارا و يليه بعد ذلك، عرض تقديمي للمشروع و تقييم اجراءات و فرضيات الحساب ، بدأ في تصميم الهيكل حيث اقترحنا ثلاث متغيرات متميزة لتلبية احتياجات المشروع ، وقع اختيارنا على المتغير الانسب نظرا لطبيعة العائق (الطريق الوطني رقم 1) على : جسر مختلط رباعي العارضات ذو طول 420 متر.وعرضه 14 يتكون هذا الجسر من 6 مقاطع متماثلة يبلغ طولها 51 متر .اما المقطعين الجانبيين فيبلغ طولهما 60 و 50 متر. يرتكز هذا الجسر على 9 مساند من الخرسانة المسلحة (7 مساند وسطى و اثنان جانبيتان) ، الجسر تم انجازه حسب التعليمات المستعملة،بعد تقييم الاحمال الذاتية و الاحمال المختلفة تمت دراسة المشروع على مرحلتين رئيسيتين : دراسة البنى الفوقية و دراسة البنى الفوقية،حيث تم اجراء النمذجة باستخدام برنامج CSIBRIDGE

الكلمات المفتاحية: جسر، مختلط رباعي العارضات، مساند، خرسانة

Résume

Le but de ce travail est la conception et l'étude d'un ouvrage faisant partie des travaux de la réalisation de la section autoroutière nord-sud dans son tronçon entre CHIFFA et BERROUAGHIA. Ce mémoire traite en premier lieu une introduction générale sur la conception des ponts courants, par la suite et après une présentation du projet en question et une évaluation des actions et hypothèses de calcul, on a entamé la conception de l'ouvrage où on a proposé trois variantes distinctes répandant aux besoins du projet, notre choix s'est porté sur la variante la plus avantageuse : pont mixte acier-béton quadri poutre. L'étude de la variante retenue se fait en deux étapes majeures : étude de la superstructure et étude de l'infrastructure, dans lesquelles la modélisation est faite avec le logiciel CSIBRIDGE, et les vérifications de calcul sont effectuées conformément aux normes et règles en vigueur.

Mots clés : Pont, béton, quadri poutre mixte, charpente, pile, culée.

Abstract

The aim of this work is the design and study of a road bridge, in the roadway north-south in the part between CHIFFA and BERROUAGHIA, this work trait in the first part a general introduction about the design of currant bridge, and after a presentation of the project and an evaluation of the actions and hypotheses of calculation, we started the design of the structure where we proposed three distinct variants spreading to the needs of the project, our choice settled on the most advantageous variant which is composite bridge .The chosen variant is studied in two major steps: study of the superstructure and study of the infrastructure, in which the modeling is done with the software CSIBRIDGE, and calculation checks shall be carried out in accordance with current standards and rules.

Key words: Bridge, concrete, composite I girder, frame, pier, abutment.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE 1

CHAPITRE I. GENERALITE SUR LES PONTS

I.1. INTRODUCTION 2
I.2. DEFINITIONS ET CATEGORIES DE PONTS 2
I.2.1. DEFINITIONS D'UN PONT ET DE SES DIFFERENTES PARTIES 2
I.2.1.1. Définition D'un Pont : 2
I.2.1.2. Différentes parties d'un pont : 2
I.2.2. Les grandes catégories de structures : 3
I.3. DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES COURANTS 5
I.4. DEMARCHE DU CONCEPTEUR 6
I.4.1. RECUEIL DES DONNEES DE L'OUVRAGE 6
I.4.1.1. Implantation et caractéristiques d'ensemble de l'ouvrage : 6
I.4.1.2. Recueil des données naturelles : 7
I.4.1.3. Données fonctionnelles : 7
I.4.2. CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE 7
I.4.2.1. Bref panorama des principaux types d'ouvrages : 7
I.5. ÉQUIPEMENTS DES PONTS 8
I.6. DONNEES ECONOMIQUES : COUT D'UN OUVRAGE 9
I.7. CONCLUSION 10

CHAPITRE II. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

II.1. INTRODUCTION 11
II.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE 11
II.2.1. OBJECTIF DU PROJET 11
II.2.2. SITUATION DU SITE 11
II.2.3. L'OBSTACLE A FRANCHIR 12
II.3. LES DONNEES DU PROJET 12
II.3.1. LES DONNEES FONCTIONNELLES 12
II.3.1.1. Tracé en plan : 12
II.3.1.2. Profil en long : 13
II.3.1.3. Profil en travers : 13
II.3.1.4. Gabarit : 14

II.3.2. LES DONNEES NATURELLES 15
II.3.2.1. Topographie : 15
II.3.2.2. Géotechnique : 15
II.3.2.3. Sismicité du site : 16
II.3.2.4. Climatologie : 16
II.3.2.5. Exposition environnementale : 17
II.4. CONCLUSION 17
CHAPITRE III. CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT
III.1. INTRODUCTION 18
III.2. DEMARCHE DE CONCEPTION 18
III.3. CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT DE LA VARIANTE 1 : « PONT MIXTE BIPOUTRE CONTINU EXECUTER PAR LANCEMENT » 19
III.3.1. DESCRIPTION DE LA METHODE 19
III.3.2. PREDIMENSIONNEMENT DE LA SUPERSTRUCTURE 20
III.3.2.1. Implantation des appuis : 20
III.3.2.2. Conception transversale (Selon document SETRA) : 20
III.3.2.3. Les entretoises : 20
III.3.2.4. Choix de la nuance d'acier : 21
III.3.2.5. La connexion entre la dalle et la charpente métallique : 21
III.3.3. CONCEPTION DE L'INFRASTRUCTURE (PILE/CULEE) 21
III.3.3.1. Pré dimensionnement des piles : 21
III.3.3.2. Pré dimensionnement des culées remblayes/ guide SETRA: 22
III.4. CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT DE LA VARIANTE 2 : « PONT MIXTE MULTIPOUTRES » 22
III.4.1. CONCEPTION LONGITUDINALE 22
III.4.2. CONCEPTION TRANSVERSALE 23
III.4.2.1. CONCEPTION DES POUTRES PRINCIPALES : 23
III.4.2.2. Les entretoises : 23
III.4.3. CONCEPTION DE L'INFRASTRUCTURE (PILE/CULEE) 23
III.4.3.1. Les piles : 23
III.4.3.2. La culée 25
III.5. ONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT DE LA VARIANTE 3 : « PONT VOUSSOIRS EN BETON PRECONTRAINT CONSTRUIT PAR ENCORBELLEMENTS SUCCESSIFS » 25

III.5.1. DESCRIPTION DE LA METHODE 25
III.5.2. Prédimensionnement de la superstructure 26
III.5.2.1. Implantation des appuis : 26
III.5.2.2. Conception transversale (Selon SETRA) : 26
III.5.3. Conception de l'infrastructure (pile/culée) 28
III.5.3.1. Prédimensionnement des piles/ guide SETRA : 28
III.5.3.2. Pré dimensionnement des culées remblayés/ Guide SETRA 29
III.6. ANALYSE MULTICRITERE 29
III.6.1. COMPARAISON ENTRE LES 3 VARIANTES 29
III.6.2. DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF DES TROIS VARIANTE 31
III.6.3. ANALYSE DES VARIANTES 32
III.6.4. CONCLUSION 33
CHAPITRE IV. NORMES ET HYPOTHESES DE CALCUL
IV.1. INTRODUCTION 34
IV.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL 34
IV.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX 34
IV.3.1. LE BETON 34
IV.3.2. ARMATURES PASSIVES 36
IV.3.3. ACIERS STRUCTUREL 37
IV.4. CONCLUSION 37
CHAPITRE V. EVALUATOIN DES CHARGES ET SURCHARGES
V.1. INTRODUCTION 38
V.2. EVALUATION DES CHARGES 38
V.2.1. EVALUATION DES ACTIONS HORS TRAFIC 38
V.2.1.1. Charges permanentes : 38
V.2.2. EVALUATION DES ACTIONS DUES AU TRAFIC 41
V.2.2.1. Système de charge à considérer : 41
V.2.2.2. Caractéristiques du pont : 41
V.2.2.3. Système de charge A : 41
V.2.2.4. Système de charge B : 43
V.2.2.5. Charges militaires Mc 120 : 45
V.2.2.6. Convoi exceptionnel D240 : 45
V.2.2.7. Coefficient de majoration dynamique : 46

V.2.2.8. Efforts de freinage : 46
V.2.2.9. Force centrifuge : 47
V.3. CONCLUSION 47

CHAPITRE VI. ETUDE DE TABLIER

VI.1. INTRODUCTION 48
VI.2. ORGANISATION DES CALCULS POUR L'ANALYSE GLOBALE 48
VI.2.1. MODELE DE CALCUL NUMIRIQUE : 48
VI.2.2. LOGICIEL DE CALCUL 48
VI.2.3. MODELISATION DES CHARGES ET SURCHARGES 54
VI.2.4. RESULTATS DE LA MODELISATION 59
VI.3. VÉRIFICATION DES SECTIONS MIXTES 62
VI.3.1. CALCULE DE SECTION MIXTE 62
VI.3.1.1. Hypothèses de calcul d'une section mixte : 62
VI.3.1.2. Effets du retrait : 63
VI.3.1.3. Effet de la différence de température entre l'acier et le béton : 64
VI.3.1.4. Etude des efforts appliqués à la section mixte : 65
VI.3.1.5. Détermination les caractéristiques des sections : 66
VI.3.1.6. Vérification au voilement de l'âme de la poutre : 74
VI.3.1.7. Vérification de la poutre au déversement : 76
VI.4. VEREFICATION DES ENTRETOISES 79
VI.5. CALCUL DE LA DALLE 81
VI.5.1. LES RESULTATS NUMERIQUES 81
VI.5.2. CONDITION DE NON POINÇONNEMENTS 84
VI.6. CALCUL DES CONNECTEURS 85
VI.6.1. DISPOSITIONS CONSTRICTIVES RELATIVES A LA CONNEXION 86
VI.6.2. RESISTANCE D'UN GOUJON A TETE 88
VI.6.2.1. Type et dimension de goujon utilisé : 88
VI.6.3. DETERMINATION DU NOMBRE DES CONNECTEURS 90
VI.6.3.1. La résistance de goujon : 90
VI.6.3.2. Principe de calcul : 90
VI.6.3.3. Dimensionnement sous ELU : 90
VI.6.3.4. Dimensionnement sous ELS : 92
VI.7. LES ASSEMBLAGES 94

VI.7.1. ASSEMBLAGE PAR SOUDURE : 94
VI.7.1.1. Le principe de soudage : 94
VI.7.1.2. Types de soudures : 94
VI.7.1.3. Avantages de la soudure : 96
VI.7.1.4. Inconvénients de la soudure : 96
VI.7.1.5. Soudures utilisées pour notre ouvrage : 97
VI.8. CONCLUSION 97
CHAPITRE VII. LES EQUIPEMENTS DE PONT
VII.1. INTRODUCTION 98
VII.2. APPAREIL D'APPUI 98
VII.2.1. CHOIX DU TYPE D'APPAREIL D'APPUI 98
VII.2.2. EVALUATION DES EFFORTS NORMAUX APPLIQUES SUR LES APPAREILS D'APPUIS 98
VII.2.3. DIMENSIONNEMENT DE L'APPAREIL D'APPUI 99
VII.2.3.1. Aire de l'appareil d'appui : 100
VII.2.3.2. Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui T_b : 100
VII.2.3.3. Dimensionnement des frettes : 100
VII.2.4. EVALUATION DES EFFORTS HORIZONTAUX 102
VII.2.4.1. Efforts dus aux actions statiques : 102
VII.2.4.2. Efforts dus aux actions dynamiques : 102
VII.2.5. VERIFICATION DE L'APPAREIL D'APPUI 103
VII.2.5.1. Résistance à la compression : 103
VII.2.5.2. Sécurité au flambement : 103
VII.2.5.3. Limitation de la distorsion : 104
VII.2.5.4. Condition du non-glissement : 105
VII.3. FERRAILLAGE DE DE D'APPUI 105
VII.4. JOINT DE CHAUSSEE 107
VII.4.1. DIMENSIONNEMENT DU JOINT DE CHAUSSEE 107
VII.5. CONCLUSION 108
CHAPITRE VIII. L'INFRASTRUCTURE
VIII.1. INTRODUCTION 109
VIII.2. ÉTUDE DE LA PILE 109
VIII.2.1. DIMENSIONNEMENT DE LA PILE 109

VIII.2.2. ETUDE SISMIQUE 110
VIII.2.2.1. Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique : 110
VIII.2.2.2. Modélisation du pont : 111
VIII.2.2.3. Détermination des actions sismiques : 112
VIII.2.2.4. La combinaison des réponses modales directionnelles: 114
VIII.2.2.5. Résultats et interprétation: 115
VIII.2.2.6. PÉRIODE PROPRE : 116
VIII.2.2.7. Evaluation des efforts sismiques : 116
VIII.2.2.8. Combinaison d'actions à l'état limite accidentelle (ELA) 117
VIII.2.3. EVALUATION DES EFFORTS AGISSANT SUR LA PILE 117
VIII.2.4. COMBINAISON DES EFFORTS 118
VIII.2.5. VERIFICATION DE LA STABILITE DE LA PILE VIS-A-VIS DE FLAMBEMENT 119
VIII.2.6. FERRAILLAGE DE LA PILE 119
VIII.2.6.1. Les sollicitations les plus défavorables : 119
VIII.2.6.2. Ferraillage des fûts : 119
VIII.2.6.3. Étude du chevêtre : 120
VIII.3. ETUDE DE LA CULEE 124
VIII.3.1. DIMENSIONNEMENT DE LA CULEE 124
VIII.3.2. Descente des charges 125
VIII.3.3. FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA CULEE 127
VIII.3.3.1. Ferraillage du mur garde grève : 127
VIII.3.3.2. Dalle de transition : 129
VIII.3.3.3. Corbeau : 130
VIII.3.3.4. Mur frontal : 130
VIII.3.3.5. Mur en retour : 131
VIII.4. LES FONDATIONS 133
VIII.4.1. ETUDE DE LA SEMELLE 133
VIII.4.1.1. Calcul des sollicitations : 133
VIII.4.1.2. Nombre de pieux : 134
VIII.4.1.3. Effort revenant à chaque pieu : 134
VIII.4.1.4. Ferraillage de la semelle : 135
VIII.4.2. ETUDE DES PIEUX 140
VIII.4.2.1. Evaluation des efforts « Méthode du module de réaction » : 140

VIII.4.2.2. Actions sur les pieux (pile) : 140
VIII.4.2.3. Calcul des moments par la formule de WARNER 141
VIII.4.2.4. Ferraillage des pieux : 142
VIII.4.2.5. Actions sur les pieux (culee) : 142
VIII.5. CONCUSION 143
CONCLUSION GENERALE 144
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES
ANNEXE A
ANNEXE B
ANNEXE C

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I. GENERALITE SUR LES PONTS

Figure I-1. Différentes parties d'un pont 3
Figure I-2. Formes du tablier d'un pont 3
Figure I-3. Représentation schématique d'un arc à tablier supérieur 4
Figure I-4. Représentation schématique d'un pont à béquilles 4
Figure I-4. Élévation schématique d'un pont suspendu 5
Figure I-5. Schéma de principe d'un pont à haubans 5

CHAPITRE II. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Figure II-1. Implantation de l'ouvrage sur Google Maps. 11
Figure II-2. Tracé en plan de la voie portée. 12
Figure II-3. Profil en long de la voie portée. 13
Figure II-4. Profil en travers de la voie portée. 13
Figure II-5. Schéma représentatif du gabarit à respecter. 14
Figure II-6. Coupe lithologique. 16

CHAPITRE III. CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT

Figure III-1. Tablier bipoutre mixte 19
Figure III-2. Exemple sur la méthode de lancement 19
Figure III-4. Notation des dimensions 26

CHAPITRE V. EVALUATOIN DES CHARGES ET SURCHARGES

FigureV-1. Définition des largeurs chargeable et roulable 41
Figure V-2. Système de charge Bc 43
Figure V-3. Système de charge Bt 44
Figure V-4. Système de charge militaire Mc120 45
Figure V-5. Convoi exceptionnel D240 45

CHAPITRE VI. ETUDE DE TABLIER

Figure VI-1. Axe de l'ouvrage 49
Figure VI-2. Matériaux pour l'acier structurel 49
Figure VI-3. Matériaux pour béton 50
Figure VI-4. Section transversale de tablier 51
Figure VI-5. Section transversale PRS 51
Figure VI-6. Section transversale HEB 800 52
Figure VI-7. Section transversale de IPE 400 52
Figure VI-8. Vue en 3D du modèle 53
Figure VI-9. Affectation de charge de revêtement 55
Figure VI-10. Affectation de charge de trottoirs 55

Figure VI-11. Affectation de charge des glissières 56
Figure VI-12. Affectation de charge de corniche 56
Figure VI-13. Affectation de charge A(l) 57
Figure VI-14. Affectation des charges type Bc 57
Figure VI-15. Affectation des charges type Bt 58
Figure VI-16. Affectation des charges type Mc120 58
Figure VI-17. Affectation des charges type 59
Figure VI-18. Valeurs max et min du moment fléchissant sous charge G 59
Figure VI-19. Valeurs max et min de l'effort tranchant sous charge G 60
Figure VI-20. Valeurs max et min du moment fléchissant à ELS 60
Figure VI-21. Valeurs max et min de l'effort tranchant à ELS 60
Figure VI-22. Valeurs max et min du moment fléchissant à ELU 61
Figure VI-23. Valeurs max et min de l'effort tranchant à ELU 61
Figure VI-24. Distribution des contraintes 63
Figure VI-25.Distrubition des contraintes dans la section mixte 65
Figure VI-26. La section d'acier à mi travée 66
Figure VI-27. Traînage de cisaillement 67
Figure VI-28. Calcul de la largeur efficace selon l'EN1994-2 68
Figure VI-29. Largeur efficace de la dalle à mi travée 69
Figure VI-30. Section mixte a mi- travée 70
Figure VI-31.Caractiristiques géométriques de section mixte 71
Figure VI-32. Effet de vent sur la dalle mixte 79
Figure VI-33. Effort de vérins applique sur l'entretoise HEB800 80
Figure VI-34. Le diagramme du moment fléchissant transversal de la dalle M_{22} 81
Figure VI-35. Le diagramme des moments fléchissant longitudinal de la dalle M_{11} 82
Figure VI-36. Ferraillage de la dalle 83
Figure VI-37. Les valeurs de l'effort tranchant s'exercent sur la dalle 83
Figure VI-38. La transmission de la charge « Br » 84
Figure VI-39. Système de connexion dans les section mixte (acier- béton) 85
Figure VI-40. Goujon soudée. 86
Figure VI-41. Dispositions constructives transversales 87
Figure VI-42. Dimensions de goujon a tète 89
Figure VI-43. Diagramme de l'effort tranchant max ELS 92
Figure VI-44. Disposition de connecteur de type goujons 93
Figure VI-45. Schéma représentatif des deux types de soudure bout à bout 94
Figure VI-46. Schéma représentatif de soudure non chanfreinée et chanfreinée avec différentes formes 95
Figure VI-47. Schéma représentatif des différents types de soudure d'angle 96
Figure VI-48. Schéma représentatif des soudures en bouchon et en entaille 96
Figure VI-49. Soudures bout à bout de forme de « V double » 97
Figure VI-50. Soudures d'angle 97

CHAPITRE VII. LES EQUIPEMENTS DE PONT

Figure VII-1. Réaction d'appui sous la combinaison ELU max 99

Figure VII-2. Définition géométrique d'un appareil d'appui 99
Figure VII-3. Schéma d'un appareil d'appui choisi pour l'ouvrage 101
Figure VII-4. Ferraillage de dé d'appui 106
Figure VII-5. Décomposition des souffle 107
Figure VII-6. Joint de type TM400 108

CHAPITRE VIII. L'INFRASTRUCTURE

Figure VIII-1. Dimensions de la pile 110
Figure VIII-2. Modèle de calcul numérique 111
Figure VIII-3. Propriété de l'appareil d'appuis 111
Figure VIII-4. Spectre de réponse élastique (composant horizontale) 113
Figure VIII-5. Spectre de réponse élastique (composant verticale) 114
Figure VIII-6. Plan de ferraillage 120
Figure VIII-7. Schéma représentatif des appliques au chevêtre 120
Figure VIII-8. Moment fléchissant et effort tranchant a l'ELS 121
Figure VIII-9. Origine de la torsion dans le chevêtre 122
Figure VIII-10. Section de calcul 122
Figure VIII-11. Ferraillage de chevêtre 123
Figure VIII-12. Dimensions de la culée 124
Figure VIII-13. Les bras de levier 125
Figure VIII-14. Charge locale située en arrière du mur garde grève 128
Figure VIII-15. Les moments M_{YY} sur le mur en retour. 132
Figure VIII-16. Les moments M_{XX} sur le mur en retour. 132
Figure VIII-17. Schéma représentatif des bielles et tirant dans la semelle 136
Figure VIII-18. Ferraillage de la semelle nappe inférieure 138
Figure VIII-19. Ferraillage de la semelle nappe inférieure 139
Figure VIII-20. Système statique des pieux 141
Figure VIII-21. Ferraillage de pieu (semelle pile) 142
Figure VIII-22. Ferraillage de pieu (semelle culée) 143

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I. GENERALITE SUR LES PONTS

Tableau I-1. Éléments de dimensionnement des ouvrages courants 5

CHAPITRE II. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Tableau II-1. Compagne de recherche géotechnique. 15

CHAPITRE III. CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT

Tableau III-1. Récapitulation du prédimensionnement de la variante 2 20
Tableau III-2. Récapitulation du pré dimensionnement des entretoises 20
Tableau III-3. Tableau récapitulatifs de pré dimensionnement des piles 21
Tableau III-4. Tableau récapitulatifs de pré dimensionnement des culées 22
Tableau III-5. Prédimensionnement des poutres métalliques 23
Tableau III-6. Choix et dimensions de la pile retenue 24
Tableau III-7. Tableau récapitulatifs de prédimensionnement des culées 25
Tableau III-8. Récapitulation du prédimensionnement 27
Tableau III-9. Choix et dimensions de la pile retenue 28
Tableau III-10. Tableau récapitulatifs de prédimensionnement des culées 29
Tableau III-11. Avantages et inconvénients des 3 variantes 30
Tableau III-12. Devis estimatif et quantitatif de la variante 01 (pont mixte bipoutre) 31
Tableau III-13. Devis estimatif et quantitatif de la variante 02 (pont mixte multi poutres) 31
Tableau III-14. Devis estimatif et quantitatif de la variante 03 (pont voussoir) 32

CHAPITRE IV. NORMES ET HYPOTHESES DE CALCUL

Tableau IV-1.Les caractéristiques mécaniques du béton 35
Figure IV-2.Les contrainte admissibles des armatures passives 36
Tableau IV-3. Choix de la qualité en fonction de l'épaisseur 37

CHAPITRE V. EVALUATOIN DES CHARGES ET SURCHARGES

Tableau V-1. Poids total du pont 38
Tableau V-2. Poids des Charges complémentaires permanentes 39
Tableau V-3. Gradient thermique 39
Tableau V-4. Coefficient a_1 42
Tableau V.5 Valeur de v_0 42
Tableau V-6. Les valeurs de A(l) pour les différents voies 42
Tableau V-7. Coefficient bc 43
Tableau V-8. Valeurs des Bc*bc 44
Tableau V-9.Valeurs de bt 44
Tableau V-10. Valeur de δ 46

CHAPITRE VI. ETUDE DE TABLIER

Tableau VI-1. La variation du coefficient n en fonction de la charge appliquée 62
Tableau VI-2. Caractéristiques géométriques de la section acier à mi travée 66
Tableau VI-3. Détermination de la largeur participante de la dalle. 68
Tableau VI-4. Caractéristiques géométriques de la section béton à mi travée 69
Tableau VI-5. Tableau récapitulative de la section mixte a mi travée 71
Tableau VI-6. Contraintes due à l' effet du retrait 72
Tableau VI-7. Contraintes due à l' effet thermique 73
Table VI-8. Vérification des contraintes à mi travée 73
Tableau VI-9. Récapitulatif des contraintes 75
Tableau VI-10. Vérification de voilement pour la section mi- travée 76
Tableau VI-11. Vérification de déversement pour la section mi- travée 77
Tableau VI-12. Limitations des contraintes 78
Tableau VI-13. Ferraillage de la dalle. 82
Tableau VI-14.Valeurs des résistances au cisaillement longitudinal (MN/m) 93

CHAPITRE VII. LES EQUIPEMENTS DE PONT

Tableau VII-1. Les dimensions des appareils d'appuis. 101
Tableau VII-2. La réaction de tablier horizontal dans chaque appareil d'appui 103
Tableau VII-3. Ferraillage de dé d'appui 106
Tableau VII-4. Différent paramètres de joint 108

CHAPITRE VIII. L'INFRASTRUCTURE

Tableau VIII-1. Hauteurs des piles 109
Tableau VIII-2. Caractéristiques de la zone 110
Tableau VIII-3. Valeurs de T1 et T2 et S pour la composante horizontale(s) 112
Tableau VIII-4. Valeurs de T1 et T2 pour la composante verticale(s) 114
Tableau VIII-5. Distribution des forces due à EX sur chaque appui (due au tablier) 116
Tableau VIII-6. Distribution des forces due à EY sur chaque appui (due au tablier) 116
Tableau VIII-7. Distribution des forces due à EZ sur chaque appui (due au tablier) 116
Tableau VIII-8. Les efforts sismiques provoque la pile 4 116
Tableau VIII-9. Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble 117
Tableau VIII-10. Evaluations des efforts à la base de la pile la plus élevé 117
Tableau VIII-11. Evaluations des efforts à la base de la pile la plus élevé 118
Tableau VIII-12. Evaluations des efforts à la base de la pile la plus élevé 118
Tableau VIII-13.combainison d'action les plus défavorable 119
Tableau VIII-14. Ferraillage longitudinale du chevêtre 121
Tableau VIII-15. Dimension de la culée 124
Tableau VIII-16. Evaluations des efforts statiques de la culée 126
Tableau VIII-17. Moment Mp /K dû à une charge locale en fonction de h 128
Tableau VIII-18. Combinaison d'actions sur la dalle de transition 129
Tableau VIII-19. sollicitations sur mur frontal 131
Tableau VIII-20. Ferraillage de mur en retour 133

Tableau VIII-21. Les dimensions des semelles sous la culée et la pile..... 133
Tableau VIII-22. Les sollicitations les plus défavorables sous la semelle (cas de la pile). 134
Tableau VIII-23. Les sollicitations les plus défavorables sous la semelle (cas de la culée). 134
Tableau VIII-24. Nombre de pieux sous chaque semelle..... 134
Tableau VIII-25. Les valeurs de N_{max} et de N_{min} pour les combinaisons les plus défavorables. 135
Tableau VIII-27. Les sollicitations les plus défavorables en tête du pieu (culée)..... 142

INTRODUCTON GENERALE

Les ouvrages se sont multipliés avec le développement des moyens de transport et de la société industrielle du 19e siècle. La pierre et le bois laissent la place à de nouveaux matériaux, des matériaux composites très résistants et très légers encouragent l'audace des architectes qui associent esthétique et haute technologie dans leurs projets ils permettent progressivement la construction de ponts de plus en plus grands, Le calcul et les dessins manuels laissent la place à des logiciels de plus en plus perfectionnés. La technologie a permis aux ponts de devenir de véritables œuvres d'art technologiques.

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.

Le présent ouvrage sera structuré de la manière suivante

- Le premier chapitre traite une généralité sur les ouvrages d'art.
- Le deuxième chapitre sera consacré à la présentation de l'ouvrage ainsi que ses caractéristiques géométriques.
- Le troisième chapitre sera dédié à une conception générale, le choix des trois variantes, le pré dimensionnement et une analyse multicritère.
- Le chapitre quatre est consacré les normes et matériaux utilisés et les hypothèses de calcul.
- Les chapitres cinq six sept seront consacrés l'analyse des charges à l'étude générale du dimensionnement des éléments du tablier et l'équipement.
- Les chapitres huit trait l'infrastructure.

CHAPITRE I :

GENERALITES SUR LES PONTS

I.1. INTRODUCTION

La conception des ponts est en constante évolution grâce à l'emploi de matériaux aux performances rigoureusement contrôlées et sans cesse accrues, au développement de méthodes de construction à la fois rapides et précises, à la création de formes originales apportant de nouvelles solutions aux problèmes posés par le franchissement d'obstacles aux dimensions parfois proches de la démesure, à des moyens de calcul permettant d'établir des modèles de comportement très sophistiqués.

La démarche de conception d'un pont particulier suppose, de la part de l'ingénieur, une vaste culture technique lui permettant d'identifier les solutions les plus économiques, tirant le meilleur parti des propriétés des matériaux dont il peut disposer, limitant au maximum les aléas prévisibles lors de l'exécution et intégrant une préoccupation esthétique forte.

I.2. DEFINITIONS ET CATEGORIES DE PONTS

I.2.1. DEFINITIONS D'UN PONT ET DE SES DIFFERENTES PARTIES

I.2.1.1. Définition D'un Pont :

D'une façon générale, un pont est un ouvrage en élévation, construit in situ, permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou artificiel : rivière, vallée, route, voie ferrée, canal, etc. La voie portée peut être une voie routière (pont-route), piétonne (passerelle), ferroviaire (pont-rail) ou, plus rarement, une voie d'eau (pont-canal). On distingue les différents types d'ouvrages suivants :

- Ponceau ou dalot : pont de petites dimensions (quelques mètres) ;
- Viaduc : ouvrage de franchissement à grande hauteur, généralement constitué de nombreuses travées. Le terme de viaduc est généralement réservé aux franchissements situés en site terrestre ;
- Passerelle : ouvrage destiné aux piétons, exceptionnellement aux canalisations ou au gibier.

I.2.1.2. Différentes parties d'un pont :

Un pont se compose des parties suivantes :

- Le tablier : élément résistant portant la voie ;
- Les appuis : appuis intermédiaires, appelés piles, et appuis d'extrémités, appelés culées ;
- Les fondations : elles permettent d'assurer la liaison entre les appuis et le sol.

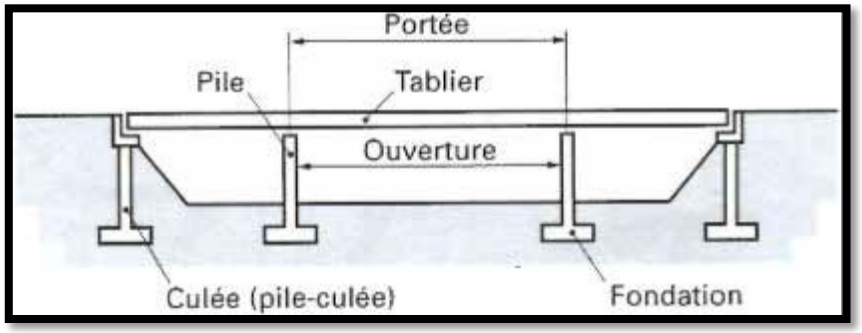


Figure I-1. Différentes parties d'un pont

La partie du pont comprise entre deux appuis s'appelle une travée et la distance entre deux appuis consécutifs, la portée de la travée correspondante. Il ne faut pas la confondre avec l'ouverture qui est la distance libre entre les parements des appuis.

En plan, le tablier d'un pont peut être droit, biais (suivant l'inclinaison de la ligne d'appuis par rapport à l'axe longitudinal du pont), ou courbe. On appelle angle de biais (θ) l'angle entre la ligne d'appuis et l'axe longitudinal de l'ouvrage ; ainsi, pour un pont droit, θ = 90°.

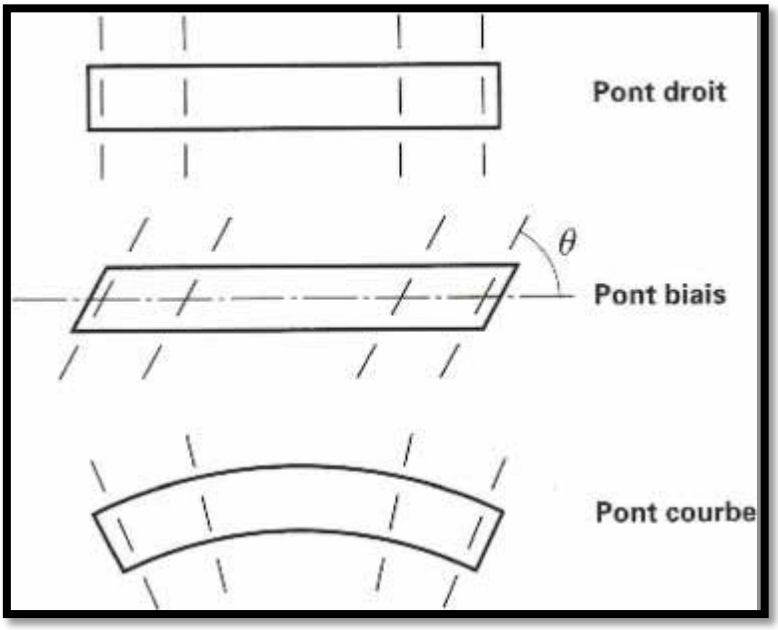


Figure I-2. Formes du tablier d'un pont

I.2.2. Les grandes catégories de structures :

Les ponts peuvent être classés suivant différents critères : le matériau principal utilisé, le procédé de construction ou le fonctionnement mécanique. C'est ce dernier critère qui est retenu dans la présentation qui suit. On distingue ainsi :

- **Les ponts à poutres :** Sous le terme de ponts à poutres, on regroupe tous les ouvrages dont la structure porteuse reprend les charges essentiellement par son aptitude à résister directement à la flexion, les réactions d'appui étant verticales ou quasi verticales. Les ponts-dalles peuvent être classés dans cette catégorie car les réactions

d'appui sont principalement verticales et le modèle de calcul des efforts longitudinaux est celui d'une poutre

- **Les ponts en arc :** Pour ces ouvrages, dont la structure porteuse fonctionne essentiellement en compression, les réactions d'appui sont inclinées. De telles structures ne sont envisageables que si elles peuvent prendre appui sur un rocher résistant. Les **ponts à béquilles** (verticales ou obliques) et les **portiques** peuvent être rattachés à la famille des arcs.

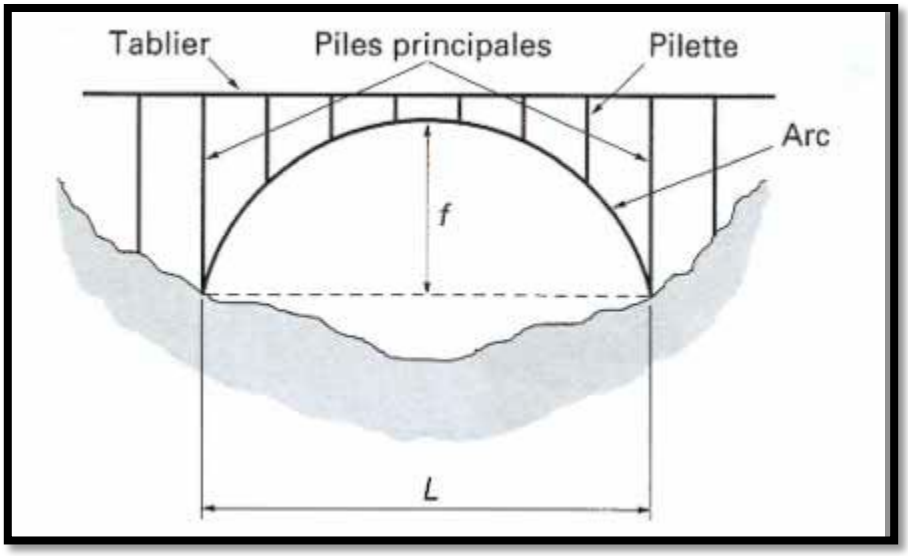


Figure I-3. Représentation schématique d'un arc à tablier supérieur

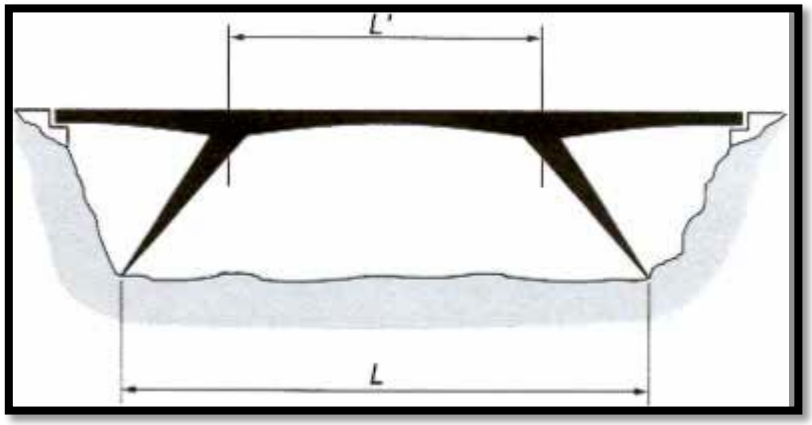


Figure I-4. Représentation schématique d'un pont à béquilles

- **Les ponts à câbles :** Entrent dans cette catégorie tous les ouvrages pour lesquels le tablier est supporté par des câbles. Ce sont des structures plus ou moins souples, adaptées au franchissement des grandes portées. On distingue deux types d'ouvrages : les **ponts suspendus** et les **ponts à haubans.**

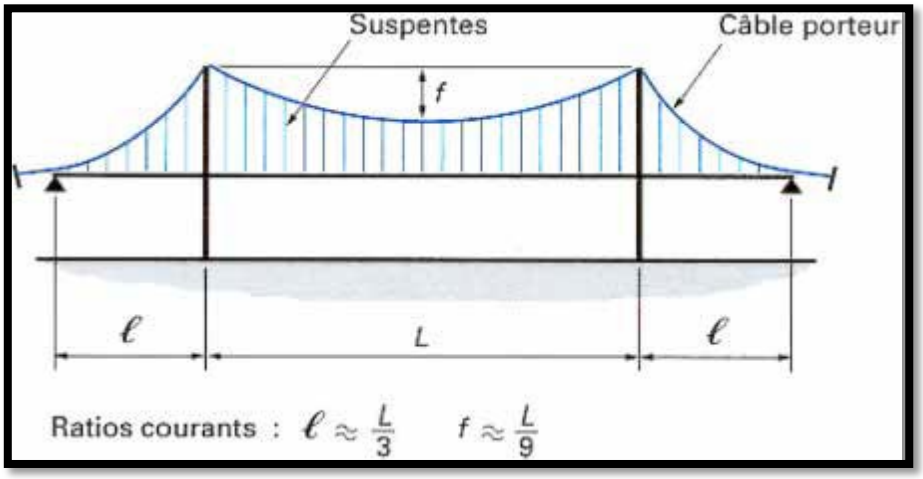


Figure I-4. Élévation schématique d'un pont suspendu

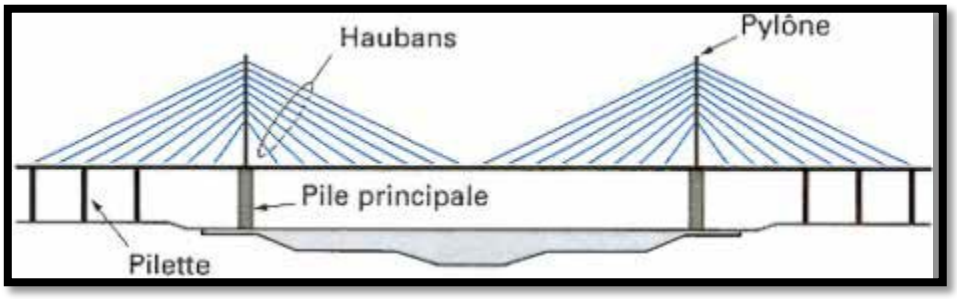


Figure I-5. Schéma de principe d'un pont à haubans

I.3. DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES COURANTS

Un projet de pont ne peut être établi que par un ingénieur expérimenté, possédant une solide culture technique dans les domaines de la modélisation des structures, des normes de conception et de calcul, des propriétés physiques et mécaniques des matériaux utilisables dans des conditions économiques acceptables et des méthodes d'exécution.

Dans chaque catégorie, la panoplie des solutions est riche et l'expérience a permis d'identifier avec précision le domaine d'emploi de chacune d'elles. Le tableau suivant se borne à donner les éléments de dimensionnement des ouvrages courants en béton armé ou précontraint.

Tableau I-1. Éléments de dimensionnement des ouvrages courants

Passages supérieurs ou inférieurs	Élancement h/L
Poutres en béton armé	1/15 à 1/17
Poutres précontraintes par pré-tension	1/20
Dalle en béton armé	Travée indépendante : 1/22 Tablier à deux travées : 1/23 Tablier à trois travées et plus : 1/28
Dalle pleine en béton précontraint	Travée indépendante : 1/25 Tablier à deux travées : 1/28 Tablier à trois travées et plus : • 1/33 de la travée centrale, • 1/38 de la travée de rive.

Dalle élégie et dalle nervurée en béton précontraint	Travée indépendante : 1/22 Tablier à deux travées d'épaisseur constante : 1/25 Tablier à deux travées d'épaisseur variable : • 1/20 sur appui • 1/30 en travée Tablier à trois travées ou plus d'épaisseur constante : 1/30 Tablier à trois travées ou plus d'épaisseur variable : • 1/24 sur appui • 1/42 en travée
Passages inférieurs	Épaisseurs des éléments
Portiques	Lorsque l'ouverture passe de 8 m à 20 m • traverse : 0,35 à 0,66 m • piédroits : 0,35 à 0,66 m
Ponts-cadre	Lorsque l'ouverture passe de 5 m à 12 m : • traverse supérieure : 0,30 à 0,40 m • traverse inférieure : 0,30 à 0,45 m • piédroits : 0,30 à 0,36 m

I.4. DEMARCHE DU CONCEPTEUR

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. Cette démarche du concepteur comprend, de façon générale, trois étapes :

- Le recueil des données fonctionnelles et naturelles relatives à l'ouvrage et à l'obstacle franchi ;
- Le choix d'une structure répondant aux exigences techniques, esthétiques et économiques ;
- L'étude de détail de la solution retenue.

I.4.1. RECUEIL DES DONNEES DE L'OUVRAGE

L'étude d'un pont ne peut être entreprise que lorsque l'on dispose de l'ensemble des données du franchissement. Les informations indispensables pour engager cette étude dans de bonnes conditions sont détaillées ci-après.

I.4.1.1. Implantation et caractéristiques d'ensemble de l'ouvrage :

En rase campagne, l'implantation d'un ouvrage d'art est souvent fixée par le projet routier qui l'englobe, mais rarement de manière impérative. Si le tracé ne comprend pas d'ouvrage exceptionnel, le poids financier des ponts est, en principe, faible devant celui des terrassements.

Cependant, s'il s'agit de franchir une grande brèche ou un fleuve, l'implantation du pont ou du viaduc doit être examinée avec soin. Une bonne collaboration doit s'instaurer entre le spécialiste de la route et celui des ouvrages d'art. En milieu urbain, les contraintes sont souvent déterminantes pour la conception.

I.4.1.2. Recueil des données naturelles :

La visite des lieux par l'ingénieur est une étape essentielle du projet. Les principaux renseignements à recueillir sur place sont évoqués ci-après :

- Topographie ;
- Hydrologie ;
- Données géotechniques ;
- Actions naturelles susceptibles de solliciter un pont.

I.4.1.3. Données fonctionnelles :

Afin de ne rien omettre, il convient de dresser à l'avance la liste des données indispensables pour entreprendre l'étude ; cette liste comprend le tracé en plan, le profil en travers, tenant compte éventuellement d'élargissements ultérieurs, le profil en long, les charges d'exploitation, normales et exceptionnelles, les hauteurs libres et ouvertures à réserver (route, voie ferrée, voie navigable), la qualité architecturale, les sujétions de construction, qui peuvent être de nature très variée (délais de construction, coût relatif de la main d'œuvre et des matériaux, disponibilité des granulats et du ciment, etc.).

I.4.2. CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE

Après avoir recueilli l'ensemble des données relatives à l'ouvrage, le projeteur recherche les solutions techniquement envisageables en évaluant leur coût et leur aspect architectural. Pour aboutir au meilleur choix, à la fois sur les plans technique, économique et esthétique, il doit bien connaître l'éventail des solutions possibles, avec leurs sujétions, leurs limites et leur coût.

I.4.2.1. Bref panorama des principaux types d'ouvrages :

La portée d'un ouvrage à une seule ouverture, ou la portée déterminante (c'est-à-dire la plus longue) d'un ouvrage à plusieurs ouvertures, est un facteur déterminant du type d'ouvrage, bien qu'elle constitue souvent elle-même l'un des éléments principaux du choix. Nous passons en revue, en classant les ouvrages par portée croissante, les différents types de ponts.

- **Ouvrages de portée modeste (jusqu'à 30 m de portée principale) :**
  - **Petits passages sous remblai, utilisés surtout comme ouvrages de décharge hydraulique (jusqu'à 5 ou 6 m) :** Les ponceaux voûtés massifs en béton, les passages inférieurs en voûte mince et les buses métalliques.
  - **Cadres et portiques :** Le domaine d'emploi du cadre fermé couvre des ouvertures allant de 5 à 12 m environ. Les portiques simples sont couramment utilisés pour former des passages inférieurs, notamment sous les autoroutes, pour des ouvertures variant de 10 à 18 m.
  - **Ponts-dalles :** La dalle peut être en béton armé pour des portées allant jusqu'à une quinzaine de mètres et en béton précontraint pour des portées déterminantes allant jusqu'à une trentaine de mètres.
  - **Ponts à poutres :** Les poutres précontraintes par pré-tension couvrent une gamme de portées déterminantes assez étendue, allant de 15 à 30 m environ. En travée

indépendante, le domaine d'emploi usuel d'un tablier à poutrelles enrobées va de 8 à 25 m de portée, et de 10 à 30 m en travées continues.

- **Ponts à béquilles :** Pour certains franchissements encaissés, on peut également réaliser des ponts à béquilles obliques. Lorsqu'ils sont bien conçus, ces ouvrages sont esthétiques et s'intègrent très harmonieusement dans le paysage, mais la complexité de leur coffrage renchérit notablement leur coût de construction.

- **Grands ouvrages en béton précontraint (au-delà de 30 à 40 m de portée déterminante) :** La panoplie des solutions en béton précontraint comprend :
  - **Les dalles nervurées :** construites sur cintre, dont la gamme des portées déterminantes n'excède guère la soixantaine de mètres ;
  - **Les ponts à poutres précontraintes par posttension :** permettant de construire des viaducs à travées indépendantes de portées comprises entre 30 et 60 m ;
  - **Les ponts-caissons mis en place par poussage :** unilatéral ou bilatéral (portée déterminante usuelle comprise entre 35 et 65 m) ;
  - **Les ponts-caissons construits en encorbellement :** permettant d'atteindre couramment des grandes portées de l'ordre de 140 m, mais dont le domaine d'emploi peut aller au-delà de 200 m de portée déterminante.
- **Grands ouvrages métalliques (au-delà de 30 à 40 m de portée déterminante) :** La panoplie des solutions métalliques comporte :
  - **Les ouvrages à poutres latérales triangulées ;**
  - **Les ossatures mixtes à couverture en béton armé :** dont la structure porteuse peut être constituée de poutres en I ou de caissons ;
  - **Les ponts à dalle orthotrope** ;

Au-delà de 30 à 35 m de portée déterminante, on peut recourir à une poutre à béquilles (si le terrain permet d'encaisser aisément la poussée), à un tablier en ossature mixte (jusqu'à 90 m de portée environ en travée indépendante et 120 m de portée déterminante en poutre continue) ou à un poutre-caisson en acier sous chaussée.

- **Domaine des très grandes portées (au-delà de 300 m) :** C'est le domaine d'emploi des **ponts en arc**, si la nature du sol permet de reprendre les poussées, et des **ponts à câbles**. Les **ponts à haubans** sont actuellement susceptibles de couvrir les portées allant de 150 à 1 000 m environ. Pour les portées supérieures à 1 000 m, le **pont suspendu** reste encore le seul type envisageable. Le tablier est en acier, le plus souvent de section tubulaire, ce qui lui confère une bonne rigidité de torsion, et à dalle orthotrope en acier, afin de limiter la charge permanente.

I.5. ÉQUIPEMENTS DES PONTS

On désigne par « équipements » l'ensemble des dispositifs de nature, de conception et de fonctionnement très divers, dont le but est de rendre un tablier de pont apte à remplir sa fonction, notamment vis-à-vis des usagers. Ces dispositifs, parce qu'ils n'ont pas la pérennité de la structure elle-même, ne sont pas liés définitivement à l'ouvrage et remplissent un certain nombre de fonctions :

- Sécurité des personnes et de la circulation ; ce sont les bordures de trottoirs et les dispositifs de retenue (garde-corps, glissières et barrières) ;
- Protection et maintien de la pérennité de la structure : ce sont en particulier l'évacuation des eaux, les perrés et surtout l'étanchéité ;
- Permettre un fonctionnement correct de la structure : ce sont les appareils d'appui et les joints de chaussée ;
- Rendre la circulation confortable : participent à cette fonction la chaussée, les dalles de transition, les joints de chaussée ; les corniches et les écrans acoustiques participent, quant à eux, au confort de vie des riverains ;
- Enfin, permettre la visite et l'entretien courant du pont : échelles, portes, passerelles, etc.

Par rapport à la structure, les équipements sont caractérisés par :

- Une durée de vie beaucoup plus réduite car ils sont sujets à usure ou vieillissement, qu'il s'agisse de l'étanchéité, des joints de chaussée (directement soumis aux agressions du trafic) ou des appareils d'appui ;
- La nécessité de prévoir des dispositions permettant de les réparer facilement ou, plus généralement, de les remplacer dans de bonnes conditions.

Enfin, il ne faut pas sous-estimer leur importance économique : ils représentent environ 13 % du coût total d'un pont au moment de sa construction et, surtout, 36 % de son coût d'entretien.

I.6. DONNEES ECONOMIQUES : COUT D'UN OUVRAGE

Il est très difficile de donner des éléments d'estimation qui ne deviennent pas trop rapidement obsolètes. En effet, au cours de ces dernières années, le coût des ponts a largement fluctué en fonction de l'évolution, parfois erratique, de celui des matériaux de base (béton et acier), en fonction de conditions économiques générales qui ont plus ou moins favorisé la mise en concurrence, parfois sauvage, des entreprises, et en fonction de l'évolution du coût de la main-d'œuvre qui a, d'ailleurs, directement influencé la conception des ouvrages dans le sens d'une simplification des formes.

Le coût d'un pont résulte de la somme des coûts de ses trois parties principales, à savoir :

- **Le tablier :** dont le coût augmente grossièrement comme le carré de la portée ;
- **Les appuis (piles et culées) hors fondations :** qui sont d'assez faible importance dans le budget total, même si leur coffrage a été travaillé sur le plan architectural ;
- **Les fondations :** dont l'estimation précise est toujours délicate, car, malgré les sondages, leur exécution réserve souvent des surprises ; cependant, pour une brèche donnée, ce poste diffère assez peu d'une solution à l'autre.

Une augmentation des portées engendre donc une croissance assez rapide du coût du tablier, pour une économie de fondations qui n'est importante que si la qualité du sol impose des moyens d'exécution très onéreux.

De façon générale, pour des terrains convenables, et en l'absence de contraintes imposant de grandes ouvertures, un ouvrage simple, aux portées modestes, sera plus économique qu'un ouvrage plus ambitieux, plus difficile à construire, et plus exposé à des désordres ultérieurs.

Habituellement, les estimations des différentes solutions d'une étude préliminaire sont faites à partir de prix composés appliqués aux éléments principaux de l'ouvrage.

À ce stade, pour lequel l'ingénieur ne peut faire qu'un prédimensionnement sommaire de l'ouvrage, l'estimation est basée sur des formules statistiques qui permettent d'obtenir un classement des solutions entre elles plutôt que leur coût précis.

I.7. CONCLUSION

D'une façon générale, toute construction est conçue et réalisée de manière à assurer, de la façon la plus économique possible, la fonction qui lui est assignée et à offrir le niveau de sécurité défini, au moment du projet, en tenant compte de sa durée de vie prévue ou escomptée et des risques particuliers auxquels elle peut être exposée.

Dans la pratique, les projets de ponts sont établis en s'appuyant sur des textes à caractère normatif, réglementaire, administratif ou simplement méthodologique (« règles de l'art »), portant sur les propriétés des matériaux, la conception des structures et les méthodes d'exécution. On admet que le respect des prescriptions ou recommandations contenues dans ces textes suffit à assurer aux ouvrages projetés qui entrent dans leur champ d'application les niveaux de sécurité et de fiabilité communément acceptés.

CHAPITRE II :

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

II.1. INTRODUCTION

Un pont est un ouvrage en élévation portant une voie de circulation permettant de franchir un obstacle naturel (cours d'eau, vallée) et/ou artificiel (route, chemin de fer) et ce en toute sécurité de ses usagers, pour cela il faut tenir considération les différents paramètres qui influent sur l'ouvrage, en commençant par les exigences fonctionnelles passant par l'objectif de cet ouvrage jusqu'aux exigences naturelles. L'ensemble de ces derniers doivent donc être définis au préalable et c'est ce qui va faire l'objet de ce présent chapitre.

II.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

II.2.1. OBJECTIF DU PROJET

L'objet de notre travail consiste à faire la conception et l'étude de l'ouvrage Viaduc de P.K. 26+400 faisant partie des travaux de la réalisation de la section autoroutière (RN1) entre CHIFFA et BERROUAGHIA.

II.2.2. SITUATION DU SITE

L'ouvrage d'art de notre étude se situe dans l'est de la ville de Médéa, entre le PK 26+685.860 et le PK 26+270.951,

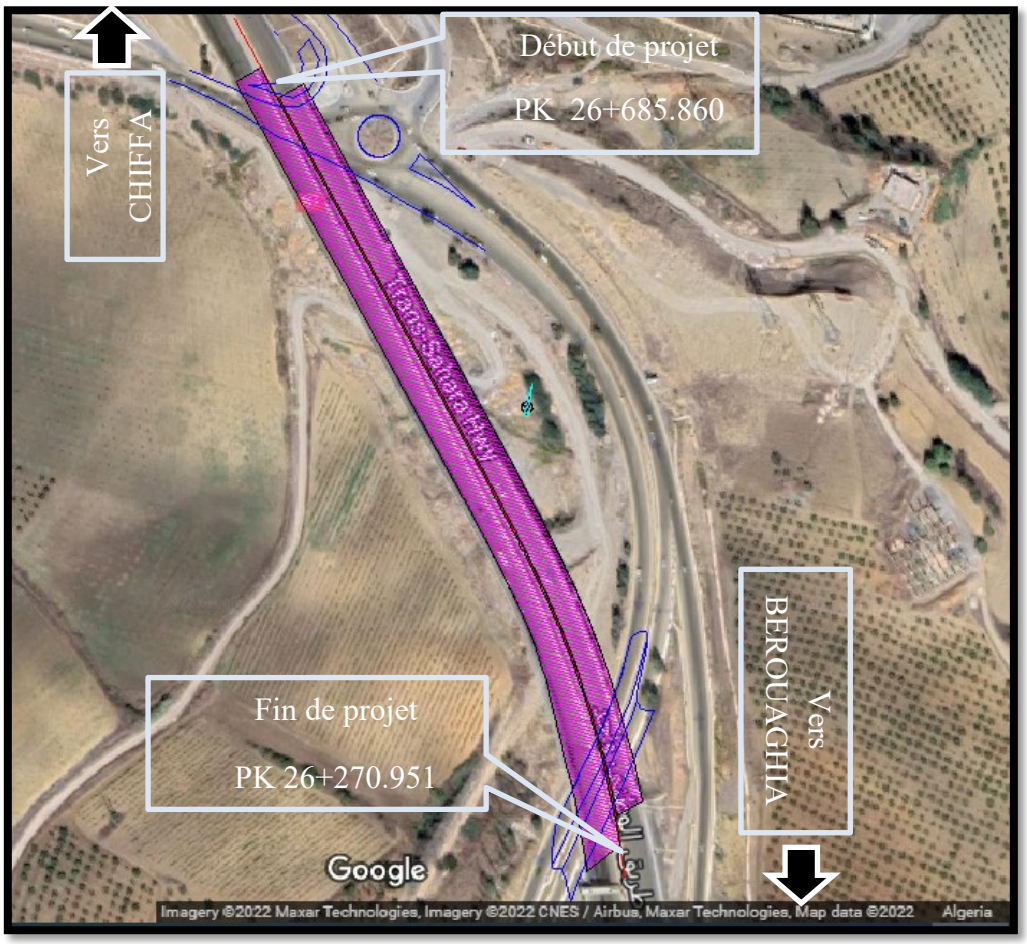


Figure II.1. Implantation de l'ouvrage sur Google Maps.

II.2.3. L'OBSTACLE A FRANCHIR

Notre ouvrage servira de franchissement à un carrefour giratoire d'un rayon de 21 m portant une route de 2 × 1 voie qui fait 11.25 m de large.

II.3. LES DONNEES DU PROJET

II.3.1. LES DONNEES FONCTIONNELLES

II.3.1.1. Tracé en plan :

L'ouvrage mit en étude présente une longueur totale de 422,02 m d'ont les caractéristiques sont définit ci-dessous :

- Une Ligne droite de longueur : 229.034 m.
- Une Clothoide de longueur : 100 m.
- Une courbe de 464,42 m de rayon et longueur 85.92 m.

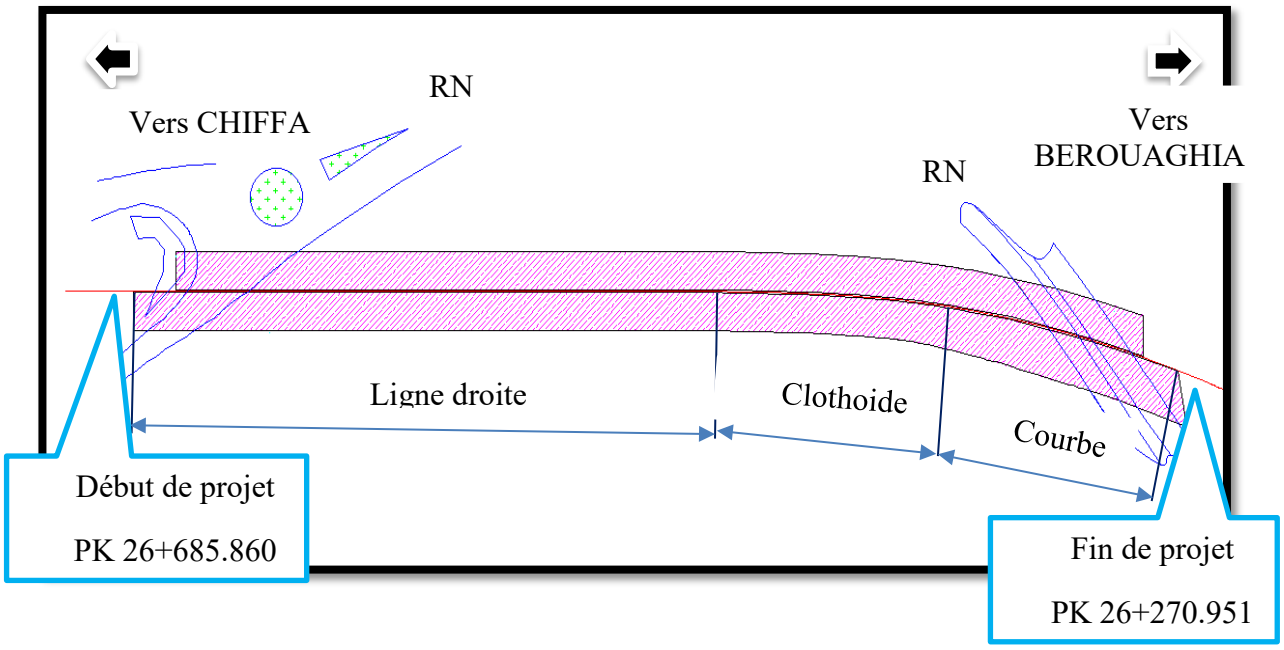


Figure II.2. Tracé en plan de la voie portée.

II.3.1.2. Profil en long :

Longitudinalement, le tracé de la ligne présente les caractéristiques suivantes :

- Ligne droite d'une pente de P = 2.22% du PK 26+270.951 au PK 26+500.000.
- Parabole de rayon R_p = 15000 m du PK 26+685.860 jusqu'à la fin de l'ouvrage au PK 26+500.00.

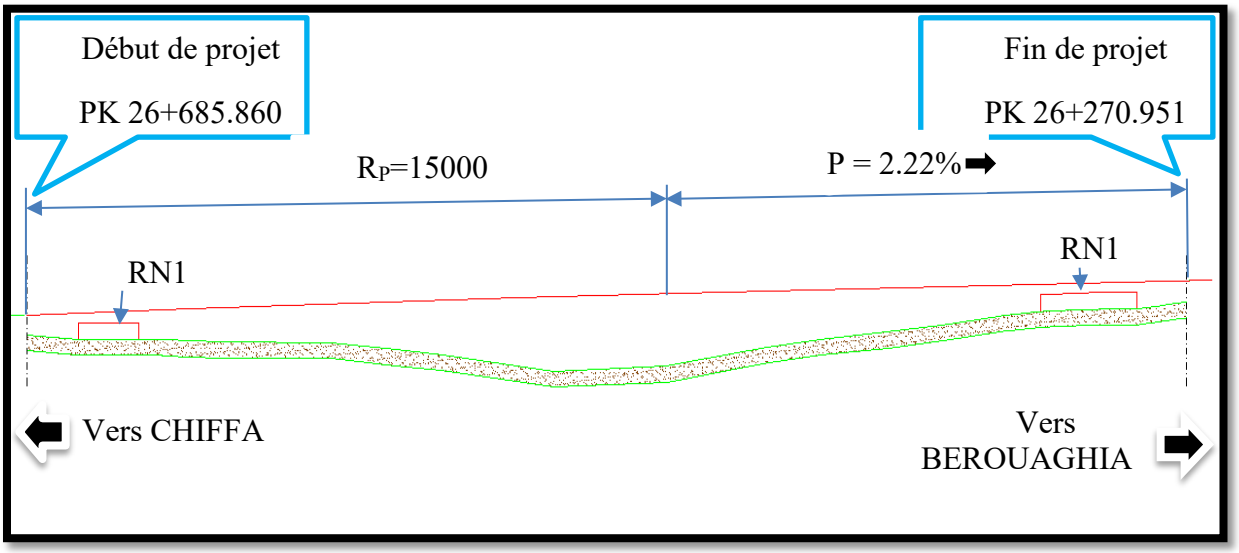


Figure II.3. Profil en long de la voie portée.

II.3.1.3. Profil en travers :

Le profil en travers de la voie portée par l'ouvrage est défini par l'ensemble des éléments suivants :

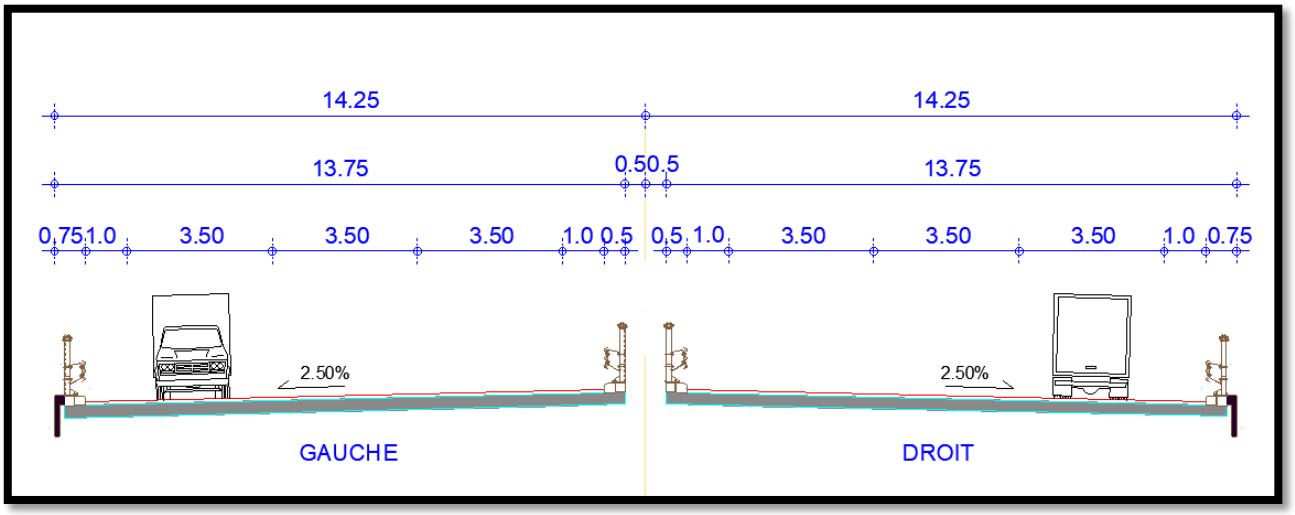


Figure II.4. Profil en travers de la voie portée.

1 : Barriere de sécurité H3-W5.
2 : Corniche préfabriquée en béton arme.
3 : Longrine de barrière coulée en place.
4 : couche de revêtement de 8 cm.
5 : couche d'étanchéité
Pour notre trace routière on a trois éléments géométries :

- Alignement droite : devers constat 2.5%
- Courbe de raccordement clothoide : devers variable
- Arc : devers max 3.5%

II.3.1.4. Gabarit :

L'ouvrage doit franchir la RN1 en deux endroits ce qui conduit à un dégagement vertical à respecter d'au moins de 5.25 m.

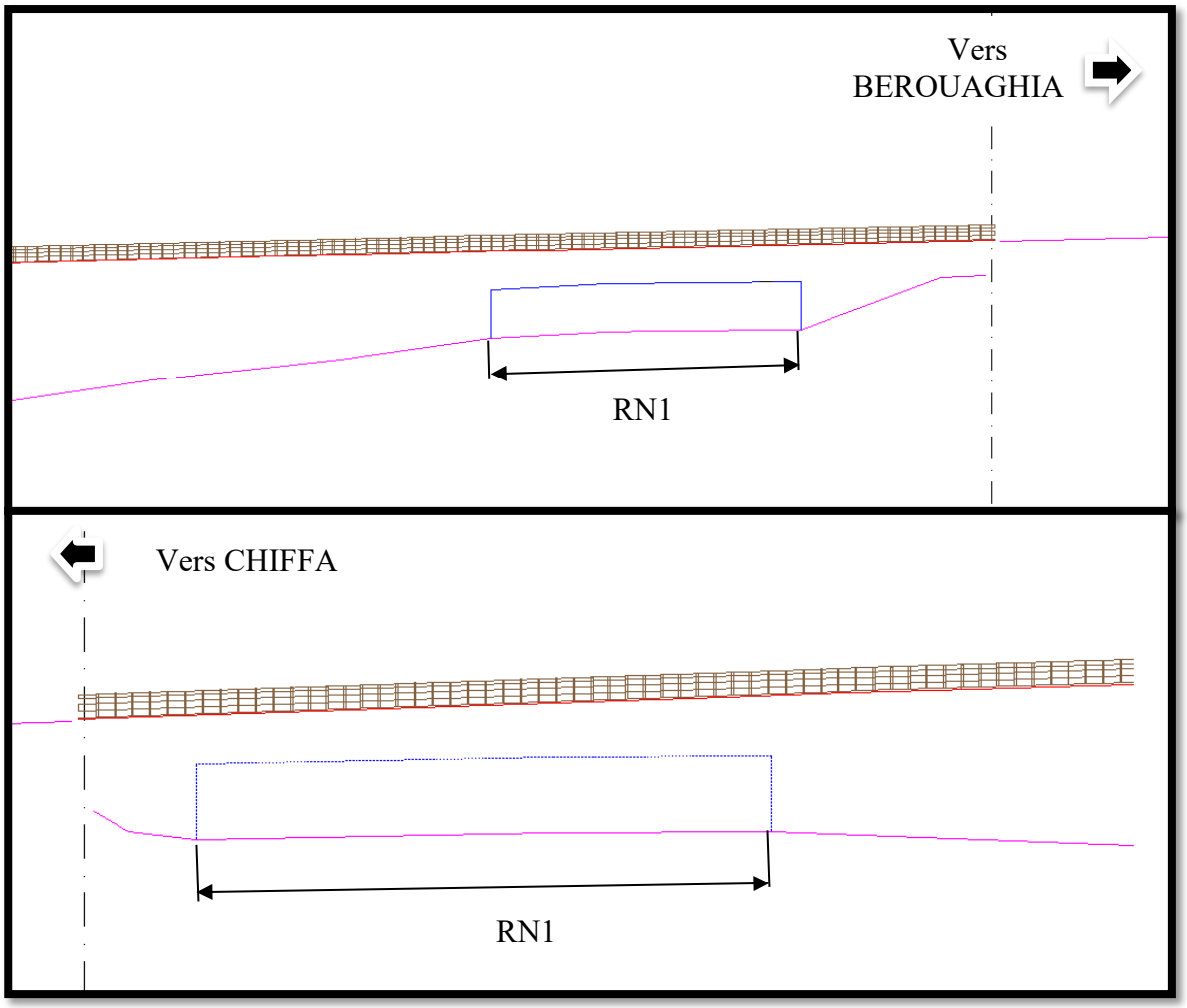


Figure II.5. Schéma représentatif du gabarit à respecter.

II.3.2. LES DONNEES NATURELLES

II.3.2.1. Topographie :

Notre ouvrage se situe dans une zone urbaine qui se caractérise par une topographie plus au moins vallonné. Il faut savoir que cette wilaya présente en général un relief topographique très accidenté.

II.3.2.2. Géotechnique :

La connaissance des caractéristiques géotechniques du sol est fondamentale dans l'étude d'un ouvrage. Elles sont indispensables pour la détermination du type de fondation des appuis, et pour choisir un emplacement pour l'implantation de ces dernières, dans le but d'avoir un bon comportement mécanique de l'ouvrage en question.

Elles sont obtenues à partir de sondages et d'essais qui donnent les informations nécessaires sur le terrain naturel, le niveau de la nappe et l'implantation possibles des fondations.

Pour l'étude de ce viaduc, on dispose de cinq sondages rotatifs, associés à des sondages pressiométriques, tous à une profondeur de 30 m, selon la table suivante.

Tableau II.1. Compagne de recherche géotechnique.

Tronçon	Dénomination	Z (UTM)	Prof (m) atteinte
DROIT	SP-26+261.504	850	30
	SP-26+378.377	840	30
	SP-26+458.121	835	30
	SP-26+538.307	840	30
	SP-26+618.154	850	30

- **Résultats obtenus :**

Quant à la nappe phréatique, d'après les mesures piézométriques réalisées, le niveau phréatique a été détecté à des profondeurs de 4 à 7 m environ, mesurées à partir de la bouche des sondages.

- **Analyse des résultats et recommandations pour les types de fondation :**

D'après les résultats tirés des sondages ……

Selon les résultats des essais pressiométriques dans les tronçons associés au niveau marne sableuse on proposera, comme critère de conception, de recourir à des fondations profondes moyennant des groupes de pieux de 1 200 mm de diamètre et de profondeur de 25 m, pour les appuis du viaduc, en avertissant que l'excavation de ces pieux pourra être difficile dans ces tronçons.

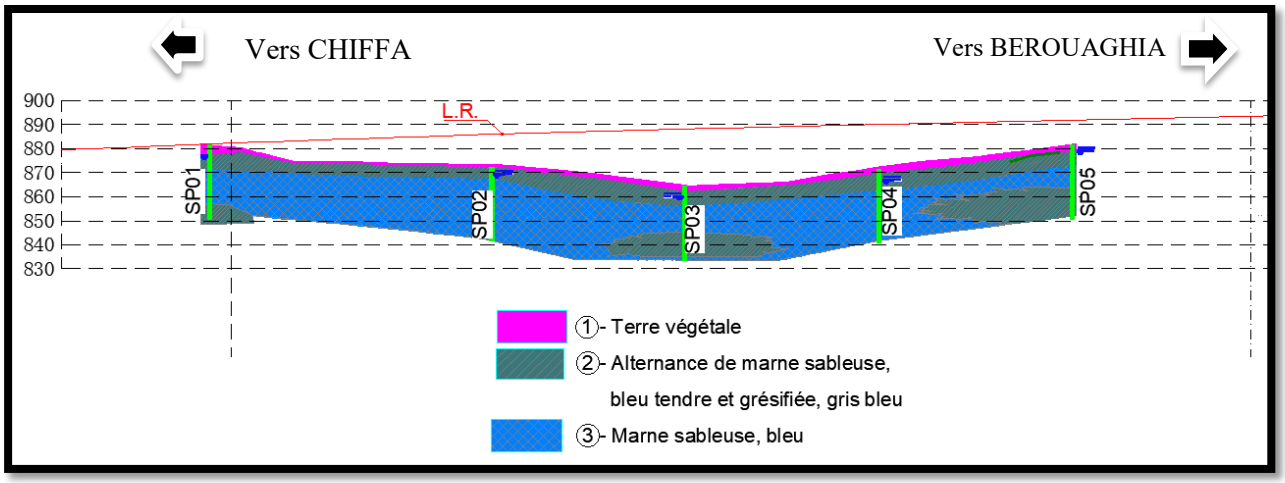


Figure II.6. Coupe lithologique.

II.3.2.3. Sismicité du site :

La sismicité est déterminée selon les règles parasismiques algériennes applicables au domaine des ouvrages d'art (RPOA 2008).

- **Classification de la zone sismique : d'après l'article 3.1.1 du RPOA2008**

La carte de zonage sismique (figure 3.1 du RPOA), révèle l'appartenance de la région de nord de MEDEA à la zone IIb.

- **Classification du pont : d'après l'article 2.2 du RPOA2008**

Selon la norme citée les ponts franchissant ou longeant de grandes liaisons d'aménagement du territoire sont classés dans le groupe 2, à savoir des ponts stratégiques.

- **Coefficient d'accélération de zone « A » : d'après l'article 3.1.2 du RPOA2008**

Le coefficient d'accélération de zone « A » est défini en fonction de la zone sismique et de l'importance du pont. Selon le tableau 3.1 du RPOA, ceci correspond à A = 0.25.

II.3.2.4. Climatologie :

- **Température :**

Les effets de la température sont bien évidemment pris en compte dans le calcul des constructions car la température à une influence sur la vie de la structure suivant les changements saisonniers, une augmentation sensible de la température provoque une dilatation des éléments structuraux d'un ouvrage, de même une chute de la température provoque un raccourcissement de ces derniers. Aussi la température intervient dans le dimensionnement des joints de chaussée.

- **Neige :**

Les effets de la neige ne sont pas pris en considération dans le calcul des ponts, mais ils peuvent intervenir dans certains cas particuliers (ouvrage en phase de construction).

- **Vent :**

Les efforts engendrés sur la structure par le vent, sont fixés par le RCPR à :

-Une surcharge répartie de 2 kN/m^2 pour les ouvrages en service.

-1.25 kN/m^2 pour les ouvrages en cours de construction.

II.3.2.5. Exposition environnementale :

La structure objet du projet est située dans une zone montagneux. D'après l'Eurocode, les éléments en béton enterrés seront soumis à une exposition de classe XC2 tandis que les éléments non-enterrés seront dans un environnement d'exposition XC3.

Les éléments en acier structurels sont soumis à une classe d'exposition C3 ce qui correspond à une catégorie de corrosion atmosphérique moyenne.

II.4. CONCLUSION

L'étude du site d'implantation de l'ouvrage est une étape cruciale, il faut bien considérer l'environnement et les obstacles à franchir (les données naturelles et fonctionnelles) avant de commencer la conception et l'étude de l'ouvrage lui-même.

CHAPITRE III :

CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT

III.1. INTRODUCTION

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

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

III.2. DEMARCHE DE CONCEPTION

Pour franchir une brèche donnée, le concepteur recherche normalement la solution la plus adaptée respectant les contraintes imposées dont la nature peut être très diverse. Pour aboutir au meilleur choix, il doit d'une part bien connaître l'éventail des solutions possibles, avec leurs sujétions, leurs limites et leur coût, et d'autre part être en mesure de recenser et d'évaluer les contraintes avec la plus grande précision possible, afin de limiter au maximum les aléas pendant l'exécution.

La structure du tablier est conditionnée par la possibilité d'implantation des appuis et le travelage vu l'ensemble des contraintes à franchir, le gabarit à respecter et le mode de construction sachant que l'obstacle qu'on devrait traverser a son importance, donc on ne devrait pas interrompre la circulation.

Ces différentes considérations liées à l'environnement du site ont donc principalement un impact sur l'implantation des appuis de l'ouvrage et aussi sur la procédure de construction à envisager.

Par conséquent et en prenant en considération les différents critères cités par-dessus les variantes envisagées sont :

- Pont mixte multi poutres.
- Pont mixte bipoutres.
- Pont voussoir.

III.3. CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT DE LA VARIANTE 1 : « PONT MIXTE BIPOUTRE CONTINU EXECUTER PAR LANCEMENT »

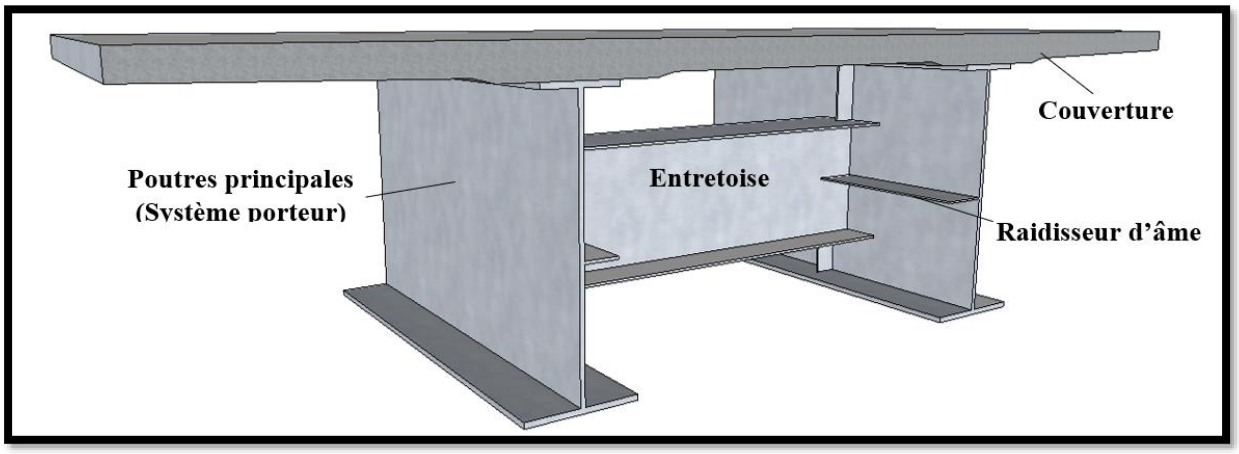


Figure III-1. Tablier bipoutre mixte

III.3.1. DESCRIPTION DE LA METHODE

Elle consiste à assembler les éléments de la structure métallique sur une aire de montage située dans le prolongement de l'axe du pont à l'une des deux extrémités de l'ouvrage, ou aux deux. Une fois que les éléments sont assemblés, la structure est tirée ou poussée dans sa position définitive. Si l'ouvrage n'est pas trop long et l'aire d'assemblage suffisante, une seule phase de lançage suivra une seule phase d'assemblage. Cependant, si le tablier est long et l'aire d'assemblage insuffisante, le tablier sera assemblé et lancé en plusieurs phases.

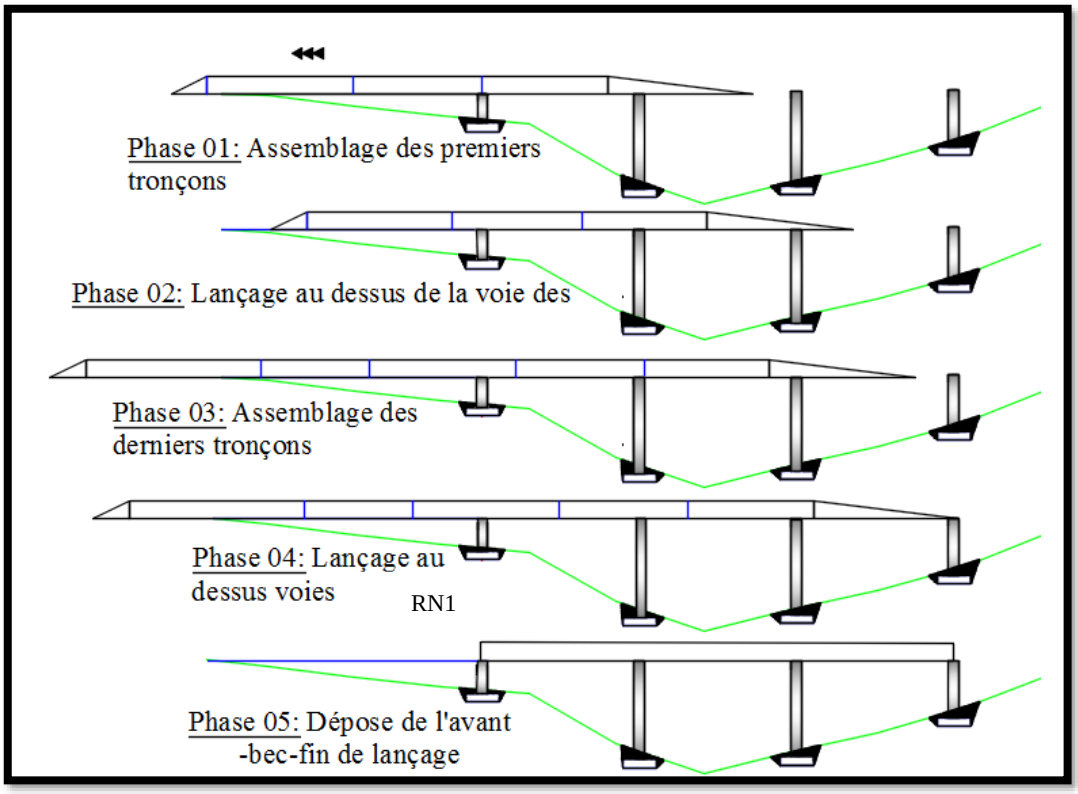


Figure III.2 – Exemple sur la méthode de lancement

Le domaine de portée des ponts mixtes va jusqu'à 110 ou 120 m pour les travées continues, Les travées de rive égale 60 à 80 % de travée centrale.

III.3.2.PREDIMENSIONNEMENT DE LA SUPERSTRUCTURE

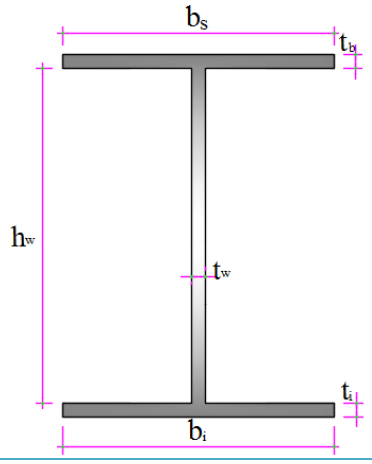
III.3.2.1. Implantation des appuis :

On propose dans cette variante un mixtes bipoutres, à travées continues et à hauteur constante. L'implantation des culées pour le pont du droit donne une longueur totale de 423,12 m (04 travées principales de 75,38 m et deux travées de rives de 60 m), et de 386,22 pour le pont du gauche (03 travées principales de 70 m, une travée principale et deux travées de rives de 60 m). (Voir le plan d'ensemble de cette variante en format A3).

III.3.2.2. Conception transversale (Selon document SETRA) :

Le pont repose sur deux poutres PRS principaux espacés par 7.60 m entretoisée entre elle par des entretoises chaque 7.50 m, une dalle en béton armé fixée sur les poutres principales par des goujons.

Tableau III-1. Récapitulation du prédimensionnement de la variante 2

Eléments	Ration usuel	Valeur (mm)	Figure
Epaisseur de la dalle en béton armé	240 à 260 mm	250	
Hauteur PRS	H = L/28	2 900	
Epaisseur de l'âme	$t_w \geq 0{,}005h_w$	30	
Epaisseur semelle inferieure	$20 \leq t_i \leq 150$	80	
Epaisseur de la semelle supérieure	$20 \leq t_s \leq 150$	50	
Largeur semelle inférieure	$500\ mm \leq b_i \leq 12\ 00\ mm$	1 200	
Largeur semelle supérieure	$400\ mm \leq b_s \leq 1\ 000\ mm$	1 100	

III.3.2.3. Les entretoises :

Les entretoises courantes sont constituées de profilés laminés du commerce IPE600.

Tableau III-2. Récapitulation du pré dimensionnement des entretoises

Eléments	IPE 600 (mm)
Hauteur principales	600
Epaisseur de l'âme	12
Epaisseur semelle inférieure	19
Epaisseur de la semelle supérieure	19
Largeur semelle inférieure	220
Largeur semelle supérieure	220

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

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

III.3.2.5. La connexion entre la dalle et la charpente métallique :

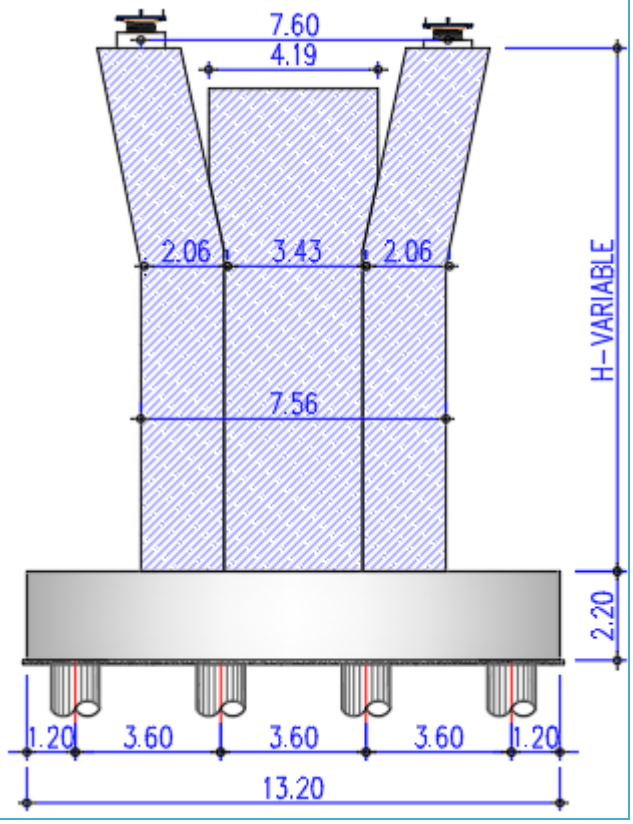
La dalle est reliée à la semelle supérieure des profilés métalliques par des éléments de liaison appelés connecteurs (goujons), dont le rôle d'éviter tous glissements relatifs du tablier par rapport aux poutres.

Un goujon : est constitué d'une tige cylindrique de faible diamètre, soudée sur la membrure supérieure de la poutre, et d'une tête. La résistance individuelle d'un goujon est inférieure à celle des autres types de connecteurs. Il en faut donc un plus grand nombre, mais leur mise en œuvre est très rapide.

III.3.3.CONCEPTION DE L'INFRASTRUCTURE (PILE/CULEE)

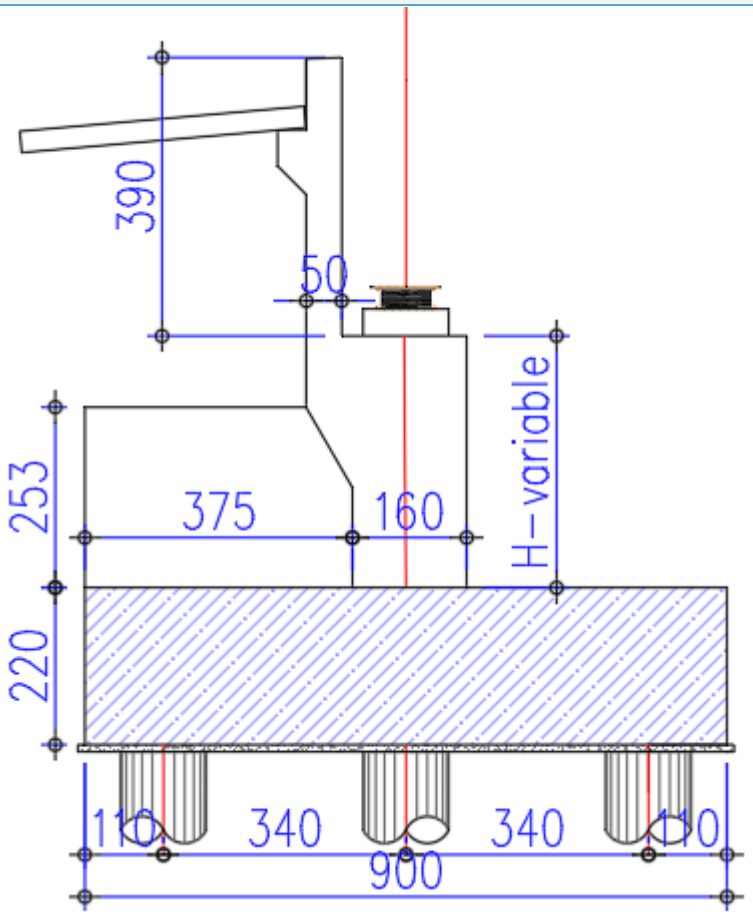
III.3.3.1. Pré dimensionnement des piles :

Tableau III-3. Tableau récapitulatifs de pré dimensionnement des piles

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Piles	Longueur	7.56	
	Largeur	2	
	Hauteur	H_{1D} = 6.93 H_{2D} = 12.54 H_{3D} = 19.97 H_{4D} = 12.70 H_{5D} = 5.92 H_{1G} = 7.46 H_{2G} = 13.23 H_{3G} = 19.97 H_{4G} = 13.05 H_{5G} = 7.68	
Semelles	Largeur	9	
	Longueur	13.2	
	Hauteur	2.2	
Pieux	Diamètre	1.20	
	Profondeur	25 × 12	

III.3.3.2. Pré dimensionnement des culées remblayes/ guide SETRA:

Tableau III-4. Tableau récapitulatifs de pré dimensionnement des culées

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Mur frontal	Hauteur	H_{1D} = 3.53 H_{2D} = 3.86 H_{1G} = 4.63 H_{2G} =5	
	Longueur	13.45	
	Épaisseur	1.60	
Mur en retour	Épaisseur	0.6	
Mur garde grève	Hauteur	3.90	
	Épaisseur	0.50	
Semelles	Largeur	9	
	Longueur	13.72	
	Hauteur	2.20	
Pieux	Diamètre	1.20	
	Profondeur	25 × 12	

III.4. CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT DE LA VARIANTE 2 : « PONT MIXTE MULTIPOUTRES »

Le pont multi poutre (quadri poutre) appartient aussi aux ouvrages mixtes de référence. La conception de cet ouvrage est très proche de celle du bipoutre. Cependant le passage à quatre poutres métalliques par rapport aux bipoutres, permet de diminuer la hauteur des poutres tout en conservant la même raideur.

Cette diminution de la hauteur des poutres augmente le gabarit libre sous l'ouvrage. Il est particulièrement bien adapté au franchissement biais. Sa relative raideur en torsion ne nécessite pas de contreventement inférieur.

Cependant, comme pour le bipoutre, la flexion différentielle entre les poutres permet de reprendre les efforts de torsion grâce à des entretoisements intermédiaires entre les poutres.

III.4.1.CONCEPTION LONGITUDINALE

On propose dans cette variante un viaduc à travées discontinues (isostatique) et à hauteur constante. L'implantation des culées pour la partie droite donne une longueur totale de 422,02 m (06 travées intermédiaires dont 05 de 51,87 m et une de 51,85 m. En plus, deux travées de

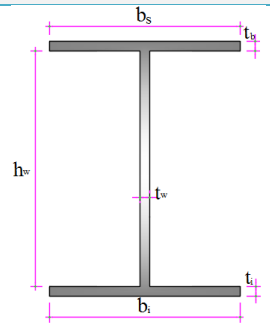
rives dont une de 50 m et l'autre 60 m), et de 386,22 pour la partie gauche (04 travées intermédiaires de 52,97 m, une travée intermédiaire de 52,96 m et deux travées de rives de 60 m).

III.4.2.CONCEPTION TRANSVERSALE

III.4.2.1. CONCEPTION DES POUTRES PRINCIPALES :

La poutre est de forme I, comportant une âme et deux semelles. Son prédimensionnement est détaillé dans le tableau ci-dessous :

Tableau III-5. Prédimensionnement des poutres métalliques

Eléments	Valeur (mm)	Figure
Hauteur constante de la poutre	2 200	
Epaisseur de l'âme	25	
Epaisseur semelle inferieure	60	
Epaisseur semelle supérieure	40	
Largeur semelle inférieure	800	
Largeur semelle supérieure	700	

III.4.2.2. Les entretoises :

L'entretoise choisie sur piles est de type HEB 800, et de IPE 400 pour les entretoises courantes.

III.4.3.CONCEPTION DE L'INFRASTRUCTURE (PILE/CULEE)

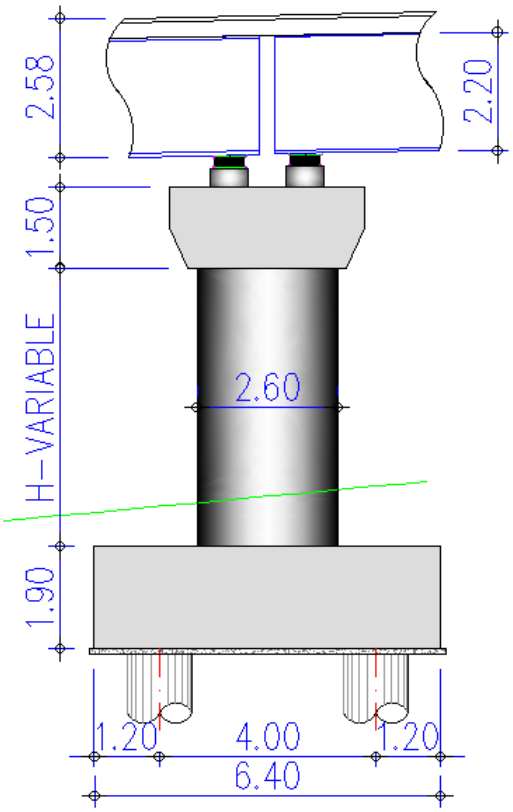
III.4.3.1. Les piles :

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

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

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

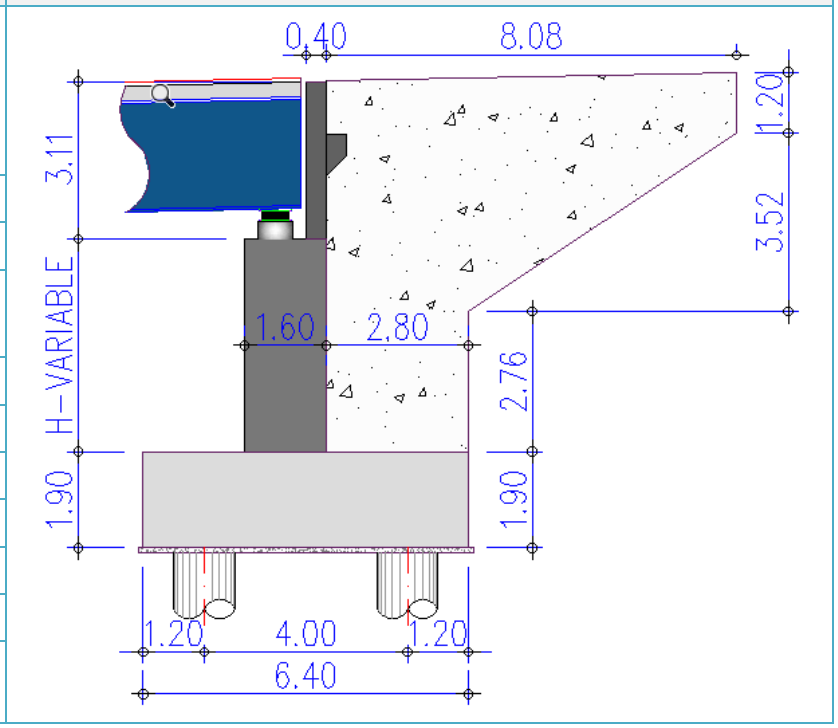
Tableau III-6. Choix et dimensions de la pile retenue

Elément		**Valeur / Description**	**Figure**
Hauteur (m)		➢ H_{1D} = 7.04 H_{2D} = 9.46 H_{3D} = 15.93 H_{4D} = 20.88 H_{5D} = 17.03 H_{6D} = 11.72 H_{7D} = 6.66 ➢ H_{1G} = 8.50 H_{2G} = 12.61 H_{3G} = 20.44 H_{4G} = 20.05 H_{5G} = 13.11 H_{6G} = 8.49	
Nombre de fûts		2	
Chevêtre	Dimensions	3.60 × 13.75 × 1.50 (m×m×m)	
Section	Forme	Circulaire pleine constante	
	Dimensions	Diamètre de 2.60 m	
Fondation	Type	Profonde sur 8 pieux de 25 m avec Φ = 1.20 m	
	Dimensions semelle	6.4 × 13.20 × 1.90 (m×m×m)	

III.4.3.2. La culée

➢ **PREDIMENSIONNEMENT DES CULEES REMBLAYES/ GUIDE SETRA :**

Tableau III-7. Tableau récapitulatifs de prédimensionnement des culées

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Mur frontal	Hauteur	H_{1D} = 3.90 H_{2D} = 4.20 H_{1G} = 5.50 H_{2G} = 5.90	
	Longueur	13.52	
	Épaisseur	1.20	
Mur en retour	Épaisseur	0.6	
Mur garde grève	Hauteur	3.11	
	Épaisseur	0.40	
Semelles	Largeur	6.4	
	Longueur	13.9	
	Hauteur	1.9	
Pieux	Diamètre	1.20	
	Profondeur	25 × 8	

III.5. ONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT DE LA VARIANTE 3 : « PONT VOUSSOIRS EN BETON PRECONTRAINT CONSTRUIT PAR ENCORBELLEMENTS SUCCESSIFS »

III.5.1. DESCRIPTION DE LA METHODE

Ce mode de construction consiste à exécuter l'essentiel du tablier d'un pont sans cintre ni échafaudages au sol sauf les travées d'extrémité, en opérant par tronçons successifs dénommés voussoirs, chacun de ces éléments étant construit en encorbellement par rapport à celui qui le précède. Après exécution d'un voussoir, les câbles de précontrainte qui aboutissent à ses extrémités sont mis en tension, ce qui permet de les plaquer contre les voussoirs précédents et de constituer ainsi une console autoporteuse pouvant servir d'appui pour la suite des opérations.

Les travées de rive ont généralement une longueur supérieure à celle d'un demi-fléau. La longueur supplémentaire, qui mesure 10 à 20 pour-cent de la longueur des travées principales, est habituellement construite sur cintre car cette méthode est généralement la plus économique. Elle permet un bon équilibrage des moments dans les différentes travées sous les charges d'exploitation et garantit des réactions d'appui positives sur les culées.

Lorsque les portées principales d'un ouvrage sont inférieures à 65/70 m, le tablier le plus économique est, en général, de hauteur constante, car les gains apportés par la simplification des outils de coffrage du tablier (équipages mobiles ou cellule de préfabrication) et du ferraillage sont bien supérieurs aux gains de matière possible au-delà de 65/70 m, les efforts

dans les fléaux deviennent très importants et nécessitent une hauteur sur pile qui se révèle surabondante en travée. Il devient donc économiquement intéressant de réaliser un tablier de hauteur variable.

III.5.2. Prédimensionnement de la superstructure

III.5.2.1. Implantation des appuis :

On propose dans cette variante un ponts voussoir, à travées continues et à hauteur variable. L'implantation des culées pour le pont du droit donne une longueur totale de 423,12 m (03 travées principales de 75,38 m, une travée principale de 70.38 et deux travées de rives dont une est de 60 m et l'autre de 65 m), et de 386,42 pour le pont du gauche (03 travées principales de 70 m, une travée principale et deux travées de rives de 60 m). (Voir le plan d'ensemble de cette variante en format A3).

III.5.2.2. Conception transversale (Selon SETRA) :

Pour des largeurs de tablier inférieures à 20 m, la solution la plus économique est presque toujours constituée par un caisson à deux âmes, avec deux hourdis en dalle pleine.

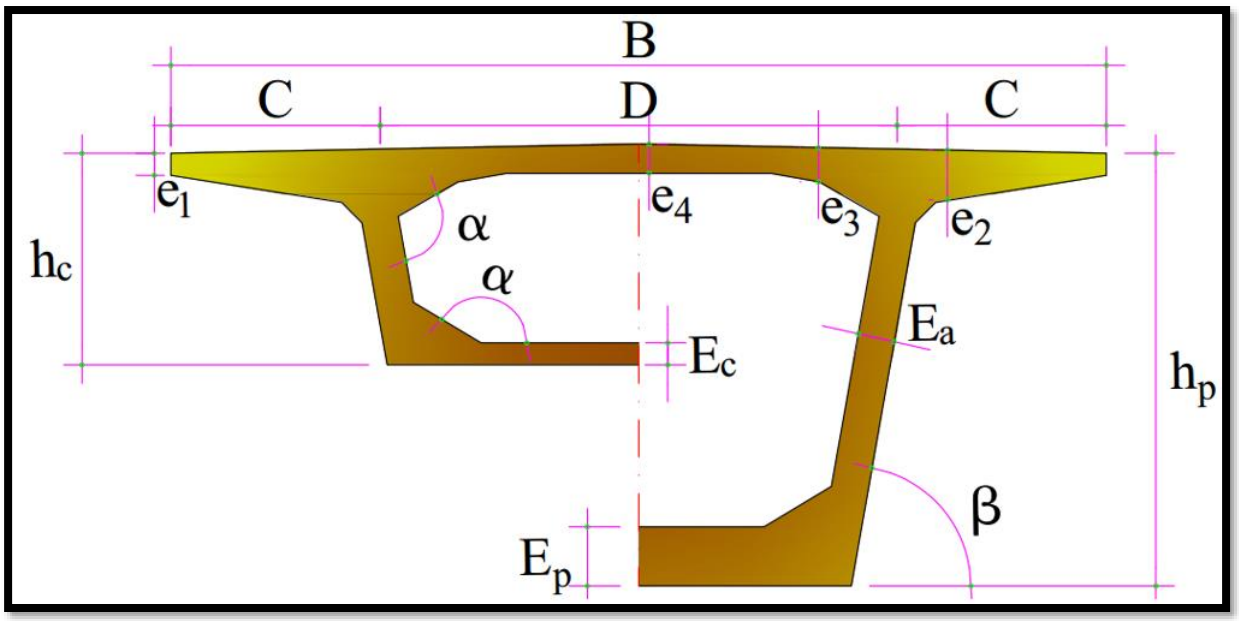


Figure III-4. Notation des dimensions

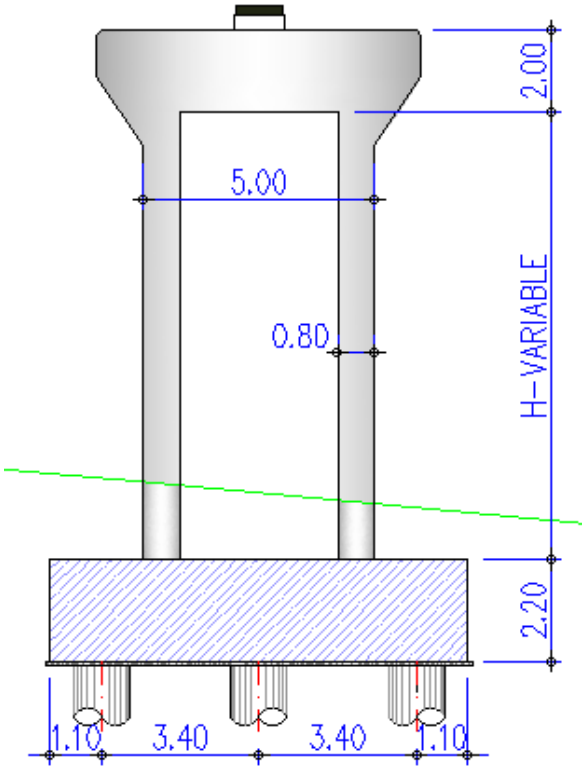
Tableau III-8. Récapitulation du prédimensionnement

Elément	Ration usuel	Valeur retenue (cm)
Hauteur VSP	$\frac{L}{h_P} = 14 + \frac{L}{45}$	550
Hauteur à la clef	$\frac{L}{h_C} = 19 + \frac{L}{7}$	280
Largeur du voussoir	B	1375
C	B/4	343.75
D	B - 2C	687.50
e_1	$e_1 \geq 16$ à 18 cm	23
E_P	-	77
e_4	$D/30 \leq e_4 \leq D/25$	23
Inclinaison de l'âme	$10\% \leq \beta \leq 30\%$	10 %
E_a	$E_a \geq 0.26 + L/500$	45
E_c	$E_c \geq 1/3\ E_P$	32
Gousset supérieur	$30° < \alpha < 45°$	35°
Gousset inférieur	$40° < \alpha < 45°$	40°

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

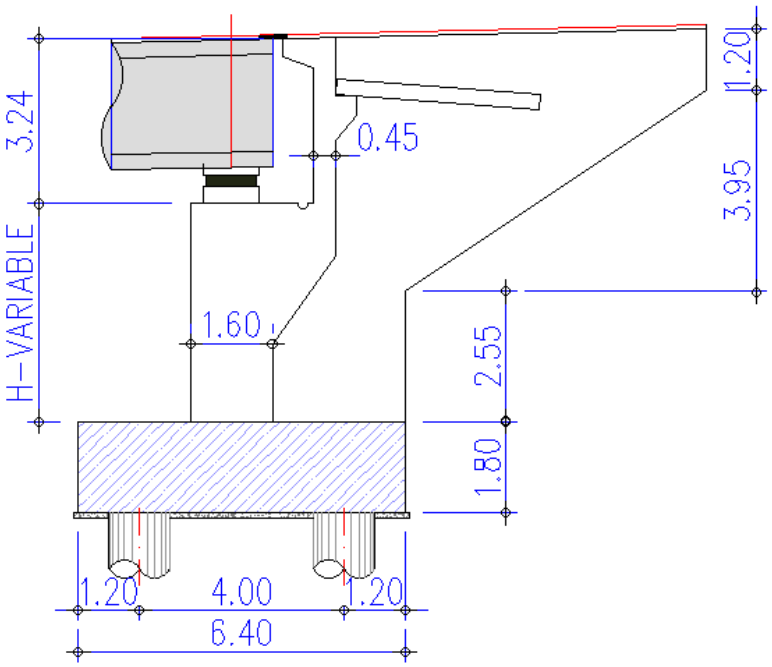
III.5.3.1. Prédimensionnement des piles/ guide SETRA :

Tableau III-9. Choix et dimensions de la pile retenue

Elément		Valeur / Description	Figure
Hauteur (m)		➢ H_{1D} = 5.27 H_{2D} = 10.99 H_{3D} = 18.30 H_{4D} = 11.18 H_{5D} = 4.60 ➢ H_{1G} = 5.71 H_{2G} = 11.67 H_{3G} = 18.20 H_{4G} = 11.58 H_{5G} = 6.23	
Largeur		5 m	
Longueur		6.2 m	
Epaisseur de murs		0.80 m	
Fondation	Type	Profonde sur 12 pieux de 25 m avec Φ = 1.20 m	
	Dimensions semelle	13.2×9×2.20 (m×m×m)	

III.5.3.2. Pré dimensionnement des culées remblayés/ Guide SETRA

Tableau III-10. Tableau récapitulatifs de prédimensionnement des culées

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Mur frontal	Hauteur	H_{1D} = 4.10 H_{2D} = 4.59 H_{1G} = 5.56 H_{2G} = 6.18	
	Longueur	13.5	
	Épaisseur	1.60	
Mur en retour	Épaisseur	0.6	
Mur garde grève	Hauteur	3.24	
	Épaisseur	0.40	
Semelles	Largeur	6.4	
	Longueur	13.90	
	Hauteur	1.80	
Pieux	Diamètre	1.20	
	Profondeur	25 × 8	

III.6. ANALYSE MULTICRITERE

III.6.1.COMPARAISON ENTRE LES 3 VARIANTES

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

Tableau III-11. Avantages et inconvénients des 3 variantes

VAR	Avantages	Inconvénients
Variante 01 : Pont mixte bipoutres	➢ La possibilité de franchir des grandes portées. ➢ La qualité architecturale qui s'attache à la netteté. ➢ La rapidité de l'exécution.	➢ La fatigue dans les assemblages et la corrosion des aciers. ➢ La demande d'une main-d'œuvre qualifiée et un contrôle strict surtout pour l'opération du soudage. ➢ Un coût très élevé. ➢ Entretien périodique. ➢ Dépense de transport et de levage des pièces. ➢ Sensibilité au gradient thermique.
Variante 02 : Pont mixte multi poutres	➢ Le multi poutre possède les mêmes avantages que le bipoutre, en plus, il permet d'augmenter le gabarit de l'ouvrage.	➢ Cette variante a les mêmes inconvénients du bipoutre mais le multi poutre est plus chère
Variante 03 : Pont voussoir	➢ On peut atteindre des portées plus grandes, donc moins de piles. ➢ Accélérer la construction en multipliant le nombre des bases de départ. ➢ Ouvrage élancé ayant une qualité esthétique incontestable. ➢ Franchir des vallées très profondes. ➢ Réduction et meilleure utilisation des coffrages. ➢ La facilité de franchir en courbe.	➢ Le poids est très important. ➢ L'exécution nécessite une main d'œuvre qualifiée notamment la pose des gaines et la mise en tension des câbles de précontraintes. ➢ Le procédé est lent à cause du nombre important des voussoirs (ils sont très courts par rapport à la longueur de l'ouvrage). ➢ La difficulté de coulage sur place.

III.6.2.DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF DES TROIS VARIANTE

Les devis estimatifs et quantitatifs des trois variantes est donné dans les tableaux ci-après :

Tableau III-12. Devis estimatif et quantitatif de la variante 01 (pont mixte bipoutre)

N°	Désignations des postes	U	Quantités	Prix unitaire (HT)	Montant
Poste 1 : Béton					
1.1	Béton de propreté	M3	176,00	10 000,00	1 760 000,00
1.2	Béton RN 27 pour semelles	M3	3 740,00	14 000,00	52 360 000,00
1.3	Béton RN 30 pour piles	M3	1 791,50	17 000,00	30 455 500,00
1.4	Béton RN 30 pour culées	M3	619,00	17 000,00	10 523 000,00
1.5	Béton RN 30 pour la dalle	M3	3 487,50	17 000,00	59 287 500,00
Total (Poste 1)					154 386 000,00
Poste 2 : Acier					
2.1	Acier haute adhérence pour infrastructure	Kg	707 307,50	140,00	99 023 050,00
2.2	Acier haute adhérence pour superstructure	Kg	610 312,50	140,00	85 443 750,00
2.3	Acier charpente métallique pour tablier	Kg	2 601 049,00	460,00	1 196 482 540,00
Total (Poste 2)					1 380 949 340,00
Total HT				1 535 335 340,00	
TVA 19 %				291 713 714,60	
Total TTC				1 827 049 054,60 DA	

Tableau III-13. Devis estimatif et quantitatif de la variante 02 (pont mixte multi poutres)

N°	Désignations des postes	U	Quantités	Prix unitaire (HT)	Montant
Poste 1 : Béton					
1.1	Béton de propreté	M3	210,00	10 000,00	2 100 000,00
1.2	Béton RN 27 pour semelles	M3	4 443,50	14 000,00	62 209 000,00
1.3	Béton RN 30 pour piles	M3	2 744,00	17 000,00	46 648 000,00
1.4	Béton RN 30 pour culées	M3	710,00	17 000,00	12 070 000,00
1.5	Béton RN 30 pour la dalle	M3	2 811,00	17 000,00	47 787 000,00
Total (Poste 2)					170 814 000,00
Poste 2 : Acier					
2.1	Acier haute adhérence pour infrastructure	Kg	908 212,50	140,00	127 149 750,00
2.2	Acier haute adhérence pour superstructure	Kg	491 925,00	140,00	68 869 500,00
2.3	Acier charpente métallique pour tablier	Kg	3 289 526,00	460,00	1 513 181 960,00

Total (Poste 3)	1 709 201 210,00
Total HT	1 880 015 210,00
TVA 19 %	357 202 889,90
Total TTC	2 237 218 099,90 DA

Tableau III-14. Devis estimatif et quantitatif de la variante 03 (pont voussoir)

N°	DESIGNATIONS DES POSTES	U	Quantités	PRIX UNITAIRE (HT)	Montant
Poste 1 : Béton					
1.1	Béton de propreté	M3	253,00	10000,00	2 530 000,00
1.2	Béton RN 27 pour semelles	M3	6 135,00	14000,00	85 890 000,00
1.3	Béton RN 30 pour piles	M3	1 430,50	17000,00	24 318 500,00
1.4	Béton RN 30 pour culées	M3	588,00	17000,00	9 996 000,00
1.5	Béton RN 40 pour voussoirs	M3	10 732,70	21000,00	225 386 700,00
TOTAL (Poste 1)					**348 121 200,00**
Poste 2 : Acier					
2.1	Acier haute adhérence pour infrastructure	Kg	1 160 265,50	140,00	162 437 170,00
2.2	Acier haute adhérence pour superstructure	Kg	1 610 273,00	140,00	225 438 220,00
2.3	Acier de précontraint pour voussoirs	Kg	484 002,00	400,00	193 600 800,00
TOTAL (Poste 2)					**581 476 190,00**
TOTAL HORS TAXES				**929 597 390,00**	
T V A 19 %				**176 623 504,10**	
TOTAL EN TTC				**1 106 220 894,10 DA**	

III.6.3.ANALYSE DES VARIANTES

D'après ce qu'il précède, on constate les points négatifs et positifs essentiels suivants :

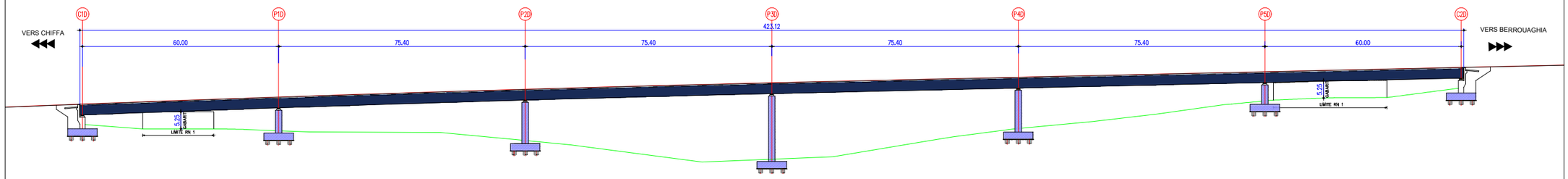
- **Variante 01 (pont mixte bipoutre) :** c'est une variante rapide à réaliser, mais la grande hauteur des poutres diminue le gabarit de l'ouvrage.
- **Variante 02 (pont mixte multi poutres) :** Cette ouvrage est le plus couteux, mais le passage à quatre poutres métalliques par rapport aux bipoutres, permet de diminuer la hauteur des poutres. Cette diminution augmente le gabarit libre sous l'ouvrage.
- **Variante 03 (pont voussoirs) :** la variante la plus esthétique, la plus avantageuse pour un tracé courbe. Cependant, dans notre cas, cette variante ne peut pas être réalisé à cause de problème du gabarit.

III.6.4. CONCLUSION

Notre analyse est basée essentiellement sur le problème du gabarit routier, donc on opte pour le choix de la variante mixte multi poutre. Cette variante retenue sera l'objet d'une étude plus détaillée dans la suite de ce mémoire.

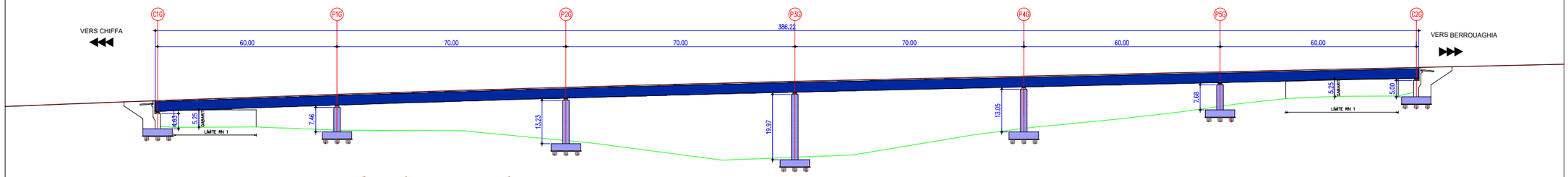
COUPE LONGITUDINALE –A–A– (PROJECTION SUR LIGNE ROUGE)

ECH 1:400 (DROIT)

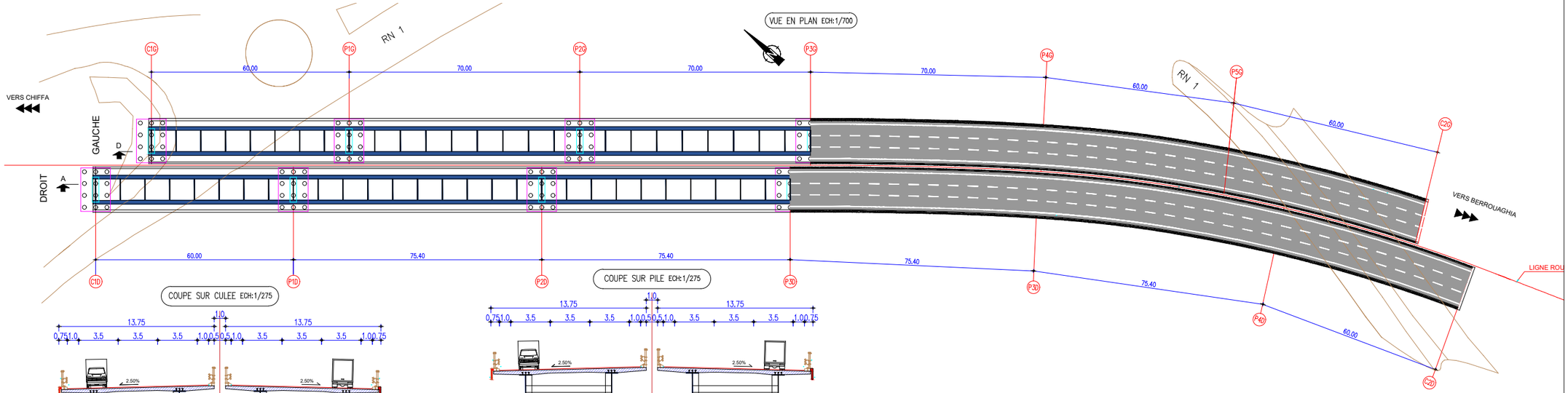


COUPE LONGITUDINALE –D–D– (PROJECTION SUR LIGNE ROUGE)

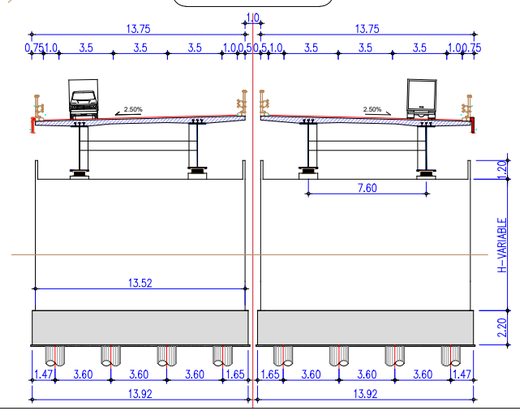
ECH 1:400 (GAUCHE)



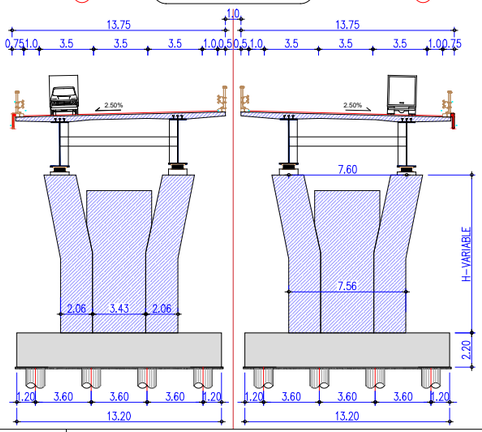
VUE EN PLAN ECH:1/700



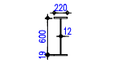
COUPE SUR CULEE ECH:1/275



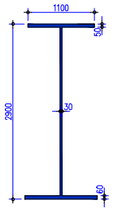
COUPE SUR PILE ECH:1/275



ENTRETOISE COURANTE Ech : 1/50

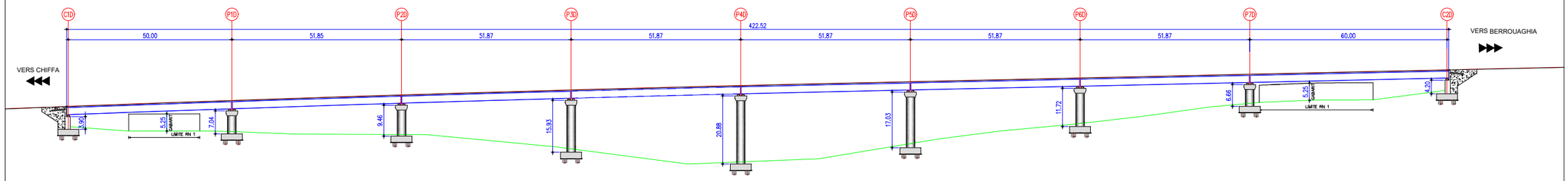


S SUR PRS ECH:1/70



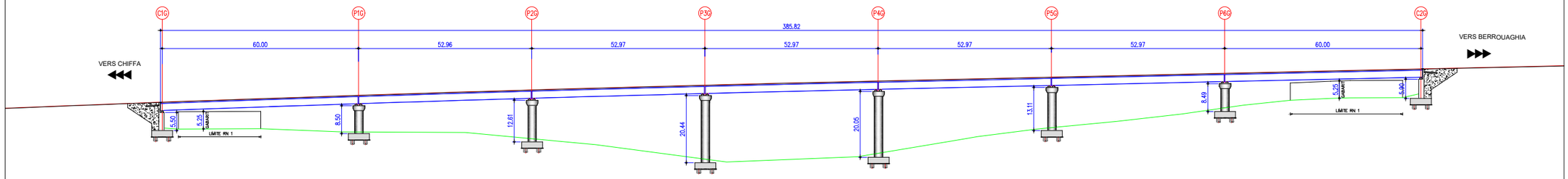
COUPE LONGITUDINALE -A-A- (PROJECTION SUR LIGNE ROUGE)

ECH 1:1200 (DROIT)

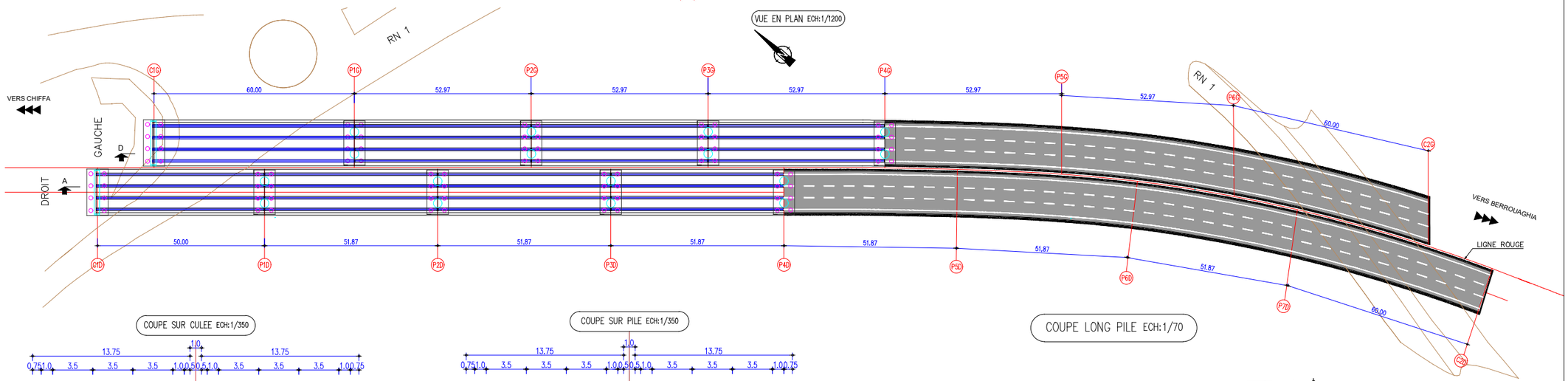


COUPE LONGITUDINALE -D-D- (PROJECTION SUR LIGNE ROUGE)

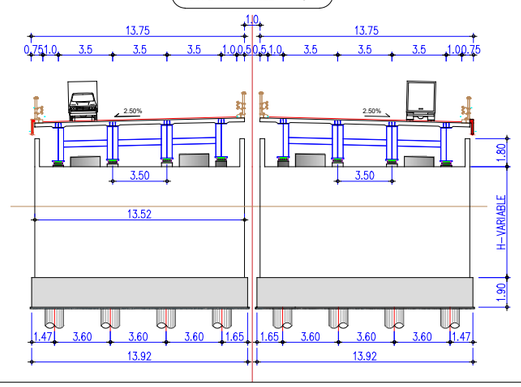
ECH 1:1200 (GAUCHE)



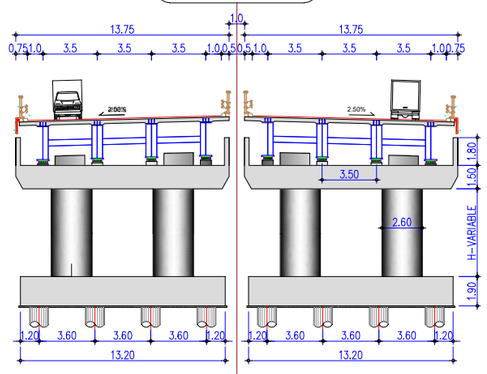
VUE EN PLAN ECH:1/1200



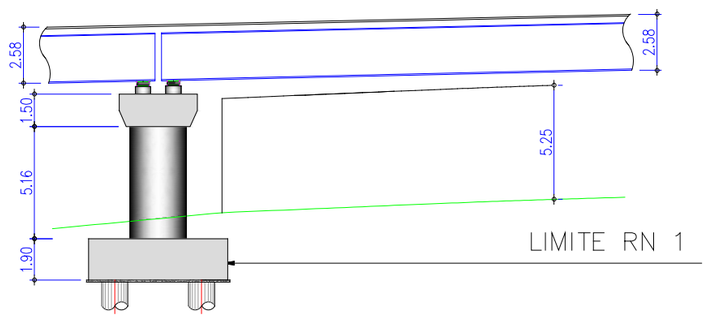
COUPE SUR CULEE ECH:1/350



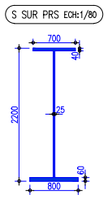
COUPE SUR PILE ECH:1/350



COUPE LONG PILE ECH:1/70

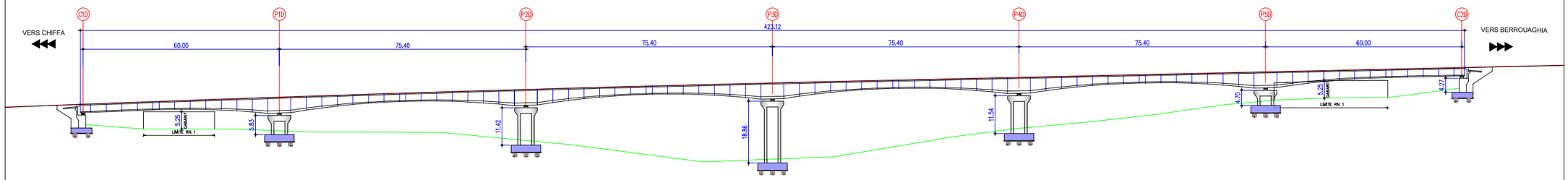


S SUR PRS ECH:1/80

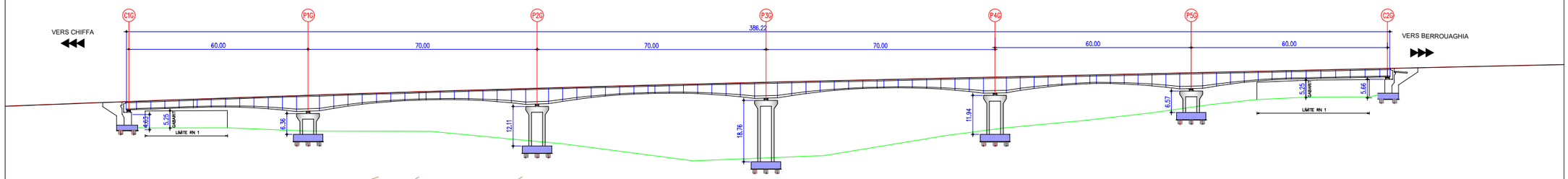


THÈME : CONCEPTION ET ETUDE DU VIADUC AU PK 26+400 AUTOROUTE CHIFFA-BEROUAGHIA	CHAPITRE III : CONCEPTION GENERALE	Variante N° 03 : PONT MIXTE MULTIPOUTRE	Page : 33

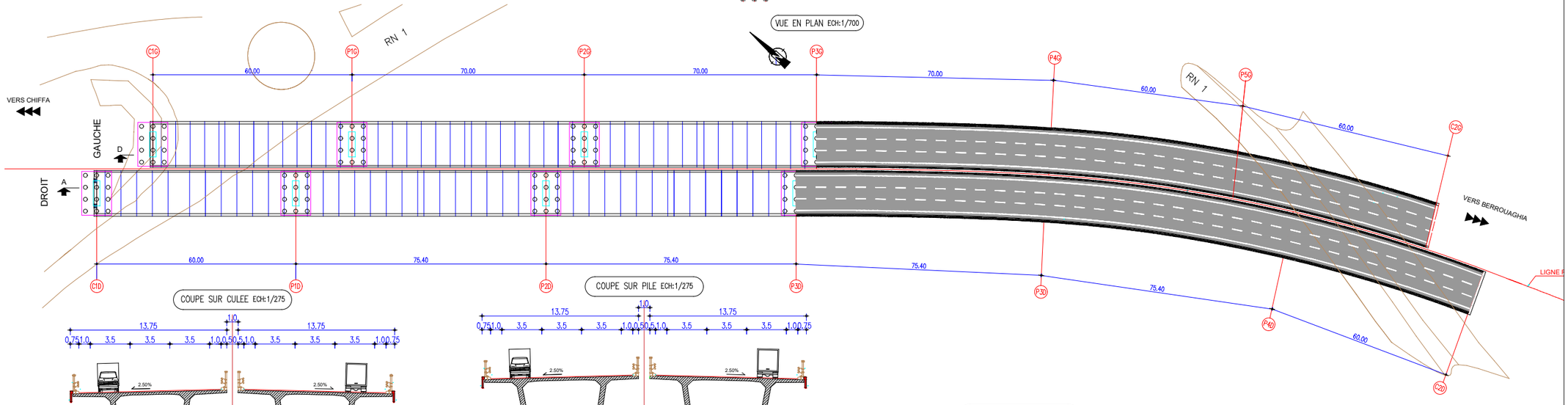
COUPE LONGITUDINALE -A-A- (PROJECTION SUR LIGNE ROUGE)
ECH 1:400 (DROIT)



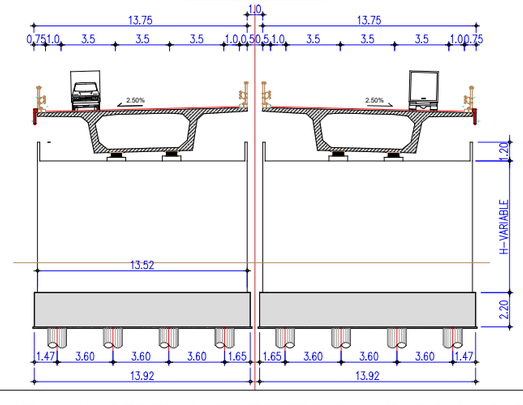
COUPE LONGITUDINALE -D-D- (PROJECTION SUR LIGNE ROUGE)
ECH 1:400 (GAUCHE)



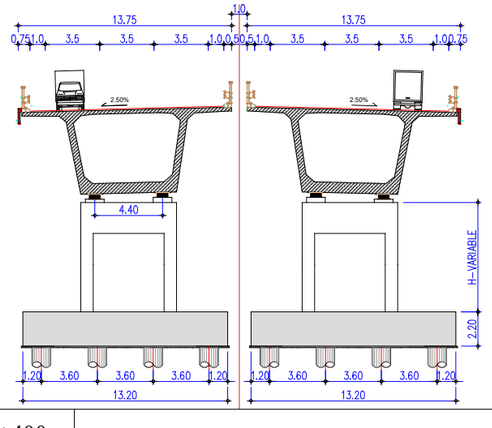
VUE EN PLAN ECH:1/700



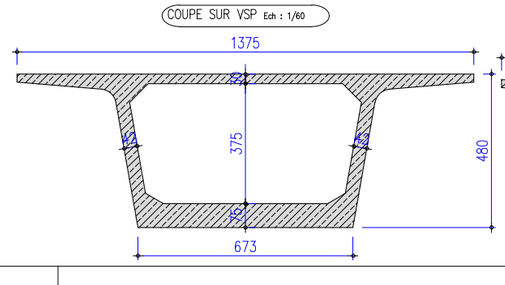
COUPE SUR CULEE ECH:1/275



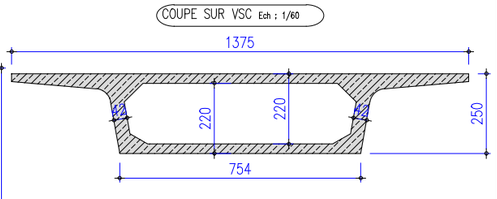
COUPE SUR PILE ECH:1/275



COUPE SUR VSP Ech : 1/60



COUPE SUR VSC Ech : 1/60



CHAPITRE IV :

NORMES ET HYPOTHESES DE CALCUL

IV.1. INTRODUCTION

La conception et le calcul des éléments d'un pont sont, en grande partie, conditionnés par le choix et la qualité des matériaux de construction ainsi que par les charges appliquées sur la structure et les différentes hypothèses de calcul qui doivent être prédéfinies suivant les normes et les exigences du maître de l'ouvrage.

IV.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL

- **RPOA 2008 :** Règles parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art.
- **RCPR 2010 :** Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.
- **Eurocode 1 :** actions sur les structures, partie 1-1 : poids volumique, poids propre et charges d'exploitation, pour le calcul des charges permanentes.
- **Eurocode 1 :** actions sur les structures, partie 2 : actions sur les ponts, dues au trafic, pour le calcul des surcharges ferroviaires.
- **Eurocode 2 :** calcul des structures en béton, partie 2 : pont en béton.
- **Eurocode 3 :** calcul des structures en acier.
- **Eurocode 4 :** calcul des structures mixtes acier-béton.
- **Règles BAEL 91 révisées 99 :** règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé.
- **D.T.R. C 2-4.7 RNV (version 2013) :** Document Technique Réglementaire C 2-4.7 Règlement Neige et Vent version 2013, pour le calcul des actions dues au vent et neige.

IV.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

IV.3.1. LE BETON

Le béton utilisé dans les constructions mixtes varie de la classe $C20/25$ à la classe $C60/75$ (ou pour les bétons légers ($LC20/25$ à $LC60/75$) conformément à la norme EN1994- 2.

A/ Caractéristiques mécaniques :

La résistance caractéristique à la compression : Cette caractéristique est la plus importante, et elle est souvent utilisée seule pour caractériser le béton. La résistance caractéristique obtenue à j jour est donnée par :

$$\begin{cases} \dfrac{j}{1.4 + 0.95j} fc28 & si\ \ fc28 \geq 40Mpa \\ \dfrac{j}{4.76 + 0.83j} fc28 & si\ fc28 < 40Mpa \end{cases}$$

Le béton utilisé pour cet ouvrage a une résistance à la compression et à la traction correspondante à 28 jours de :

Tableau **IV**-1.Les caractéristiques mécaniques du béton				
		Classes de résistance	F_{C28} (Mpa)	F_{t28} (Mpa)
Culées	Propreté	RN 20	20	1.8
	Elévation	RN 35	35	2.7
	Semelles	RN 27	27	2.22
Piles	Elévation	RN 35	35	2.7
	Semelles	RN 35	35	2.7
	Pieux	RN 27	27	2.22
Tablier	Dalle	RN 40	40	03
	Prédalle	RN 40	40	03

Remarque : La densité du béton est de25 kN/m^3.

La résistance caractéristique à la traction :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 * f_{c28}$$

B/ Contraintes admissibles à la compression :

A l'ELU :

$$f_{bu} = \frac{0.85 * fcj}{\theta * Yb}$$

Il est a noté que le coefficient θ dépend de la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée, tel que :

$$\begin{cases} \theta = 1 & \text{si } t > 24\,h \\ \theta = 0.9 & \text{si } 1 \leq t \leq 24\,h \\ \theta = 0.85 & \text{si } t < 1\,h \end{cases}$$

Aussi, le coefficient Yb étant un coefficient réducteur de résistance, prend les valeurs suivantes :

$$\begin{cases} \mathbf{Yb} = 1.5 & \text{en situation durable} \\ \mathbf{Yb} = 1.5 & \text{en situation transitoire} \\ \mathbf{Yb} = 1.15 & \text{en situation accidentelle} \end{cases}$$

A l'ELS :

$$f_{bc} = \mathbf{0.6} * fc28\ (Mpa)$$

C/ Déformation du béton :

Longitudinalement : Le module de déformation longitudinale du béton "Eij" défini par les règles B.A.E.L est comme suit :

$$\begin{cases} \text{Eij} = 11000 * \sqrt[3]{fcj} & \text{Module de déformation intantanée du béton} < 24 \\ \text{Eij} = 3700 * \sqrt[3]{fcj} & \text{Module de déformation sous chargement de longue durée} \end{cases}$$

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

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

Avec :

" **ν**" étant le coefficient de poisson représenté par le rapport entre la déformation latérale et la déformation longitudinale, tel que $\begin{cases} \nu = 0.2 & \text{pour le béton} \\ \nu = 0.3 & \text{pour l'acier} \end{cases}$

IV.3.2. ARMATURES PASSIVES

L'EN1992-1-1 limite l'emploi de ses règles de calcul (dimensionnement et dispositions constructives) aux armatures passives de limite d'élasticité comprise entre 400 et 600 Mpa.

valeur de calcul de la limite d'élasticité $f_{sd} = \frac{f_{sk}}{f_s}$ avec le coefficient de sécurité γs=1.15

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

- Limite d'élasticité : fe = 500 Mpa.
- Module de d'Young: E_S = 200 000 Mpa, mais en mixte on prend la même valeur que l'acier de charpente (210000 Mpa).

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

Figure IV-2.Les contrainte admissibles des armatures passives

Fissuration	Formule de la contrainte limite		Valeur obtenue Super	Valeur obtenue Infra
peu nuisible	$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_S}$	S-Durable ou transitoire : $\gamma_S = 1.15$	434.78	434.78
		S- Accidentelle : $\gamma_S = 1$	500	500
Préjudiciable	$\sigma_s = max\left\{\frac{1}{2}f_e; 110\sqrt{n \times f_{tj}}\right\}, n = 1.6\ \ pour\ HA$		250	250
Très préjudiciable	$\sigma_s = max\left\{0.4f_e; 88\sqrt{n \times f_{tj}}\right\}, n = 1.6\ \ pour\ HA$		200	200

IV.3.3. ACIERS STRUCTUREL

La nuance d'acier choisie pour notre projet est S355.

Dans cette nuance, les aciers courants utilisés pour les ponts sont les aciers non alliés définis dans la norme EN 10025-2 et les aciers à grains fins, livrés à l'état normalisé, définis dans la norme EN 10025-3.

Remarque : Poids d'acier 78 kN/m^3.

Tableau IV-3. Choix de la qualité en fonction de l'épaisseur

épaisseur	qualité
t ≤ 30 mm	S 355 K2 ou S 355 N
30 mm < t ≤ 80 mm	S 355 N
80 mm < t	S 355 NL

Pour les goujons connecteurs, la limite caractéristique d'élasticité est fy = 350 Mpa et la limite ultime estf_u = 450 Mpa.

Pour les assemblages boulonnés connecteurs, la nuance est 10.9, la limite caractéristique d'élasticité est f_{yb} = 900 MPa et la limite ultime est f_{ub} = 1000 MPa.

IV.4. CONCLUSION

A la fin de ce chapitre ont conclu que pour chaque étude d'un ouvrage d'art il est nécessaire d'avoir des reconnaissances complètes sur le site de l'ouvrage, l'implantation et les caractéristiques de l'ouvrage, et aussi le recueil des données naturelles (la topographie, géotechnique).

CHAPITRE V :

EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

V.1.INTRODUCTION

L'ouvrage doit tenir en phase de service, et en phase de construction sous l'effet des différentes actions (surcharges routières, superstructure, surcharges de trottoirs...), y compris son poids propre. Nous évaluerons les différentes charges et surcharges qui agissent sur l'ouvrage.

V.2. EVALUATION DES CHARGES

L'ouvrage doit être résisté ou efforts appliqués qui sont les suivantes :

- La charge permanente (CP).
- La charge complémentaire permanente (CCP).
- Les surcharges routières.

V.2.1. EVALUATION DES ACTIONS HORS TRAFIC

V.2.1.1. Charges permanentes :

A/ Poids propre : Le poids propre des sections est déterminé en considérant une masse volumique de 78 kN/m^3 pour les éléments en acier et de 25 kN/m^3 pour les éléments en béton armé.

Tableau V-1. Poids total du pont

Les pièces	Nombre de pièces	Surface (m2)	Longueur (m)	Volume (m3)	Poids (kN)
Poutres principales	32	-	-	-	16769.9
Entretoise sur piles	16	0.033	10.44	0.3445	429.969
Entretoise courant	58	0.008	10.44	0.0835	377.84
Dalle	1	3.375	422.02	1424.32	35608
Poids CP					$\sum$ =53185.349kN

B/ Les compléments de charges permanentes :

Elle contient le poids de la superstructure tel que ce dernier contient les éléments suivants :

- Revêtement.
- La glissière de sécurité.
- Bordures de trottoir.
- Corniche.

a) Revêtement :

- Largeur de revêtement : L = 13.5 m
- Une couche de béton bitumineux BB de 8cm.
- Le BB a une densité γ de 25 kN/m^3.

$$\begin{cases} P_{rev} = 13.5 * 0.08 * 25 \\ P_{rev} = 27\ kN/ml \end{cases}$$

b) Corniche :

- Surface de corniche : S = 0.118 m^2.
- Densité de béton de 25 KN/m^3.

$$\begin{cases} P_{cor} = 0.118 * 25 \\ P_{cor} = 2.95\ kN/ml \end{cases}$$

c) Bordures de trottoir :

- Surface de bordure de trottoir : S = 0.112 m^2.
- Densité de béton de 25 kN/m^3.

$$\begin{cases} P_{bt} = 2 * 0.112 * 25 \\ P_{bt} = 5.6\ kN/ml \end{cases}$$

d) Glissière de sécurité :

- Poids de glissière H3-W5 = 1 KN/ml

$$\begin{cases} P_{Gs} = 2 * 1 \\ P_{Gs} = 2\ kN/ml \end{cases}$$

Tableau V-2. Poids des Charges complémentaires permanentes

Eléments	Poids (kN/ml)	Poids (kN)
Revêtement	27	11394.54
Corniche	2.95	1244.959
Bordures de trottoir	5.6	2363.312
Glissière de sécurité	2	844.04
Poids CCP		$\sum$ =15846.851

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

a) Variation uniforme de température : selon **RCPR** la variation de la température pour le Nord de l'Algérie va depuis +35°C à -15°C.

b) Gradient thermique : Les valeurs pour le gradient thermique sont spécifiées dans la norme Algérienne **RCPR** :

Tableau V-3. Gradient thermique

Type de pont	En phase de construction	En service
	Gradient °C	Gradient °C
Tablier mixte	±15	±8

D/ Retrait de béton: Le retrait du béton est une déformation ε_r imposée dans la section de béton comprimé qui a trois origines physiques possibles :

a) **Retrait thermique ε_{th} :** Il s'effectue à court terme et traduit la différence de température existant au moment du durcissement entre le béton et la charpente métallique déjà en place.
b) **Retrait endogène ε_{ca} :** Il s'effectue à court terme, juste après la mise en œuvre du béton, et traduit la poursuite de l'hydratation du ciment après la prise, ce qui entraîne une diminution du volume initialement mis en œuvre.
c) **Retrait de dessiccation ε_{cd} :** Il s'effectue sur le long terme, pendant la vie de l'ouvrage, et traduit une évaporation progressive de l'eau contenue dans le béton.

Même s'il s'effectue sur le long terme, le retrait de dessiccation commence dès le coulage du béton. L'EN1992-1-1 (auquel l'EN1994-2) traite donc simultanément ε_{ca} et ε_{cd}. On calculera donc un retrait global $\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{ca} + \varepsilon_{cd}$ à la mise en service (c'est à dire à court terme pour t_{ini} = 110 jours) et en fin de vie de l'ouvrage (c'est à dire à long terme pour t_{fin} = 100 ans $\approx \infty$).

Le retrait thermique est traité dans l'EN1994-2 car il s'agit d'une particularité d'une structure mixte.

E/ fluage de béton: L'effet du fluage du béton est pris en considération par une diminution de la section résistante du béton, c'est-à-dire une augmentation du coefficient d'équivalence.

F/ Actions dues au vent : Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée, la répartition et de la grandeur des pressions exercées par celui-ci et les forces qui en résultent dépendent de la forme et des dimensions de l'ouvrage. En général ; la valeur représentative de la pression dynamique de vent est égale à P= 2 kN/m^2.

V.2.2. EVALUATION DES ACTIONS DUES AU TRAFIC

V.2.2.1. Système de charge à considérer :

Les surcharges utilisées pour le dimensionnement sont les suivantes :

- Système de charge routière type $\boldsymbol{A(l)}$.
- Système de charge routière type $\boldsymbol{B}$ ($\boldsymbol{Bc}$, $\boldsymbol{Bt}$)
- Système de charge militaire $\boldsymbol{Mc\ 120}$.
- Convoi exceptionnel $\boldsymbol{D240}$.

V.2.2.2. Caractéristiques du pont :

- **Largeur roulable ($\boldsymbol{Lr}$) :** C'est la largeur de tablier comprise entre dispositifs de retenue, s'il y en a, ou bordures.
- **Largeur chargeable ($\boldsymbol{LC}$) :** elle déduit de la largeur roulable (largeur roulable moins 0.5m pour chaque dispositif de retenue (glissières ou barrières) lorsqu'il en existe).
- **Nombre de voies ($\boldsymbol{Nv}$) :** Par convention, le nombre de voies de circulation des chaussées N_v est tel que : $Nv = ENT\ (Lc/3)$.

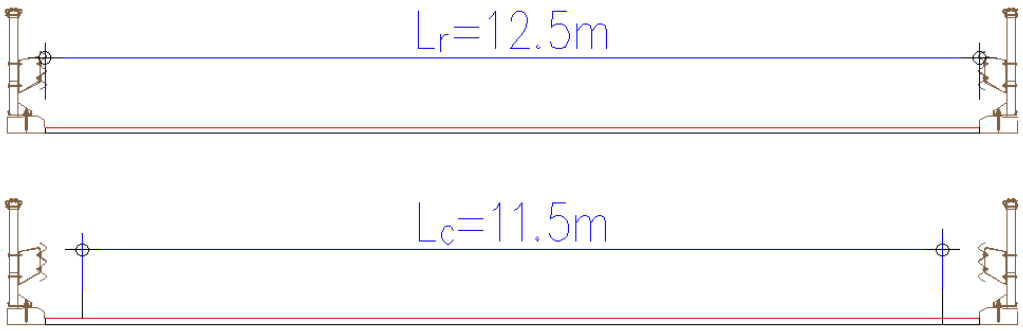


Figure V-1. Définition des largeurs chargeable et roulable

Le nombre de voies de circulation des chaussée Nv égale 4.

- **Classe de pont :** les ponts routiers sont rangés en trois classes, en fonction de la largeur roulable et de leur destination.

Notre cas : pont de 1ere classe $L_r = 12.5\ m \geq 7\ m$

V.2.2.3. Système de charge A :

Le système A(l) représente tous catégorie de véhicule léger et la foule. La charge A(l) exprimée en (kN/m^2) et donnée en fonction de la longueur chargée exprimée en (m).

$$A(l) = 2.3 + \frac{360}{l+12}\ ;\ A(l) = max\begin{cases} a_1 A(l) \\ 4 - 0.002l \end{cases} kN/m^2$$

Avec :

L : la longueur chargée du tablier en (m). En fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées, la valeur A(l) est multipliée par les coefficients a1 du tableau suivant :

Tableau V-4. Coefficient a_1

	Nombre de voies				
Classe	1	2	3	4	≥5
1 ère classe de pont	1	1	0.9	0.75	0.7
2 eme classe de pont	1	0.9	-	-	-
3eme classe de pont	0.9	0.8	-	-	-

Tableau V.5 Valeur de v_0

Classe de pont	v_0
1 ère classe de pont	3.5 m
2 eme classe de pont	3 m
3eme classe de pont	2.75 m

La charge $A(l)$ Obtenue est multipliée par un coefficient $\boldsymbol{a2} = \frac{\mathbf{v0}}{\mathbf{V}}$, $\boldsymbol{V}$ étant la largeur d'une voie et, $V_0 = 3.50$ donc $\boldsymbol{a_2} = 0.91$, les valeurs sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau V-6. Les valeurs de A(l) pour les différents voies

N de voies	L (m)	A(l) kN/m^2	$\boldsymbol{a1}$	$\boldsymbol{a2}$	A(l)* $\boldsymbol{a1}$* $\boldsymbol{a2}$ kN/m^2	L_v (m)	A(l) kN/m
1 voies	60.25	7.28	1	0.91	6.65	3.83	25.49
2 voies	60.25	7.28	1	0.91	6.65	7.67	50.98
3 voies	60.25	7.28	0.9	0.91	5.98	11.5	68.82

V.2.2.4. Système de charge B :

Comporte lui-même trois systèmes à appliquer séparément, et indépendants l'un de l'autre.

- Le système ***Bc*** qui se compose de camions types (300 kN).
- Le système ***Bt*** se compose de groupes de 2 essieux dits « essieux tandems ».
- Le système ***Br*** qui est une roue isolée.

A/ Système de charges *Bc* / Article 4.5.1 RCPR :

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

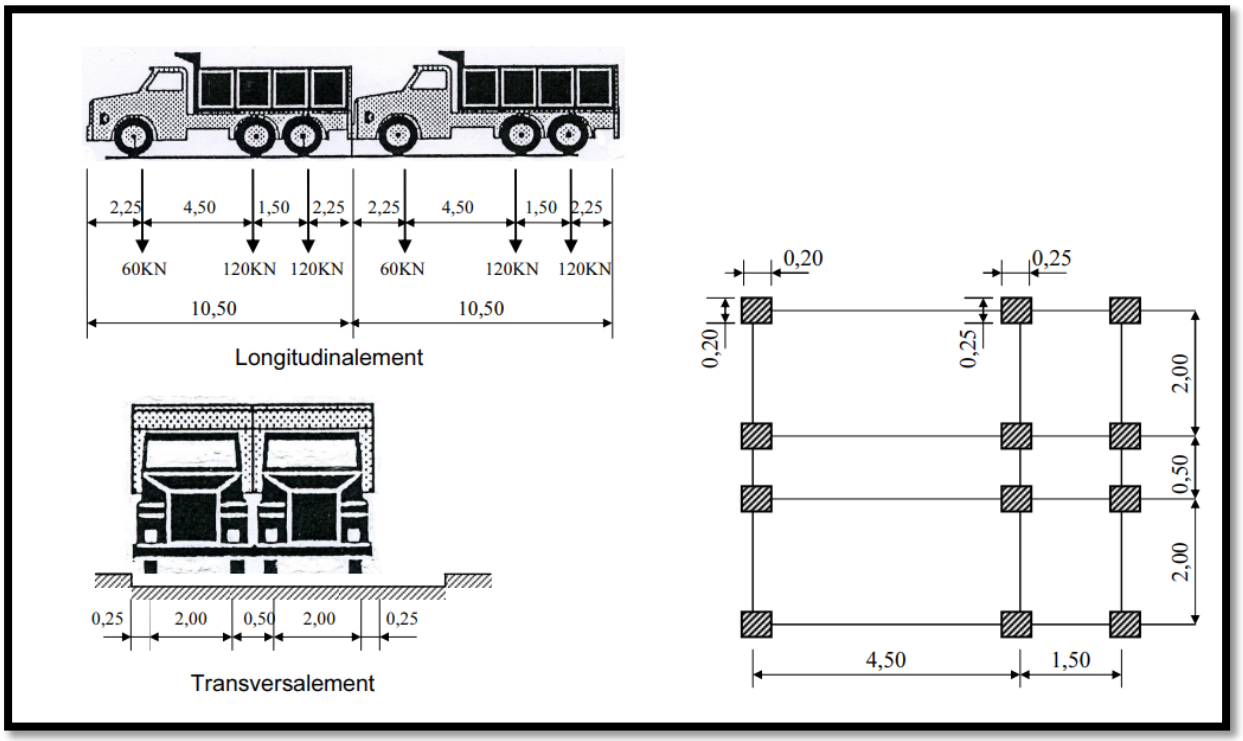


Figure V-2. Système de charge Bc

Tableau V-7. Coefficient bc					
	Nombre de voies charges				
Classe de pont	1	2	3	4	≥5
1 ère classe de pont	1.20	1.10	0.95	0.85	0.70
2 eme classe de pont	1.00	1.00	-	-	-
3eme classe de pont	1.00	0.80	-	-	-

Tableau V-8. Valeurs des Bc*bc			
N de voies	Bc (kN)	bc	Bc*bc (kN)
1 voie charge	600	1.2	720
2 voies charges	1200	1.1	1320
3 voies charges	1800	0.95	1710

B/ Système de charge *Bt* / Article 4.5.3 RCPR : En fonction de la classe du pont, la valeur des charges du système ***Bt*** prise en compte est multipliée par le coefficient ***bt***.

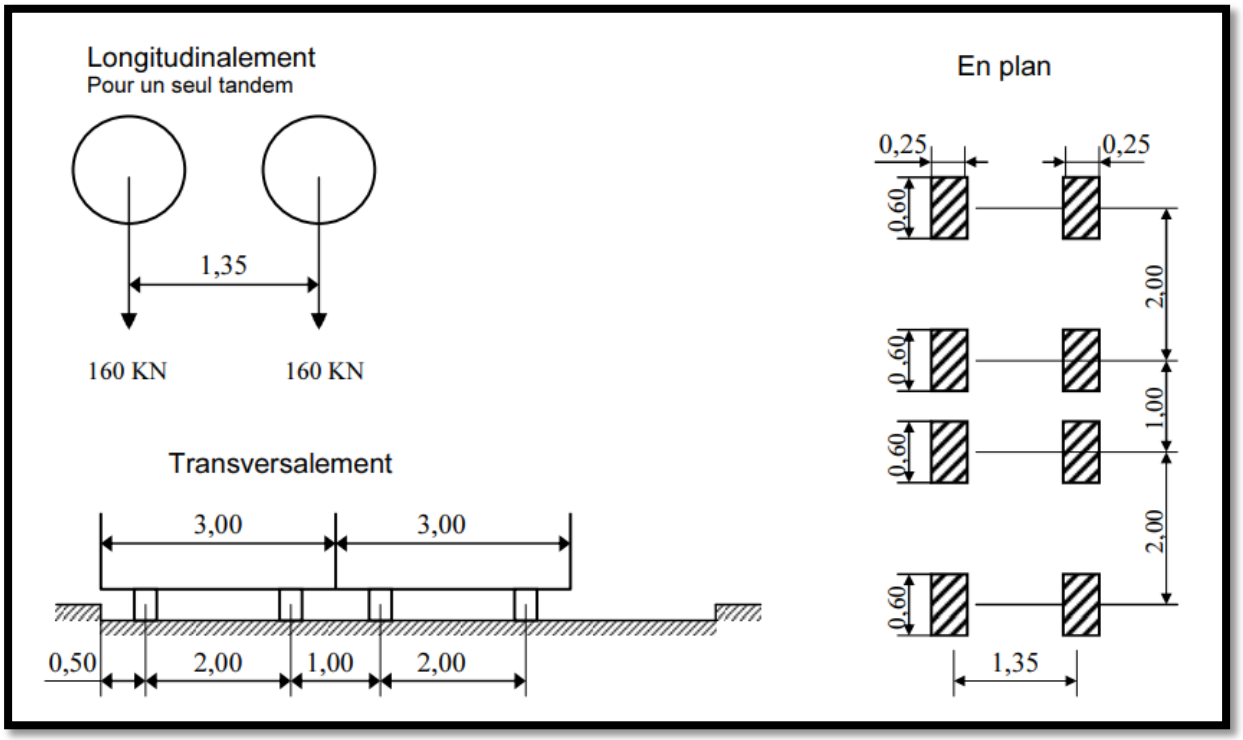


Figure V-3. Système de charge Bt

Tableau V-9.Valeurs de bt			
N° des voies	Bt (kN)	bt	Bt*bt (kN)
1	320	1.2	384
2	640	1.2	768

V.2.2.5. Charges militaires Mc 120 :

Les impacts des chenilles sur la chaussée sont dirigés parallèlement à l'axe de celle-ci et peuvent être disposés sur toute la largeur chargeable sans pouvoir empiéter sur les bandes de 0,50 m réservées le long des dispositifs de sécurité. Le système Mc 120 est multiplié par le coefficient δ.

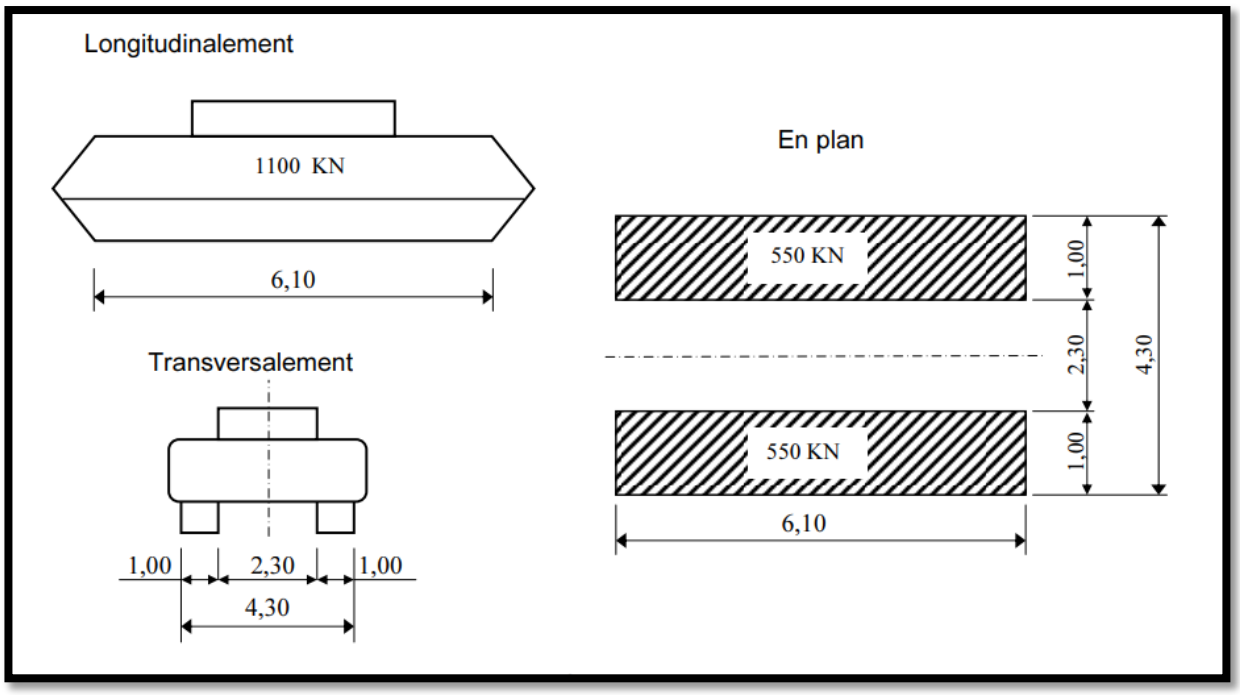


Figure V-4. Système de charge militaire Mc120

V.2.2.6. Convoi exceptionnel D240 :

Le convoi D240 est supposé circuler seul quel que soit la largeur et la longueur du pont. Dans le sens transversal, son axe longitudinal est réputé situé à 3,50 m du bord de la largeur chargeable, ce type de convoi est à prendre seul (exclusif de toutes les autres charges).

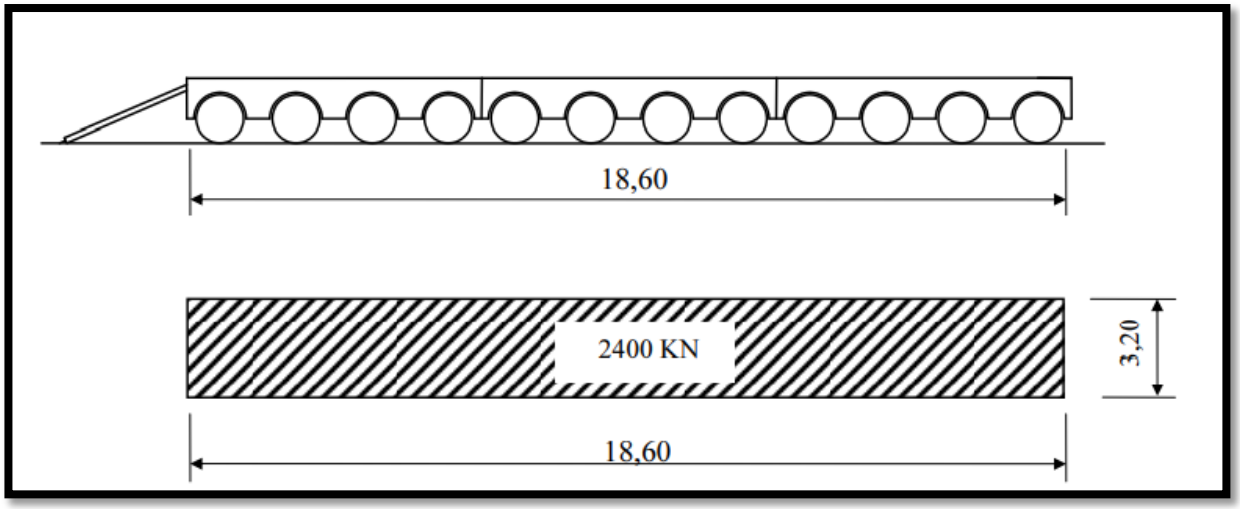


Figure V-5. Convoi exceptionnel D240

V.2.2.7. Coefficient de majoration dynamique :

Les charges du système B et les charges militaires Mc et Me sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique suivant :

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

Avec :

L : représente la longueur de l'élément exprimée en mètres. **G :** sa charge permanente.

S : sa charge B maximale.

Tableau IV-10. Valeur de δ

Système de charge	L (m)	G (kN)	S (kN)	δ
Bc	60.25	71552	1710	1.035
Bt			768	1.032
Mc120			1100	1.033

V.2.2.8. Efforts de freinage :

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

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

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

Avec :

S : surface chargée en (m^2). Le résultat (détail de calcul voire Annexes B) est

Fmax= 184.90 kN.

V.2.2.9. Force centrifuge :

Les forces centrifuges sont calculées à partir de tous les camions du système **Bc** disposés sur la chaussée, qui sont susceptibles de développer des efforts centrifuges, horizontaux, normaux à l'axe de la chaussée et appliqués à sa surface. La force centrifuge développée par un essieu est calculée comme une fraction de son poids et en fonction du rayon **R** (en mètres) du tracé de l'axe de la chaussée :

$$\begin{cases} \dfrac{R+150}{6R+350} & \text{R} \leq 400m \\ \dfrac{80}{R} & \text{R} > 400m \end{cases}$$

Avec :

R(m) : Rayon de courbure. Pour notre ouvrage nous avons un rayon de courbure égal R($\boldsymbol{m}$) = 464.42**.** La valeur de la force centrifuge est égale à

$$\frac{80}{464.42} = 0.17$$

V.3. CONCLUSION

L'objectif de ce chapitre est de définir les différents types de charges établies par les règles définissant les charges à appliquer pour le calcul, et les épreuves des ponts routes. En effet, grâce à une meilleure connaissance des charges réellement appliquées et de la résistance effective de la structure porteuse, il est souvent possible d'évaluer la sécurité structurale d'ouvrages.

CHAPITRE VI :

ETUDE DE TABLIER

VI.1. INTRODUCTION

La conception des ponts mixtes est conditionnée par les méthodes de fabrication. La particularité de ces ouvrages provient du fait que l'acier est élaboré dans une usine sidérurgique, que ses produits sont transformés dans une usine de construction métallique et que le montage définitif s'effectue sur le site. Il faut ainsi notamment prévoir le transport des éléments de charpente entre l'usine et le chantier.

VI.2. ORGANISATION DES CALCULS POUR L'ANALYSE GLOBALE

On appelle analyse globale la détermination des efforts dans la structure (moment fléchissant, effort tranchant).

VI.2.1. MODELE DE CALCUL NUMIRIQUE :

Pour le calcul de flexion longitudinale, le tablier est modélisé sous la forme d'une file continue de barres, placée au niveau de la fibre moyenne de la poutre maîtresse modélisée, et posée sur des appuis simples au niveau des piles et culées. Par rapport à une référence fixe (qu'on peut par exemple attacher au profil en long final de la chaussée), cette fibre moyenne évolue tout au long du calcul selon les caractéristiques mécaniques (sections et inerties) affectées aux barres du modèle.

En général, la modélisation d'un ouvrage comprend :

- La définition de la structure.
- La définition des différentes sections de l'ouvrage.
- La définition de la bibliothèque des matériaux utilisés (béton, acier…etc.).
- La définition des conditions d'appuis.
- La définition des cas de charge et des combinaisons de calcul.
- Résultats de calcul.

Notre ouvrage est de 8 travées indépendantes, 6 travées intermédiaires de longueur constant 51.57 m et de travées de rives de longueur 50.25 m et 60.25 m,

Notre modèle est de la travée de rive de longueur L =60.25 m modélisé en éléments barres (structure métallique) et en éléments coques (dalle en béton).

VI.2.2. LOGICIEL DE CALCUL

Dans notre projet on a choisi d'utilisé le logiciel **CSI BRIDGE V22**, c'est un logiciel de calcul des structures particulièrement adapté aux ouvrages d'art.

Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des efforts statiques et dynamiques avec des compliments de vérification des structures en béton armé, charpente métallique. Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs. Le logiciel permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargement de la structure, etc.) de façon totalement graphique, numérique ou combinée, en utilisant les innombrables outils disponibles.

a) Définition l'axe de l'ouvrage :

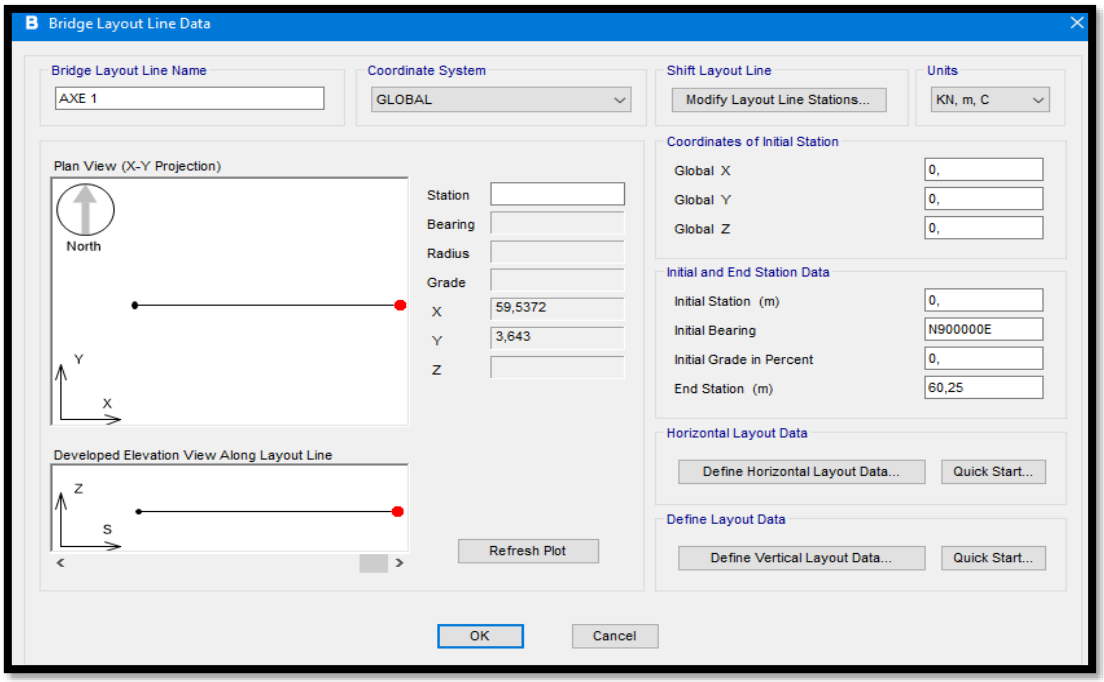


Figure VI-1. Axe de l'ouvrage

b) Définition des matériaux :

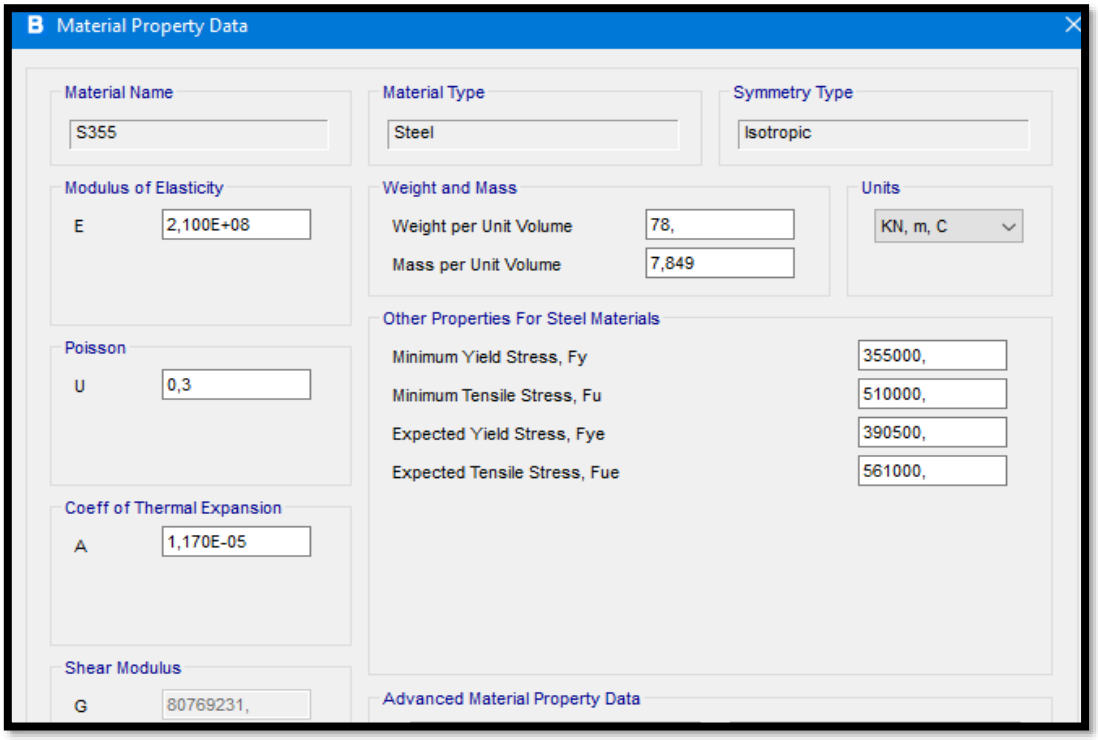


Figure VI-2. Matériaux pour l'acier structurel

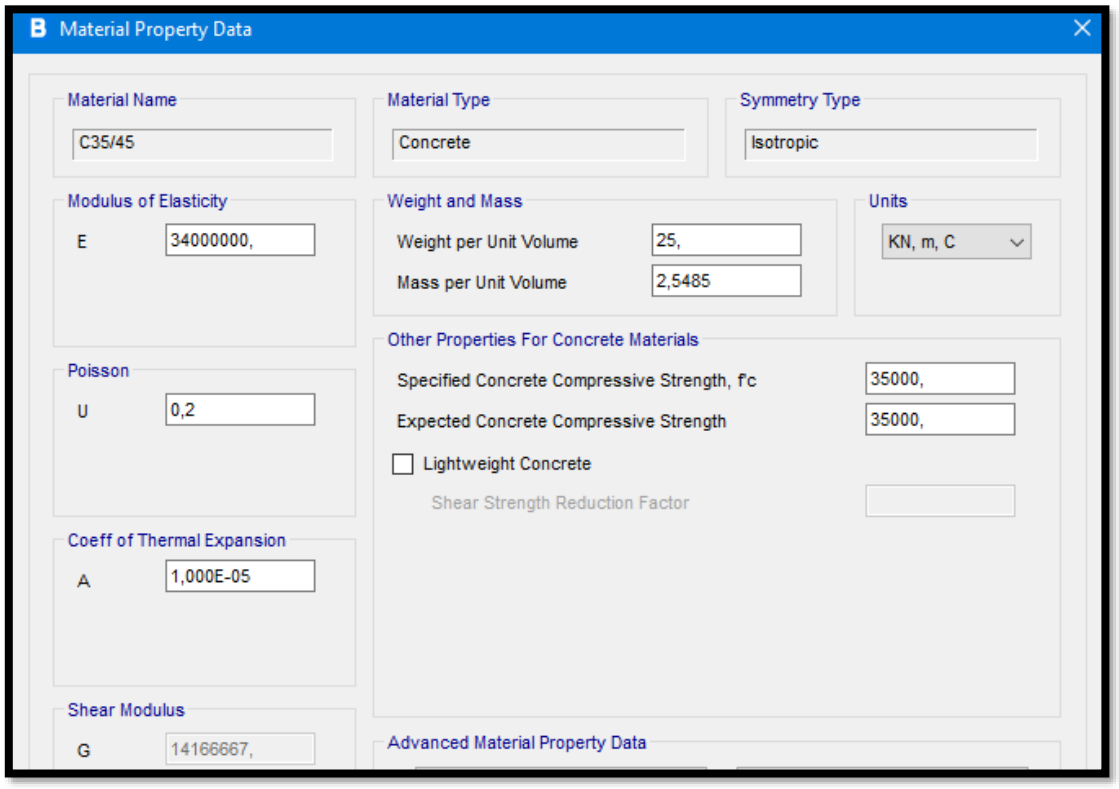


Figure VI-3. Matériaux pour béton

b) Dimension des sections du tablier :

La géométrie de tablier est constituée par 4 poutres principale (poutrelle reconstitue soudée) en charpente métallique et d'entretoise courant IPE400 chaque 5.92 m et entretoise sur pile HEB 800, la dalle en béton arme

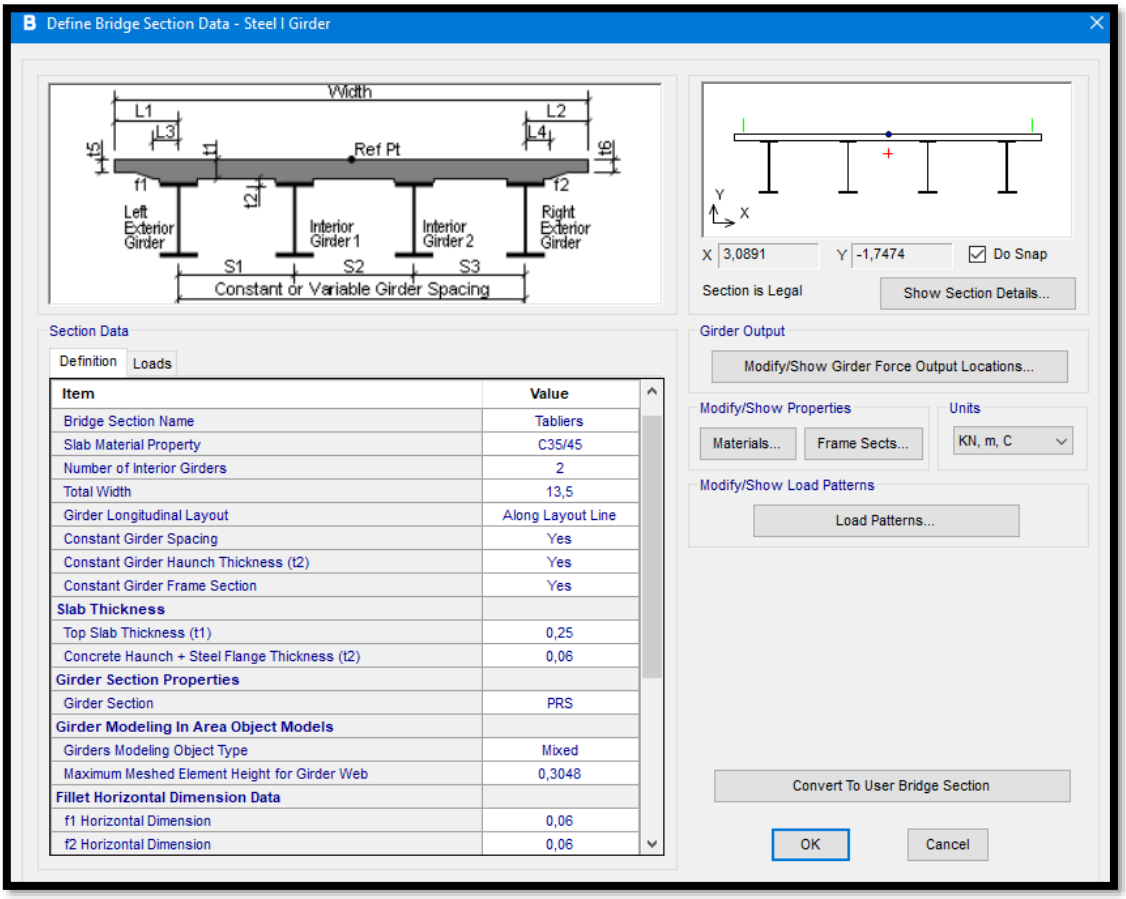


Figure VI-4. Section transversale de tablier

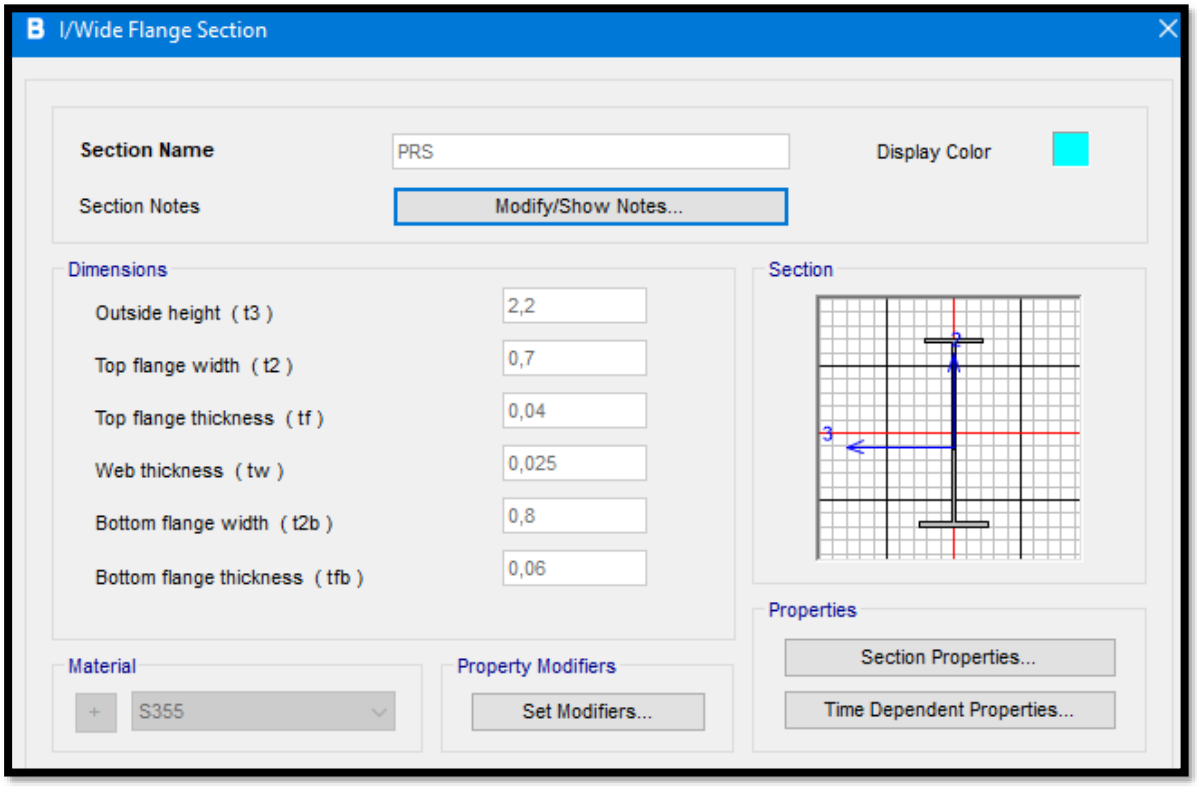


Figure VI-5. Section transversale PRS

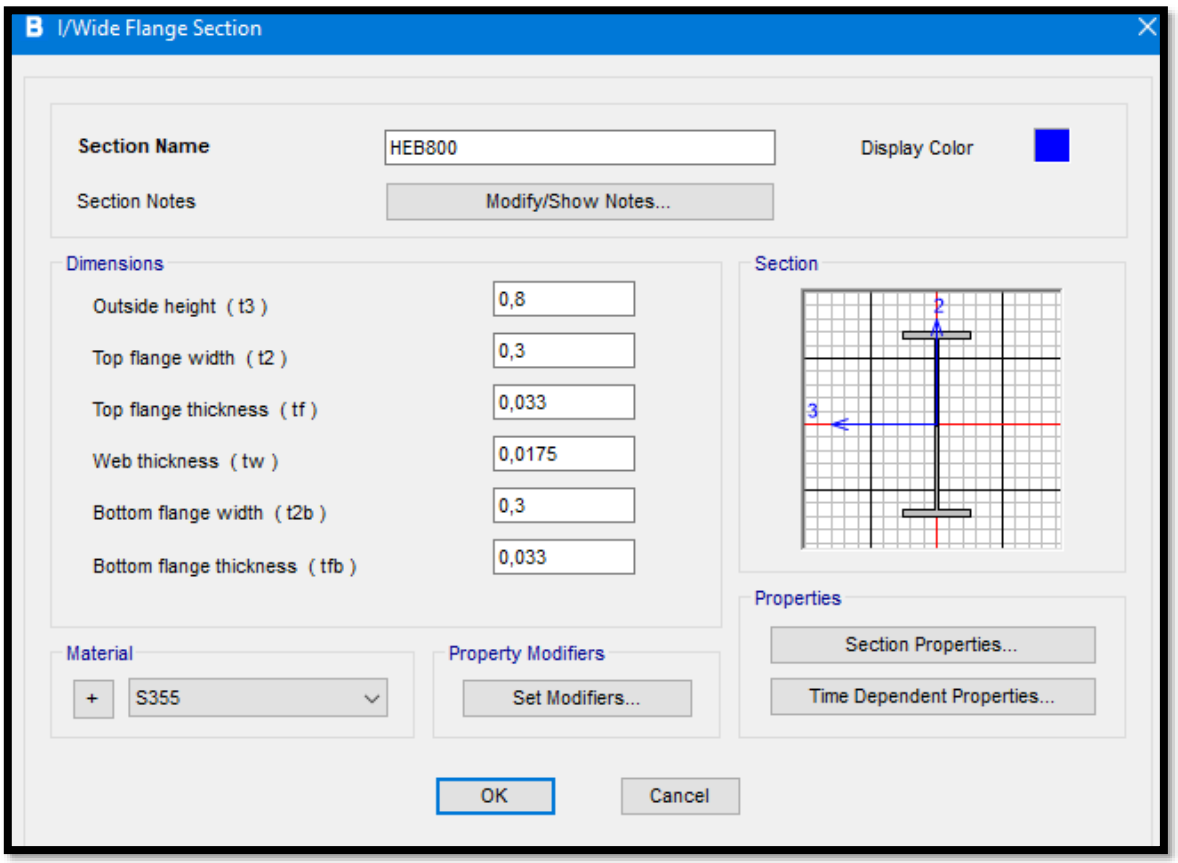


Figure VI-6. Section transversale HEB 800

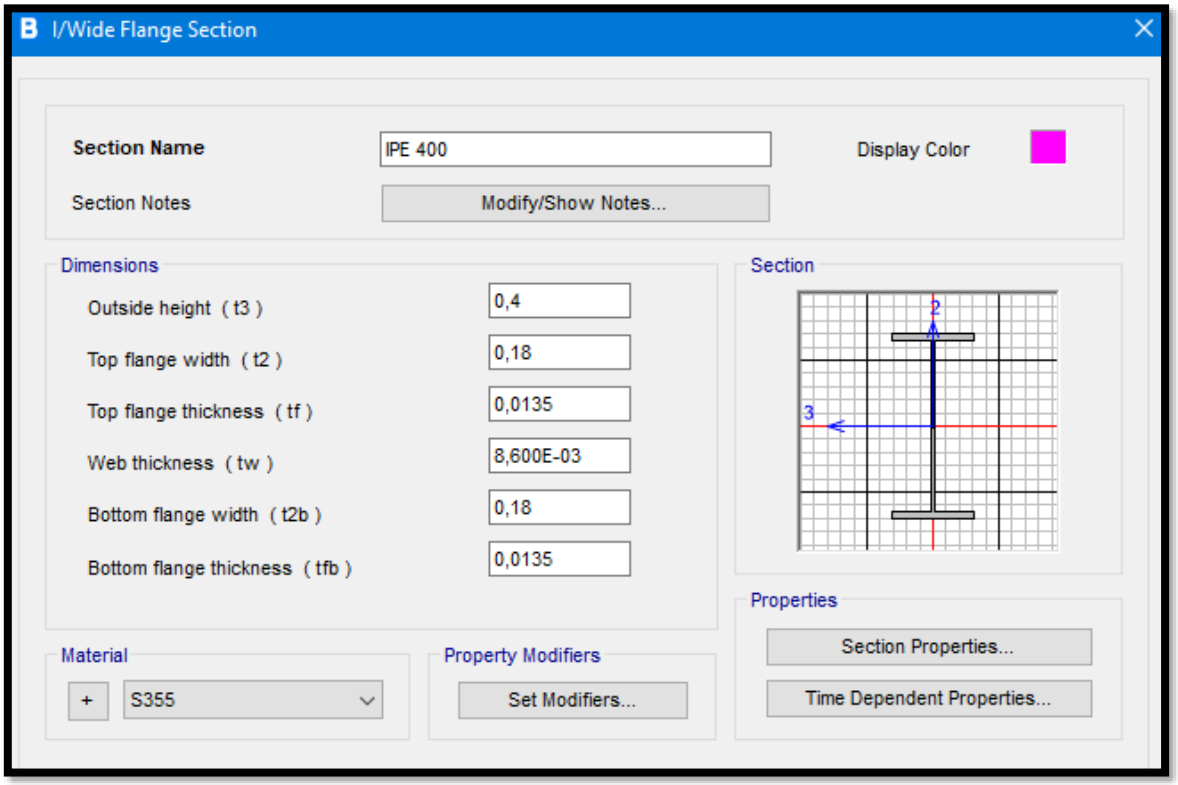


Figure VI-7. Section transversale de IPE 400

c) Vue en 3D du modèle

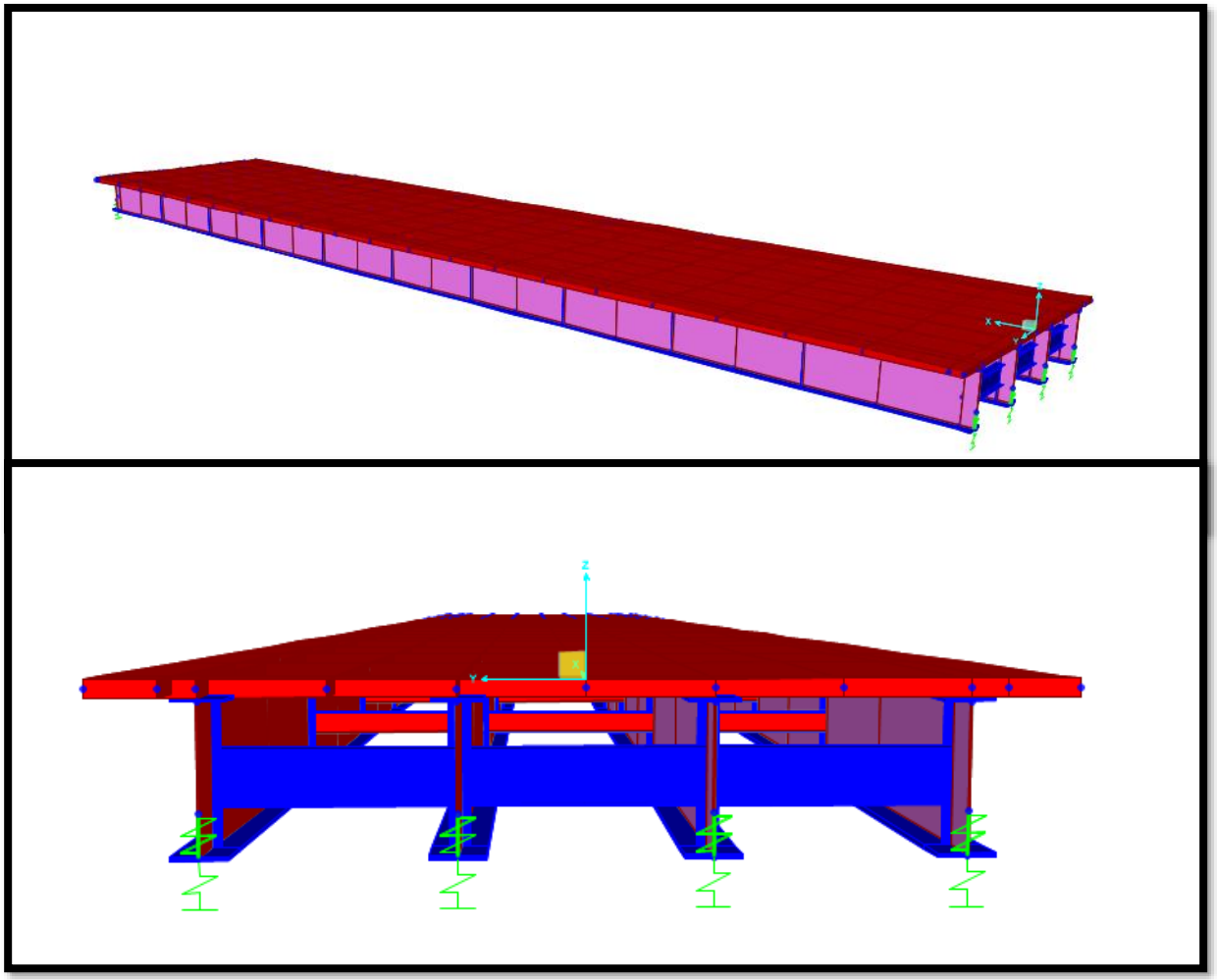


Figure VI-8. Vue en 3D du modèle

VI.2.3.MODELISATION DES CHARGES ET SURCHARGES

Les charges et surcharges avec ces combinaisons sont définies, selon RCPR 2008

A/ Combinaisons d'actions : Selon le R.C.P.R, on doit considérer les combinaisons de charges suivantes :

ELU	1.35*G +1.6*(A(l))
	1.35*G +1.6*(BC)
	1.35*G +1.6*(BT)
	1.35*G +1.35*(MC 120)
	1.35*G +1.35*(D 240)
ELS	G +1.2*(A(l))
	G +1.2*(BC)
	G +1.2*(BT)
	G + (MC 120)
	G + (D 240)

B/ Affectation des charges : Les charges appliquées à l'ouvrage sont dues aux :

- Poids propre PP ;
- Charges supplémentaires CCP ;
- Surcharges.

Les compléments de charges permanentes **CCP** sont appliquées comme suit :

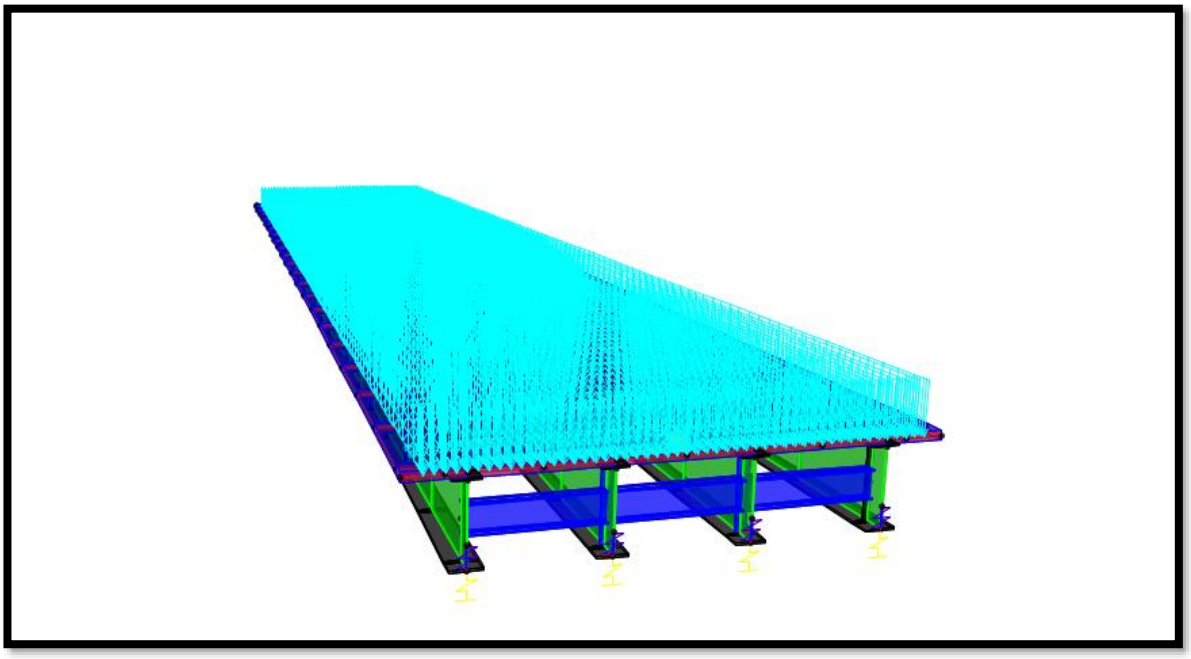


Figure VI-9. Affectation de charge de revêtement

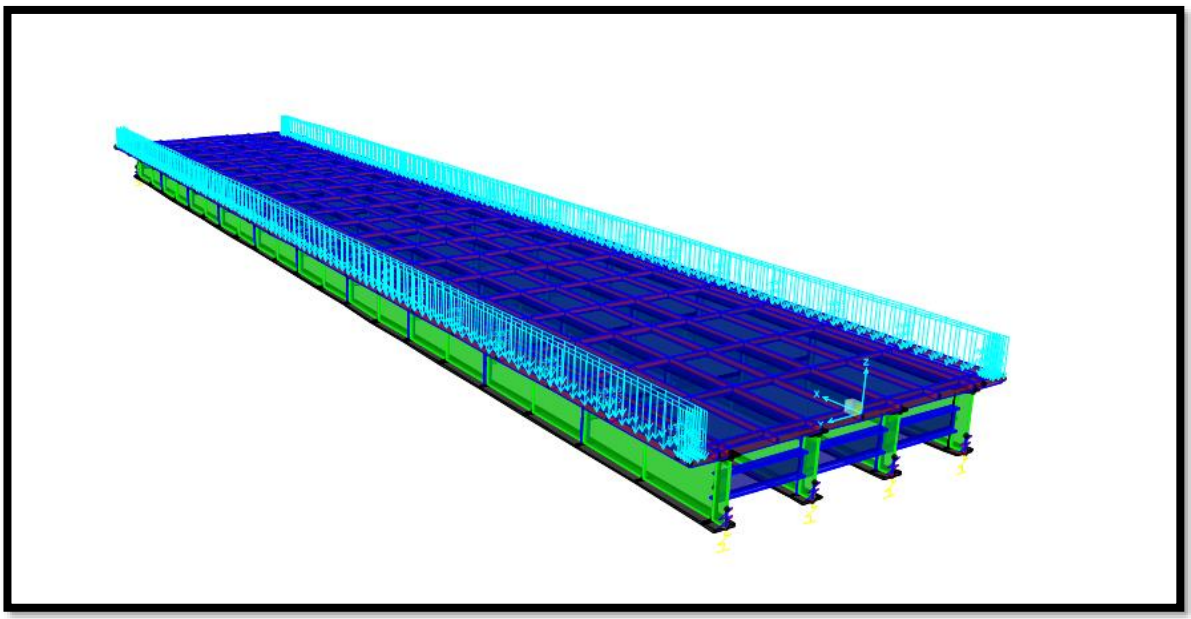


Figure VI-10. Affectation de charge de trottoirs

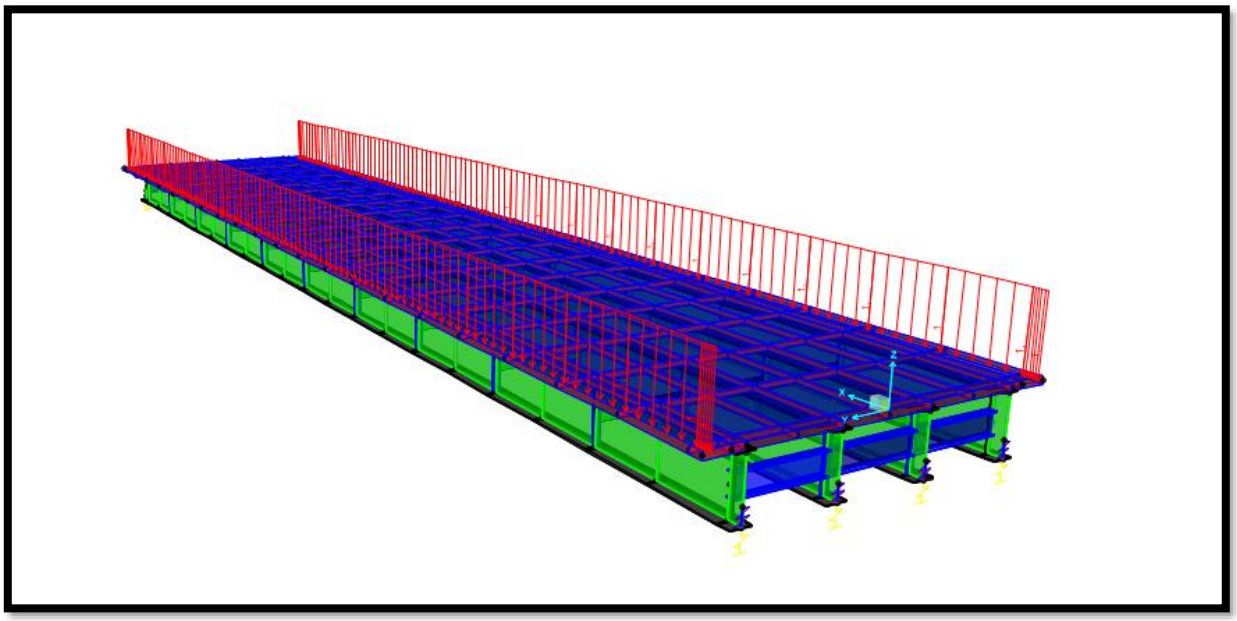


Figure VI-11. Affectation de charge des glissières

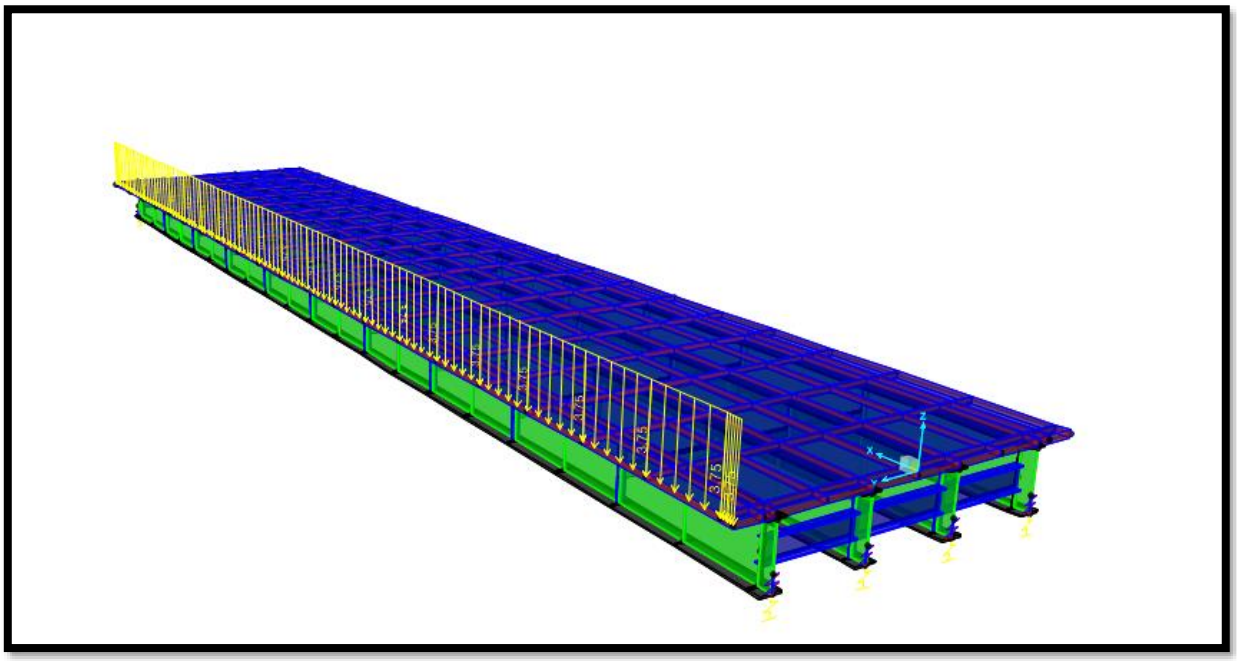


Figure VI-12. Affectation de charge de corniche

C/ Système de charge A(L): Les surcharges A(L) sont modélisées comme des charges réparties sur les voies.

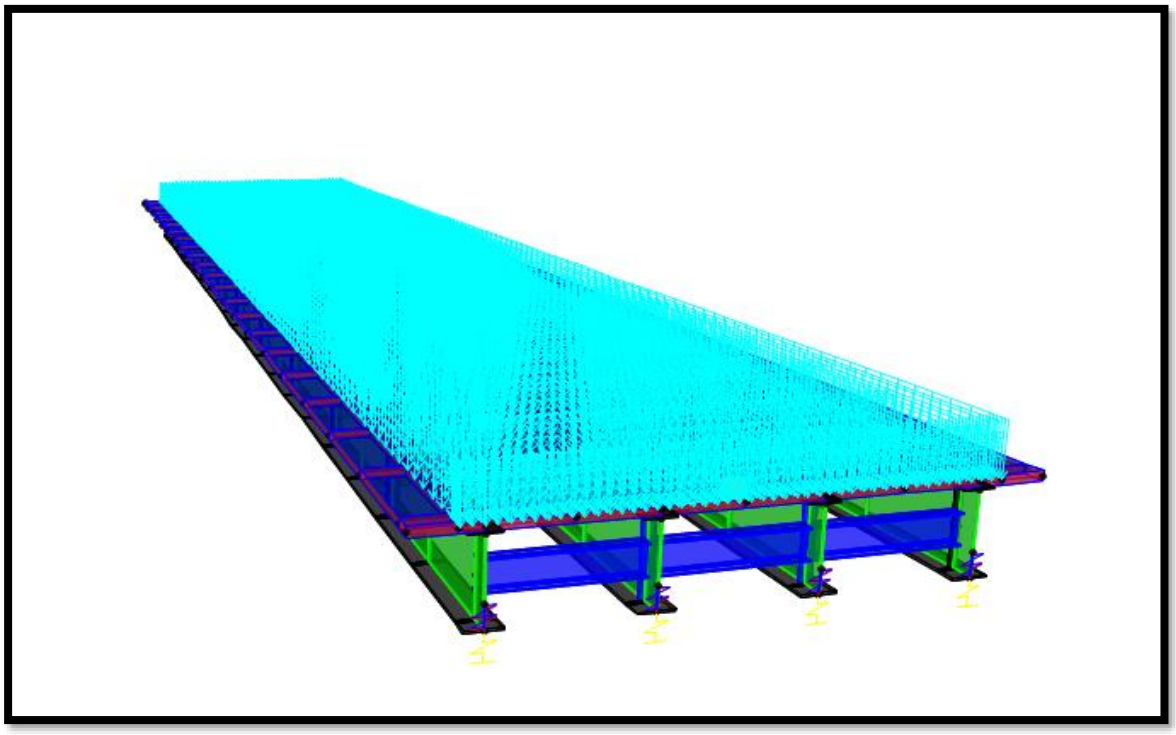


Figure VI-13. Affectation de charge A(l)

E/ Les charges mobiles : Les charges (BC, Bt, Mc120, D240) sont appliquées suivant des lignes de circulation qui ont été définies en relation avec l'axe de la voie, les charges mobiles ont été appliquées pour chaque ligne avec l'excentricité nécessaire à positionner le véhicule dans la position désirée.

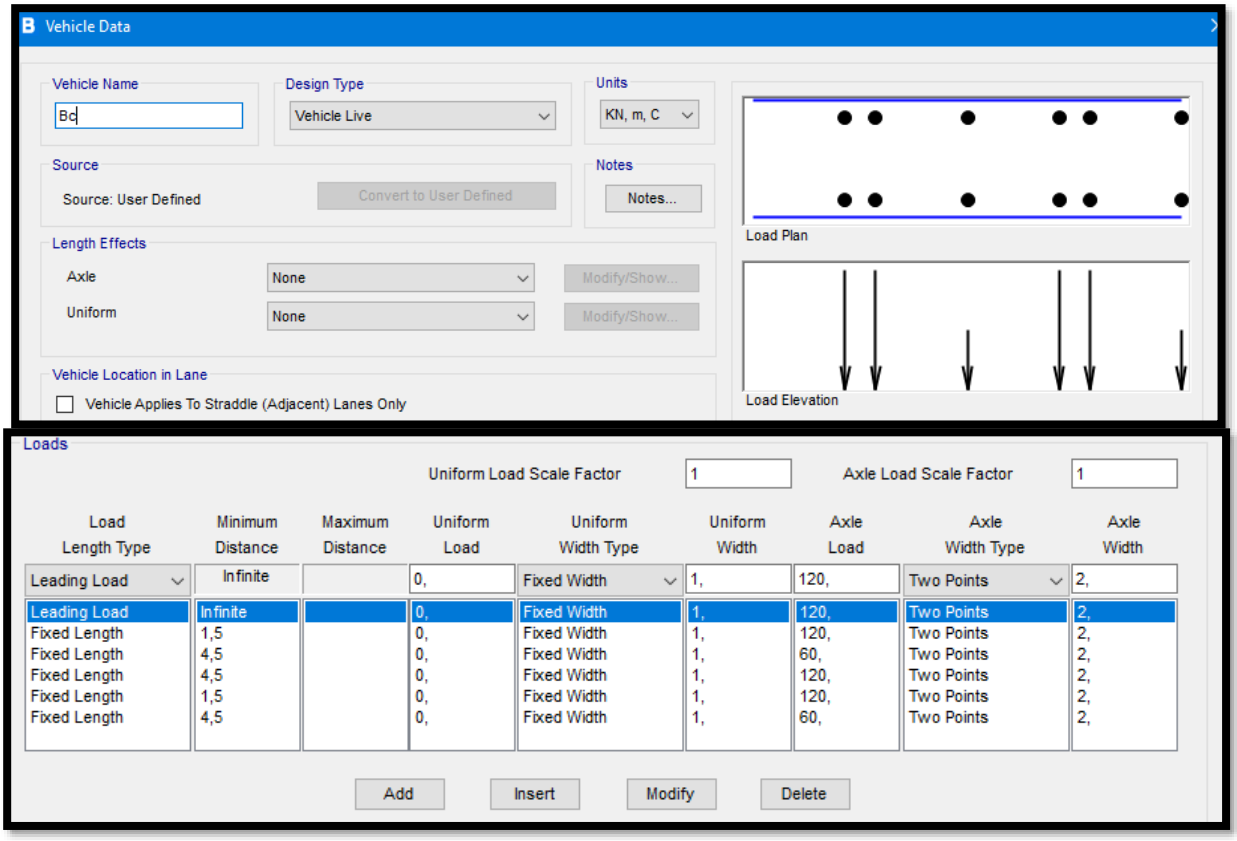


Figure VI-14. Affectation des charges type Bc

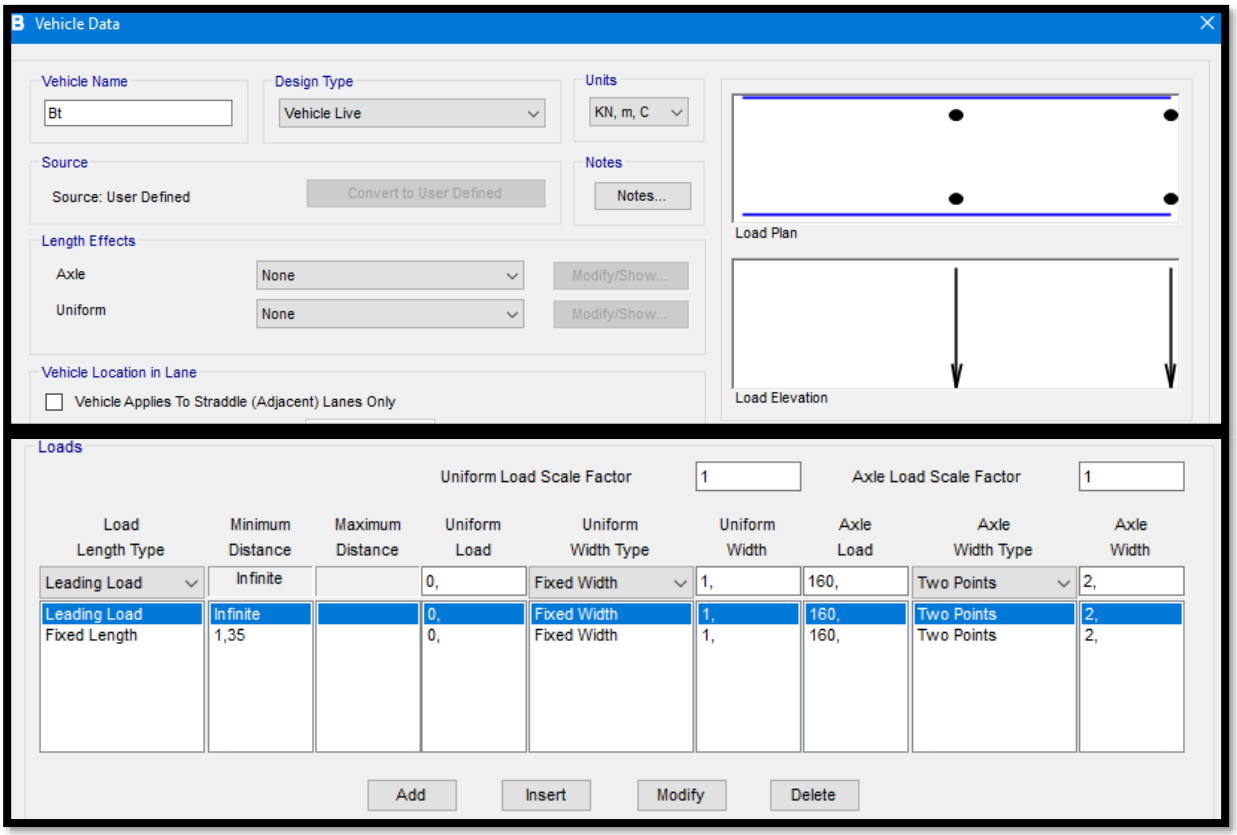


Figure VI-15. Affectation des charges type Bt

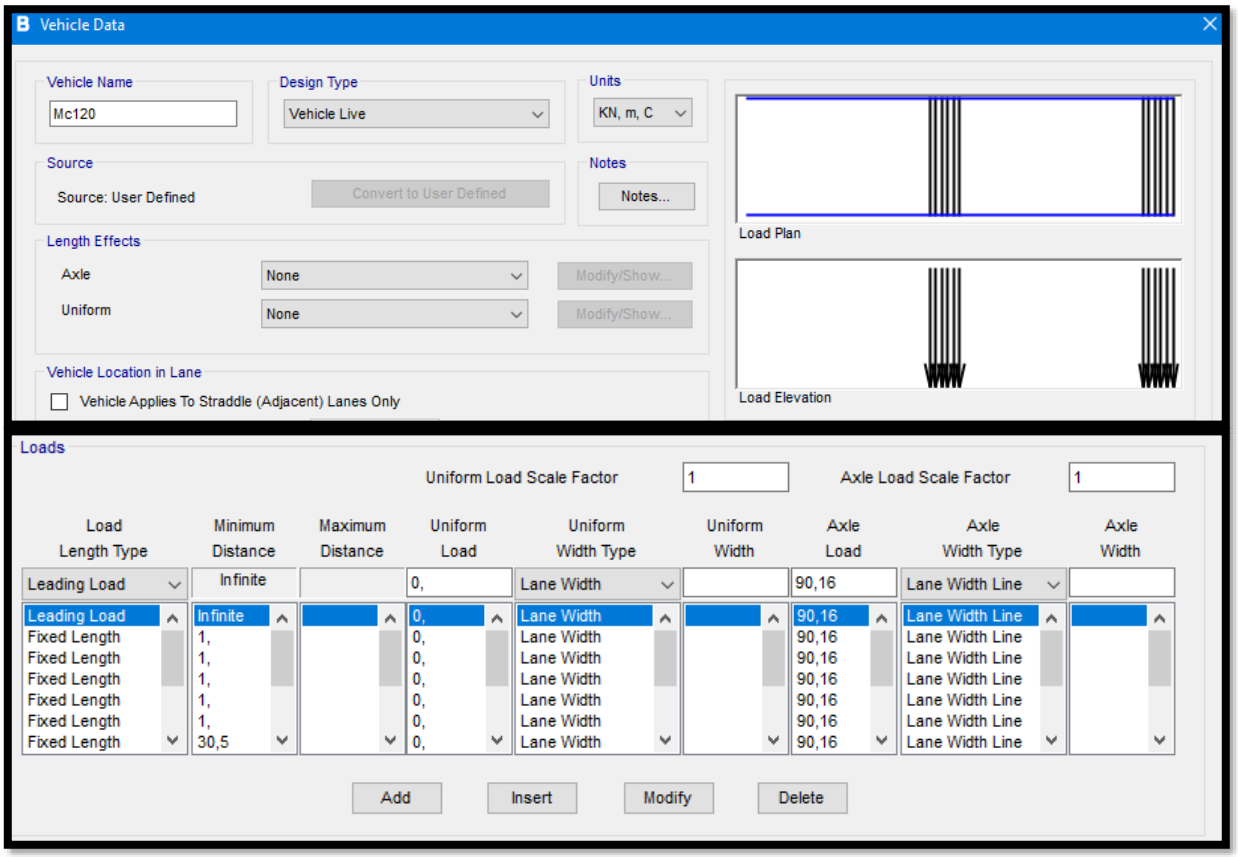


Figure VI-16. Affectation des charges type Mc120

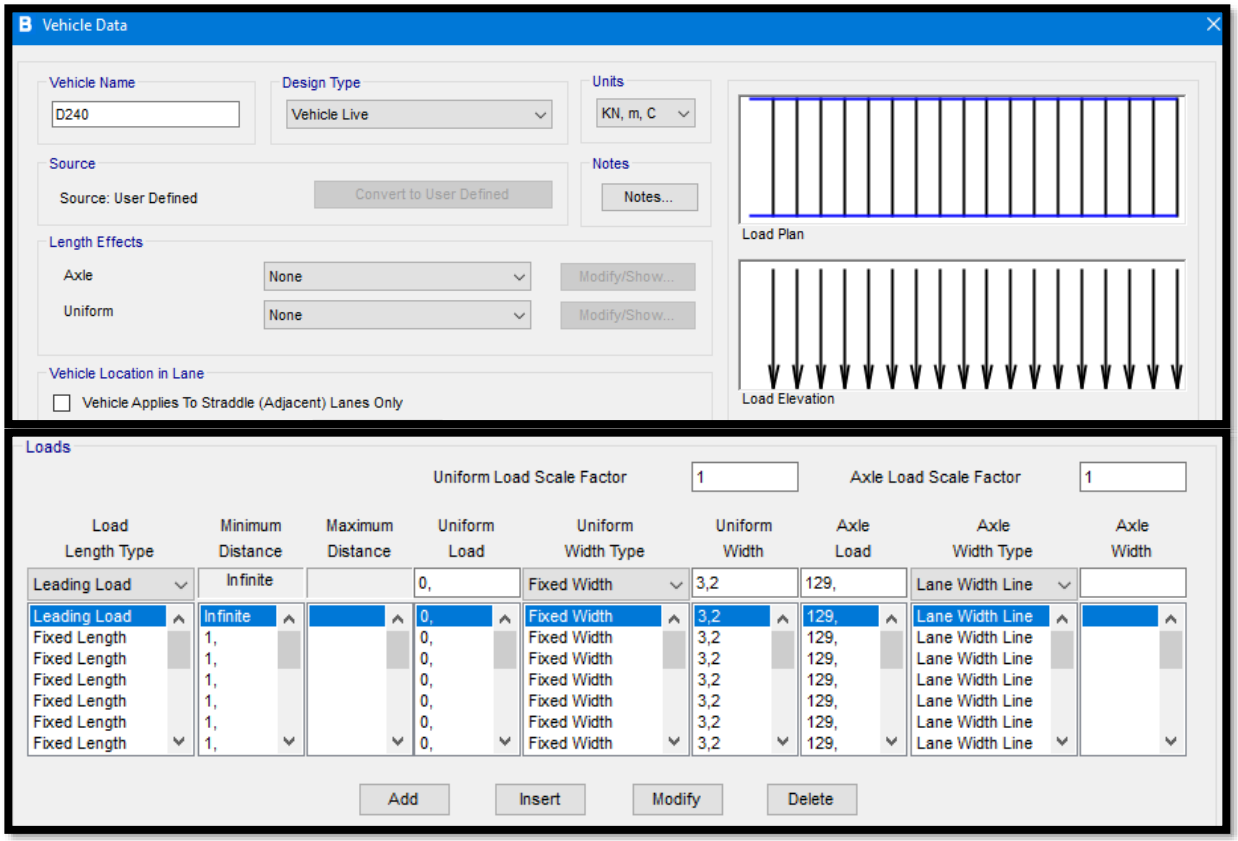


Figure VI-17. Affectation des charges type

VI.2.4.RESULTATS DE LA MODELISATION

Les résultats obtenus par logiciel sont donnés ci-dessous, les figures représentants les moments de flexion, les efforts tranchants. Nous considérons les efforts obtenus sous charges permanentes et pour les combinaisons défavorables à l'état limite ultime (ELU) et à l'état limite de service (ELS) dans la poutre la plus sollicitée.

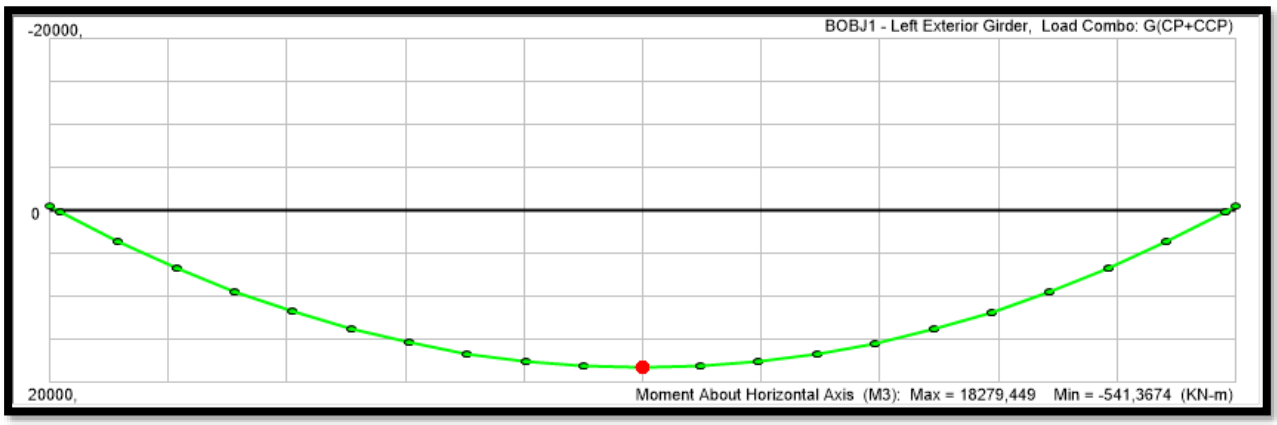


Figure VI-18. Valeurs max et min du moment fléchissant sous charge G

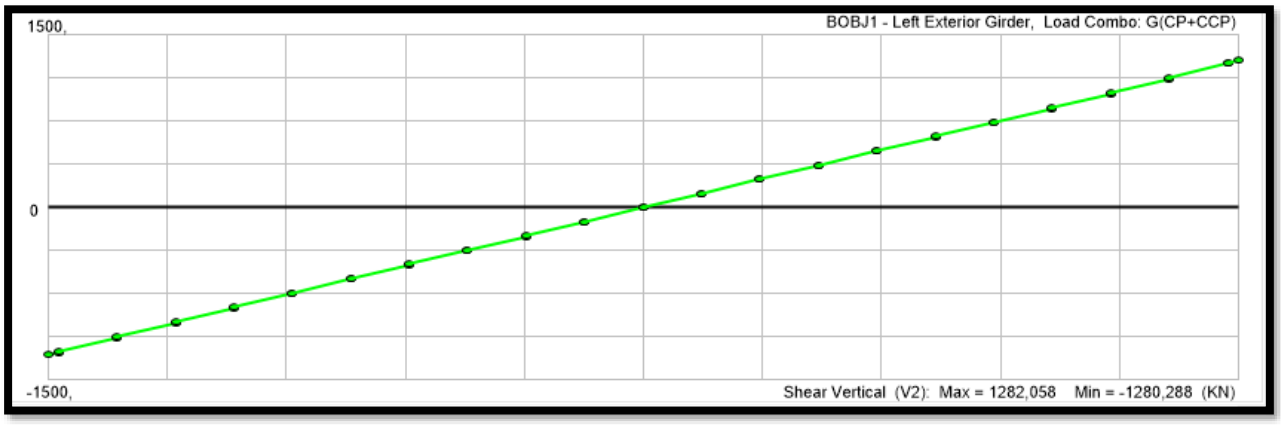


Figure VI-19. Valeurs max et min de l'effort tranchant sous charge G

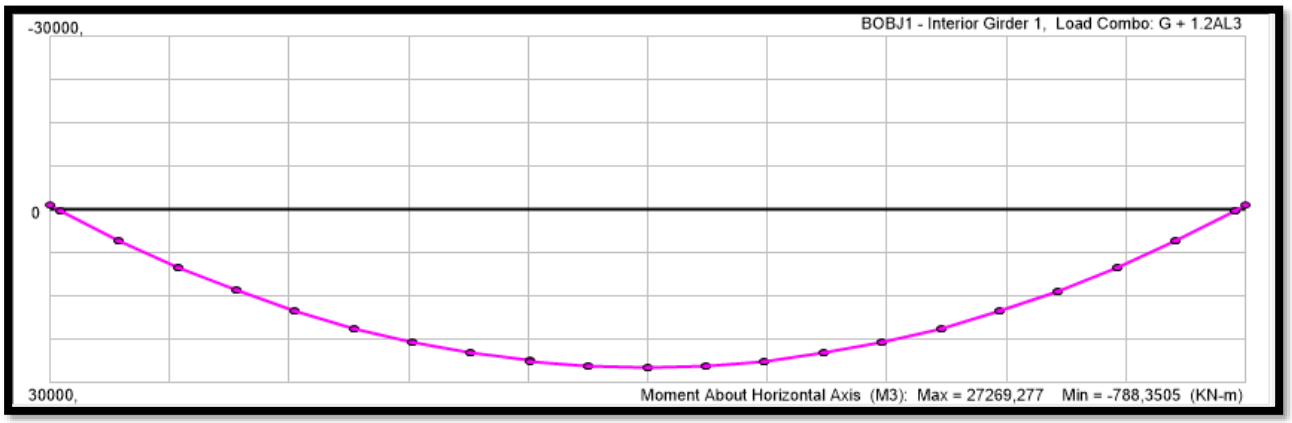


Figure VI-20. Valeurs max et min du moment fléchissant à ELS

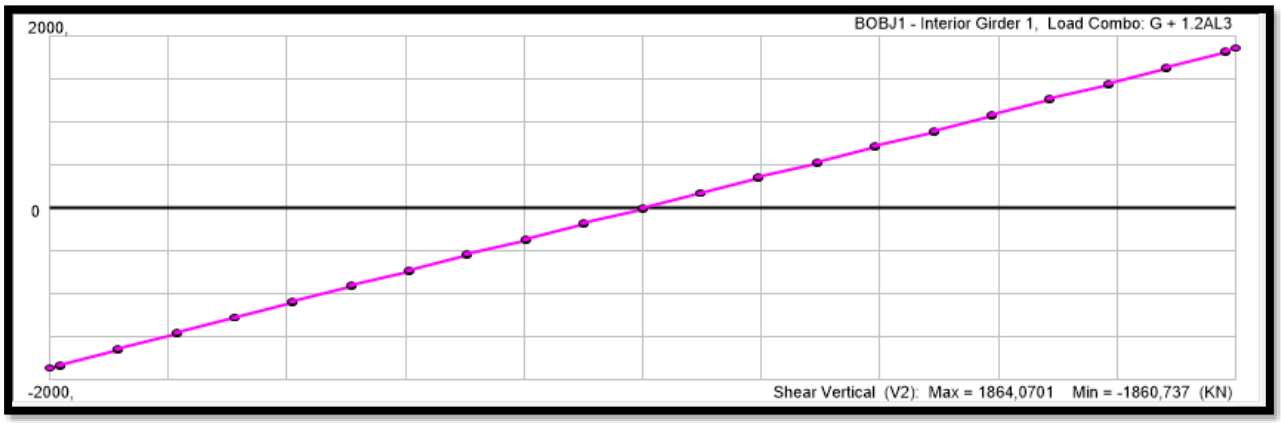


Figure VI-21. Valeurs max et min de l'effort tranchant à ELS

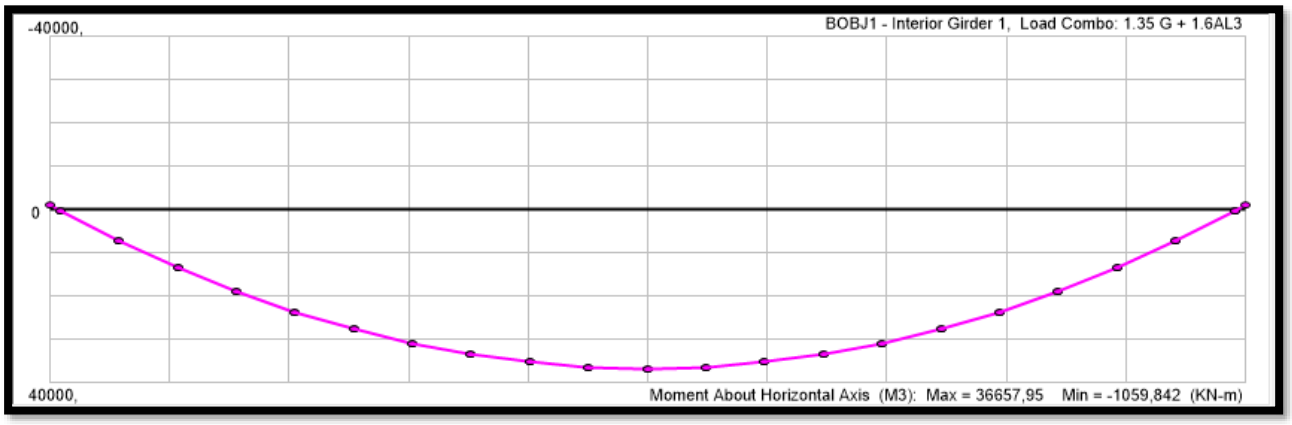


Figure VI-22. Valeurs max et min du moment fléchissant à ELU

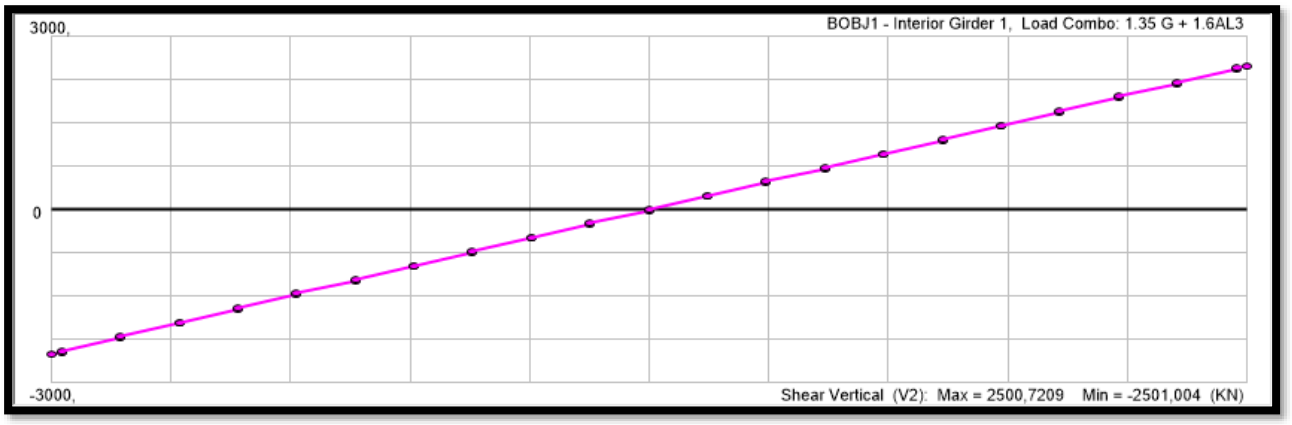


Figure VI-23. Valeurs max et min de l'effort tranchant à ELU

VI.3. VÉRIFICATION DES SECTIONS MIXTES

Cette partie consiste à vérifier tous les éléments du tablier (les poutres, les entretoises, la section mixte, l'hourdi). On se basera sur les résultats du logiciel de calcul.

VI.3.1. CALCULE DE SECTION MIXTE

Avant d'aborder le calcul d'une section mixte, on définit tout d'abord certaines notions et hypothèse de calcule qui seront utiles pour la suite.

VI.3.1.1. Hypothèses de calcul d'une section mixte :

Nous supposerons que les deux hypothèses suivantes sont vérifiées :

- La liaison entre l'acier et le béton est supposée rigide, tout déplacement entre les deux matériaux est rendu impossible par la présence des organes de liaisons appelés « **Connecteurs ».**
- L'acier et le béton sont supposés être des matériaux élastiques, ils obéissent donc à la **loi de Hook**

D'après la première hypothèse on a la déformation d'acier est égal à la déformation de béton

$$\varepsilon a=\varepsilon b \text{ donc : } \sigma a/Ea=\sigma b/Eb \Longrightarrow \sigma a/\sigma b=Eb/Ea=n$$

Tel que :

n : Coefficient d'équivalence qui varie en fonction de **Ea** et **Eb**, ce dernier croît avec la résistance du béton et décroît lorsque la durée du chargement augmente (effet de fluage). Ainsi afin de tenir compte des variations de **Eb**, on définit plusieurs valeurs correspondant à tous les types de sollicitation.

Tableau VI-1. La variation du coefficient n en fonction de la charge appliquée

Sollicitation	Chargement	n
Charge instantanée	Surcharge	6
Charge de longue durée	Charge permanente	18
Effets différés	retrait	15

L'emploi de deux matériaux de caractéristiques mécaniques différentes solidarisées de manière continue fait naître dans la poutre mixte un état de contrainte auto- équilibré dans chaque section, ces sollicitations sont provoquées par les deux facteurs suivants :

- Le retrait du béton.

- Une différence de température entre l'acier et le béton.

VI.3.1.2. Effets du retrait :

Le béton du tablier mixte ne peut pas effectuer librement son retrait, car la dalle est liée rigidement à la structure métallique, ce raccourcissement empêché du béton engendre un état de contrainte interne dans la section mixte.

Hypothèse de calcul :

1. Nous considérons une poutre à inertie constante.
2. Dans notre cas c'est une poutre mixte simple.
3. **n = 15** (coefficient d'équivalence) du fait de la faible participation de la dalle. Si l'on considère en premier lieu que la dalle est désolidarisée de la poutre métallique, son raccourcissement unitaire Δdx du au retrait peut se faire librement.

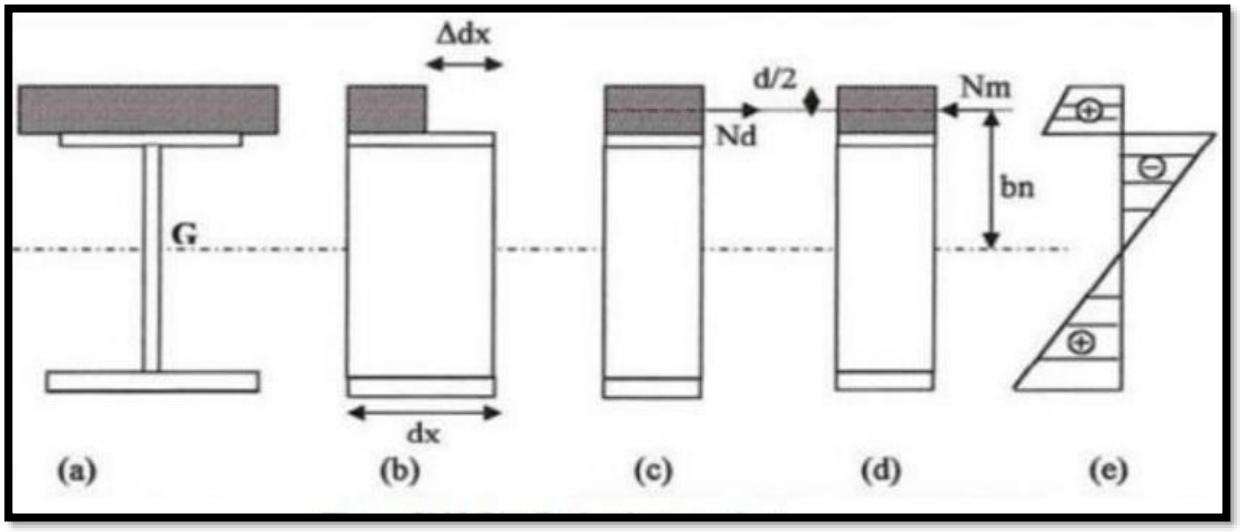


Figure VI-24. Distribution des contraintes

La condition de compatibilité est satisfaite, l'effort normal de traction (fictif) appliqué au centre de gravité de la dalle engendre une contrainte σ_b qui vaut :

$\sigma_b=\varepsilon_r.E_b$ Avec: $E_b=E_a/n$ ε_r: coefficient de retrait.

En considérant que $\Delta dx = \varepsilon_r.dx$, avec εr qui représente l'allongement relatif unitaire égal à

$\varepsilon_r = = 2.4.10^{-4}$ Pour les vérifications au temps infini. Pour avoir l'équilibre, on doit appliquer à la section mixte avec une excentricité bn (n=15) une force de réaction, et on obtient :

- Un effort normal de compression : Nm = -Nb.
- Un moment de flexion (positif) : Mm = Nm.bn = σb.ω.

Ces efforts sont les mêmes sur toute la longueur de la poutre, les contraintes dans la poutre métallique sont données par les relations suivantes :

- Contrainte due à l'effort : Nm = -Nb => $\sigma a_1 = - \eta.\beta. \sigma b$
- Contrainte due à l'effort : Mm= Nm.bn => $\sigma a_2 = - \eta. (\sigma b. \omega/I). Va$

De même les contraintes dans la section du béton sont données par les relations :

- Contrainte due à l'effort : Nm = -Nb => $\sigma b_1 = \beta. \sigma b$
- Contrainte due à l'effort : Mm = -Nm.bn => $\sigma a_2 = (\sigma b. \omega/I). Vb$

Les contraintes normales résultantes sollicitant chaque matériau sont :

- Dans la poutre métallique : $\sigma_a = - \eta.\beta. \sigma b - \eta. (\sigma b. w/I). Va$
- Dans le béton : $\sigma_{b1} = \beta. \sigma b - (\sigma b. w/I). Vb$

Avec :

$\beta = A_{beton} /(A_{beton} + A_{acier}) = A_{beton15}/(A_{beton15}+A_{acier})$.

$A_{beton15}$: Section du béton rendue homogène pour n = 15.

ω: Moment statique de la section du béton rendue homogène par rapport au centre de gravité de la section mixte pour n=15.

VI.3.1.3. Effet de la différence de température entre l'acier et le béton :

Une différence de température ΔT entre l'acier et le béton engendre des efforts de même nature que ceux du retrait.

Dans le cas où la dalle est plus froide que les poutres (ΔT>0°C), l'état de contrainte dans la section mixte est identique à celui du retrait, un saut de 10°C (prescrit dans l'EN1991-1-5), correspond à un retrait spécifique.

Avec

ε_{th} : coefficient de retrait dû à la différence de température. $\varepsilon_{th}=1.10^{-4}$(EN1994-2 + AN, 7.4.1)

Dans le cas où la dalle est plus chaude (ΔT< 0°C) les efforts intérieurs sont inversés (la dalle est comprimée).

La charge de différence de température est considérée comme une charge de courte durée, ainsi on prendra n = 6

- **Calcul de la contrainte due à ΔT :**

$\sigma_{b0} = \varepsilon_{th}. Ea /n$ avec : n = 6.

$\sigma_{b0} = (\pm 10^{-4} \times 2.1.10^{5})/6 = \pm 3.5 N/mm2$

Les contraintes dans le béton sont :

$$\begin{cases} \sigma b0 \\ \sigma b1 = -\beta.\sigma b0 \\ \sigma b2 = -\left(\frac{M_m}{I}\right)Vb = -\left(\frac{\sigma_{b0}\times W_6}{I}\right)Vb \end{cases} \Longrightarrow \quad \sigma_{bT} = (1-\beta).\sigma b0 - \left(\frac{\sigma_{b0}\times W_6}{I}\right)Vb$$

Les contraintes dans l'acier sont :

$$\begin{cases} \sigma a0 \\ \sigma a1 = -\eta\beta.\sigma b0 \\ \sigma a2 = -\eta\left(\frac{M_m}{I}\right)Va = -\eta\left(\frac{\sigma_{b0}\times W_6}{I}\right)Va \end{cases} \Longrightarrow \quad \sigma_{aT} = (1-\beta).\sigma b0 - \eta\left(\frac{\sigma_{b0}\times W_6}{I}\right)Va$$

Avec :

W_6 : Moment statique de la section homogénéisée pour n= 6. **I :** Moment d'inertie de la section mixte pour n= 6. **A :** Section d'acier. **B :** Section du béton.

VI.3.1.4. Etude des efforts appliqués à la section mixte :

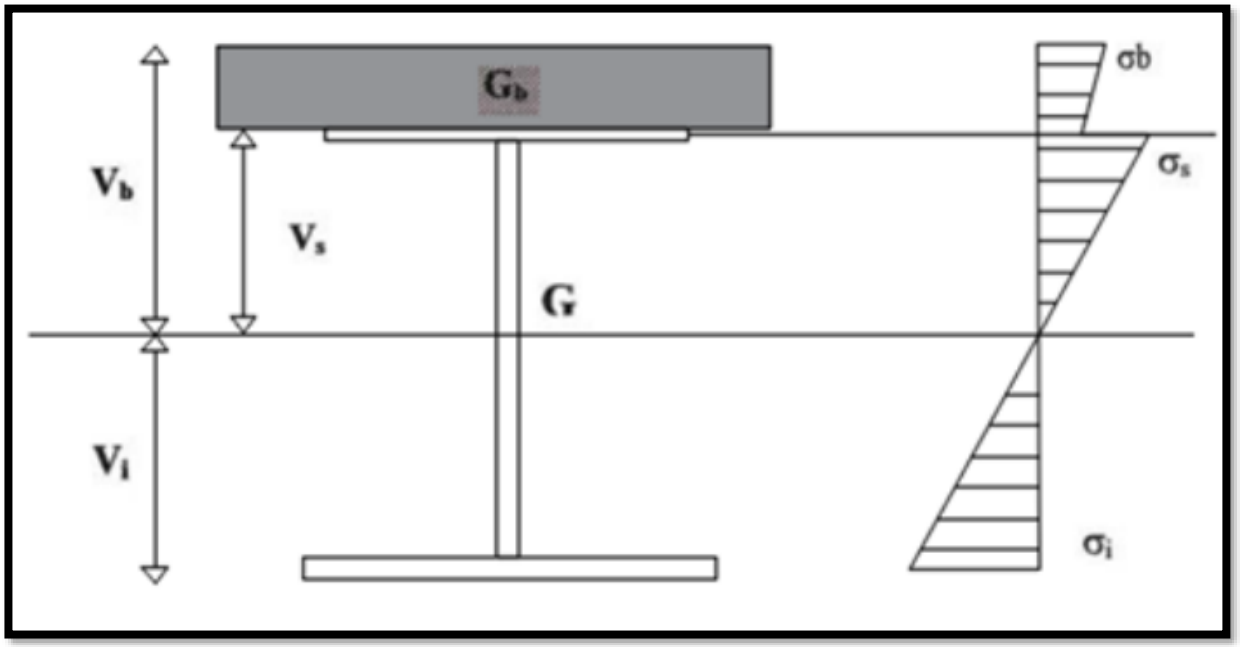


Figure VI-25.Distrubition des contraintes dans la section mixte

Les formules de NAVIER sont applicables à condition de tenir compte de l'homogénéité de la section, les contraintes sont données par les relations suivantes :

- **Acier : Fibre supérieur :** $\sigma s = (M.Vs)/I.$
- **Acier : Fibre inférieur :** $\sigma i = (M.Vi)/I.$
- **Béton :** $\sigma b = (1/n).(M.V\mathrm{b})/I.$

VI.3.1.5. Détermination les caractéristiques des sections :

A/Caractéristiques géométriques de section d'acier :

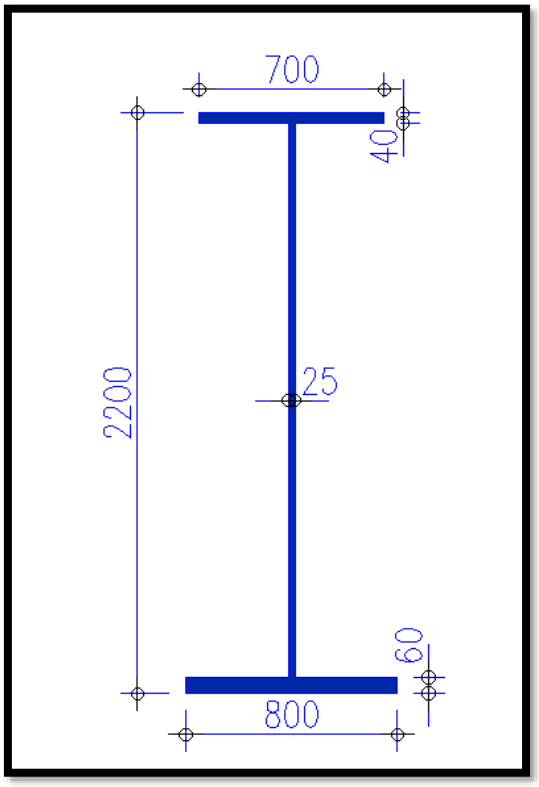


Figure VI-26. La section d'acier à mi travée

Tableau VI-2. Caractéristiques géométriques de la section acier à mi travée

Acier	Dimension	A(cm²)	y'a(cm)	S(Δ)	A*y²(cm^4)	I_0(cm^4)	I(Δ)(cm4)
Bs	700*40	280	218	61040	13306720	373.33	13307093.33
âme	2100*25	525	111	58275	6468525	1929375	8397900
Bi	800*60	480	3	1440	4320	1440	5760
∑	/	1285		120755	19779565		21710753.33
y'a=SΔ/A=	93.97	**ya =**	126.03				
IGa=IΔ-SΔ.ya'=	10363072.38						

B/Caractéristiques géométriques de section de béton :

La répartition des contraintes normales dans une section transversale n'est pas uniforme, car plus une fibre longitudinale de la dalle est éloignée transversalement de l'âme métallique, plus elle présente un retard de déformation sur la fibre centrale (elle « traîne »). Ce phénomène est appelé traînage de cisaillement. Afin de le prendre en compte dans les calculs, on définit des largeurs efficaces pour la dalle.

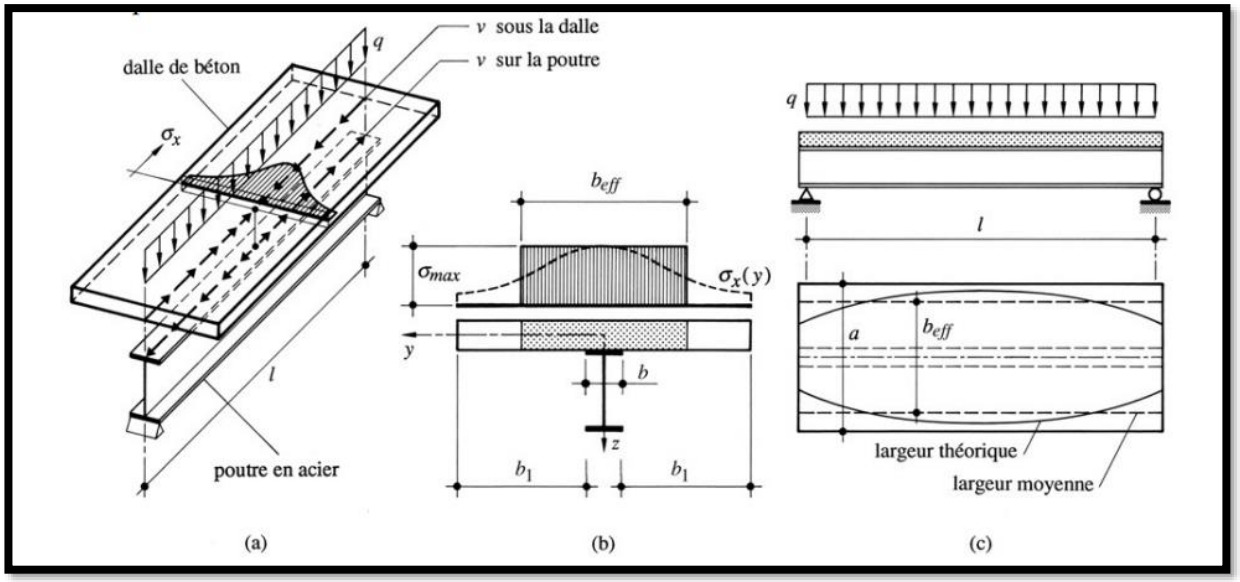


Figure VI-27. Traînage de cisaillement

Principe:

$$b_{eff} = b_0 + \beta_1 b_{e1} + \beta_2 b_{e2}$$

Avec :

$\boldsymbol{b_{ej}} = min(\frac{L_e}{8}; b_j)$; Le : les portées équivalentes. $\beta_j = 0.55 + 0.025 \frac{L_e}{b_{ej}}$ au niveau de culées ; $\beta\boldsymbol{j} = 1$ ailleurs.

b_0 représente l'entraxe des rangées extérieures des connecteurs. On prendra $b_0 = bs - 200mm$.

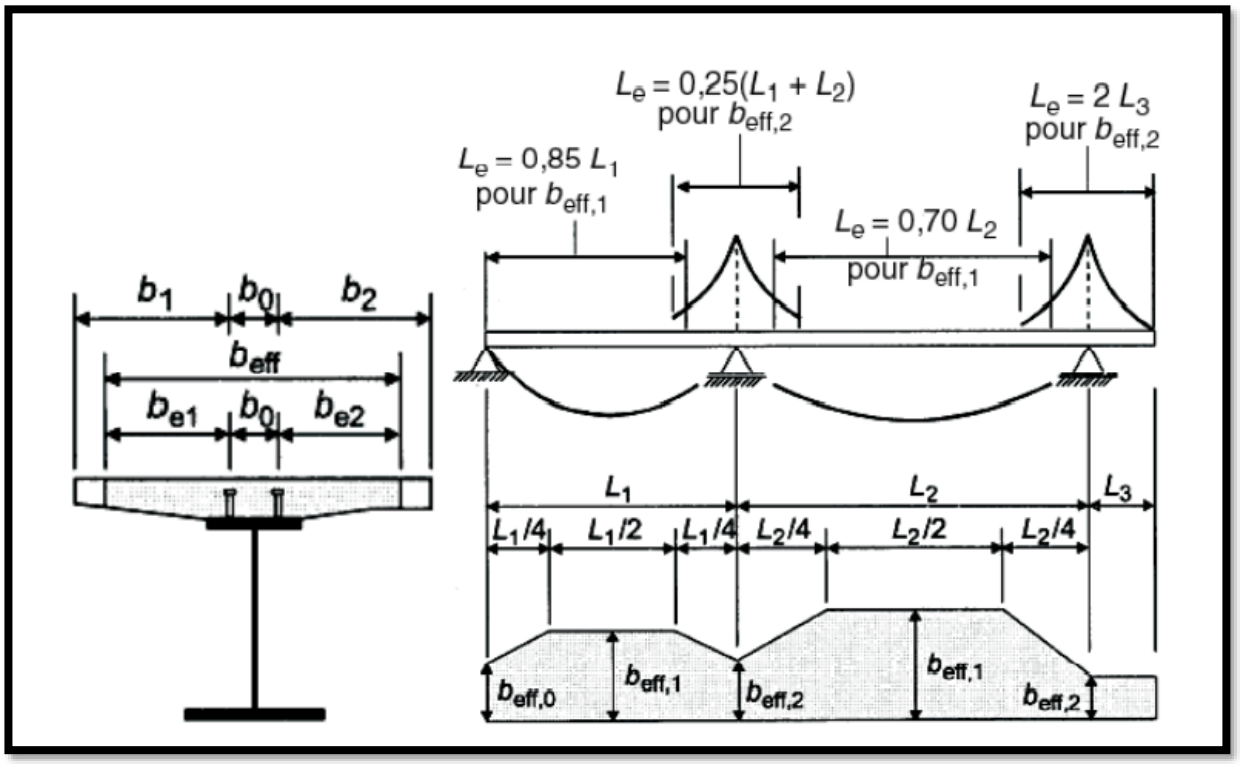


Figure VI-28. Calcul de la largeur efficace selon l'EN1994-2

- Le = 0.85 Lrive pour les travées de rive

- Le = 0.70 Lcentr pour la zone centrale de la travée centrale

- Le = 0.25 (Lrive + Lcentr) pour les appuis intermédiaires

Tableau VI-3. Détermination de la largeur participante de la dalle.

Paramètres	Valeurs (m) a mi travée
b_0	0.5
Le	51
b_1	1.5
b_2	1.5
be1	1.5
be2	1.5
Beff	4.73

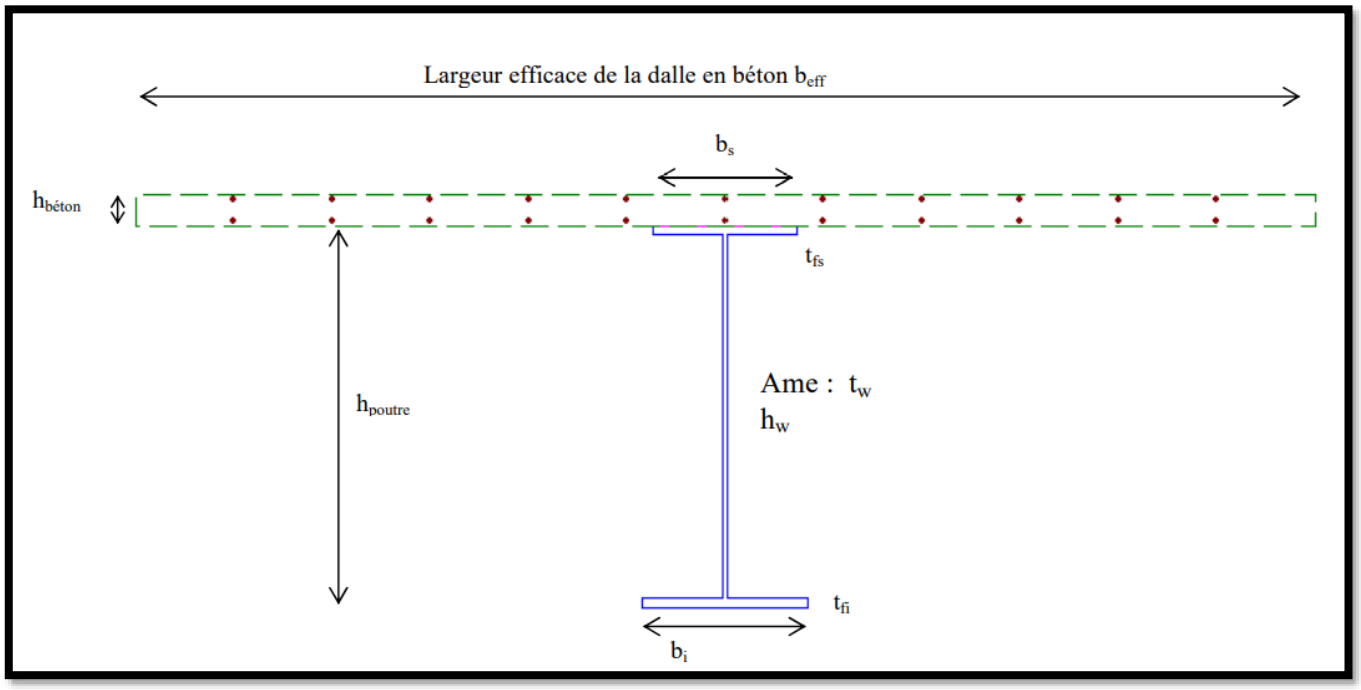


Figure VI-29. Largeur efficace de la dalle à mi travée

Tableau VI-4. Caractéristiques géométriques de la section béton à mi travée

béton	Dimension	B(cm²)	y'b(cm)	S(Δ)	I_0(cm^4)
dalle	4730*250	11825	12.5	147812.5	615885.42
YG=y'b=SΔ/B=	12.5	yb=e-y'b=	12.5		
$I_{Gb}=I_0$=	615885.42				
C=ya+y'b=	138.53				

C/ Caractéristiques géométriques de section mixte à mi- travée :

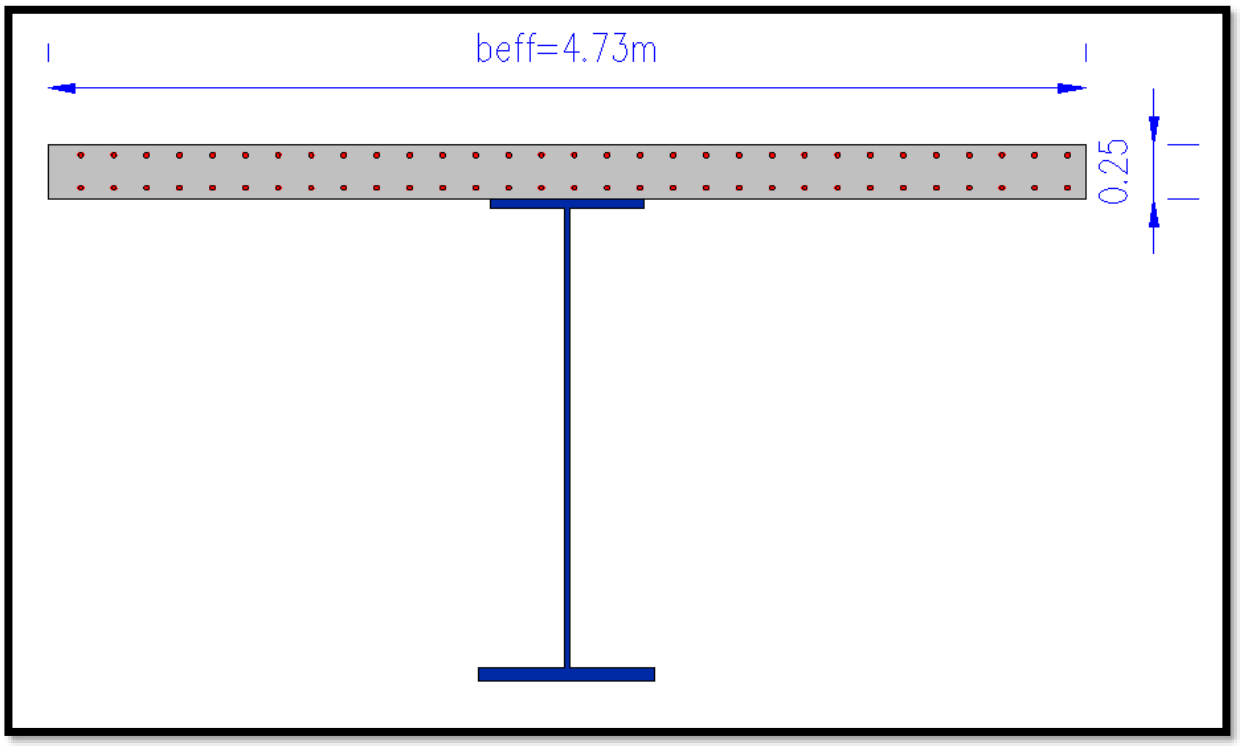


Figure VI-30. Section mixte a mi- travée

- Aire mixte non fissurée : $A_{m,no\ fiss} = A_a + A_{beton}/n_{eq}$
- Position du centre de gravité de la section d'acier par rapport à celui de la section mixte

$$a_n = \frac{a_{beton} * c}{a_{mixte} * n}$$

Avec *c*: excentricité entre deux centres de gravités (aciers - béton).

- Position du centre de gravité de la section du béton par rapport à celui de la section mixte:

$$b_n = \frac{a_{acier} * c}{a_{mixte}}$$

- Inertie de la section mixte par rapport à son centre de gravité G se donne par la formule suivant:

$$I_m = I_A + \left(\frac{I_B}{n}\right) + \left(\frac{A_a * A_b}{A_{mixte} * n}\right) * C^2$$

Avec :

I_A : moment d'inertie propre de l'acier par rapport à Ga.

I_B : moment d'inertie propre du béton par rapport à Gb.

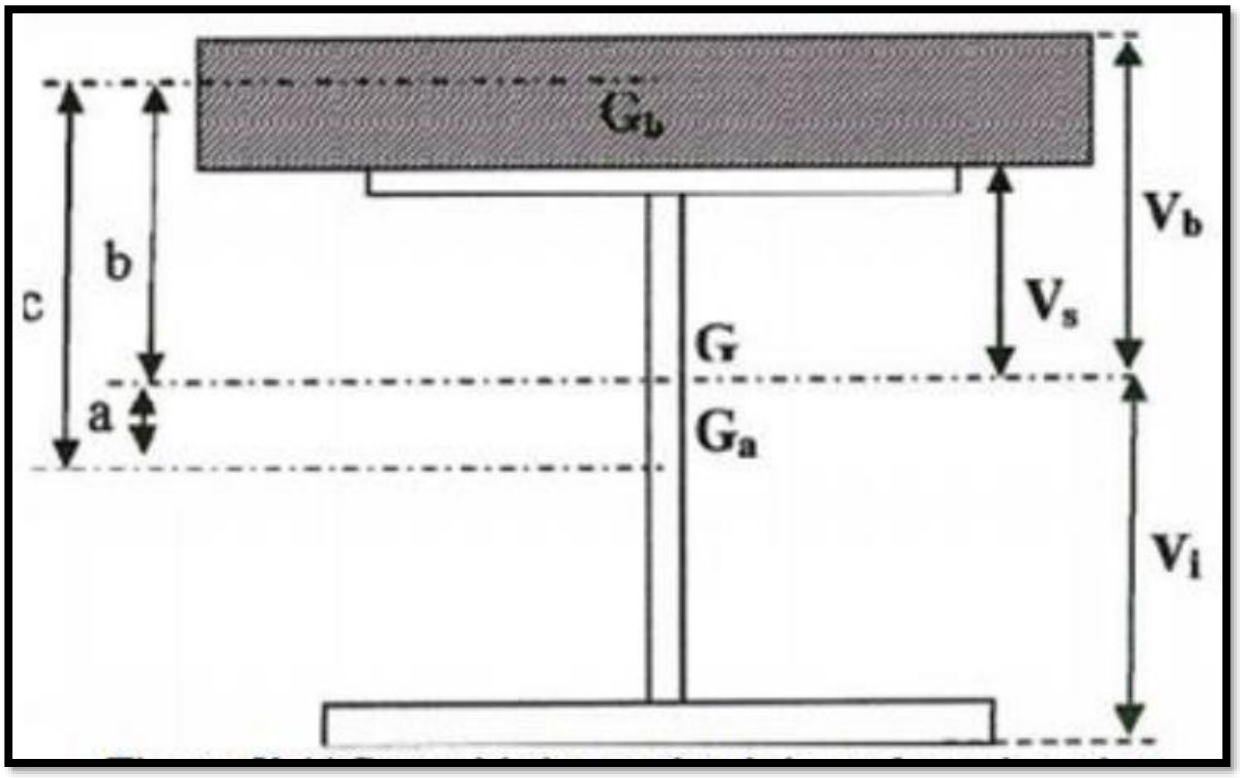


Figure VI-31.Caractiristiques géométriques de section mixte

Tableau VI-5. Tableau récapitulative de la section mixte a mi travée

/	Unité	n =6	n =15	n =18	n = ∞
Aire	m^2	0.325	0.2068	0.1937	0.128
a_n	m	0.8397	0.5278	0.4696	0.00
bn	m	0.5456	0.8574	0.9154	1.3853
I_G	m^4	0.2535	0.1976	0.18724	0.1036
Vb	m	0.67	0.98	1.04	1.51
Wb=I_G/Vb	m^3	0.378	0.201	0.1799	0.07
Vs	m	0.42	0.73	0.79	1.26
Ws=IG/Vs	m^3	0.602	0.2696	0.2367	0.08
Vi	m	1.78	1.47	1.41	0.94
Wi=IG/Vi	m^3	0.143	0.135	0.133	0.11

Vbn = bn + 0.125 Vsn = bn – 0.125 Vin = an + 2.13

Calcul effet du retrait :

$$\sigma b = Eb.\varepsilon r \quad Eb = \frac{E_a}{n} \quad et\ \varepsilon r = 2.4.10^{-4}$$

$$\sigma b = \left(2.1 \times \frac{10^5}{15}\right) * 2.4.10^{-4} = 3.36\ Mpa$$

$$\beta = \frac{A_{beton15}}{A_{beton15} + A_{acier}} \quad et\ \omega = b_{15} * A_{beton15}$$

$$M_{15} = \omega * \sigma b$$

Donc : les contraintes du retrait sont :

dans béton : $$\sigma br = \sigma b * (1 - \beta) - \left(\frac{M}{W_b}\right)$$

dans l'acier : $$\begin{cases} \sigma sr = -n * \beta * \sigma b - n * \left(\frac{M}{W_s}\right) \\ \sigma ir = -n * \beta * \sigma b + n * \left(\frac{M}{W_i}\right) \end{cases}$$

Tableau VI-6. Contraintes due à l' effet du retrait

σb (Mpa)	β	W (m^3)	M_{15} (MN.m)	σbr(Mpa)	σsr(Mpa)	σir(Mpa)
3.36	0.377	0.0676	0.22714	0.963	-31.638	6.2369

Calcul effet de la différence de température entre l'acier et le béton :

$$\sigma b = Eb.\varepsilon th \quad Eb = \frac{E_a}{n} \quad et\ \varepsilon th = 1.10^{-4}$$

$$\sigma b = \left(2.1 \times \frac{10^5}{6}\right) * 1.10^{-4} = 3.5\ Mpa$$

$$\beta = \frac{A_{beton6}}{A_{beton6} + A_{acier}} \quad et\ \omega = b_6 * A_{beton6}$$

$$M_6 = \omega * \sigma b$$

Donc : les contraintes du a l'effet thermique :

dans béton : $$\sigma bth = \sigma b * (1 - \beta) - \left(\frac{M}{W_b}\right)$$

dans l'acier :

$$\begin{cases} \sigma sth = -n * \beta * \sigma b - n * \left(\frac{M}{W_s}\right) \\ \sigma ith = -n * \beta * \sigma b + n * \left(\frac{M}{W_i}\right) \end{cases}$$

Tableau VI-7. Contraintes due à l' effet thermique						
σb (Mpa)	β	W (m^3)	M_{15} (MN.m)	σbth(Mpa)	σsth(Mpa)	σith(Mpa)
3.5	0.6025	0.1075	0.37625	0.3958	-16.4025	3.1342

Vérification des contraintes : On procédera à la vérification des contraintes à chaque phase de construction de l'ouvrage au niveau de la semelle inferieur σi est supérieur σs ainsi que la contrainte σb dans le béton. Pour chaque étape de construction, ces contraintes doivent être comparées aux contraintes usuelles admissibles de l'acier et du béton.

Acier :

$\sigma_{a.\,inf} \leq \sigma_{atr}$ **σ_{atr} :** la contrainte admissible dans le cas de semelle tractée.

$\sigma_{a.\,sup} \leq \sigma_{ac}$ **σ_{ac} :** la contrainte admissible dans le cas de semelle comprimée.

$$\begin{cases} \sigma atr = 3/4 * \sigma e = 266.25\ (Mpa) \\ \sigma ac = 2/3 * \sigma e = 236.6\ (Mpa) \end{cases}$$

Béton :

$$\sigma_{b.\,adm} = 0.6 * f_{c28} = 24\ (Mpa)$$

Table VI-8. Vérification des contraintes à mi travée					
charge	n	$M\ (MN.m)$	$\sigma b(Mpa)$	$\sigma s\ (Mpa)$	$\sigma i\ (Mpa)$
PP	∞	14.0125	0	170.42	-127.14
CPP	18	4.5436	1.90	19.17	-34.215
Retrait	15	/	0.963	-31.638	6.2369
Température	6	/	0.3958	-16.4025	3.1342
A(L)	6	9.29	5.65	15.39	-65.23
Combinaison max	/	/	8.908	156.94	-217.21
Etat de contrainte	/	/	24	236.6	266.25
On remarque que toutes les contraintes SONT VERIFIEES					

Vérification des contraintes de cisaillement : La contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant T_y doit satisfaire à la condition suivant :

$$\tau_{max} \leq \tau_{adm}$$

$$\tau_{max} = \frac{T_y}{t_w * h_w}$$

Avec :

t_w : Épaisseur de l'âme. h_w : Hauteur de l'âme. T_y : L'effort tranchant maximum

$$\tau_{adm} = 0.6 * fe = 0.6 * 355 = 213\ Mpa$$

D'après le résultat de logiciel on a:

T_y = 2501.004 kN

$$\tau_{max} = \frac{T_y}{t_w * h_w} = \frac{2501004}{25 * 2100} = 47.638 \leq 213 \text{ Mpa}$$ CONDITION VERIFIER

VI.3.1.6. Vérification au voilement de l'âme de la poutre :

Le voilement est le phénomène d'instabilité relatif aux plaques minces soumises à des efforts dans leurs plans moyens (compression, cisaillement).

Principe de vérification : On délimitera les panneaux de sorte à ce que la bordure d'un panneau est supposée rigide et déformable et cela même si les raidisseurs verticaux où horizontaux sont indispensables pour assurer cette indéformabilité. Les linges définissant le panneau sont généralement constitués des semelles des poutres et des montants d'entretoise, on dit que c'est un panneau d'ensemble, dans le cas contraire (raidisseurs) c'est un panneau élémentaire. La justification est la même, on vérifiera :

$$\left(\frac{S_\sigma * \sigma}{\sigma_k}\right) + \left(\frac{\tau}{\tau^*}\right)^2 \leq 1.8$$

Avec

σ: Contrainte de compression soit dans la semelle supérieure ou la semelle inférieure.

τ : Contrainte de cisaillement. σ_k: Contrainte normale critique de voilement.

τ^* : Contrainte de cisaillement critique de voilement. S_σ : En fonction de ψ

$$\sigma_k = \frac{\pi^2 * E}{12 * (1 - v^2)} * \left(\frac{t_w}{h_w}\right)^2 * k_\sigma$$

$$\tau^* = \frac{\pi^2 * E}{12 * (1 - v^2)} * \left(\frac{t_w}{h_w}\right)^2 * k_\tau$$

Avec

$\boldsymbol{t_w}$: Épaisseur de l'âme. $\boldsymbol{h_w}$: Hauteur de l'âme. $\boldsymbol{\upsilon}$ = 0,3 : Module de poison.

$\boldsymbol{E}$ = 2.1 ∗ 10^5 : Module d'élasticité.

$$S_\sigma = \begin{cases} 1.8 & \text{si } \psi = 1 \\ 1.4 + 0.4\psi & \text{si } -1 \le \psi \le 1 \\ 1 & \text{si } \psi \le -1 \end{cases} \qquad \psi = \frac{\sigma_{trac}}{\sigma_{comp}}$$

Justification de la section mi- travée :

Tableau VI-9. Récapitulatif des contraintes

$\boldsymbol{\tau}$ $(\boldsymbol{Mpa})$	$\boldsymbol{\sigma_s}$ $(\boldsymbol{Mpa})$	$\boldsymbol{\sigma_i}$ $(\boldsymbol{Mpa})$
47.638	156.94	-217.21

Dans notre cas on a ($\sigma_2 < 0$ et $\sigma_1 > 0$)

σ_1 : La contrainte normale au bord supérieur du panneau.

σ_2 : La contrainte normale au bord inférieur du panneau.

$\psi = \frac{\sigma_{trac}}{\sigma_{comp}} = \frac{-217.21}{156.94} = -1.384 = \psi_k \le -1$ D'ou $S_\sigma = 1$

$\psi_k < -1 \Longrightarrow k_\sigma = 5.98 * (1 - \psi_k) * (1 - \psi_k) = 33.987$

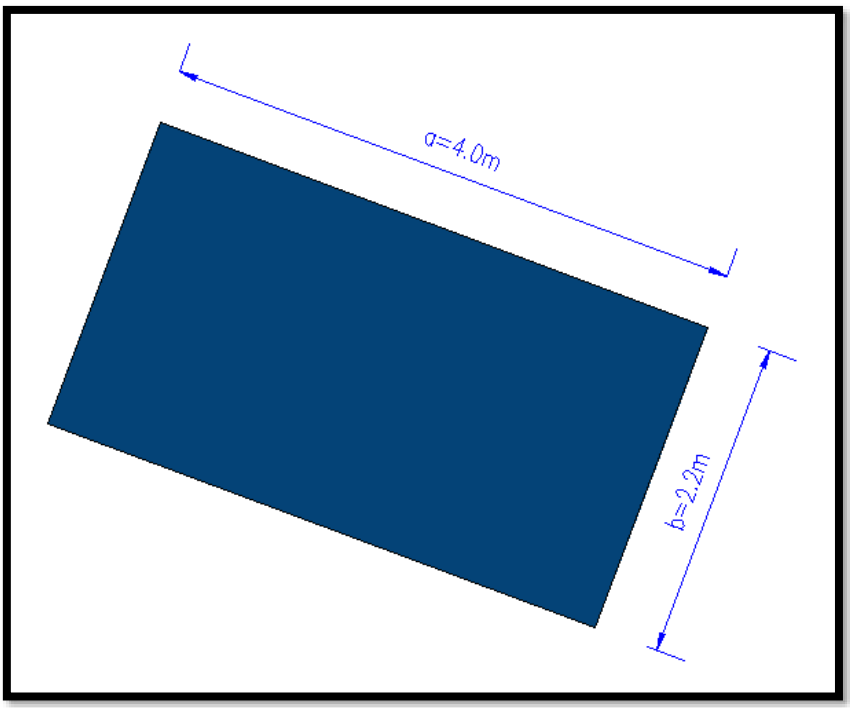


Tableau VI-10. Vérification de voilement pour la section mi- travée	
a (m)	4
b (m)	2.2
t_w	0.025
h_w	2.1
$\alpha = \frac{a}{b}$	1.82
$k_\tau = 5.34 + \frac{4}{a}$	5.61
σ_k	1186.58
τ^*	195.97
$\left(\frac{S_\sigma * \sigma}{\sigma_k}\right) + \left(\frac{\tau}{\tau^*}\right)^2 \leq 1.8$	0.375≤ 1.8

VI.3.1.7. Vérification de la poutre au déversement :

Le déversement est un phénomène qui se produit quand la semelle supérieure n'est pas encore solidarisée avec la dalle de béton, soit quand le béton est encore liquide. Le déversement sera vérifié selon la méthode proposée par le titre V du fascicule 61 de C.P.C article 19(1), Il est justifié que la contrainte due à la flexion présent une sécurité suffisante par rapport à la contrainte critique de déversement calculée à partir du moment critique M^* de déversement. Si $\sigma f *$ est la contrainte critique de déversement, on admet que la sécurité est obtenue si la contrainte σf due à la flexion satisfait à : $\boldsymbol{\sigma_f \leq f}$ $(\boldsymbol{\sigma_f}^*)$

$$f(\sigma_f{}^*) = 0.66 * \sigma_f{}^* \qquad si\ \sigma_f{}^* \leq 0.75\sigma_e$$

$$f(\sigma_f{}^*) = \sigma_e * (1 - 0.375\frac{\sigma_e}{\sigma_f{}^*}) \qquad si\ \sigma_f{}^* \geq 0.75\sigma_e$$

Avec :

$\boldsymbol{\sigma_f}^*$: Contrainte critique de déversement. $\sigma_f{}^* = \frac{M^*}{W_s}$

$\boldsymbol{\sigma_f}$: Contrainte calculer sous charge permanente dans la semelle supérieure. $\sigma_f = \frac{M}{W_s}$

Le moment critique de déversement :

$$M^* = \left(\frac{m_1 + m_2}{L}\right) * \sqrt{E * I * G * K}$$

$$m_1 = 3.54\left[\sqrt{1 + \frac{2.1}{a^2}} - \frac{1.45}{a}\right]$$

$$m_2 = \sqrt{1 + \frac{\pi^2}{a^2}}$$

Avec :

$$a^2 = \frac{4GK}{EI}\left(\frac{L}{b}\right)$$

L: portée de la pièce fléchie entraxe des entretoises.

I : Inertie de la poutre par rapport à l'axe YY' dans le plan de déversement.

b : Hauteur de la pièce.

K : le moment d'inertie à la torsion de la pièce considérée. $K = K = \frac{1}{3} * \sum s_i * {t_i}^3$

E : Module d'élasticité longitudinal = 2.1 * 10^5 Mpa.

G : Module d'élasticité transversale = 8.07 * $10^4 Mpa$.

Tableau VI-11. Vérification de déversement pour la section mi- travée

σ_f **(Mpa)**	170,42
K	25.041*10^7
a^2	0.285
m_1	0.62
m_2	3.47
M^*	90.2*10^3
$\sigma_f{}^*$ **(Mpa)**	1127.5
$f(\sigma_f{}^*)$	313.08
$\sigma_f \leq f\ (\sigma_f{}^*)$	170.42 ≤ 313.08

Limitations des contraintes : Il convient de limiter les contraintes nominales $\sigma_{Ed,ser}$et

$\tau_{Ed,ser}$, selon EN 1993-2:2006 (F), résultant des combinaisons de charges caractéristiques, calculées comme suit :

$$\sigma_{Ed.ser} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M.ser}}$$

$$\tau_{Ed.ser} \leq \frac{f_y}{\sqrt{3} * \gamma_{M.ser}}$$

$$\sqrt{{\sigma_{Ed.ser}}^2 + 3{\tau_{Ed.ser}}^2} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M.ser}}$$

Le coefficient partiel $\gamma_{M,ser}$ = 1,0 est fixé par l'Annexe de l'EN1993-2. En toute rigueur, le critère de Von Mises n'a de sens qu'à condition d'être calculé avec des valeurs de contraintes concomitantes.

Tableau VI-12. Limitations des contraintes

Contrainte	Vérification
$\sigma_{Ed.ser}$	190.34≤ 355
$\tau_{Ed.ser}$	73.02≤ 204.95
$\sqrt{{\sigma_{Ed.ser}}^2 + 3{\tau_{Ed.ser}}^2}$	228.45≤ 355

Respiration d'âme :

A chaque passage de véhicules sur le pont, l'âme se déforme légèrement hors de son plan, suivant l'allure de la déformée du premier mode critique de voilement, avant de revenir à sa position initiale. Cette déformation répétée, appelée respiration de l'âme, est susceptible de générer des fissures de fatigue à la jonction âme/semelle ou âme/raidisseur vertical.

Pour les âmes dépourvues de raidisseurs longitudinaux (ou pour un sous-panneau d'âme raidie), les risques de respiration de l'âme sont négligeables si :

$$\frac{h_w}{t_w} \leq \min(30 + 4L; 300)$$

Avec :

L : est la longueur de la travée en m (L ≥ 20m).

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{2.1}{0.025} = 84\text{m} \leq \min(30 + 4 * 60.25; 300) = 271m \qquad CONDITION\ VERIFIER$$

VI.4. VEREFICATION DES ENTRETOISES

Les entretoises sont des éléments transversaux leur rôle est de rigidifier la charpente et de reprendre les efforts transversaux (Majoritairement lié au vent).

Les entretoises dans notre cas sont des poutres profilé IPE400 et sur pile HEB 800 en acier de type E355.

On va vérifier la résistance des entretoises sous une charge transversale de vent. La pression du vent est fixée réglementairement à l'ELU à 2,00 KN/m².

On prend un coefficient de sécurité de 1.5 selon RCPR. La pression à l'ELU est donc : W_{ELU}= 3,0 KN/m²

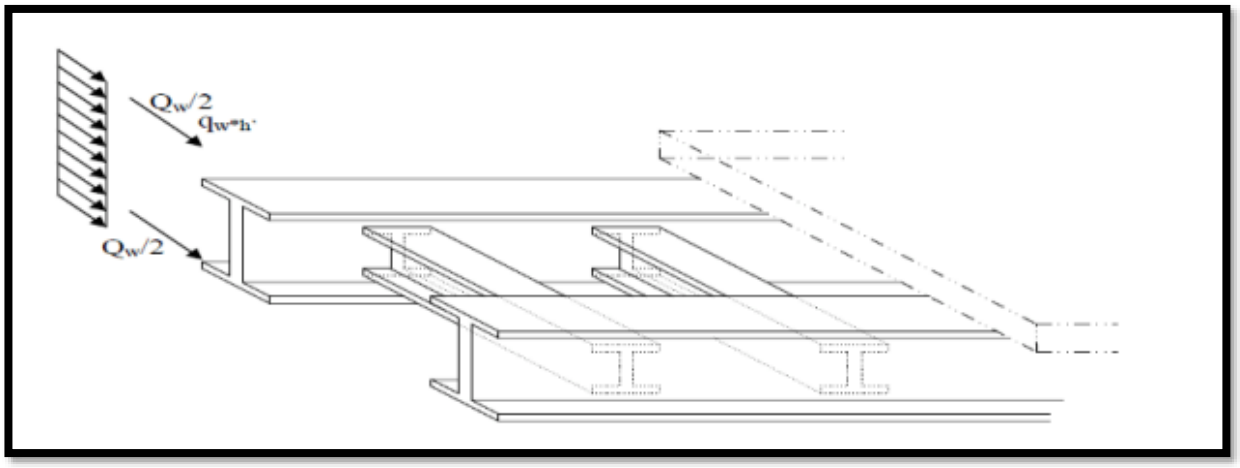


Figure VI-32. Effet de vent sur la dalle mixte

On suppose que le vent s'applique sur une hauteur de :

h' = h_{poutre}+ e_{dalle}+ (trottoirs + corniche) = 2.69 m

La force résultante de vent est alors : W_{ELU} = 2.69*3*5.92 = 47.77 kN.

On va supposer que la moitié de W_{ELU} est reprise par la dalle et l'autre moitié par la semelle inférieure. D'où les efforts suivant dans les entretoises :

Le moment fléchissant et l'effort tranchant :

$$M_e = \frac{W_{ELU} * h_m}{2} = \frac{47.77 * 1.1}{2} = 26.27\ kN.m$$

$$V_e = \frac{W_{ELU}}{2} * \frac{h}{b} = \frac{47.77}{2} * \frac{0.4}{0.18} = 53.07\ kN$$

Calcul des contraintes :

$$\sigma = \frac{M_e * V_a}{I} = \frac{26.27 * 0.2}{2.313 * 10^{-4}} = 22.715\ MPa < f_e = 355MPa$$

$$\tau = \frac{V_e}{h_w * t_w} = \frac{53.04}{0.373 * 0.0086} = 16.53\ MPa < 0.6f_e = 213MPa$$

Donc : **Les entretoises courant sont bien dimensionnées**

Au droit des appareils d'appui, utilise des entretoises HEB800

En effet, les appareils d'appui sont des pièces en élastomère qui autorisent des rotations tout en transmettant les charges. Elles ont une durée de vie inférieure à celle du pont et lorsqu'on les change, on soulève l'ouvrage avec des vérins. On déplace alors la réaction des piles vers les vérins.

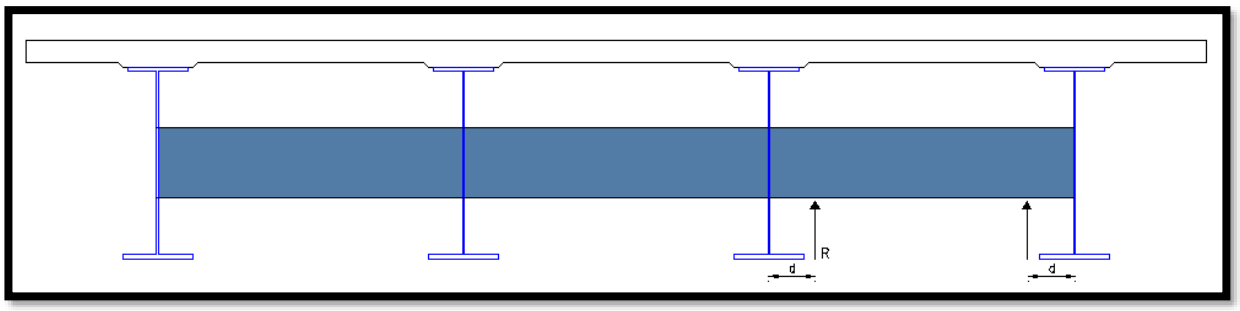


Figure VI-33. Effort de vérins applique sur l'entretoise HEB800

L'entretoise subit l'effort tranchant maximum du aux charges permanentes et à l'aide du logiciel CSIBRIDGE, on obtient les réactions maximums sur les appuis soit :

$$R = V_{ELU} = 1.35G = 1.35 * 1282.058 = 1730.77kN$$

Et le moment négatif :

$$M = R * d = 1730.77 * 0.9 = 1557.693kN.m$$

$$d = 0.5 + \frac{b_i}{2} = 0.9\ m$$

Le moment est négatif, le béton est fissuré et ne participe donc pas à la transmission des efforts.

Nous pouvons donc considérer une poutre seule.

Donc on trouve les sollicitations maximums à ELU : T_{max} =1730.77 kN

M_{max} = 1557.693kN/m

Vérification des contraintes de cisaillement

La contrainte de cisaillement moyen due à l'effort tranchant Ty doit satisfaire à la condition suivant :

$$\tau_{max} = \frac{T_Y}{A_w} = \frac{T_y}{t_w * h_w} = 134.72\text{MPa} \leq \bar{\tau} = 0.6 f_e = 213 MPa$$

VI.5. CALCUL DE LA DALLE

La dalle d'un pont sert de couverture destinée à recevoir la couche de roulement de la chaussée (revêtement, étanchéité ...etc.) et les surcharge des véhicules (civiles, militaires, exceptionnelles) et à transmettre leurs efforts aux poutres, elle doit donc être conçue pour exercer les fonctions suivantes :

- Résister aux actions locales verticales et horizontales du trafic, et à celles agissant sur les barrières ou les garde-corps.
- Transmettre les effets de ses actions aux éléments porteurs correspondants.
- Participer à la flexion transversale du pont mixte.

VI.5.1.LES RESULTATS NUMERIQUES

La dalle travaille en flexion simple suivant les deux directions longitudinale et transversale. On cherchera ici à déterminer les moments en vue du dimensionnement des armatures. Le calcul a été effectué par le logiciel « CSI BRIDGE » avec un modèle global de la structure qui permet de déterminer les moments fléchissant, on peut observer le comportement de la dalle sous différentes combinaisons de charges avec l'option de cartographie, la cartographie nous permet de déduire les moments fléchissant M_{11} et M_{22}.

Les valeurs des moments maximaux obtenues sous l'enveloppe des combinaisons à l'ELS sont représentées dans les figures suivantes :

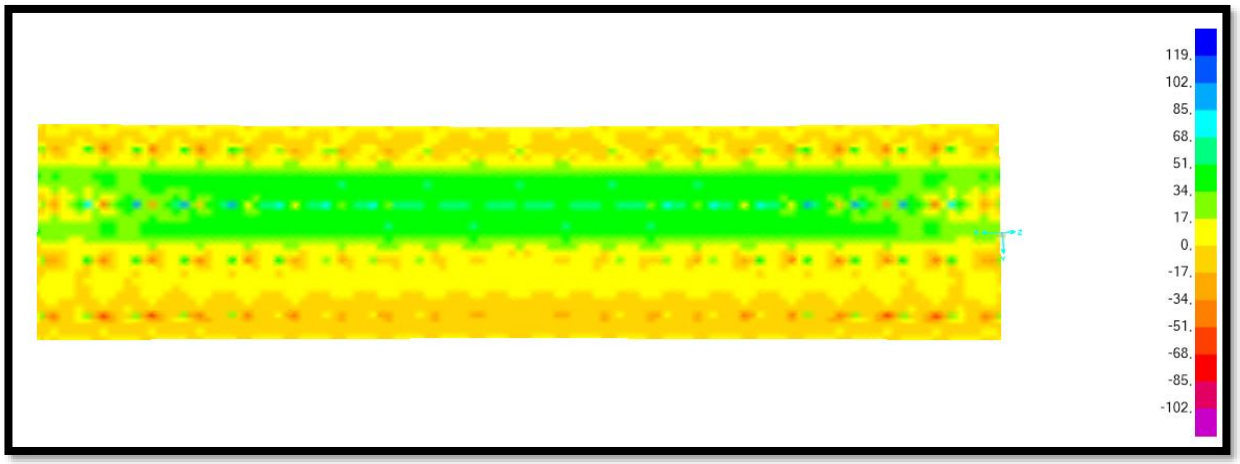


Figure VI-34. Le diagramme du moment fléchissant transversal de la dalle M_{22}

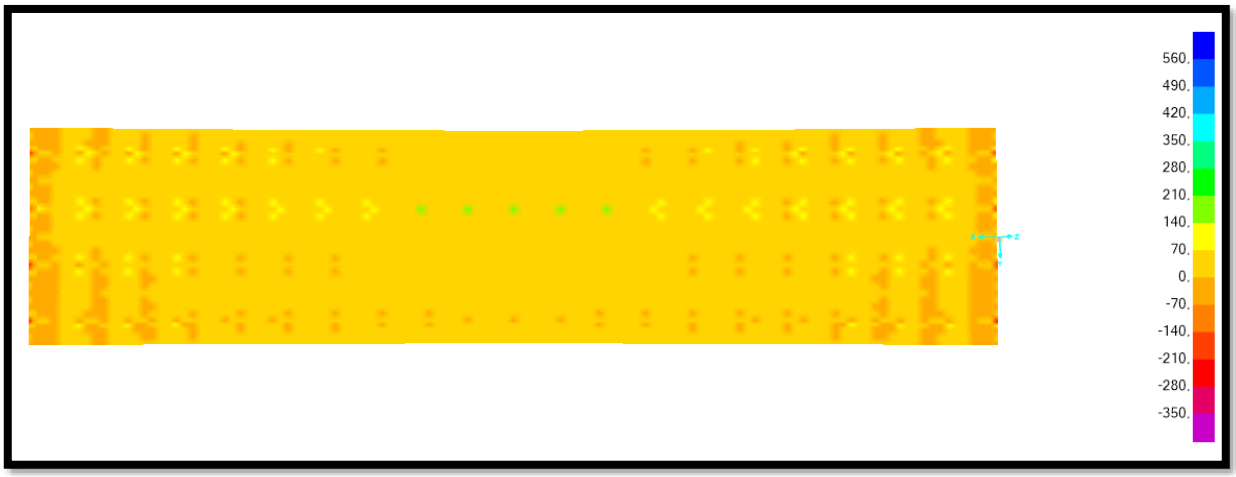


Figure VI-35. Le diagramme des moments fléchissant longitudinal de la dalle M_{11}

Le calcul du ferraillage se fera à l'aide du logiciel « EXPERT 2010 » pour la nappe supérieure et inférieure de la dalle suivant les deux directions. Le ferraillage s'effectuera pour une section de 100 × 25 cm^2, la fissuration est jugée préjudiciable pour un enrobage de 5 cm. Les sections d'armature obtenues sont les suivantes :

Tableau VI-13. Ferraillage de la dalle.

	Ferraillage longitudinal		***Ferraillage transversal***	
	nappe supérieur	Nappe inférieur	nappe supérieur	Nappe inférieur
Moment (kN.m/ml)	-103.67	142.96	-88.17	51.15
Section d'armature (cm^2)	24.4	34.4	20.5	11.5
Choix des barres	8HA20	8HA25	7HA20	7HA16

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_s = 11.5\ cm^2$$

$$A_{min} = \frac{0.23 * b * d * f_{tj}}{f_e} = \frac{0.23 * 100 * 22.5 * 2.7}{500} = 2.79\ cm^2$$

Avec :

$\boldsymbol{d} = 0.9h$. $\boldsymbol{ftj}$: La résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours

$\boldsymbol{fe}$: La limite d'élasticité de l'acier.

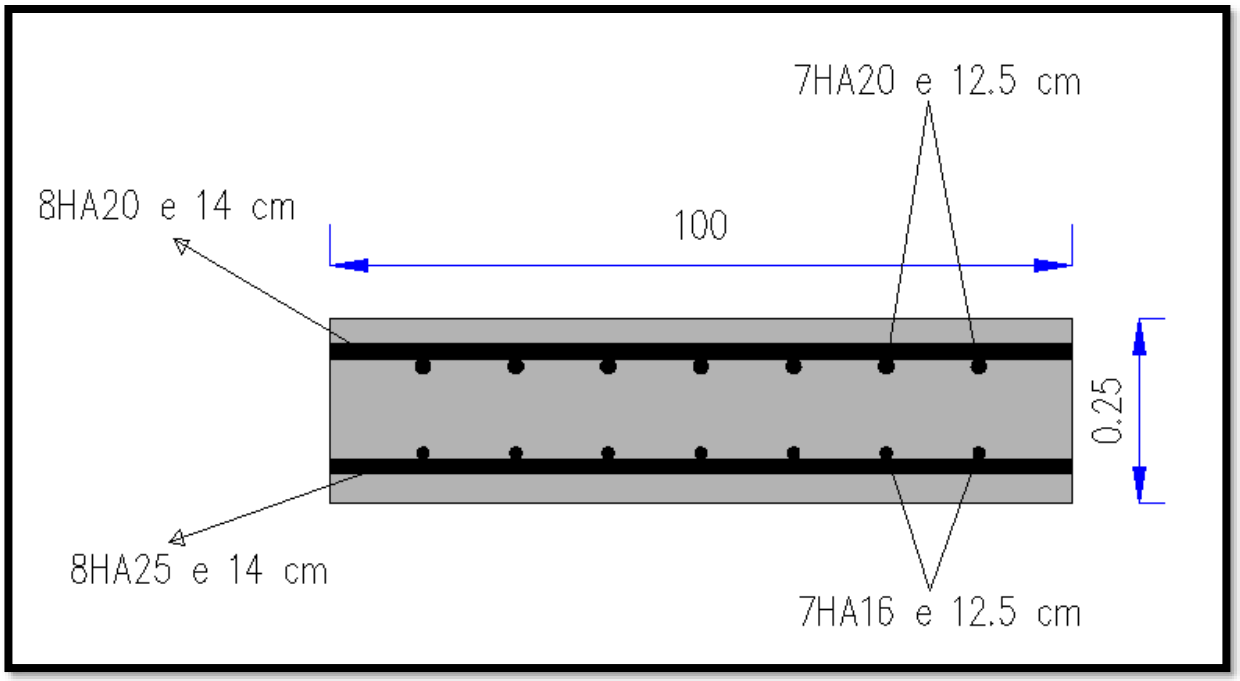


Figure VI-36. Ferraillage de la dalle

Vérification vis-à-vis l'effort tranchant :

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}$

D'après les résultats de logiciel on obtient V =0.122 MN

$$\tau_u = \frac{V}{b * d} = \frac{0.122}{1 * 0.225} = 0.54$$

$$\bar{\tau} = min\left(4\ MPa; \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}\right) = 1.63$$

Donc l'effort tranchant vérifier

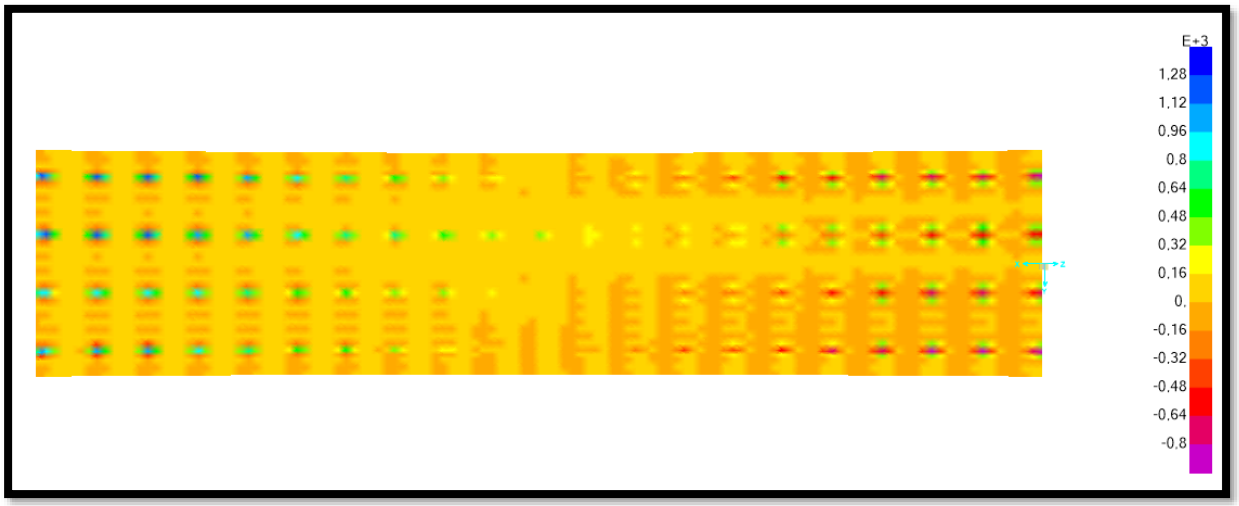


Figure VI-37. Les valeurs de l'effort tranchant s'exercent sur la dalle

VI.5.2. CONDITION DE NON POINÇONNEMENTS

Une force est localisée lorsque les dimensions de son impact sont petites par rapport aux dimensions de la dalle ; sous l'action des forces localisées telle que le « Br. » ; il y a lieu de vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement :

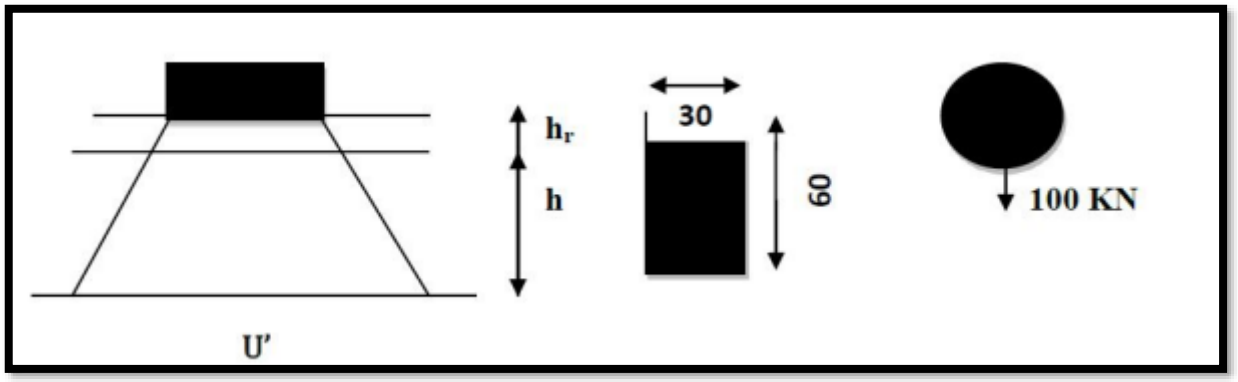


Figure VI-38. La transmission de la charge « Br »

Il faut que :

$$q_u \leq \frac{0.045 * U_C * h * f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec :

q_u : charge de calcul a l'état limite ultime.

U_C : périmètre du rectangle d'impact au niveau du feuillet moyen de la dalle.

h : épaisseur de la dalle.

$$q_u = 1.6 * \delta_{Br} * Q = 1.6 * 1.03 * 100 = 164.8 \text{ Kn}$$

$U_c = 2\times (U_0 + V_0)$

$U_0 = U + h + hr$ ⟷ $U_0 = 30+25+8 = 63$ cm

$V_0 = V + h + hr$ ⟷ $V_0 = 60 +25 + 8 = 93$ cm

Avec :

hr : Hauteur du revêtement

Uc = 2(0.63+ 0.93) = 3.12 m

$$q_u = 164.8\ kN \leq \frac{0.045 * 3.12 * 0.25 * 35000}{1.5} = 819\ kN$$

CONDISTION VRERIFIER ⟶ il n'y a pas de risque de poinçonnement

VI.6. CALCUL DES CONNECTEURS

La connexion entre la dalle en béton et la poutre métallique est la justification même de la construction mixte cette connexion est réalisée par des moyens de liaison appelée « connecteurs », qui ont pour but d'empêcher le glissement relatif entre les deux éléments à assembler ainsi que leur séparation (le soulèvement de la dalle), en assurant ainsi une reprise des efforts de cisaillement longitudinaux, cela permet d'obtenir une section mixte dont les deux composantes travaillent ensemble. Les connecteurs prouvent être classé en plusieurs catégories :

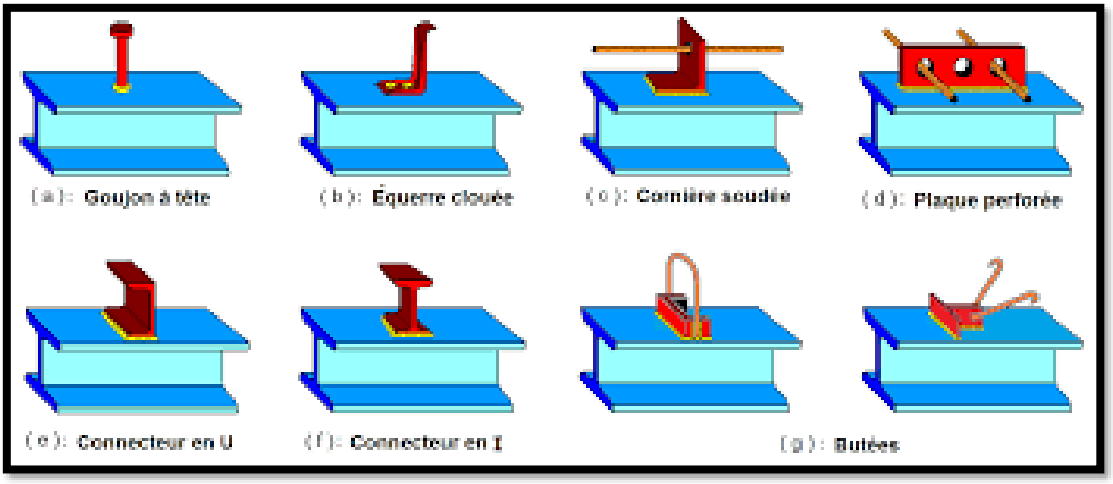


Figure VI-39. Système de connexion dans les section mixte (acier- béton)

- Goujon a tète.
- Equerre clouée.
- Cornière soudée.
- Plaque perforée

- ♣ Connecteur en U.
- ♣ Connecteur en I.
- ♣ Butées.

Dans notre projet on utilise des goujons à tête, puisque l'utilisation de ce type de connecteur est cependant de loin le plus courant, grâce à la facilité et la rapidité de pose. De plus, ces connecteurs sont l'avantage de présenter la même résistance dans toutes les directions. Ils permettent une bonne redistribution de l'effort rasant, Les goujons sont des connecteurs souples constitués d'une tige cylindrique de faible diamètre, soudée sur la membrure supérieure de la poutre avec un pistolet électrique (soudage par résistance). La tête du goujon permet d'empêcher l'arrachement et le soulèvement de la dalle de béton.

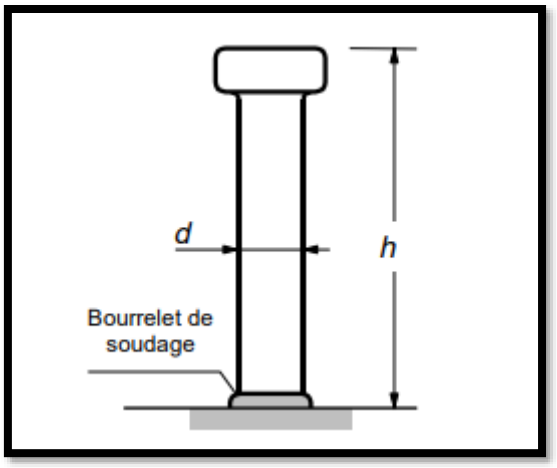


Figure VI-40. Goujon soudée.

VI.6.1. DISPOSITIONS CONSTRICTIVES RELATIVES A LA CONNEXION

Les dispositions constructives suivantes s'appliquent pour les dalles coulée sen place. Lorsque les dalles sont préfabriquées, ces dispositions peuvent être revues, en portant une attention particulière aux différents problèmes d'instabilité et aux questions de non uniformité du flux de cisaillement à l'interface acier-béton.

A/ Critère lies à la poutre principale de charpente :

De manière générale, pour assurer un comportement mixte de la poutre, l'espacement longitudinal maximal entre deux rangées de connecteurs successives est fixé à $\mathbf{e_{max}}$ **= min (800 mm ; 4e)** où **e** est l'épaisseur de la dalle.

Lors de la justification de la section à mi- travée on a considéré que la semelle supérieure comprimée de charpente était de classe 1 car elle était connectée à la dalle en béton. Or elle vérifie $\mathbf{c/t_f = 14{,}9\ \varepsilon \geq 14\ \varepsilon}$ donc sans la dalle, elle aurait été de classe 4. Pour pouvoir la considérer en classe 1, il faut que les rangées de connecteurs soient suffisamment rapprochées pour l'empêcher de voiler entre 2 rangées successives. Cela se traduit par un critère supplémentaire sur e_{max} :

$$\frac{e_{max}}{t_f} \leq 22\varepsilon = 22\sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

Avec :

$\mathbf{t_f}$: est l'épaisseur de la semelle supérieure et.

fy est la limite d'élasticité de l'acier de cette semelle.

Ce critère est complété par la donnée d'une distance maximale entre la rangée longitudinale de connecteurs la plus excentrée et le bord libre de la semelle supérieure comprimée, là encore pour éviter le voilement local de cette semelle le long de son bord libre :

$$\frac{e_d}{t_f} \leq 9\varepsilon$$

Cette distance e_d ne doit pas non plus être trop faible pour assurer un soudage correct des goujons. Il faut donc vérifier $e_d \geq 25$ mm. (voir la figure VI-38 pour la définition de e_d).

B/ Critère lies à l'ancrage de la connexion dans la dalle :

Lorsque la dalle présente un renformis au niveau de la semelle supérieure de la charpente, la distance minimale entre la face inférieure de la tête des connecteurs et la nappe inférieure des armatures passives est de 40 mm. Cette valeur est ramenée à 30 mm lorsqu'il n'y a pas de renformis.

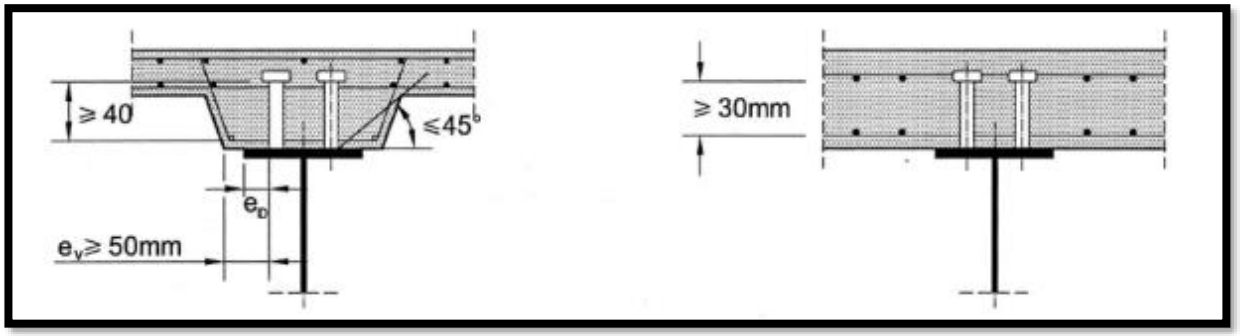


Figure VI-41. Dispositions constructives transversales

C/ Critère lies à la nature du connecteur :

L'EN1994-2 ne traitant que les goujons, seuls des critères qui leur sont liés sont définis par la norme :

- $\boldsymbol{h \geq 3d}$
- dimensions de la tête du goujon : $h_{tete} \geq 0.4d \; et \; d_{tete} \geq 1.5d$
- $\boldsymbol{d \leq 1.5t_f}$ Si la semelle d'épaisseur tf sur laquelle est soudé le goujon de diamètre d, est tendue sous la combinaison de fatigue.

Les critères relatifs à la charpente principale donnent des espacements longitudinaux maximum à respecter. Il existe aussi des espacements minimums à respecter lorsque des goujons sont utilisés :

- sens longitudinal : $e_{min} \geq 5d$
- sens transversal : $e_{min} \geq 2.5d$

VI.6.2. RESISTANCE D'UN GOUJON A TETE

On distingue deux modes de ruine pour ce type de connecteurs :

A/ La ruine par cisaillement de l'acier en pied, vis à vis de laquelle on a une résistance caractéristique :

$$P_{RK}{}^{1} = 0.8 * f_u * \frac{\pi * d^2}{4}$$

B/ La ruine par écrasement du béton en pied, vis-à-vis de laquelle on a une résistance caractéristique :

$$P_{RK}{}^{2} = 0.29 * \alpha * d^2 \sqrt{f_{ck} * E_m}$$

en prenant la plus petite de ces deux valeurs, $P_{RK} = min(P_{RK}{}^{1}; P_{RK}{}^{2})$

Avec

d: diamètre du goujon, h: hauteur du goujon. fu : résistance ultime à la traction de l'acier du goujon. fck : résistance caractéristique à la compression du béton (mesurée sur cylindre à 28 jours) Ecm : module d'élasticité du béton.

$$\alpha = 0.2 * \left(\frac{h}{d} + 1\right) \; pour \; 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \quad , \quad \alpha = 1 \; pour \; \frac{h}{d} > 4$$

γ_v : est le coefficient partiel devant être pris égal à 1.25 pour les états limites ultimes autres que la fatigue.

Ks : Le coefficient Ks est soumis au choix de l'annexe nationale, et la valeur recommandée de 0,75 a été modifiée pour celle de 0,6.

La résistance de calcul P_{Rd} s'obtient en divisant P_{RK} par le coefficient partiel Il s'agit là de la valeur recommandée de ce coefficient, retenue aussi par l'annexe nationale de l'EN1994-2. Finalement, la résistance de calcul vaut :

- **A L'ELU :** $P_{Rd}{}^{ELU} = P_{RK}/\gamma_v$
- **A L'ELS :** $P_{Rd}{}^{ELS} = K_s * P_{RK}$

VI.6.2.1. Type et dimension de goujon utilisé :

- Diamètre de goujon : $16 \leq d \leq 25$
- Hauteur de goujon : $h > 4 * d$
- Diamètre de la tête du goujon : $L \geq 1.5 * d$
- Epaisseur de la tête du goujon : $e \geq 0.5 * d$

Le type de goujon utilisé est le : **TRW Nelson KB 3/4"-150** (les dimensions du goujon sont données par le tableau relatif aux aciers des connecteurs en annexe A).

D’après le tableau on obtient les dimensions de goujon :

- Diamètre de goujon : d = 19 mm.
- Hauteur de goujon : h = 150 mm.
- Diamètre de la tête du goujon : dt = 32 mm.
- Epaisseur de la tête du goujon : e = 10 mm.
- Limite d’élasticité de goujon : fy = 350 N/mm^2.
- Limite de rupture de goujon : fu = 450 N/mm^2.

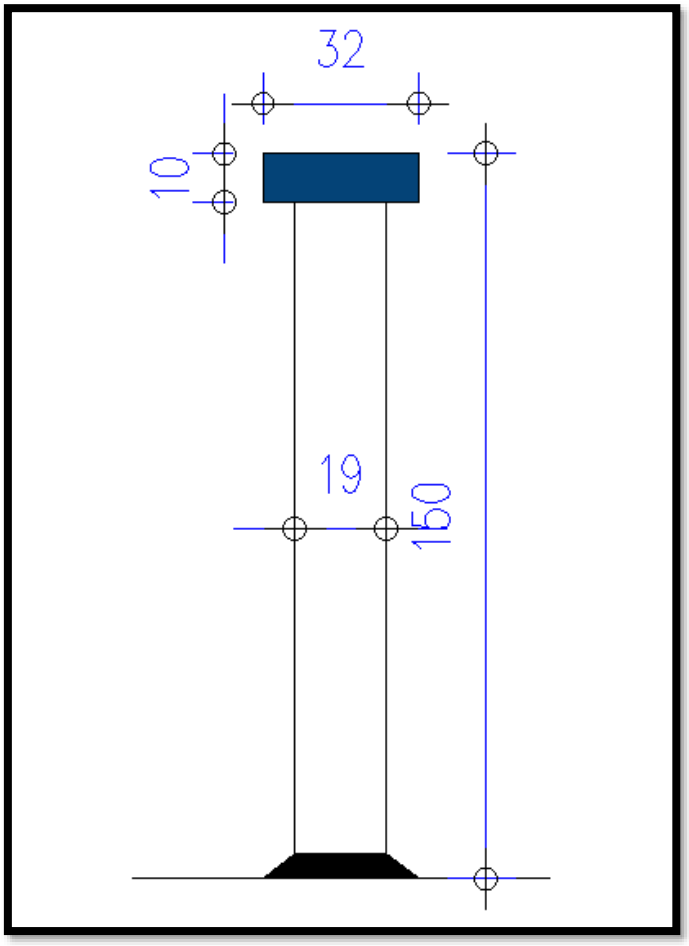


Figure VI-42. Dimensions de goujon a tète

VI.6.3. DETERMINATION DU NOMBRE DES CONNECTEURS

VI.6.3.1. La résistance de goujon :

- **La ruine par cisaillement de l'acier en pied :**

$$P_{RK}{}^{1} = 0.8 * f_u * \frac{\pi * d^2}{4} = 0.8 * 450 * \frac{\pi * 19^2}{4} = 0.102\ MN$$

- **La ruine par écrasement du béton en pied :**

$$P_{RK}{}^{2} = 0.29 * \alpha * d^2\sqrt{f_{ck} * E_m} = 0.29 * 1 * 19^2\sqrt{35 * 35981.73} = 0.12\ MN$$

La résistance caractéristique d'un goujon s'écrit alors :

$$P_{RK} = min\left(P_{RK}{}^{1}; P_{RK}{}^{2}\right) = min(0.102; 0.12) = 0.102\ MN$$

Finalement, la résistance de calcul vaut :

- **A L'ELU :** $P_{Rd}{}^{ELU} = P_{RK}/\gamma_v = 0.102/1.25 = 0.081MN$
- **A L'ELS :** $P_{Rd}{}^{ELS} = K_s * P_{RK} = 0.102*0.6 = 0.061MN$

VI.6.3.2. Principe de calcul :

Dans toute section du tablier, la densité de connecteurs doit être suffisante pour reprendre intégralement le flux de cisaillement.

VI.6.3.3. Dimensionnement sous ELU :

On a 4 tronçons identiques L = 15 m

Tronçon L_1 : L_1 =15 m

F_G : force de glissement

$$\mathbf{F_G = min(F_A; F_B)}$$

$$\mathbf{F_A = \frac{A_S * f_y}{\gamma_S}}$$

Avec :

As : Aire de la section charpente métallique.

fy : La limite d'élasticité de charpente métallique.

$$\mathbf{F_B = \frac{0.85 * f_{ck} * B_{eff} * h_c}{\gamma_b}}$$

Avec :

$\boldsymbol{fck}$: résistance caractéristique à la compression du béton.

$\boldsymbol{hc}$: la hauteur de dalle comprimée.

$\boldsymbol{beff}$: la largeur efficace de la dalle.

$\boldsymbol{\gamma_b}$: coefficient partiel de sécurité pour le béton.

$$F_A = \frac{A_S * f_y}{\gamma_S} = \frac{0.128 * 355}{1.05} = 43.28MN$$

$$F_B = \frac{0.85 * f_{ck} * B_{eff} * h_c}{\gamma_b} = \frac{0.85 * 35 * 4.73 * 0.25}{1.5} = 23.45MN$$

$$F_G = \min(F_A; F_B) = 23.45MN$$

Calcule nombre des connecteurs :

$$N \geq \frac{F_G}{P_{Rd}{}^{ELU}} = \frac{23.45}{0.081} = 290 \text{ Gougen}$$

On pose 5 goujons par range donc :

290/5 = 58 ranges

Espacement entre chaque range :

$$e = \frac{L_1}{\text{nombre de ranges}} = \frac{15}{58} = 26cm$$

Vérification de l'Espace limite :

$$e_{min} \leq e \leq e_{max}$$

$$e_{min} \geq 5d = 9.5\ cm$$

$$e_{max} = min(800; 4e) = 80\ cm$$

9.5cm ≤ 26cm ≤ 80cm ⟶ **CONDISTION VRERIFIER**

VI.6.3.4. Dimensionnement sous ELS :

Flux de cisaillement :

Lorsque le comportement de la structure demeure élastique dans une section donnée, chaque cas de charge de flexion générale produit un flux de cisaillement longitudinal $\mathbf{V_{L,Ed}}$ à l'interface entre la dalle en béton et la charpente métallique (appelé aussi « glissement »). Pour une poutre d'inertie constante soumise à un moment continu, ce flux se déduit aisément des caractéristiques de la section et des efforts généraux auxquels elle est soumise :

$$V_{L.Ed} = \frac{\mu_C * V_{Ed}}{I_{mixte}}$$

Avec :

$\boldsymbol{\mu c}$ **:** le moment statique de la dalle en béton par rapport au centre de gravité de la section mixte.

$\boldsymbol{V_{Ed}}$ **:** l'effort tranchant sous le cas de charge considéré.

$\boldsymbol{Imixte}$ **:** le moment d'inertie de la section mixte.

Principe de calcul : Dans toute section du tablier, la densité de connecteurs doit être suffisante pour reprendre intégralement le flux de cisaillement.

On doit vérifier alors en tout point x :

$$V_{L.Ed}{}^{ELS}(X) \leq \frac{N_i}{l_i} P_{Rd}{}^{ELS}$$

Pour des raisons constructives, il n'est en général pas envisageable de faire évoluer continûment la densité de connecteurs. On divise alors l'ouvrage en n tronçons de longueurs l_i, $i \in [1, n]$, sur chacun desquels on dispose un nombre Ni, $i \in [1, n]$, de connecteurs (densité constante par tronçon). Le choix des tronçons s'effectue en observant les variations de$V_{L.Ed}{}^{ELS}(X)$, chaque tronçon ayant typiquement une longueur comprise entre 5 et 15 m.

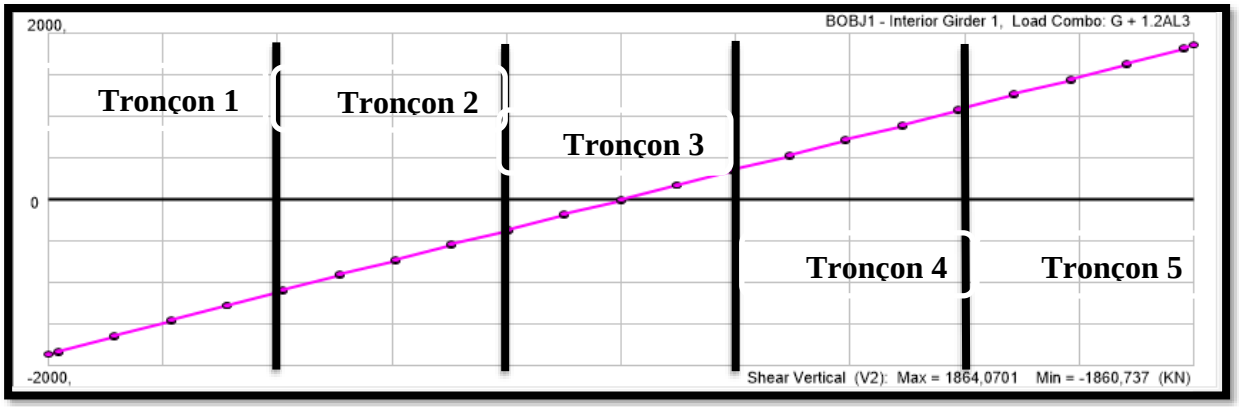


Figure VI-43. Diagramme de l'effort tranchant max ELS

Tableau VI-14.Valeurs des résistances au cisaillement longitudinal (MN/m)										
X (m)	12		24		36		58		60	
Coeff d'équivalence	6	18	6	18	6	18	6	18	6	18
V_{ED} (MN)	0.548	0.959	0.305	0.557	0.099	0.185	0.307	0.555	0.551	0.942
µc (m^3)	0.378	0.1799	0.378	0.1799	0.378	0.1799	0.378	0.1799	0.378	0.1799
I_{mixte} (m^4)	0.2535	0.18724	0.2535	0.18724	0.2535	0.18724	0.2535	0.18724	0.2535	0.18724
$V_{L,Ed}$(MN/m)	0.817	0.92	0.455	0.535	0.15	0.18	0.458	0.533	0.822	0.905

Le flux de cisaillement ELS maximal à reprendre est donc de 1.427 MN/N, ce qui est assuré à condition de placer les rangées de connecteurs au pas maximal de (5goujons par rangée)

$$\frac{5P_{Rd}^{ELS}}{max V_{L.Ed}} = \frac{5 * 0.061}{1.427} = 0.21m$$

Donc :

- Le nombre entier de ranges de goujons : 12/0.21 = 58 ranges
- Le nombre entier de goujons : 58*5 =290 goujons

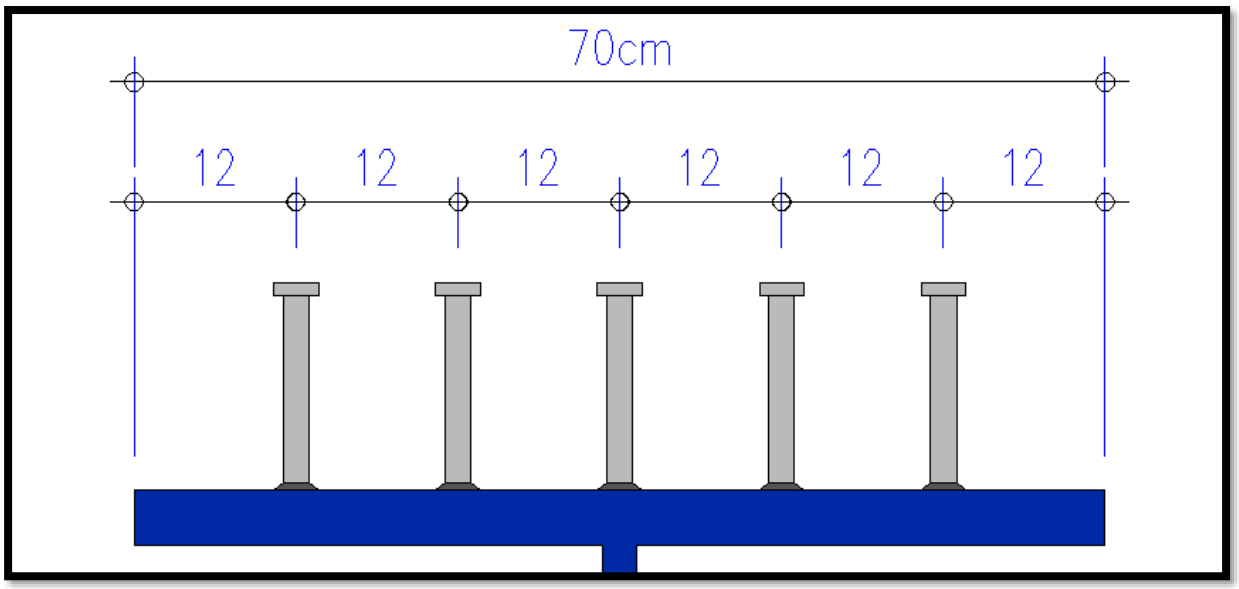


Figure VI-44. Disposition de connecteur de type goujons

VI.7. LES ASSEMBLAGES

Le montage est un travail entrant dans la réalisation d'un pont, il met en cause la sécurité et la capacité résistante finale des sections de l'ouvrage.

Un assemblage est un dispositif ayant pour but d'assurer la continuité mécanique de plusieurs pièces en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre elles en générant un minimum de sollicitations parasites.

VI.7.1.ASSEMBLAGE PAR SOUDURE :

Le soudage est une opération qui consiste à exécuter le plus souvent un cordon de métal fondu liant deux pièces à assembler. Le résultat de cette opération est un joint soudé qui assure la continuité de la matière entre les parties.

VI.7.1.1. Le principe de soudage :

On crée une continuité de matière entre deux pièces différentes par création d'un cordon de soudure provenant de la fusion d'une partie des pièces à assembler ou d'un métal d'apport. La continuité métallique entre les deux pièces ne peut en effet être obtenue qu'à partir d'un état liquide, ce qui permettra la naissance de grains communs lors du refroidissement.

VI.7.1.2. Types de soudures :

- **Soudures bout à bout :**

La soudure bout-à-bout est la plus courante et la plus facile à utiliser, elle est composée de deux pièces plates ou de même section disposées de façon parallèle. Elle assure une bonne continuité géométrique et un bon comportement aux différentes sollicitations.

Il en existe deux types :

- La soudure bout à bout à pleine pénétration pour laquelle la pénétration et la fusion de la soudure et du métal de base sont complètes sur l'épaisseur de l'assemblage.
- La soudure bout à bout à pénétration partielle pour laquelle la pénétration de la soudure ne s'étend pas à l'épaisseur totale de l'assemblage.

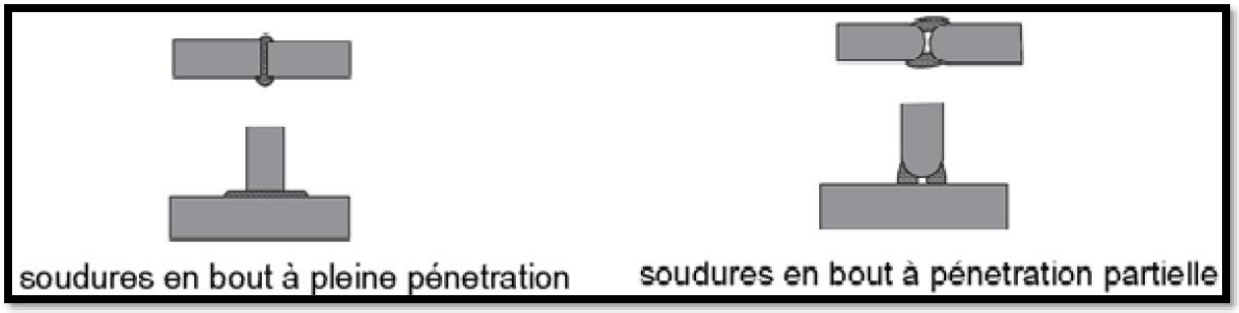


Figure VI-45. Schéma représentatif des deux types de soudure bout à bout

Jusqu'à des épaisseurs de pièces de 5 à 6 mm, les soudures peuvent être effectuées sur des pièces non chanfreinées.

Au-delà de 6 mm, il faut réaliser des chanfreins sur les rives d'assemblage.

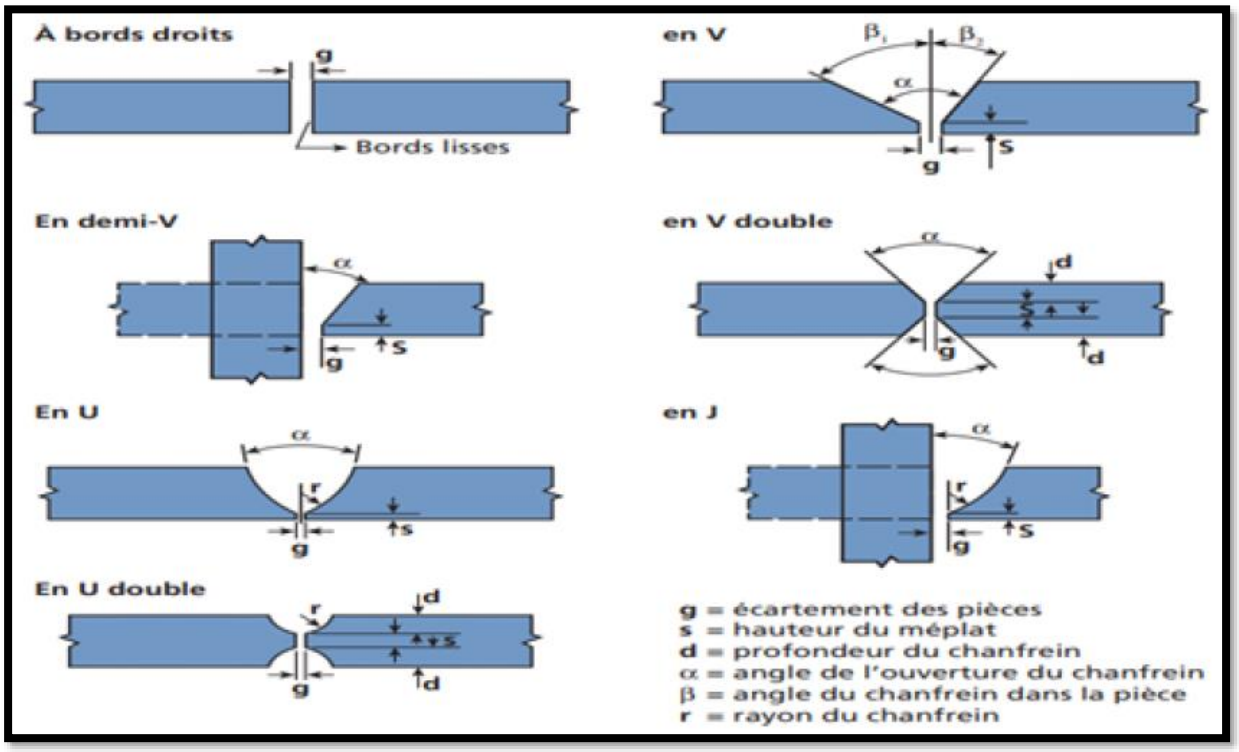


Figure VI-46. Schéma représentatif de soudure non chanfreinée et chanfreinée avec différentes formes

- **Soudures d'angle :**

Une soudure d'angle est une soudure dont la section transversale est approximativement triangulaire et qui est déposée à la surface des plats assemblés. Les soudures d'angle qui peuvent être déposées en un seul passage sont particulièrement économiques.

Selon la position relative des pièces à assembler, on a trois types de dispositions des soudures d'angle :

- Assemblage à recouvrement dans lequel les pièces se trouvent dans des plans parallèles.
- Assemblage d'angle dans lequel les pièces sont plus ou moins perpendiculaires l'une par rapport à l'autre.

Afin d'améliorer la résistance et la rigidité de l'assemblage dans ce cas, des soudures bout à bout sont généralement préférées.

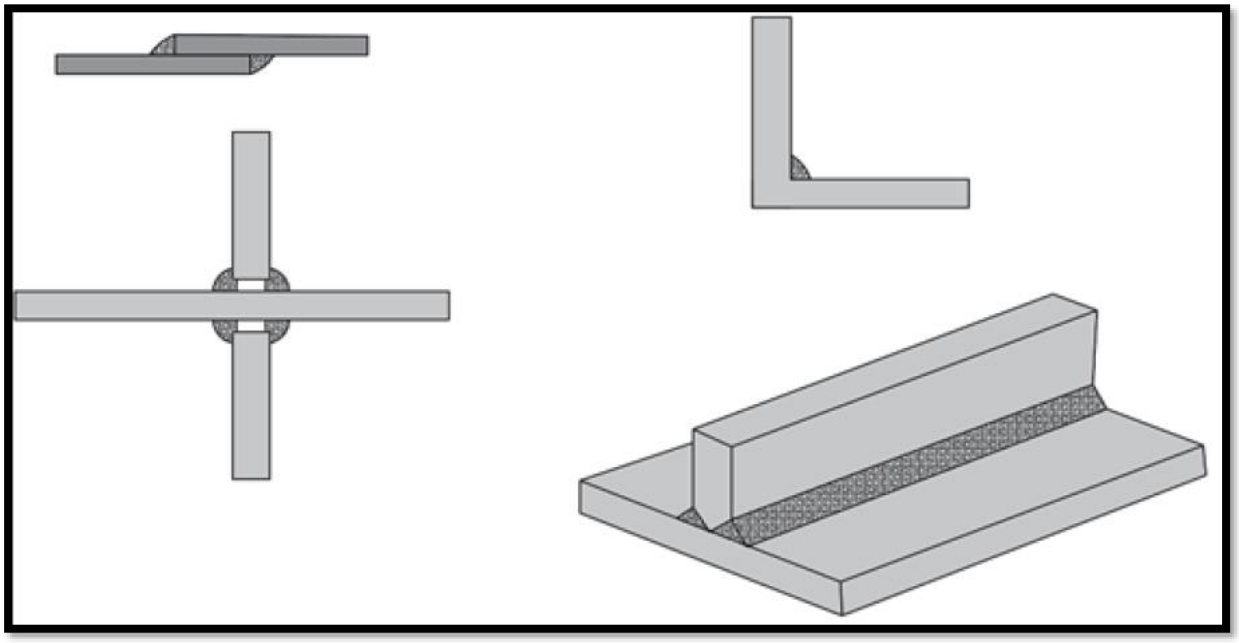


Figure VI-47. Schéma représentatif des différents types de soudure d'angle

- **Soudures en bouchon et en entaille :**

Leur fonction principale est d'empêcher le voilement ou la séparation des plats qui se recouvrent.

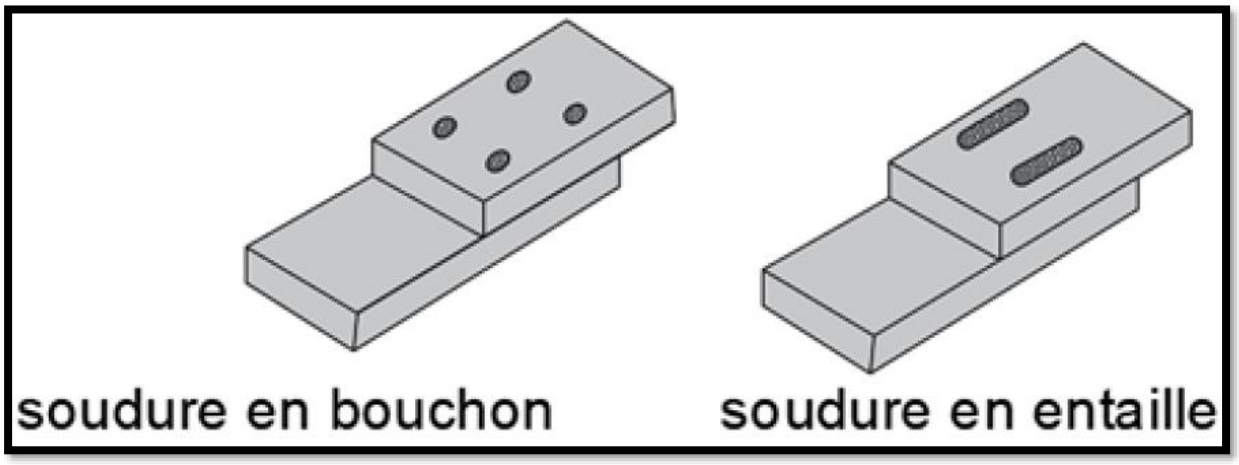


Figure VI-48. Schéma représentatif des soudures en bouchon et en entaille

VI.7.1.3. Avantages de la soudure :

- Continuité de matière, donc bonne transmission des efforts
- Pas de pièces secondaires
- Moindre encombrement, étanche, esthétique

VI.7.1.4. Inconvénients de la soudure :

- Le métal de base doit être soudable
- Le contrôle est obligatoire et onéreux
- Le contrôle exercé par les soudeurs est aléatoire

- Nécessité d'une main d'œuvre qualifiée et d'un matériel spécifique

VI.7.1.5. Soudures utilisées pour notre ouvrage :

Pour notre ouvrage on utilisera :

- Les soudures bout à bout à pleine pénétration chanfreiné en forme de « V double » avec un angle de 60° et hauteur de méplat de 2 mm et écartement de 3 mm pour joindre les tôles de la semelle entre elles.

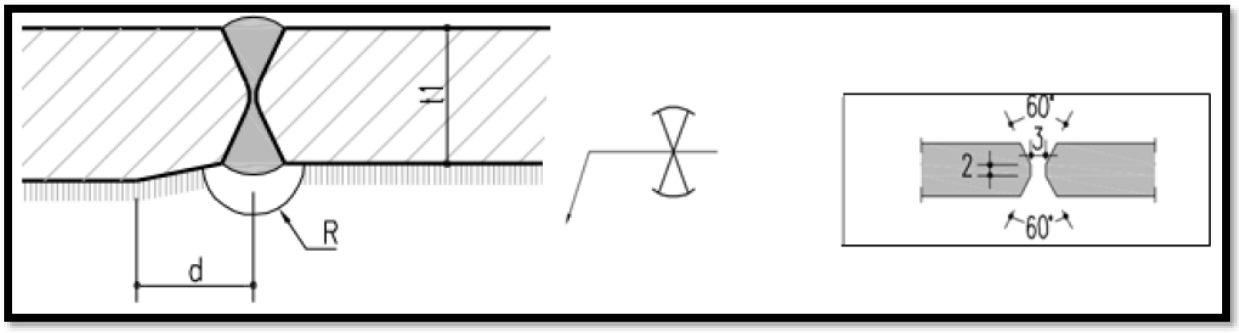


Figure VI-49. Soudures bout à bout de forme de « V double »

- Les soudures d'angle avec un angle de 90° et une gorge utile « a » égal à 14 mm pour soudée les raidisseurs avec les âmes des poutres ou les panneaux au niveau des piles.

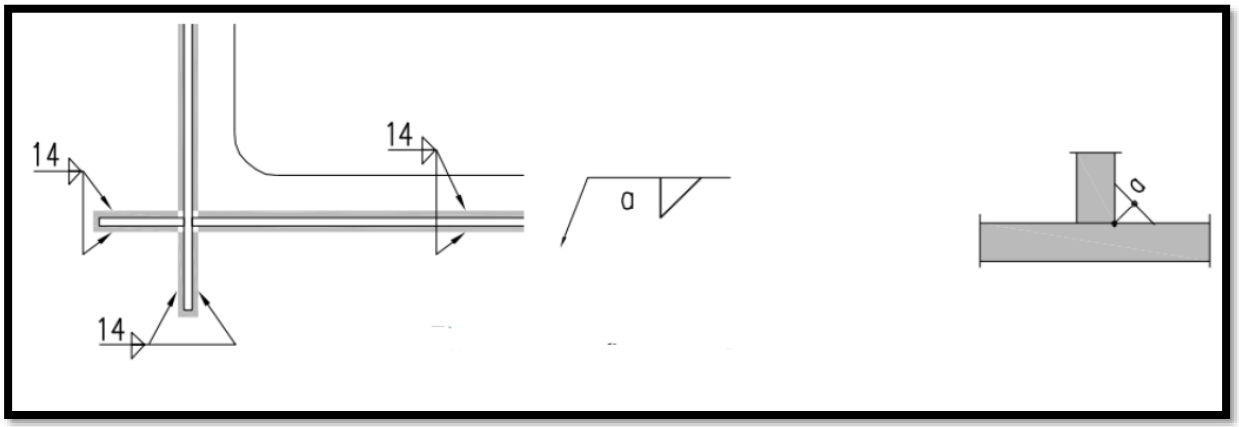


Figure VI-50. Soudures d'angle

VI.8. CONCLUSION

Les calculs effectués tout au long de ce chapitre nous ont permis de dimensionner et de vérifier que notre conception pour la superstructure sera en mesure de résister aux sollicitations auxquelles elle sera soumise tout en restant dans la stabilité, les efforts de la superstructure seront ensuite directement transmis à l'infrastructure qui devra à son tour être en mesure de leurs résister, chose dont parlera le chapitre qui suit.

CHAPITRE VII :

LES EQUIPEMENTS DE PONT

VII.1. INTRODUCTION

Les équipements recouvrent l'ensemble des dispositifs dont, la nature, la conception et le fonctionnement se diversifient, tout en jouant un rôle primordial dans la survie de l'ouvrage. Ces dispositifs présentent un but qui consiste à rendre le tablier d'un pont apte à remplir sa fonction vis-à-vis des usagers.

Dans ce qui suit, nous allons étudier quelques équipements nécessaires pour un ouvrage, tel que l'appareil d'appui et le joint de chaussée.

VII.2. APPAREIL D'APPUI

L'appareil d'appui est un élément de structure placé à la liaison entre la structure et son support, dont la fonction principale résulte en la transmission des efforts essentiellement verticaux ou accompagnés d'efforts horizontaux.

Les appareils d'appui en élastomère fretté AAEF représentent plus de 90% des appareils d'appui utilisés sur les ponts. Ce choix est dû aux certains avantages de type d'appareils :

- Descente de charge
- Déplacements horizontaux et rotation libre.
- Durabilité, coût, son environnement et ses dispositions constructives.

VII.2.1. CHOIX DU TYPE D'APPAREIL D'APPUI

Pour l'ouvrage mis en étude nous allons opter pour des appareils d'appui en élastomère fretté suite à leur constitution sous forme de feuillets d'élastomère (du néoprène en général) empilée avec interposition de tôles d'acier jouant le rôle de frettes.

Le type d'appareils d'appui préalablement choisi, est le plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton en raison des avantages qu'ils présentent :

- Facilité de mise en œuvre.
- Facilité de réglage et de contrôle.
- Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis.

VII.2.2. EVALUATION DES EFFORTS NORMAUX APPLIQUES SUR LES APPAREILS D'APPUIS

Les réactions appliquées seront calculées à l'ELU :

Le Combinaisons qui donne la réaction max c'est : **1.35G+1.35D240**

Rmax = 2.974 MN

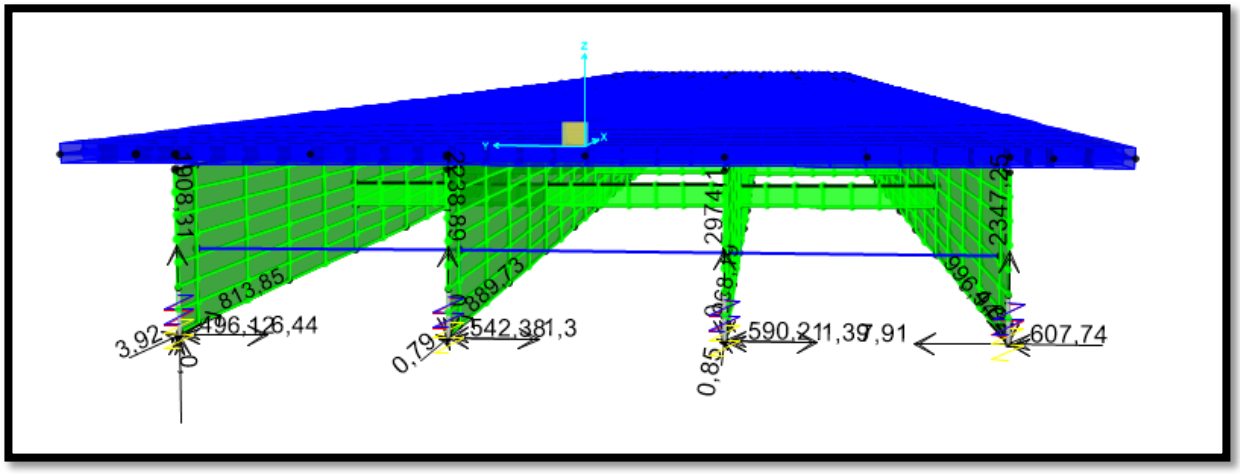


Figure VII-1. Réaction d'appui sous la combinaison ELU max

VII.2.3. DIMENSIONNEMENT DE L'APPAREIL D'APPUI

La définition géométrique de l'appareil d'appui est donnée sur la figure suivante dans avec :

- **(a, b, a', b')** sont les dimensions des appareils de forme rectangulaire.
- **(D et D')** sont les diamètres des appareils d'appui de forme circulaire.
- **(a et a')** désignent toujours les plus petites dimensions en plan de l'appareil d'appui s'il est rectangulaire.

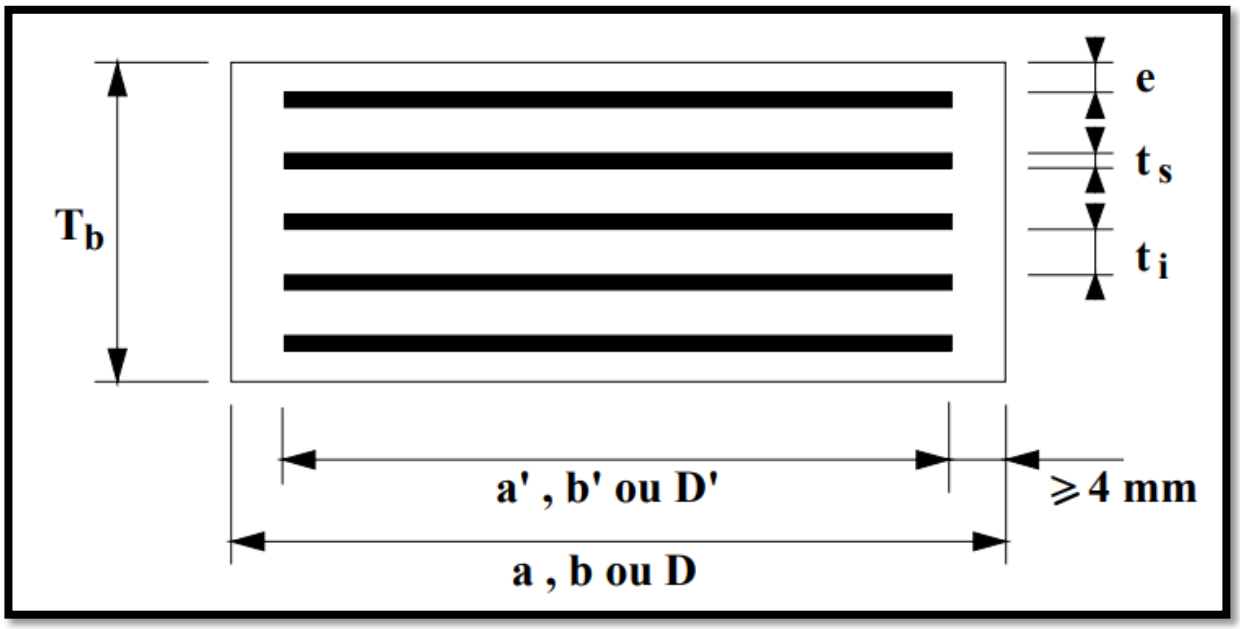


Figure VII-2. Définition géométrique d'un appareil d'appui

Avec :

T_b= n (ti + ts) + ts + 2 e : épaisseur nominale totale d'appareil, **Te = n ti + 2 e :** épaisseur nominale totale d'élastomère,

Épaisseur initiale totale moyenne d'élastomère en cisaillement, **e** compris les enrobages supérieur et inférieur.

$$Te=n\ ti + 2\ e \text{ si } e > 2{,}5 \text{ mm}$$

$$Te = n\ ti \text{ si } e \leq 2{,}5 \text{ mm}$$

Avec :

n : nombre de feuillets élémentaires d'élastomère. **ti :** épaisseur nominale d'un feuillet élémentaire d'élastomère. **ts :** épaisseur d'une frette élémentaire. **e :** enrobage.

VII.2.3.1. Aire de l'appareil d'appui :

Sous réserve des justifications complémentaires, la contrainte de compression moyenne devra être comprise entre 20 et 25 Mpa sur la surface « A » de l'appareil d'appui.

$$\frac{N_{max}}{a' \times b'} \leq \sigma_{adm} = 20MPa$$

$N_{max} = R_{max} = 2.974\ MN \longrightarrow a' \times b' \geq 1487.05\ cm^2$

On prend : $a \times b = 500 \times 500\ mm^2$

VII.2.3.2. Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui T_b :

Condition de non flambement :

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

Sachant que **: « a »** est le grand côté de l'élastomère.

$$\frac{500}{10} = 50\ mm \leq T_b \leq \frac{500}{5} = 100\ mm$$

VII.2.3.3. Dimensionnement des frettes :

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

$$\begin{cases} t_s > \dfrac{a \times \sigma_m}{\beta * \sigma_e} \\ t_s \geq 2\ mm \end{cases}$$

Avec :

$\boldsymbol{\sigma_e} = 235kg/mm^2$ (Pour l'acier 24-1) et G = 0.9MPa

$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{a \times b}$$

$$\beta = \frac{a \times b}{2 \times G \times (a + b)}$$

$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{a \times b} = \frac{2.974 \times 10^6}{500 \times 500} = 11.9\ MPa$$

$$\beta = \frac{a \times b}{2 \times G \times (a + b)} = \frac{\frac{500 \times 500}{100}}{2 \times 0.9 \times \left(\frac{500 + 500}{10}\right)} = 13.89$$

$t_s = 1.82\ mm$ Prônons $t_s = 3\ mm$

Nous allons opter pour le choix des dimensions suivant :

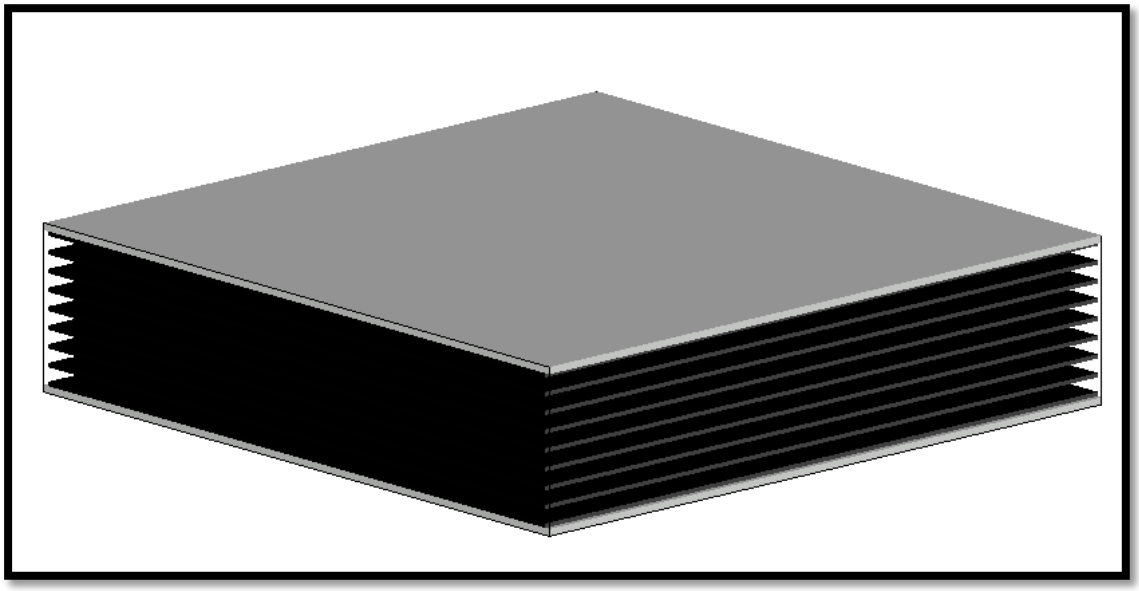


Figure VII-3. Schéma d'un appareil d'appui choisi pour l'ouvrage

Tableau VII-1. Les dimensions des appareils d'appuis.

	Appareil d'appui retenu
R_{max} (MN)	2.974
a × b (mm²)	500 × 500
Détails	- 8 feuilles d'élastomère d'épaisseur : ti = 10 mm. - 9 frettes métalliques d'épaisseur : ts = 3 mm. - Enrobage extérieur = 5 mm. - Enrobage des chants = 4 mm.
K_{A_app} (MN/m)	3.33
Te	90
T_b	117

VII.2.4. EVALUATION DES EFFORTS HORIZONTAUX

VII.2.4.1. Efforts dus aux actions statiques :

L'effort statique en tête de chaque appui est donné par la formule suivante :

$$H_{sta} = \frac{n * \Delta_x * G * a * b}{T_e}$$

Avec :

G : module de déformation transversale d'appareil d'appui, G = 0,9 MPa.

Δ_x : déformation due à la force considérée.

a×b : dimensions de l'appareil d'appuis.

T_e : épaisseur des feuillets d'élastomère.

n : nombre d'appareils d'appuis 4 dans notre projet

Action due à la variation de la température :

$$H_T = \frac{n * \Delta_T * G * a * b}{T_e}$$

$$\Delta_T = \varepsilon_T * |X_i|$$

$$\varepsilon_T = \Delta_t * \alpha = 4.095 * 10^{-4}$$

$$\Delta_t = 35\ C^\circ \ et\ a = 11.7 * 10^{-6} C^{\circ -1}$$

Action due au retrait et fluage dans chaque appareil appui :

$$H_{r+n} = \frac{n * \Delta_{r+n} * G * a * b}{T_e}$$

$$\Delta_{r+n} = (\varepsilon_r + \varepsilon_n) * |X_i|$$

Avec :

$\varepsilon_r = 2.4 * 10^{-4}$: coefficient de retrait.

$\varepsilon_n = k_{fl} * 10^{-4}$: k_{fl} coefficient du fluage à t = 0 au moment où il subit la contrainte σ_b est de 2 à 3. On prend $k_{fl} = 3$ alors $\varepsilon_n = 3 * 10^{-4}$

$|X_i|$: la distance entre les appuis centre de rigidité

VII.2.4.2. Efforts dus aux actions dynamiques :

Les actions dynamiques (effort de freinages système Bc et A(L)

Système de charge Bc :

$$F_{Bc} = 300 * b_c = 300 * 1.2 = 360\ kN$$

Système de charge A(L) :

$$F = \frac{A * S}{2 + 0.0035 * S} = \frac{5.98 * 3.83 * 3 * 60.25}{20 + 0.0035 * 3.83 * 3 * 60.25} = 184.622\ kN$$

Tableau VII-2. La réaction de tablier horizontal dans chaque appareil d'appui

n	G	$\lvert X_i \rvert$	Δ_T	Δ_{r+n}	H_T	H_{r+n}	F_{Bc}	F
4	0.9	29.625	0.012	0.015	120	150	180	92.311

VII.2.5. VERIFICATION DE L'APPAREIL D'APPUI

La reprise des charges verticales, horizontales et les rotations de la part des appareils d'appuis mènent à l'apparition de déformation qui s'accompagnent de contraintes qui sont nécessaire à limiter pour éviter toute dégradation. La vérification se fait selon le RPOA 2008 et on trouve :

VII.2.5.1. Résistance à la compression :

La contrainte moyenne de compression doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{a * b} \leq 20\ Mpa$$

Avec

N_{max} : réaction d'appui a l'ELU

$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{a * b} = \frac{2.974}{0.5 * 0.5} = 11.90\ Mpa \leq 20\ Mpa \qquad condistion\ verifiee$$

VII.2.5.2. Sécurité au flambement :

On doit vérifier que :

$$\gamma_S * P_U < P_C$$

$$P_C = 4GBS^2 \frac{d}{h}$$

$$S = \frac{a * b}{2 * t_i(a + b)}$$

Avec

γ_S : coefficient de sécurité, $\gamma_S = 3$.

P_U : valeur maximale des charges verticales à l'ELU.

P_C : charge critique de flambement.

G : module de cisaillement, G = 0.9 MPa.

B : aire nominale en plan de l'appui, B = a × b.

d : somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur d'élastomère, d = ti + ts.

h : hauteur totale de l'appareil d'appui.

S : facteur de forme (rapport de l'aire nominale en plan à la surface extérieure d'un feuillet.

$$S = \frac{a * b}{2 * t_i(a + b)} = \frac{0.5 * 0.5}{2 * 0.01(0.5 + 0.5)} = 12.5$$

$$P_C = 4GBS^2 \frac{d}{h} = 4 * 0.9 * 0.25 * 12.5^2 \frac{0.013}{0.117} = 15.625\ MN$$

Alors

$\gamma_S * P_U = 3 * 2.974 = 8.92\ MN < P_C = 15.625\ MN \quad condition\ verifiee$

VII.2.5.3. Limitation de la distorsion :

On doit vérifier :

$$\delta = \tan\gamma < \delta_C$$

La distorsion δ des appareils d'appuis doit être limitée à une valeur critique δc.

- pour $P = \frac{P_U}{P_C} \leq 0.25 \quad \delta \leq 0.7 + 4(\delta_0 - 0.7)(0.25 - P)$
- pour $P = \frac{P_U}{P_C} > 0.25 \quad \delta \leq 1.4(1 - 2P)$

Avec

$\delta_0 = \frac{C}{h_C} \quad borne\ par\ [0.7 < \delta_0 < 2]$

C : petit cote pour un appui rectangulaire

h_C : épaisseur total d'élastomère

$$P = \frac{P_U}{P_C} = \frac{2.974}{15.63} = 0.19 < 0.25$$

$$\delta_0 = \frac{C}{h_C} = \frac{0.5}{0.09} = 5.56 \; on \; prond \;\; \delta_0 = 2$$

$$\delta = 0.03 \leq 0.7 + 4(\delta_0 - 0.7)(0.25 - \mathrm{P}) = 0.7 + 4(2 - 0.7)(0.25 - 0.19) = 1.012$$

VII.2.5.4. Condition du non-glissement :

Pour assurer la stabilité des appareils d'appuis au glissement dans le cas dynamique, on vérifiera la condition :

$$H < fN$$

Avec

H : l'effort horizontal

N : l'effort vertical.

f : coefficient de frottement, $f = 0.1 + (0.6/\sigma_m)$

H = 1.19 MN N = 8.79 MN $\sigma_m = 35.15$ Mpa $f = 0.12$

D'ou $H = 1.19 > fN = 1.03 \; condition \; non \; verifiee$

Donc on doit placer des dispositifs de non-glissement au niveau des bords de néoprène.

VII.3. FERRAILLAGE DE DE D'APPUI

Le dé d'appui permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier vers l'élément porteur « chevêtre », ainsi qu'assure le dévers du tablier.

Les déférentes sections d'armatures sont évaluées suivant le guide SETRA (P.P.73).

Armatures de chainage : La section d'armatures de chainage peut être déterminée par des règles analogues à la méthode des bielles ou à la méthode de reprise des efforts d'équilibre général.

Ces armatures de chainage sont généralement disposées en une seule nappe ancrée aux extrémités soit par boucle à plat soit dans le corps de fût.

$$\mathrm{A_c} = \frac{0.25\mathrm{R_{max}}}{\overline{\sigma}_\mathrm{a}} = \frac{0.25 * 2.974 * 10^{-4}}{(500/1.15)} = 17.1 \; cm^2$$

Armatures horizontales : Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, l'ensemble des armatures horizontales placées sous le chainage, devra reprendre un effort égal à 12,5% de la même descend de charge diamètre conseillé est : 8Ø ou 10Ø.

$$\mathrm{A_h} = \frac{0.125\mathrm{R_{max}}}{\overline{\sigma}_\mathrm{a}} = \frac{0.125 * 2.974 * 10^{-4}}{(500/1.15)} = 8.55 \; cm^2$$

Armatures de surface et d'éclatement :

Frette supérieure : Elle est placée la plus près possible de la surface supérieure de l'appui, il s'agit d'armatures croisées est capable de reprendre un effort égal à 4% de R.

$$A_S = \frac{0.125R_{max}}{\overline{\sigma}_a} = \frac{0.04 * 2.974 * 10^{-4}}{(500/1.15)} = 2.74\ cm^2$$

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

$$A_i = \frac{0.1R_{max}}{\overline{\sigma}_a} = \frac{0.1 * 2.974 * 10^{-4}}{(500/1.15)} = 6.84\ cm^2$$

Tableau VII-3. Ferraillage de dé d'appui

	Section d'acier (cm^2)	Ferraillage
A_c	17.1	12HA14
A_h	8.55	11HA10
A_S	2.74	4HA10
A_i	6.84	9HA10

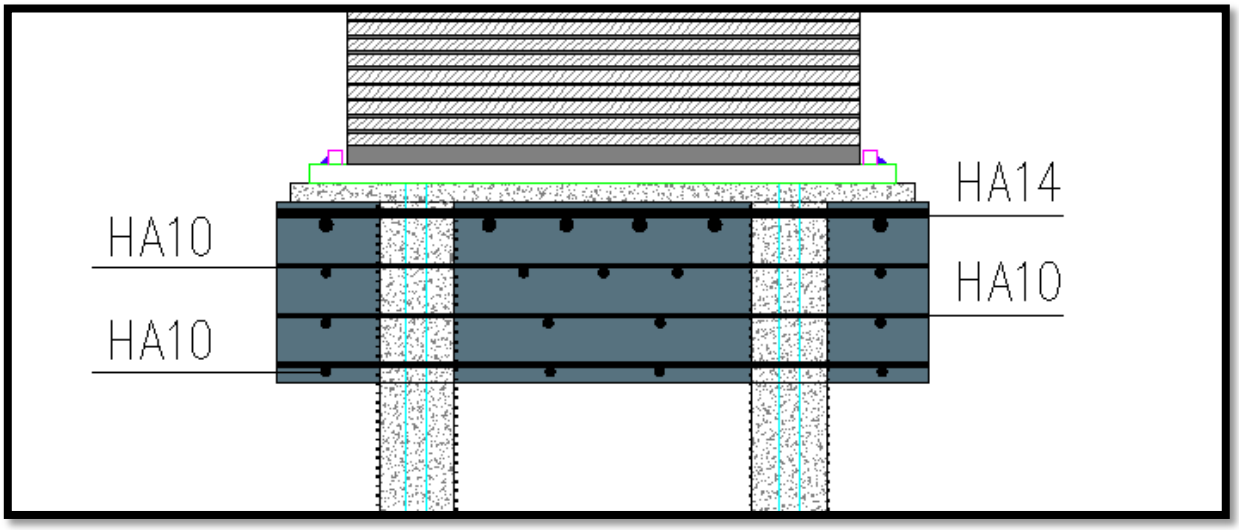


Figure VII-4. Ferraillage de dé d'appui

VII.4. JOINT DE CHAUSSEE

Les tabliers de ponts subissent des variations dimensionnelles longitudinales dues à des variations de température, du retrait, du fluage et des déformations d'exploitation. Il convient de rendre le tablier librement dilatable, donc de ménager un jeu à ses ou à une de ces extrémités.

VII.4.1. DIMENSIONNEMENT DU JOINT DE CHAUSSEE

Les joints sont dimensionnés pour l'action sismique, qui est dominante, entre les équations suivantes:

$W_{[STATIQUE]} = W_D + W_T = \pm 12.0$ mm

$W_{[SEISIMIQUE]} = W_D + 0.3W_T + W_S/3 = \sim 0 \pm 0.3 \times 20 = \pm 168$

Avec

W : souffle total de joint

W_D : souffle des déformation différées (retrait + fluage)

W_T : souffle thermique

W_S : souffle sismique

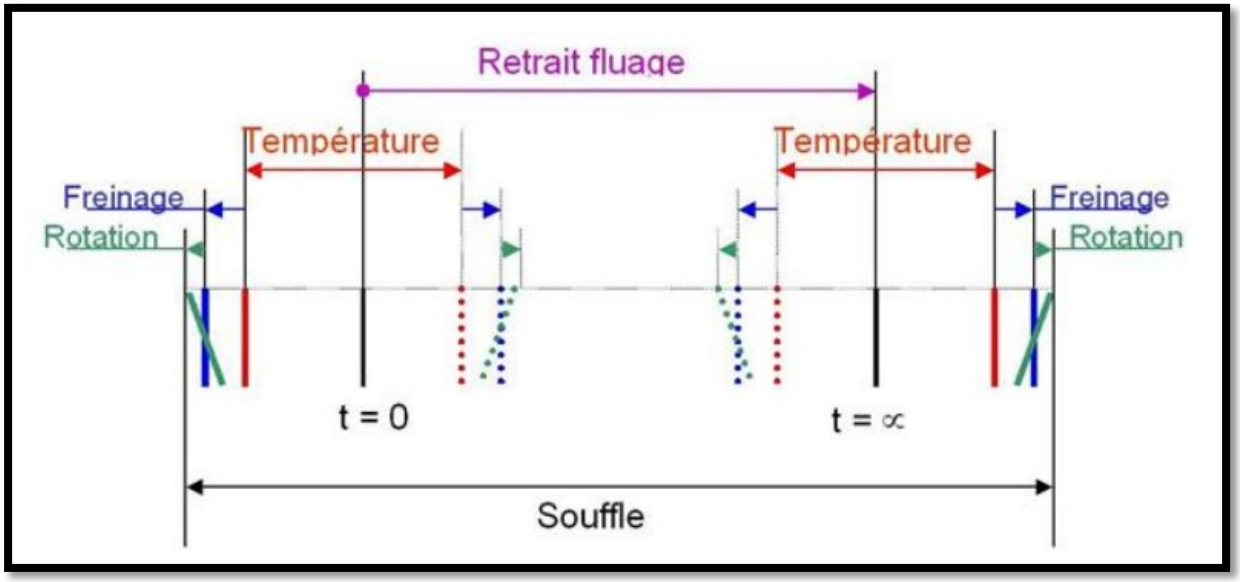


Figure VII-5. Décomposition des souffle

On utilise pourtant une joint type **TM400** qui peut accueillir des déplacements jusqu'à ± 200 mm (il se trouve à une position initiale $d_{j0} = -30$mm).

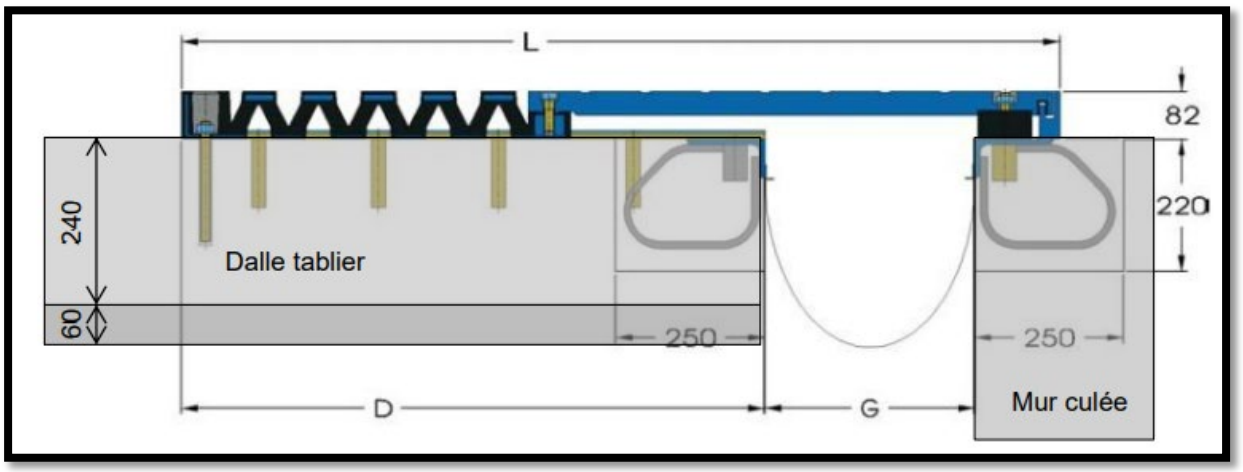


Figure VII-6. Joint de type TM400

Tableau VII-4. Différent paramètres de joint	
L (mm)	1227
G (mm)	$230+d_{j0} = 200$
D (mm)	855
Nr.modules	5
déplacement	$\pm$ 200 mm – d_{j0}

VII.5. CONCLUSION

Par ce chapitre, nous avons dimensionné et vérifier chaque élément des équipements de pont qui jouent un double rôle fondamental pour garantir le confort des usagers et la sécurité de l'ouvrage d'un côté et de relie la superstructure et l'infrastructure de l'autre côté.

CHAPITRE VIII :

L’INFRASTRUCTURE

VIII.1.INTRODUCTION

L'étude de l`infrastructure d'un ouvrage est l'une des options fondamentales du projet. Cette étude est indissociable de l'ouvrage dans son ensemble. La détermination des appuis et des fondations d'un ouvrage relève d'une longue réflexion basée sur un processus progressif et itératif. Dans le présent, on va étudier les appuis et les fondations sous l'ouvrage.

VIII.2.ÉTUDE DE LA PILE

Les piles sont des appuis intermédiaires dont le rôle est de transmettre jusqu'au sol de fondation les efforts provenant des charges et surcharges. Elles jouent un rôle important dans la résistance globale du pont.

D'une manière générale, une pile comporte deux parties bien distinctes :

Elévation fut ou voile : sur laquelle repose le tablier par l'intermédiaire d'appareils d'appui. Elle est constituée soit par un ou plusieurs voiles, soit par une série de colonnes ou poteaux généralement surmontés d'un chevêtre.

La fondation : constituée soit par semelle superficielle reposant directement sur le sol ou sur un massif de béton non armé (puits), soit par un ensemble de pieux réunis en tête par une semelle de liaison.

VIII.2.1. DIMENSIONNEMENT DE LA PILE

Dans notre ouvrage, nous allons adopter des piles deux fut circulaire de diamètre Ø = 2.6 m avec un chevêtre a la tête.

Tableau VIII-1. Hauteurs des piles

Piles	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7
Hauteur(m)	7.04	9.46	15.93	20.88	17.03	11.72	6.66

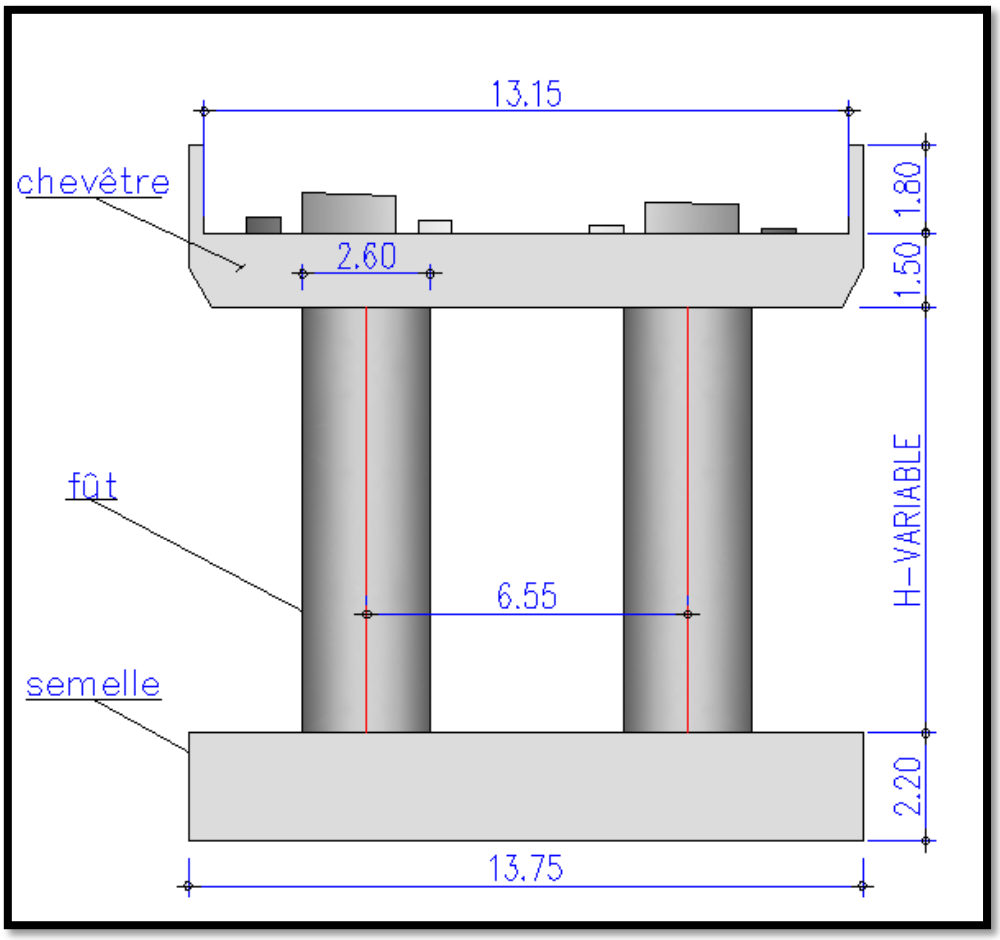


Figure VIII-1. Dimensions de la pile

VIII.2.2. ETUDE SISMIQUE

L'objectif de cette étude est consacré à :

- Analyse modale (Modes de vibration).
- Analyse dynamique spectrale.
- Evaluation des sollicitations et interprétation des résultats

VIII.2.2.1. Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique :

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

Tableau VIII-2. Caractéristiques de la zone	
Classification de pont	2er groupe
Classification de zone sismique	IIb
Coefficient d'accélération de zone	0.25
Classification de site	S3

VIII.2.2.2. Modélisation du pont :

Pour les besoins de l'étude un modèle 3D en éléments finis a été élaboré en utilisant le logiciel de calcul **CSI BRIDGE V22.**

Le tablier est modélisé par des éléments **« Shell »,** et les poutres et les piles ont été modélisés par éléments **« Frame »** ainsi Les appareils d'appui ont été modélisés par des éléments **« Link »** pour la prise en compte de leurs raideurs propre.

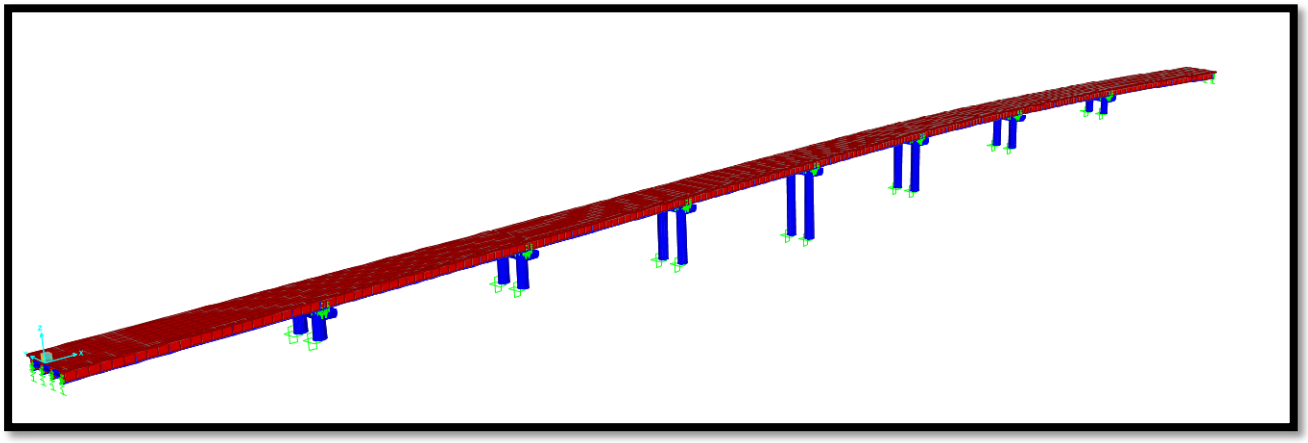


Figure VIII-2. Modèle de calcul numérique

les appareils d'appuis en élastomère frette de rigidité $K_{appreiel} = 3333.3\ KN/m$

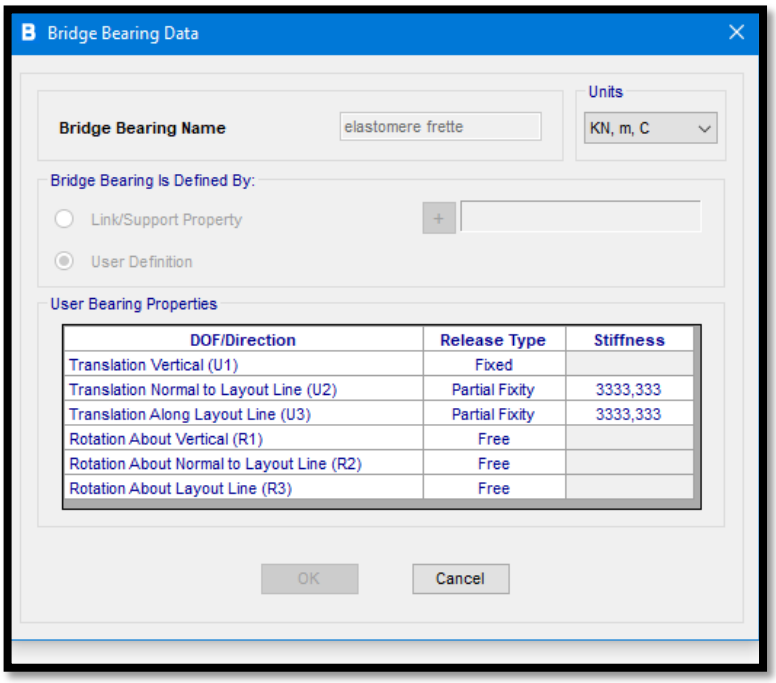


Figure VIII-3. Propriété de l'appareil d'appuis

VIII.2.2.3. Détermination des actions sismiques :

La méthode de calcul utilisé est la méthode dynamique spectrale de réponse exigée par le RPOA, Le spectre de réponse élastique constitue généralement la donnée de base pour le calcul sismique, les deux composantes horizontales et verticales sont considérées :

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

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

Avec

g : Accélération de la pesanteur **(g=9,81m/s²)** ; **A :** Coefficient d'accélération **(A=0,25)**
S : Coefficient de site ; **T1, T2** : période caractéristique associées à la catégorie de site (est donnée dans le tableau VIII.3) ; **ζ :** Taux d'amortissement Pour le béton armé : **ζ = 5**
η : Facteur de correction de l'amortissement**($\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)}$)**

Tableau VIII-3. Valeurs de T_1 et T_2 et S pour la composante horizontale(s)

Site	S3
T_1	0.2
T_2	0.5
S	1.2

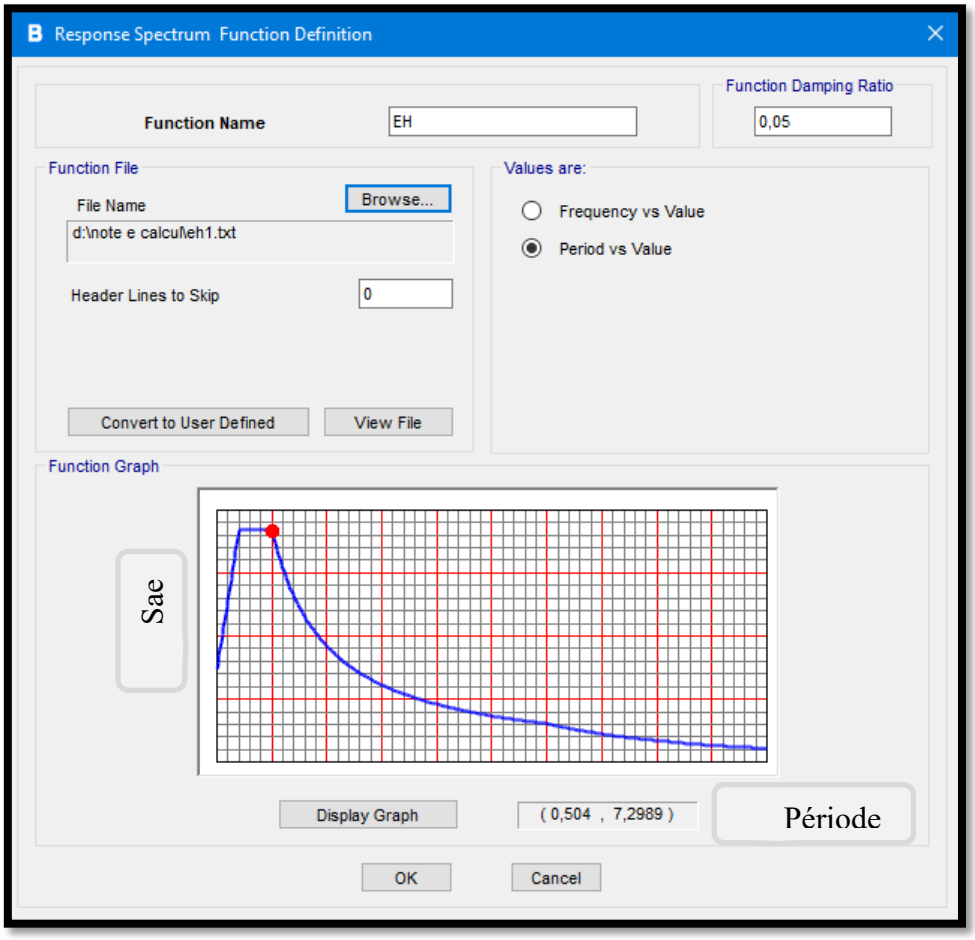


Figure VIII-4. Spectre de réponse élastique (composant horizontale)

Spectre de réponse verticale : Le spectre de réponse élastique pour la composante verticale est donné en fonction de la période élastique **(T)** et du taux d'amortissement **(ζ)** de l'ouvrage par :

$$Sae^{V}(T,\zeta)_{\left(\frac{m}{s^2}\right)} = \begin{cases} \alpha Ag\left(1+\frac{T}{T_1}(2.5\eta-1)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\alpha Ag\eta & T_2 \le T \le T_1 \\ 2.5\alpha Ag\eta\left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 \le T \le 3.0s \\ 2.5\alpha Ag\eta\left(\frac{3T_2}{T^2}\right) & T \ge 3.0s \end{cases}$$

Avec

α : Coefficient qui tient compte de l'importance de la composante verticale en zone de forte sismicité : **α= 0,7(**zone sismique IIb)

T1, T2 : donnée dans le tableau VIII.4

Tableau VIII-4. Valeurs de T_1 et T_2 pour la composante verticale(s)	
site	S3
T_1	0.2
T_2	0.4

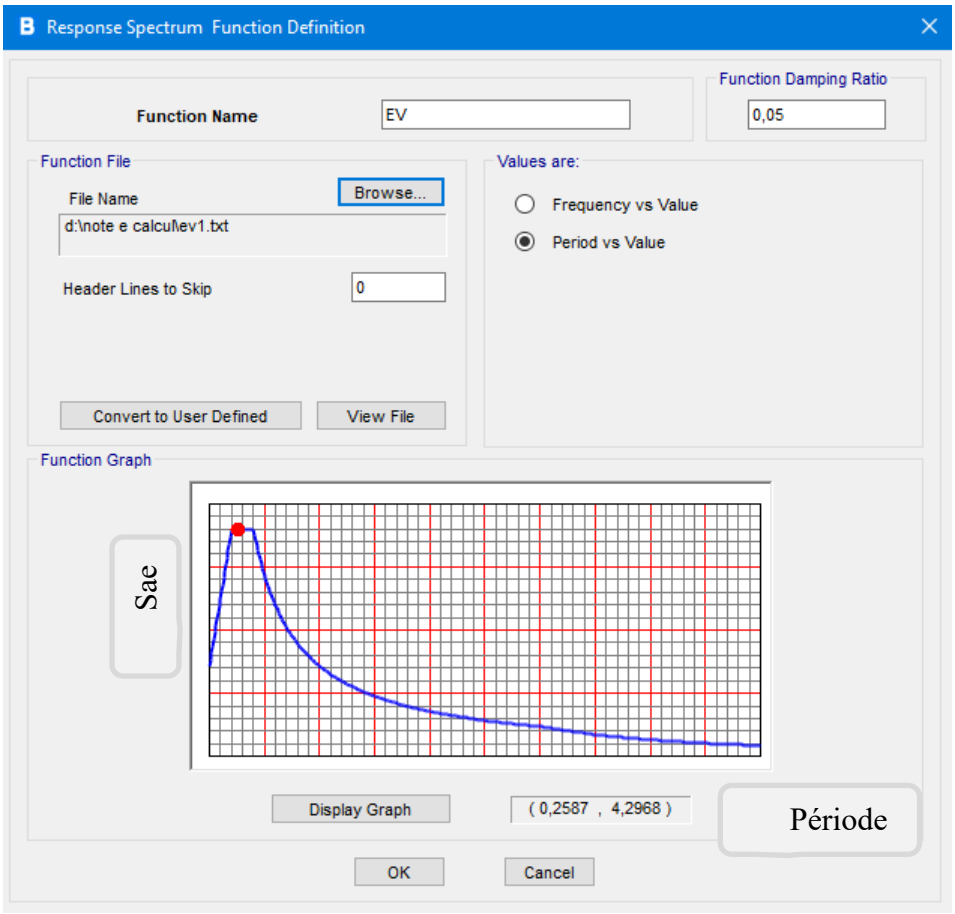


Figure VIII-5. Spectre de réponse élastique (composant verticale)

VIII.2.2.4. La combinaison des réponses modales directionnelles:

Le déplacement max, les contraintes élémentaires et les forces de réactions calculés pour chaque mode de vibration significatif doivent être convenablement combinés pour obtenir la réponse totale du pont à chaque composante du mouvement sismique. Puisque les réponses modales maximales ne surviennent pas en même temps pendant l'excitation sismique, la méthode de combinaison quadratique complète (C.Q.C) ou la méthode de la racine carrée de la somme des carrés (S.R.S.S) peuvent être utilisées pour obtenir une estimation approximative de la réponse totale. La méthode de combinaison modale C.Q.C est basée sur la théorie des vibrations libres et peut être utilisé si la durée de la plus grande partie des mouvements enregistrés est un peu plus longue que la période fondamentale du pont et si le spectre de réponse varie lentement en dehors de la bande de la période dominante du pont.

Les deux conditions sont facilement satisfaites pour la majorité des ponts en utilisant un spectre de réponse régulier avec un amortissement de 5% ou plus.

La formule C.Q.C pour les déplacements totaux max dus à la composante k du mouvement sismique est donnée par :

$$u_{max}^{k} = \sqrt{\sum_{m=1}^{P}\sum_{n=1}^{P} u_{m,max}^{k}\rho_{mn}u_{n,max}^{k}}$$

Avec

$u_{n,max}^{k}$ et $u_{m,max}^{k}$: les déplacements nodaux max pour les modes m et n respectivement et
P : le nombre de mode pris en considération
ρ_{mn} : le coefficient modal définit pour chaque constante d'amortissement ζ_m.

$$\rho_{mn} = \frac{8\zeta^2(1+r)r^{\frac{3}{2}}}{(1-r^2)^2 + 4\zeta^2 r(1+r)^2}$$

Ou r est le coefficient de la période naturelle $\frac{T_m}{T_n}$ avec(r < 1)

VIII.2.2.5. Résultats et interprétation:

Selon le RPOA tous les modes qui ont une contribution importante à la réponse structurale totale doivent être pris en compte.

On rappelle que l'analyse multimodale prend en compte l'influence de tous les modes propres de vibration.

Le calcul des modes devra être poursuivi jusqu'à ce que la participation des masses modales dans la direction de l'excitation considérée soit supérieure à 90% de la masse totale effective du pont.

On note que les calculs ont été poussés jusqu'au 100 mode. Suivant la direction

Longitudinale (X), on atteint 85,6% de la masse effective, suivant la direction transversale

(Y), on atteint 81,2% et suivant la direction verticale (Z), on atteint 51,11%.

VIII.2.2.6. PÉRIODE PROPRE :

Le calcul des modes propres (voir annexe B) :

VIII.2.2.7. Evaluation des efforts sismiques :

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau VIII-5. Distribution des forces due à EX sur chaque appui (due au tablier)

Ex	C1	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	C2
F_L	4711.11	3649.83	3461.37	2602.12	2978.98	2407.66	3258.08	3706.58	172.2
F_t	146.28	260.89	260.47	339.61	248.68	115	339.8	544.92	486.4
F_v	44.19	516.73	760.96	1134.6	822.81	295	715.26	983.73	346.51

Tableau VIII-6. Distribution des forces due à EY sur chaque appui (due au tablier)

Ey	C1	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	C2
F_L	293.68	142.8	67.75	207.62	2013.02	312.58	343.57	936.92	53.26
F_t	1356.24	1980.9	2279.25	2449.86	3191.5	2573.19	2196.19	1755.34	1333.43
F_v	229.18	2228.3	3328.29	5376.15	9081.91	5996.25	3965.06	189623	204.99

Tableau VIII-7. Distribution des forces due à EZ sur chaque appui (due au tablier)

Ez	C1	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	C2
F_L	13.19	504.04	359.97	116.85	77.76	115.67	271.82	697.39	45.33
F_t	28.51	189.98	144.31	109.85	90.82	202.14	321.63	315.38	357.04
F_v	599.91	2311.8	2402.38	2417.7	2429.5	2944.24	3011.97	2073.14	816.02

Tableau VIII-8. Les efforts sismiques provoque la pile 4

Ex	/	F_L	F_t	F_v
Plie 4	Ex	2978.98	248.68	822.81
	Ey	213.02	3191.5	9081.91
	Ez	42.65	52.27	1390.81

VIII.2.2.8. Combinaison d'actions à l'état limite accidentelle (ELA)

D'après le R.P.O.A, la combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme, on s'intéresse à celle-ci appliquer sur la pile la plus haute

$$E = E_x + 0.3E_y + 0.3E_z$$

Tableau VIII-9. Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble

	E1	E2	E3
V_L	3055.69	1119.51	1000.25
V_T	1219.56	3279.54	1076.84
N	3876.29	3870.18	6359.18
M_L	21739.72	14558.52	11541.39
M_T	12744.37	19089.51	19167.97

VIII.2.3. EVALUATION DES EFFORTS AGISSANT SUR LA PILE

La pile est sollicitée par un système de charges permanentes et d'exploitation, se résumant en un système de forces horizontales, verticales et des moments. Elle sera considérée comme une console encastrée dans sa base.

Tableau VIII-10. Evaluations des efforts à la base de la pile la plus élevé

Effort	V (kN)
G_{max} Tablier	8974.54
G_{max} Pile	7000.95
A(l) (3 Voies)	2444.96
D240	2628.12
Mc 120	1772.44
Bc (3Voies)	1371.41

Tableau VIII-11. Evaluations des efforts à la base de la pile la plus élevé		
Effort	H (kN)	Moment (KN/m)
Freinage Bc	180	3846.14
Freinage A(l) (3V)	110.35	2346.14
$H_{T°}$	120	2551.20
H_{F+R}	150	3189.00

Remarque :

Le calcul des efforts a été faite par rapport au point A situé : à la base de la pile.

VIII.2.4. COMBINAISON DES EFFORTS

Les combinaisons prises en considération sont définies :

Tableau VIII-12. Evaluations des efforts à la base de la pile la plus élevé	
Etat limite	Combinaison d'action
ELS	$G + 1.2\ A(l)3v + 0.6\ H_{T°} + H_{F+R}$
	$G + 1.2\ Bc\ 3v + 0.6\ H_{T°} + H_{F+R}$
	$G + 1.2\ Mc120 + 0.6\ H_{T°} + H_{F+R}$
	$G + 1.2\ D240 + 0.6\ H_{T°} + H_{F+R}$
ELU	$1.35\ G + 1.6\ A(l)3v + 0.9\ H_{T°} + H_{F+R}$
	$1.35\ G + 1.6\ Bc\ 3v + 0.9\ H_{T°} + H_{F+R}$
	$1.35\ G + 1.6\ Mc120 + 0.9\ H_{T°} + H_{F+R}$
	$1.35\ G + 1.6\ D240 + 0.9\ H_{T°} + H_{F+R}$
ELA Longitudinale	$G + E_1 + 0.2\ A(l)3v + 0.4\ H_{T°} + H_{F+R}$
	$G + E_1 + 0.2\ Bc\ 3v + 0.4\ H_{T°} + H_{F+R}$
	$G + E_1 + 0.2\ Mc120 + 0.4\ H_{T°} + H_{F+R}$
	$G + E_1 + 0.2\ D240 + 0.4\ H_{T°} + H_{F+R}$
ELA transversale	$G + E_1 + 0.2\ A(l)3v + 0.4\ H_{T°} + H_{F+R}$
	$G + E_1 + 0.2\ Bc\ 3v + 0.4\ H_{T°} + H_{F+R}$
	$G + E_1 + 0.2\ Mc120 + 0.4\ H_{T°} + H_{F+R}$
	$G + E_1 + 0.2\ D240 + 0.4\ H_{T°} + H_{F+R}$

VIII.2.5. VERIFICATION DE LA STABILITE DE LA PILE VIS-A-VIS DE FLAMBEMENT

Les caractéristiques géométriques de la pile la plus haute « Pile 4 » :

Ø = 2.6 m^2, L =19.38 m

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

Section circulaire $\boldsymbol{\lambda = 4l_f/D}$

$\boldsymbol{l_f}$: la longueur du flambement de la pile la plus haute : $\boldsymbol{l_f = 2l_0} = 19.38 * 2 = 38.76\, m$

$$\lambda = \frac{4l_f}{D} = \frac{4 * 38.76}{2.6} = 59.63 < 70$$

$pas\ de\ risque\ de\ flambement\ autour\ de\ X - X\ (transversal)$

$et\ de\ Y - Y(longitudinal).$

VIII.2.6. FERRAILLAGE DE LA PILE

VIII.2.6.1. Les sollicitations les plus défavorables :

Les sollicitations les plus défavorables pour la pile sont présentées dans le tableau. (Détail de calcul voire l'Annexe).

Tableau VIII-13.combainison d'action les plus défavorable

Etat	N (kN)	V (kN)	M (kN.m)
ELS	8810.59	219	5955.24
ELU	11880.58	299.25	6248.34
ELA long	12138.32	3172.69	24558,52
ELA transversale	12138.32	3396.54	15563,17

VIII.2.6.2. Ferraillage des fûts :

Le fût est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée (pas de flexion déviée)

la résultante de deux moments de flexion M x, et M y : M = $\sqrt{{M_x}^2 + {M_y}^2}$ et V = $\sqrt{{V_x}^2 + {V_y}^2}$

N = 12138.32 kN My = 24558, 52kN.m Mx = 15563, 17kN.m

D'âpres le logiciel ROBOT EXPERT 2010 La section d'acier longitudinale : As = 530.9 cm^2

Donc : on prend une nappe de 52HA32 +26HA25, e_{sp32} = 15 cm

Cerces transversales : on 1HA16 e_{sp} = 15cm dans la zone critique et 20 cm dans la zone courante.

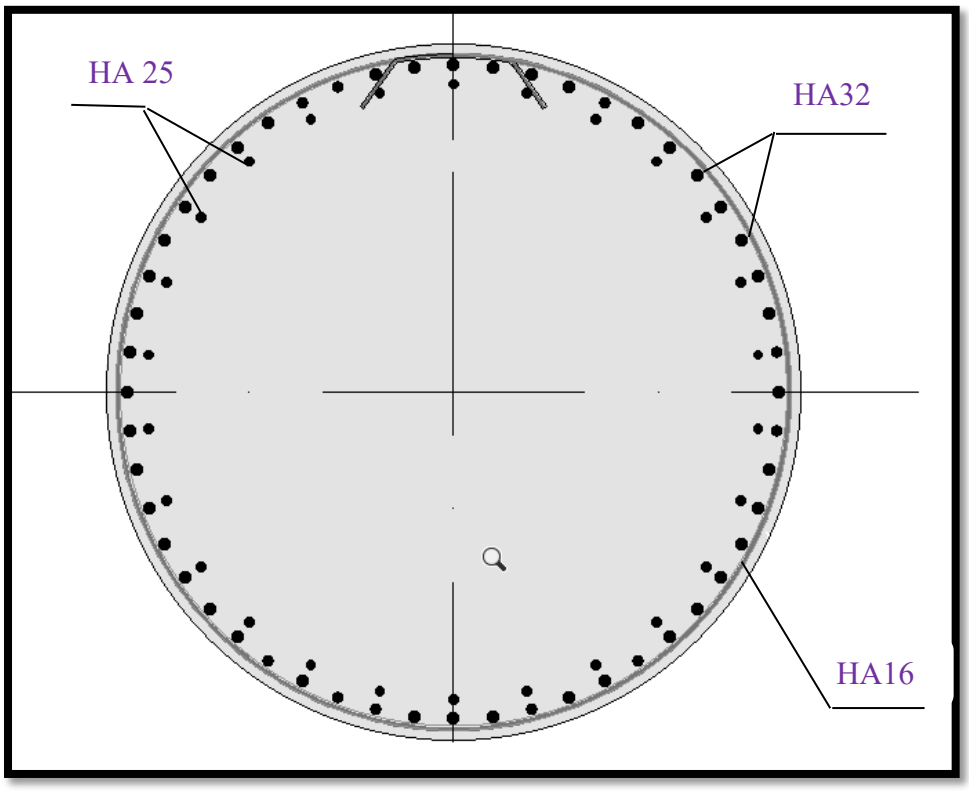


Figure VIII-6. Plan de ferraillage

VIII.2.6.3. Étude du chevêtre :

Le chevêtre est généralement sollicité par deux sollicitations, une flexion longitudinale et une torsion.

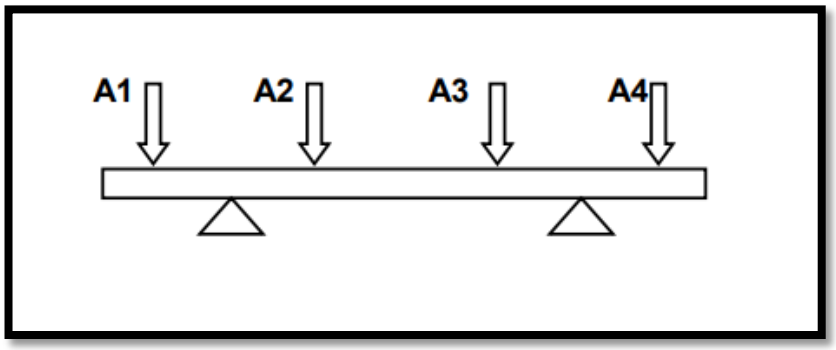


Figure VIII-7. Schéma représentatif des appliques au chevêtre

Les résultats de calcul obtenue l'ELS sont présentés sur la figure ci-dessous :

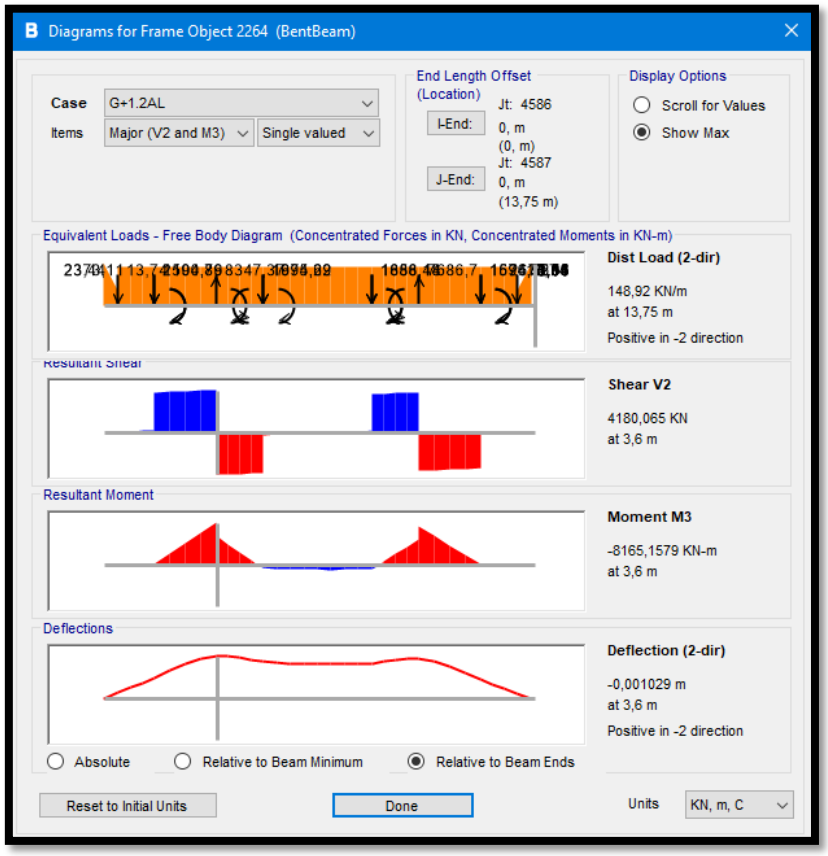


Figure VIII-8. Moment fléchissant et effort tranchant a l'ELS

Tableau VIII-14. Ferraillage longitudinale du chevêtre				
Sollicitation	M max ELS (kN)	As (cm^2)	Armatures	A's (cm^2)
Sur Appui	8165.16	276.6	57HA25	276.6
En travée	943,59			

Armatures transversale :

Tmax ELU = 5623.66 kN

Avec Robot expert : Avec Robot expert : 2 Cadre de HA16, esp = 8.6 ans la zone critique et 21 cm dans la zone courante.

Dimensionnement a la torsion :

La torsion dans le chevêtre est due à l'excentricité des appareils d'appui par rapport à son plan de symétrie, cette torsion ne peut avoir lieu que lorsqu'une seule travée est chargée.

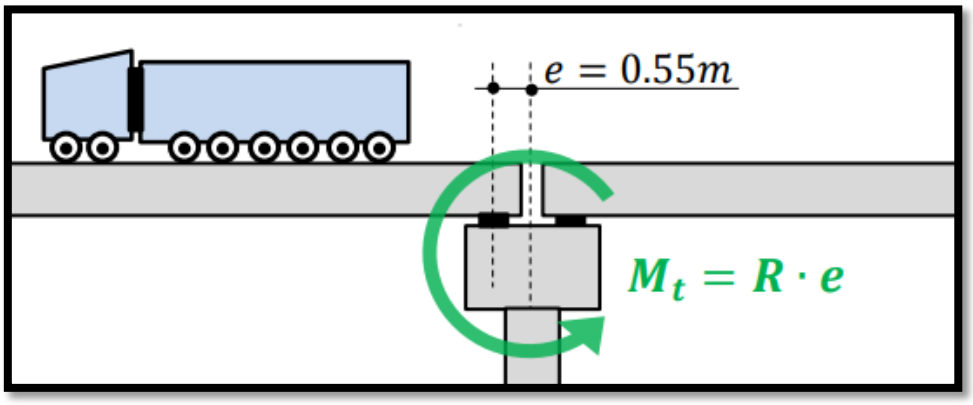


Figure VIII-9. Origine de la torsion dans le chevêtre

L'évaluation des contraintes tangentielles dues au moment de torsion : Dans le cadre de règlements, pour évaluer la contrainte tangente de torsion dans un profil plein de force convexe, on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième (1/6) du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur, et la contraint se calcule alors comme pour les sections creuses :

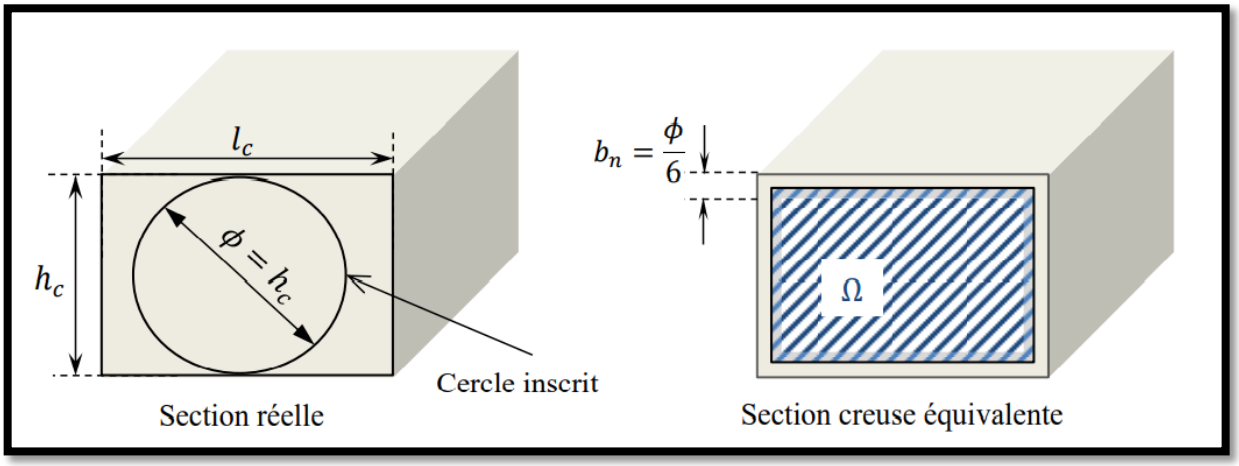


Figure VIII-10. Section de calcul

La contrainte tangente de torsion donnée par :

$$\tau_b = \frac{M_t}{2\Omega b_n}$$

Avec

M_t : Moment de torsion maximal par ml.

Ω : l'Aire du conteur trace a mi- épaisseur des parois $\Omega = (h_c - b_n)(l_c - b_n)$

La section de ferraillage donnée par la relation suivante :

$$A_s = \frac{M_t * P}{2\Omega * \sigma_s}$$

Avec

P : périmètre de section équivalant

$Mt = 269.6\ kN.ml$, P = 10.2 m , $\Omega = 4.2\ m^2$

As = 30,75cm^2 on prond 7HA25

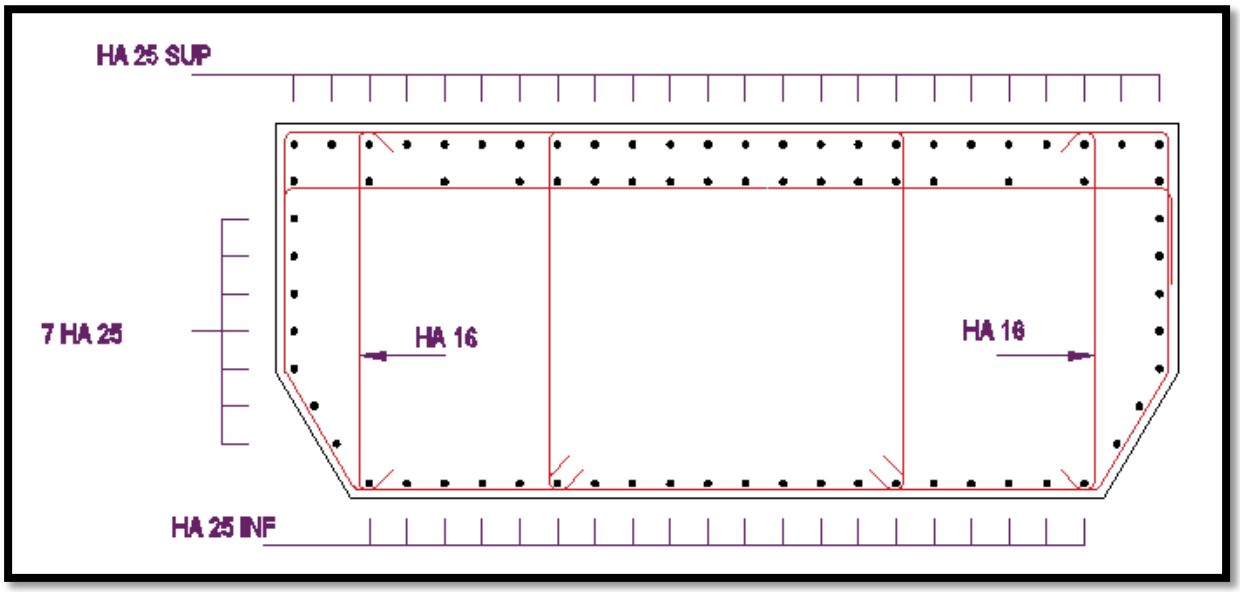


Figure VIII-11. Ferraillage de chevêtre

VIII.3.ETUDE DE LA CULEE

La culée est un élément fondamental de l'infrastructure d'un pont, construite aux deux extrémités de l'ouvrage, c'est de ce fait un élément assurant la liaison entre le tablier du pont et le milieu environnant.

Elle a deux rôles principaux, à la fois un appui du tablier et un mur de soutènement qui subit la poussée des terres et les surcharges de remblais.

VIII.3.1. DIMENSIONNEMENT DE LA CULEE

Tableau VIII-15. Dimension de la culée

Eléments de la culée	Rôle	Dimension (m)
Mur de garde grève	Séparer physiquement le remblai de l'ouvrage	h_{mgg} = 3,10 . e_{mgg} =0.4 l_{mgg} = 3,1
Mur-cache	Protection des appareils d'appuis.	e_{mc} = 0.3 . h_{mc} = 1.8 l_{mc} = 1.5
Mur frontal	Transmission des charges verticales et soutien des remblais	$h_{mf\text{-}culée}$ = 4.2 . e_{mf} = 1.6 l_{mf} = $l_{tablier}$ = 13.5
Mur en retour	Porteur des corniches et soutien des remblais	e_{mr} = 0,6 . $h_{mr\text{-}culée}$ = 7.5 $l_{mr\text{-}culée}$ = 9,4
Plot-parasismique	Blocage transversal du tablier	1,9× 0,6× 0,5
Dalle de transition	Sépare le niveau de remblais derrière le culée	e_s = 0.3 L_s = 13.5 l_s = 4.0

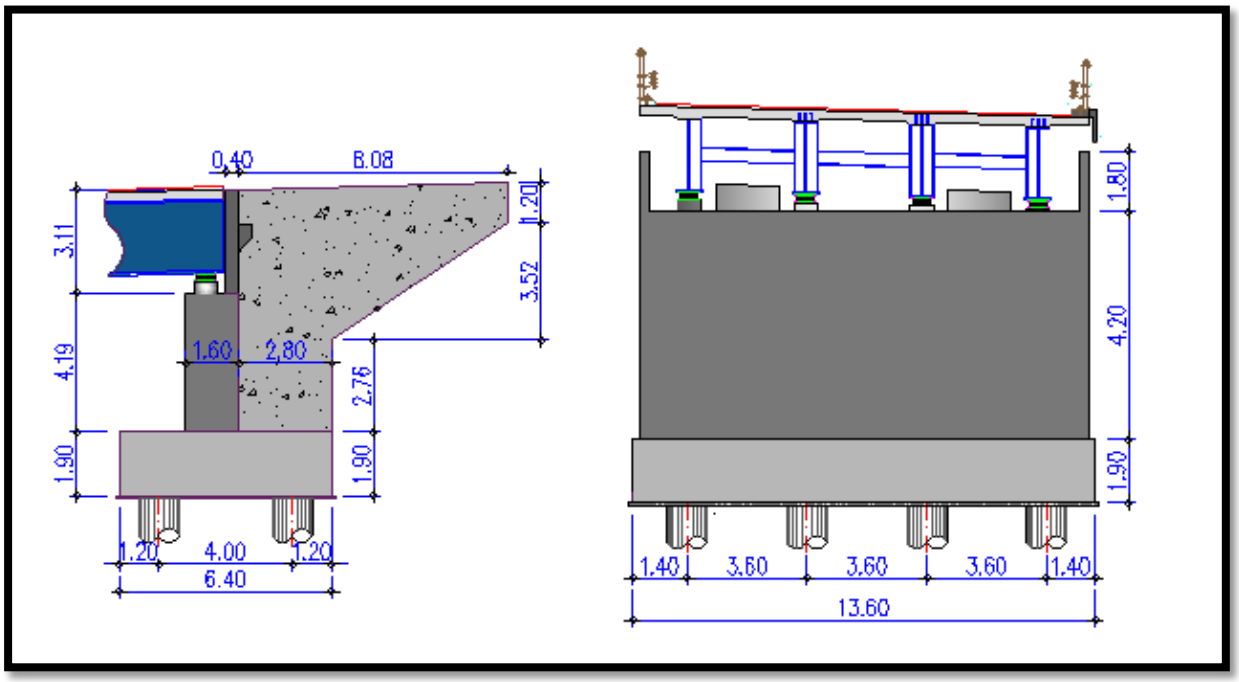


Figure VIII-12. Dimensions de la culée

VIII.3.2. Descente des charges

Calcul du coefficient de poussée : Les efforts d'inertie du mur ou des terres reposant sur la semelle sont calculés à partir des coefficients sismiques kh ; kv : d'après R.P.O.A

$$kh = a = 0.3 \text{ et } kv = \pm 0.3 \times kh = \pm 0.09$$

Avec

Kh : Coefficient sismique horizontal. Kv : Coefficient sismique vertical.

La valeur des poussés des terres sur la culée est donné par la formule suivante :

$$F_{ad} = \frac{1}{2}\gamma(1 \mp k_V)k_{ad} \times H^2$$

Dans les conditions sismiques, les coefficients de poussé sera déterminé par la formule de (MONOBE-OKABE) qui est citée dans le RPOA :

$$k_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta\left[1 + \sqrt{\frac{\sin\varphi\sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos\beta\cos\theta}}\right]^2}$$

Avec

H : est la hauteur du mur. **γ:** est le poids des terres. $\boldsymbol{\beta = 0}$ **:** angle de talus avec l'horizontale. $\boldsymbol{\varphi = 30°}$ **:** angle de frottement interne du remblai sans cohésion.

$$\theta = \arctan\left(\frac{k_h}{1 \mp k_V}\right)$$

Le coefficient de poussée au repos (condition normal) $K_{ad} = 0.333$.

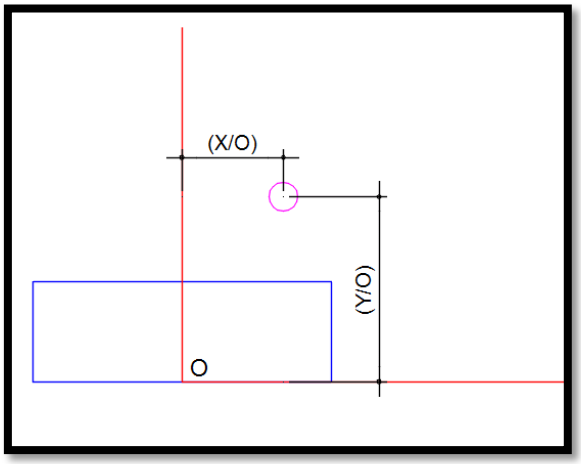


Figure VIII-13.les bras de levier

Tableau VIII-16. Evaluations des efforts statiques de la culée

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	MFV/o	MFH/o
Semelle	6880,50	/	0,00	1,10	0,00	/
Mur frontal	2271,36	/	0,20	4,30	454,27	/
Dalle de transition	187,80	/	1,20	8,44	225,36	/
Mur en retour	1230,00	/	4,30	6,70	5289,00	/
Corbeau	75.12	/	1,18	8,13	88.64	/
Mur garde grève	419,12	/	0,80	7,94	335,30	/
Poids des Terres amont	4777,63	/	2,75	5,23	13138,49	/
Poids des T sur dalle de transition	378,60	/	1,20	8,44	454,33	/
Poussée des terres	/	3271,65	/	-3,13	/	-10229,35
Poids du surcharges 10kN/m²	438,20	/	2,75	/	1205,05	/
Poussée du surcharges 10kN/m²	/	304,91	/	-3,69	/	-1125,13
Réaction du tablier	3249,59	/	0,00	/	0,00	/
R(Al)	2073,25	/	0,00	/	0,00	/
R(bc)	1557,94	/	0,00	/	0,00	/
R(Mc120)	1305,45	/	0,00	/	0,00	/
R(D240)	2043,24	/	0,00	/	0,00	/
Hf+r	/	75,00	/	-6,40	/	-480,00
HT°	/	60,00	/	-6,40	/	-384,00
Freinage Al	/	110,35	/	-6,40	/	-706,27
Freinage Bc	/	180,00	/	-6,40	/	-1152,00

NB1 : Les combinaisons et les sollicitations sont montrés dans l'Annexe

NB2 : (-) moment renversement. (+) moment stabilisant

NB2 : Le calcul des efforts a été effectué par rapport au point A situé au :

- Bas du mur frontal.

- Centre du mur frontal.

VIII.3.3. FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA CULEE

VIII.3.3.1. Ferraillage du mur garde grève :

Le mur garde grève est calculé en flexion simple sous l'effet des charges horizontales suivantes :

- Poussée des terres.
- Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève.
- Force de freinage dû à la charge d'exploitation.

Calcul des sollicitations :

Le moment d'encastrement total dû aux forces horizontales appliquées sur le mur garde grève est la combinaison des sollicitations suivantes :

Moment des poussées des terres :

$$M_P = \frac{P \times H}{3}$$

$$P = \frac{1}{2} K_{ah} \times \gamma \times H^2 \times L$$

Avec

H : hauteur du mur garde grève, H = 3.1 m. K_{ah} : coefficient de poussée des terres, K_{ah} = 0.33
L : longueur du remblai, (L = 13.52 m) on fait le calcul par 1 ml. γ : poids volumique du remblai, γ = 18 KN/m^3.

$M_{P-ELS} = 29{,}5\ \text{kN.m/ml}$. $M_{P-ELU} = 39{,}825\ \text{kN.m/ml}$

Moment due à la force de freinage du camion Bc : Le moment dû à la forme de freinage est donné par la formule suivante :

$$M_P = \frac{2\mu \times P \times H}{0.25 + 2h}$$

Avec

μ : coefficient de pondération, μ=1.6 à l'ELU et μ=1.2 à l'ELS. P = 60 KN

$M_{P-ELS} = 69{,}23\ kN.m/ml$. $M_{P-ELU} = 92{,}3\ kN.m/ml$

Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève : Le moment d'encastrement à la base du mur garde grève aura pour expression la formule suivante :

$$M_P = \frac{12K}{0.75 + 2h}\int_0^h \frac{h - x}{0.25 - x}dx$$

$$K = K_a \times b_c \times \delta \times \gamma$$

Avec

γ : Coefficient de pondération. γ = 1,6 à ELU et 1,2 à ELS ; bc : coefficient de pondération du système Bc ; δ : Coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai ; h : hauteur de mur garde grève.

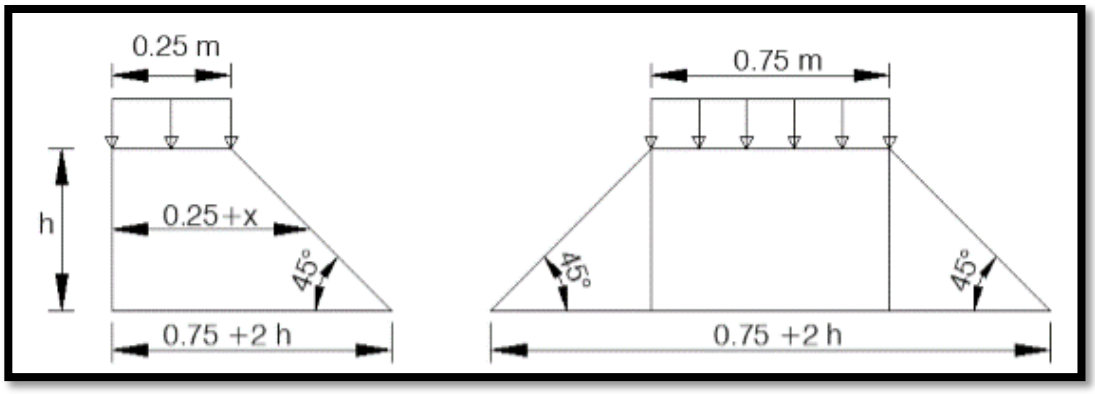


Figure VIII-14. Charge locale située en arrière du mur garde grève

La valeur de Mp/K est explicitée dans le tableau ci-dessous pour différente valeurs de h.

Tableau VIII-17. Moment Mp /K dû à une charge locale en fonction de h

h(m)	0,5	0,75	1	1,5	2	2,5	3
M_P/k (t,m/ml)	2,23	3,4	4,41	6,11	7,45	8,56	9,49

$M_{P-ELS} = 40{,}17\ kN.m/ml$. $M_{P-ELU} = 59{,}25\ kN.m/ml$

Le résultat de calcul du moment à l'ELS est :

$M_{ELS} = M_G + 1.2M_P = 138.9\ kN.m/ml$

Le ferraillage principal se fait en flexion simple sur ROBOT-Expert en considérant une section rectangulaire (1 × 0,4) m.

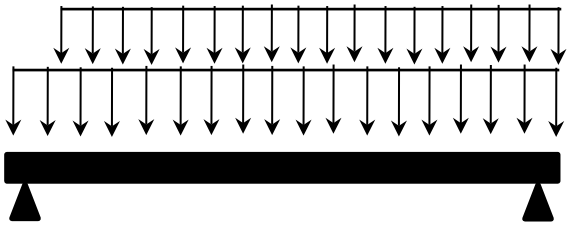
Section d'acier : As = 17.8 cm² ; on prend 6HA20 /ml coté remblai, avec St =16 cm

Armatures de construction : A's = As/3 = 5.93 cm² on prend 6 HA14 /ml cote tablier avec St =16 cm.

Armature transversale : At = As/4 =4.45 cm² on prend 6HA12/ml avec St =16 cm.

VIII.3.3.2. Dalle de transition :

Evaluation des efforts : La dalle est supposée simplement appuyée sur ses deux extrémités, sachant que réellement elle est reposée sur des appuis élastique sur toute sa elle est soumise à son poids propre surface (contact direct avec le sol)., aux surcharges et le poids du remblai au-dessus de la dalle, on évalue les efforts sur une bonde de 1 m.



Remblais : $G_{Remblais} = 18 \times 0.72 = 12.96\ KN/m.ml$

$Poids\ propre\ de\ la\ dalle$: $G_{P.dalle} = 0.3 \times 25 = 7.5\ KN/m.ml$

$Revêtement$: $G_{Revetement} = 25 \times 0.08 = 2\ KN/m.ml$

$Surcharge\ d'exploitation$: $Q = 10\ kN/m^2$

Tableau VIII-18. Combinaison d'actions sur la dalle de transition

Etat	Combinaison	Moment fléchissant (kN.m)	Effort tranchant (KN)
ELU	1.35G + 1.6Q	90.64	90.64
ELS	G + 1.2Q	68.98	68.98

Ferraillage de la dalle de transition : La dalle de transition est sollicitée par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

Section d'acier: d'après Robot expert **As=14.4 cm²** on prend 8HA16/ml avec St =12.5cm.

Armatures de construction : A's = As/3 =4.8cm² on prend 8HA12/ml avec St=13 cm.

Armature transversale : At = As/4=3.6 cm² on prend 6HA10 /ml avec St =16 cm.

VIII.3.3.3. Corbeau :

Le corbeau c'est un appui pour la dalle de transition, il est soumis à la réaction de cette dernière.

Evaluation des efforts :

Réaction due au poids des remblais : La réaction due au poids des charges permanentes est donnée par la formule suivante :

$$R_{rem} = \frac{ql}{2}$$

Avec :

q : Surcharge $q = 10\ kN/ml$. ***L*** : Longueur de la dalle de transition L = 4 m.

D'où

$$R_{rem} = \frac{25.7 \times 4}{2} = 51.4\ \text{KN/m}l$$

Réaction des surcharges sur remblais :

$$R_S = \frac{q \times l}{2} = \frac{10 \times 4}{2} = 20\ \text{kN/ml}$$

Combinaison d'actions sur le corbeau

$R_{ELU} = 1.35 * R_G + 1.6 * R_Q = 101.39\ kN/ml$

$R_{ELS} = R_G + 1.2 * R_Q = 75.4\ kN/ml$

Le corbeau est sollicité par une compression simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

Section d'acier : $A_s = 11.2\ cm^2\ /ml$ on prend 6 HA 14 $/ml$ avec st = 15 cm

Armature de construction : $A_{sl} = As/3 = 3.73\ cm^2$ on prend 6 HA 12 $/ml$ avec st = 15 cm

VIII.3.3.4. Mur frontal :

Pour le ferraillage du mur frontal, on calcule les efforts appliqués sur ce dernier en considérant qu'il est encastré dans la semelle. Le détail de calcul est présenté dans le tableau (VII-14)

Combinaison d'actions :

Tableau VIII-19. sollicitations sur mur frontal			
Etat	N (kN/ml)	Moment fléchissant (KN.m /ml)	Effort tranchant (KN/ml)
ELU max	8633.40	128.98	35.27
ELS max	14318.92	236.76	51.59

Section d'acier : Avec Robot expert As = 16 cm^2 on prend 6HA20/ml avec St = 15 cm.

Armature de construction : A's = As/3 = 5.33cm^2 on prend 6HA14/ml coté remblai, avec St = 15 cm.

Armature transversal : At = As/4 = 4 cm^2 on prend 6HA12/ml cote tablier avec St=15 cm.

VIII.3.3.5. Mur en retour :

Evaluation des efforts : Pour calculer les sollicitations on utilise un modèle 3D par le logiciel Robot Structural Analysis 2019. Le mur en retour est supposé encastrer sur ces deux côtés, il est sollicité par les charges suivantes :

- Poussée des terres.
- Poussée des surcharges de remblais.
- Poids de CCP.
- Poids propre du mur.

Combinaison d'actions sur le mur en retour :

$$M_{ELS} = (M_t + M_{pp} + M_{ccp}) + 1.2M_{SR}$$

$$M_{ELU} = 1.35(M_t + M_{pp} + M_{ccp}) + 1.6M_{SR}$$

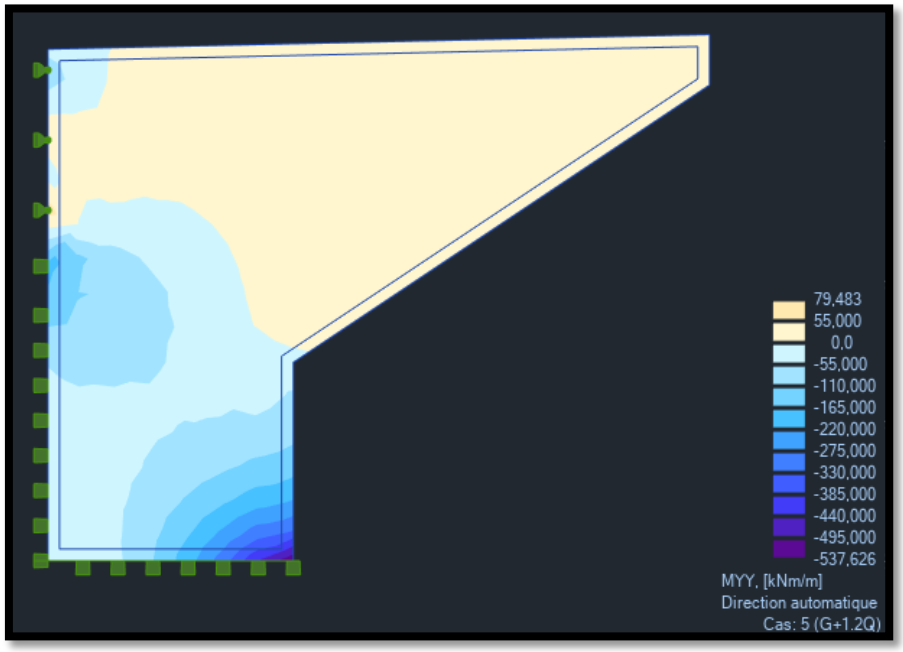


Figure VIII-15. Les moments M_{YY} sur le mur en retour.

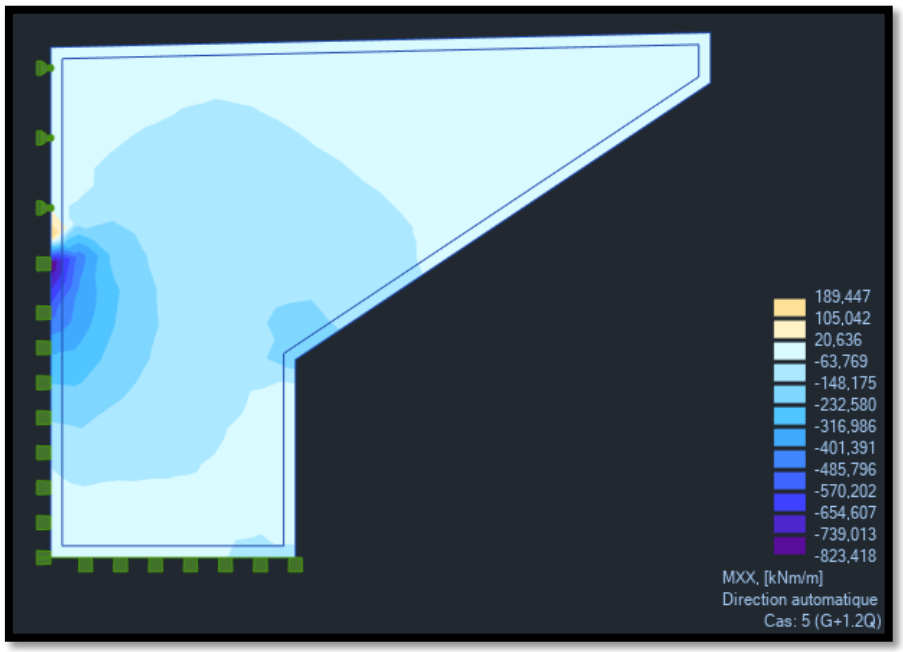


Figure VIII-16. Les moments M_{XX} sur le mur en retour.

Le ferraillage du mur suivant les deux directions sur la zone intérieur (remblai) et extérieur est effectué par le logiciel ROBOT Expert en considérant une section rectangulaire (1 × 0.6) m en flexion composée. Sachant que :

Tableau VIII-20. Ferraillage de mur en retour						
Sens	M_{ELS}	N (kN)	cote	As (cm^2)	Choix d'armature	e (cm)
vertical	330	270	Cote remblais	21.4	7HA20	15
			Cote extérieur	7.13	7HA12	15
horizontale	401	/	Cote remblais	32.9	7HA25	15
			Cote extérieur	10.97	7HA14	15

VIII.4.LES FONDATIONS

La base de l'ouvrage, reçoit la descente des charges et les fait transmettre aux semelles reposant directement sur le sol ou sur un ensemble de pieux réunis en tête par une semelle de liaison parmi les types courants des fondations il y a : les fondations superficielles et les fondations profondes. D'après le rapport géotechnique réalisé et les considérations géologiques et géotechniques, ou les matériaux superficiels on choix le type de fondation qui permet le bon fonctionnement de l'ouvrage.

VIII.4.1. ETUDE DE LA SEMELLE

La semelle transmet à la fondation des efforts qui induisent dans les pieux des forces axiales et le plus souvent des moments. Pour que ces moments soient transmis. Il faut que les pieux soient mécaniquement encastrés dans la semelle. Ceci s'obtient facilement avec des pieux forés. La semelle a pour rôle de transmettre au sol les différentes charges par l'intermédiaire des pieux.

Tableau VIII-21. Les dimensions des semelles sous la culée et la pile		
dimension	Sous la pile	Sous la culée
longueur	13.75	13.9
largeur	9	9
épaisseur	2.2	2.2

VIII.4.1.1. Calcul des sollicitations :

Le tableau suivant résume les sollicitations obtenues lors des combinaisons des charges citées précédemment (détail de calcul voir annexe).

Tableau VIII-22. Les sollicitations les plus défavorables sous la semelle (cas de la pile).			
état	N (kN)	H (kN)	M (kN.m)
ELS	25409.86	222	5123.76
ELU	30755.63	310.5	7166.34

Tableau VIII-23. Les sollicitations les plus défavorables sous la semelle (cas de la culée).			
état	N (kN)	H (kN)	M (kN.m)
ELS	21512.97	3382.65	9045.63
ELU	38241.96	4571.97	21620.14

VIII.4.1.2. Nombre de pieux :

Le nombre de pieux est en fonction de la capacité portante d'un pieu donné par le rapport géotechnique et l'effort vertical du au tablier :

$$n_P = \frac{N_{max}}{Q_P}$$

Avec :

N_{max} : l'effort normal maximal à l'ELS. Q_p : capacité portante d'un pieu a l'ELS.

Tableau VIII-24. Nombre de pieux sous chaque semelle.		
/	Cas de la pile	Cas de la culée
N_{max}	25409.86	21512.97
Q_P	4364	5005
n_P	7.55	4.3
On prend	8 pieux de 25 m de profondeur	8 pieux de 25 m de profondeur

VIII.4.1.3. Effort revenant à chaque pieu :

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x * Y}{\sum Y^2} \pm \frac{M_y * X}{\sum X^2}$$

Avec:

n : nombres des pieux. N : effort normal. Mx, My : moments dans les sens x, y. X, Y: la distance des pieux par rapport à l'axe de la semelle.

Tableau VIII-25. Les valeurs de N_{max} et de N_{min} pour les combinaisons les plus défavorables.

/	Cas de la pile			Cas de la culée		
Etat	N_{Max} (kN)	N_{Min} (kN)	Q_P (kN)	N_{Max} (kN)	N_{Min} (kN)	Q_P (kN)
ELS	3516.39	1892.10	4364	3113.84	1345.28	5005

Cas de la pile :

$N_{max-ELU} = 4555.48\,kN < 5673 \Rightarrow$ Pas de risque de poinçonnement.

$N_{min} = 2795.19 > 0 \Rightarrow$ Pas de risque de soulèvement

Cas de la culée :

$N_{max-ELU} = 5980.98\,kN < 8242 \Rightarrow$ Pas de risque de poinçonnement.

$N_{min} = 1539.38 > 0 \Rightarrow$ Pas de risque de soulèvement

VIII.4.1.4. Ferraillage de la semelle :

Pour le ferraillage de la semelle on utilise la méthode des bielles et tirant (B-T).

La condition de la méthode est :

$$45 \leq \alpha \leq 55$$

Vérification de la rigidité :

$$\frac{B-b}{4} \leq d \leq B-b$$

Avec

B : largeur de la semelle. b : épaisseur de la pile ou le mur frontal.

$$\frac{B-b}{4} = \frac{6.4-2.6}{4} = 0.95 \leq d = 1.71 \leq 6.4-2.6 = 3.8$$

Cette condition permet de considérer qu'il n'est pas nécessaire de procède à des vérifications

Concernant l'effort tranchant, le poinçonnement et la compression de bielle.

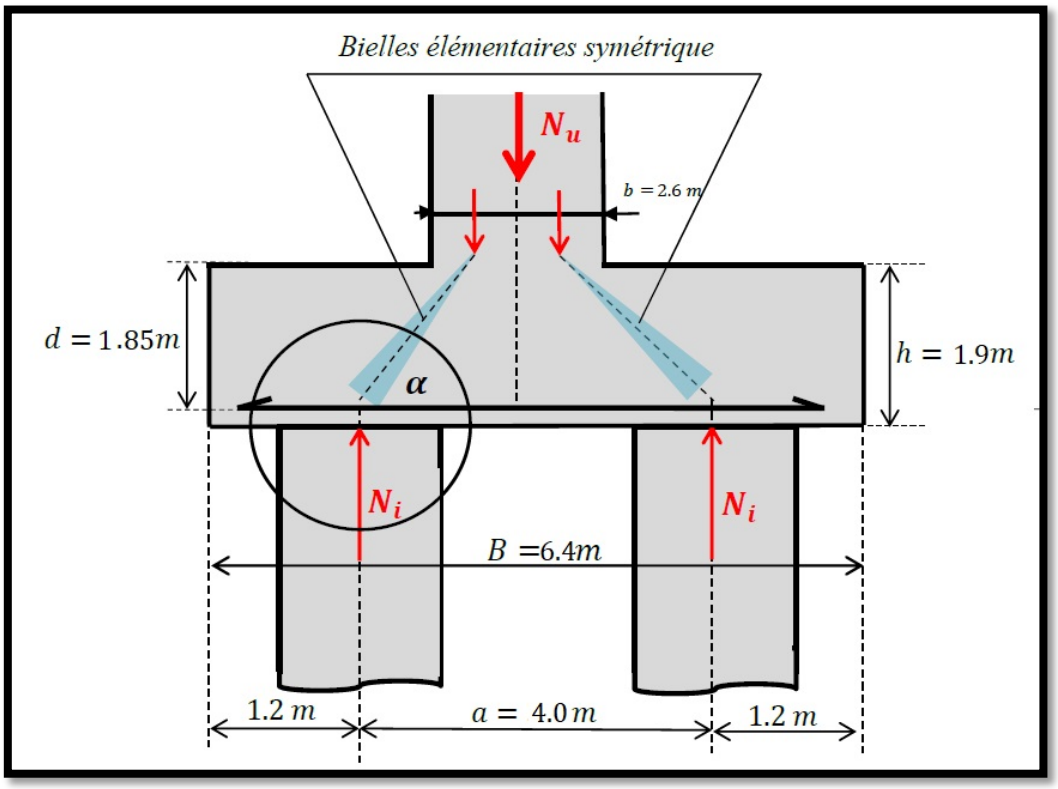


Figure VIII-17. Schéma représentatif des bielles et tirant dans la semelle

D'après le document « SETRA » la section d'armature transversale inférieure de tirant est déterminée par la méthode des bielles est égale à :

$$A_S = \frac{N_{max}}{\bar{\sigma}_a \times \tan(\alpha)}$$

$$\tan(\alpha) = \frac{d}{\frac{a}{2} - \frac{b}{4}}$$

Remarque 1. Le bras de levier d peut être fixe a priori $d \cong 0.9h$.

Remarque 2. D'après la recommandation de document « SETRA » inclinaison des bielles est pré $45° \leq \alpha \leq 55°$. Les armatures supérieures de construction sont données forfaitairement

$$A'_S = A_S/10$$

Armature principale (tirant inferieur) semelle de pile :

$(\alpha) = 51°$

$$\mathrm{A_S} = \frac{\mathrm{N_{max}}}{\bar{\sigma}_\mathrm{a} \times \tan(\alpha)} = \frac{3516.39 \times 10}{1.23 \times \frac{2}{3} \times 500} = 85.76\ cm^2$$

L'espacement est de : $S_t = \frac{\theta + h - C}{n-1}$

Avec

θ **:** Diamètre de pieu, h : hauteur de la semelle, n : nombre des barres

$A_S = 85.76\ cm^2$ Soit 18HA25 $S_t = 20cm$

$$S_t = \frac{1.2 + 1.9 - 0.1}{18 - 1} = 18\ cm$$

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant pour Largeur (L) telle que :

L = h + θ_{pieu} = 1.9 + 1.2 = 3.1 m

Entre les différentes bandes, on placera des armatures de répartitions tel que :

Armatures longitudinales inférieures dans la semelle :

$$A_{if1} = \frac{A}{3} = \frac{85.76}{3} = 28.6\ cm^2 \quad soit\ 6HA25$$

En effet cette armature longitudinale joue un rôle de répartition dans la transmission des efforts entre les futs les pieux de fondation (qui de plus portent toujours des charges plus ou moins différentes de leur valeur théorique). (PP73).

Armatures de construction :

- **Armatures transversales supérieures :**

$$A_{Ts} = \frac{A}{10} = 8.6cm^2 \quad soit\ 18HA10 \quad avec\ S_t = 20\ cm$$

- **Armatures longitudinales supérieures :**

$$A_{Ls} = \frac{A_{Ts}}{3} = 2.9cm^2 \quad soit \quad 6HA10 \quad avec\ S_t = 25\ cm$$

- **Armatures latérales :**

$$A_{ts} = \frac{A}{10} = 8.6cm^2 \quad soit\ 7HA12\ avec\ S_t = 25\ cm$$

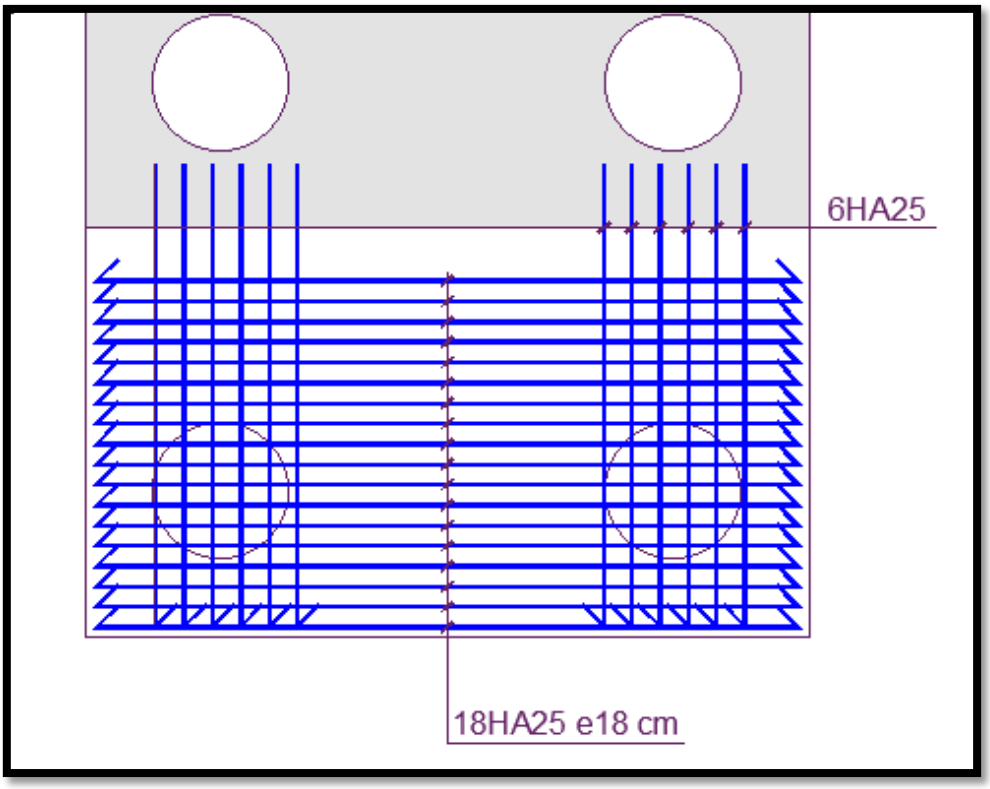


Figure VIII-18. Ferraillage de la semelle nappe inférieure

Armature principale (tirant inferieur) semelle de la culée :

$$\frac{B-b}{4} = 1.2 \leq d = 1.71 \leq B - b = 4.8$$

$$(\alpha) = 47°$$

$$A_S = \frac{N_{max}}{\overline{\sigma}_a \times \tan(\alpha)} = \frac{3113.84 \times 10}{1.07 \times \frac{2}{3} \times 500} = 75.94\ cm^2$$

$A_S = 75.02\ cm^2$ Soit 16HA25 $S_t = 20cm$

$$S_t = \frac{1.2 + 1.9 - 0.1}{16 - 1} = 20\ cm$$

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant pour Largeur (L) telle que :

L = h + θ_{pieu} = 1.9 + 1.2 = 3.1 m

Entre les différentes bandes, on placera des armatures de répartitions tel que :

Armatures longitudinales inférieures dans la semelle :

$$A_{if1} = \frac{A}{3} = \frac{75.02}{3} = 25.1\ cm^2 \quad soit\ 6HA25$$

Armatures de construction :

- **Armatures transversales supérieures :**

$$A_{Ts} = \frac{A}{10} = 7.5cm^2 \ \ soit\ 16HA10 \ \ avec\ S_t = 20\ cm$$

- **Armatures longitudinales supérieures :**

$$A_{Ls} = \frac{A_{Ts}}{3} = 2.6cm^2 \ \ soit \ \ 6HA10 \ \ avec\ S_t = 25\ cm$$

- **Armatures latérales :**

$$A_{ts} = \frac{A}{10} = 7.5cm^2 \ \ soit\ 7HA12\ avec\ S_t = 25\ cm$$

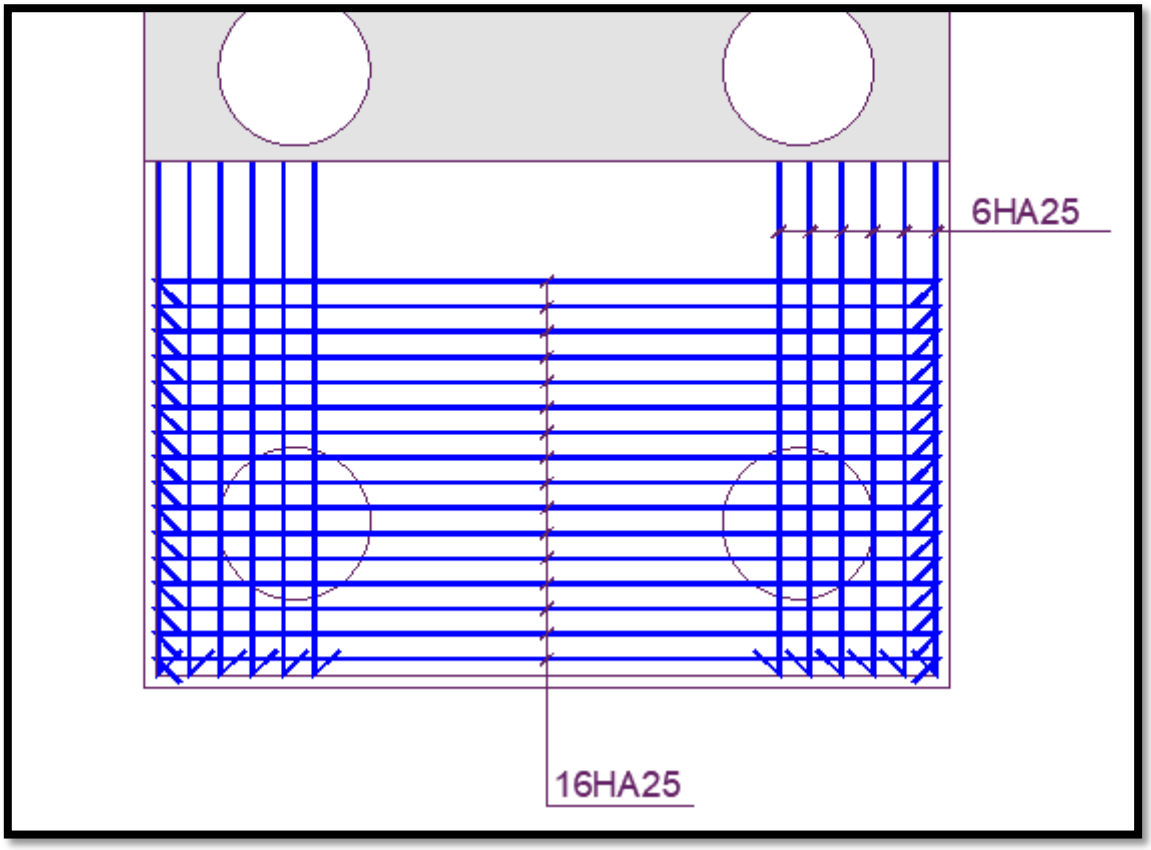


Figure VIII-19. Ferraillage de la semelle nappe inférieure

VIII.4.2. ETUDE DES PIEUX

VIII.4.2.1. Evaluation des efforts « Méthode du module de réaction » :

La méthode du module de réaction, ou model de ***Winkler (1867)*** ou encore méthode des Ressorts indépendants, est un modèle d'interaction sol-structure pour lequel la réaction exercée Par le sol en un point est directement proportionnelle au déplacement de ce point.

$P = Ky$

Le module de réaction K est pris indépendant de la valeur du déplacement y et, le plus souvent constant sur toute l'épaisseur d'une même couche de sol.

VIII.4.2.2. Actions sur les pieux (pile) :

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement à l'aide de l'équation différentielle d'ordre 4:

$$E.I\frac{\partial y^4}{\partial x^4} + C_u by = 0$$

Avec

b: diamètre du pieu , C_u : module de réaction du sol , y : déplacement en tête du pieu

La solution de l'équation précédente est de la forme :

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_u b}}$$

Avec

α : longueur élastique du pieu

Calcul du Coefficient d'amortissement λ :

$$\lambda = \frac{1}{\alpha} = \sqrt[4]{\frac{C_u b}{4EI}}$$

Avec

$b = 1.2\,m$ *diametre de pieu.* E: *module d'elasticite du beton* $(E = 33000\,MPa)$

I: *moment d'inertie du pieux* $I = \frac{\pi D^2}{4} = 0.102\,m^4$

$$C_u = \frac{E}{f\sqrt{S}} = 20MN/m^3$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_u b}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{20 \times 1.2}{4 \times 33000 \times 0.102}} = 0.205$$

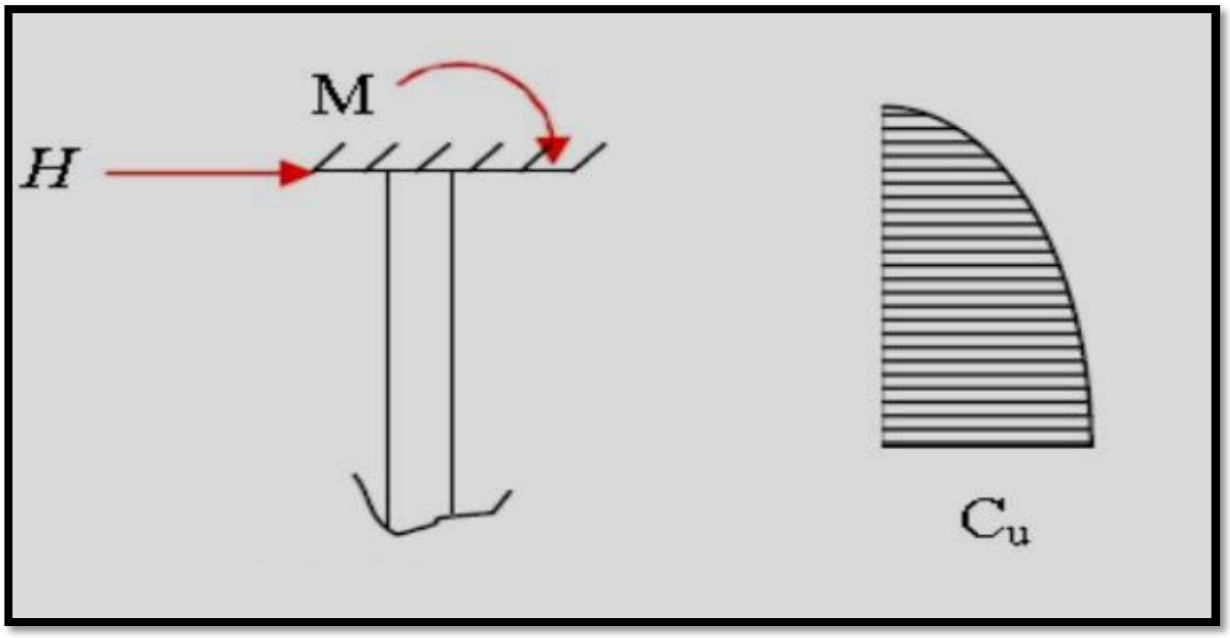


Figure VIII-20. Système statique des pieux

VIII.4.2.3. Calcul des moments par la formule de WARNER

La méthode de WARNER permet de donner les moments fléchissant auquel, le pieu est soumis en différents points.

Pour les pieux encastrés en tête de la semelle comme le cas de notre projet, la seule déformation qui peut se produire est le déplacement avec rotation nulle.

$$M(z) = X_{\theta M}\bar{M} + \frac{\bar{P}}{\lambda}X_{\theta P}$$

Avec

$\bar{M}$: moment en tête du pieu, $X_{\theta M}\ et\ X_{\theta P}$: donnes par les abaques de WARNER en fonction de $\lambda.L$. $\bar{P}$: effort horizontal en tête de pieu

$$M(z) = EI_{\theta} = \left(X_{\theta M}\frac{\bar{M}}{\lambda}\right) + \left(\frac{\bar{P}}{\lambda^2}X_{\theta P}\right) = 0$$

$$\bar{M} = -\frac{X_{\theta P}}{X_{\theta M}} * \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

$\lambda.L = 0.205 * 25 = 5 \longrightarrow X_{\theta M} = 1.6$ et $X_{\theta P} = 1.37$

Tableau VII-26. Les sollicitations les plus défavorables en tête du pieu (pile)

	H	$\bar{P}$	$\bar{M}$
ELU	598.5	74.81	426.19
ELS	438	54.75	228.68
ELA	3172.69	396.58	1644.308

VIII.4.2.4. Ferraillage des pieux :

Les pieux est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée
$\bar{M} = 1644.308$ kN. m et $N_{cor} = 1517.32\ kN$

- **Armature principale (longitudinale) :** As = 113.1 cm^2 on prend 24HA25
- **Armature transversale** : on prendra des cerces HA14 avec un espacement 12 cm zone critique et 25 cm en zone courant

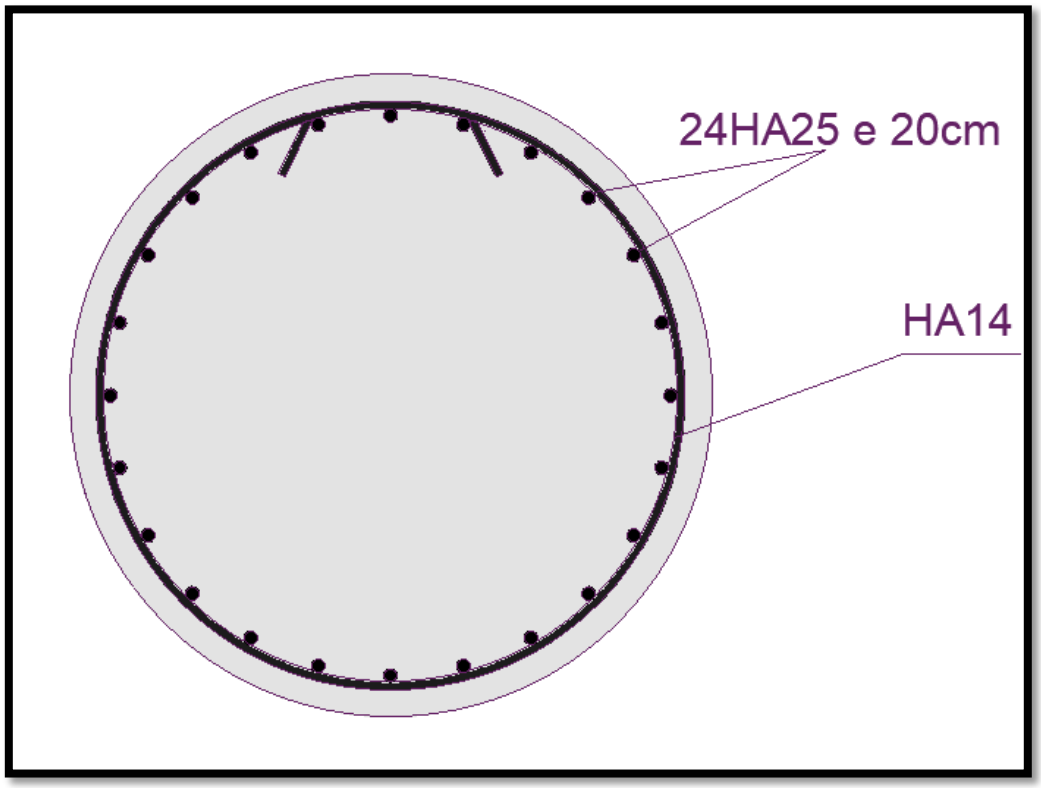


Figure VII-21. Ferraillage de pieu (semelle pile)

VIII.4.2.5. Actions sur les pieux (pile) :

Tableau VII-27. Les sollicitations les plus défavorables en tête du pieu (culée)

	H	$\bar{P}$	$\bar{M}$
ELU	6660.02	832.5	3477.21
ELS	3748.58	468.57	1757.14

Les pieux est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée
$\bar{M} = 1757.14$ kN. m et $N_{cor} = 2403.01\ kN$

- **Armature principale (longitudinale) :** As = 151.3 cm^2 on prend 31HA25
- **Armature transversale** : on prendra des cerces HA14 avec un espacement 20 cm

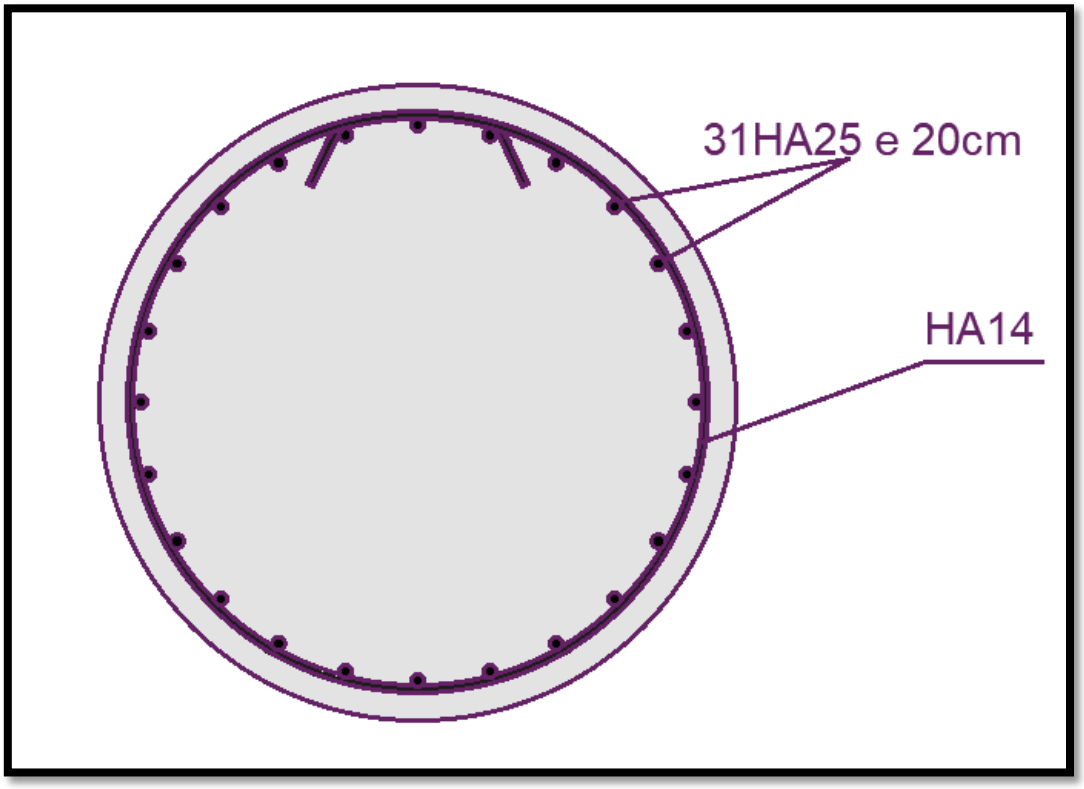
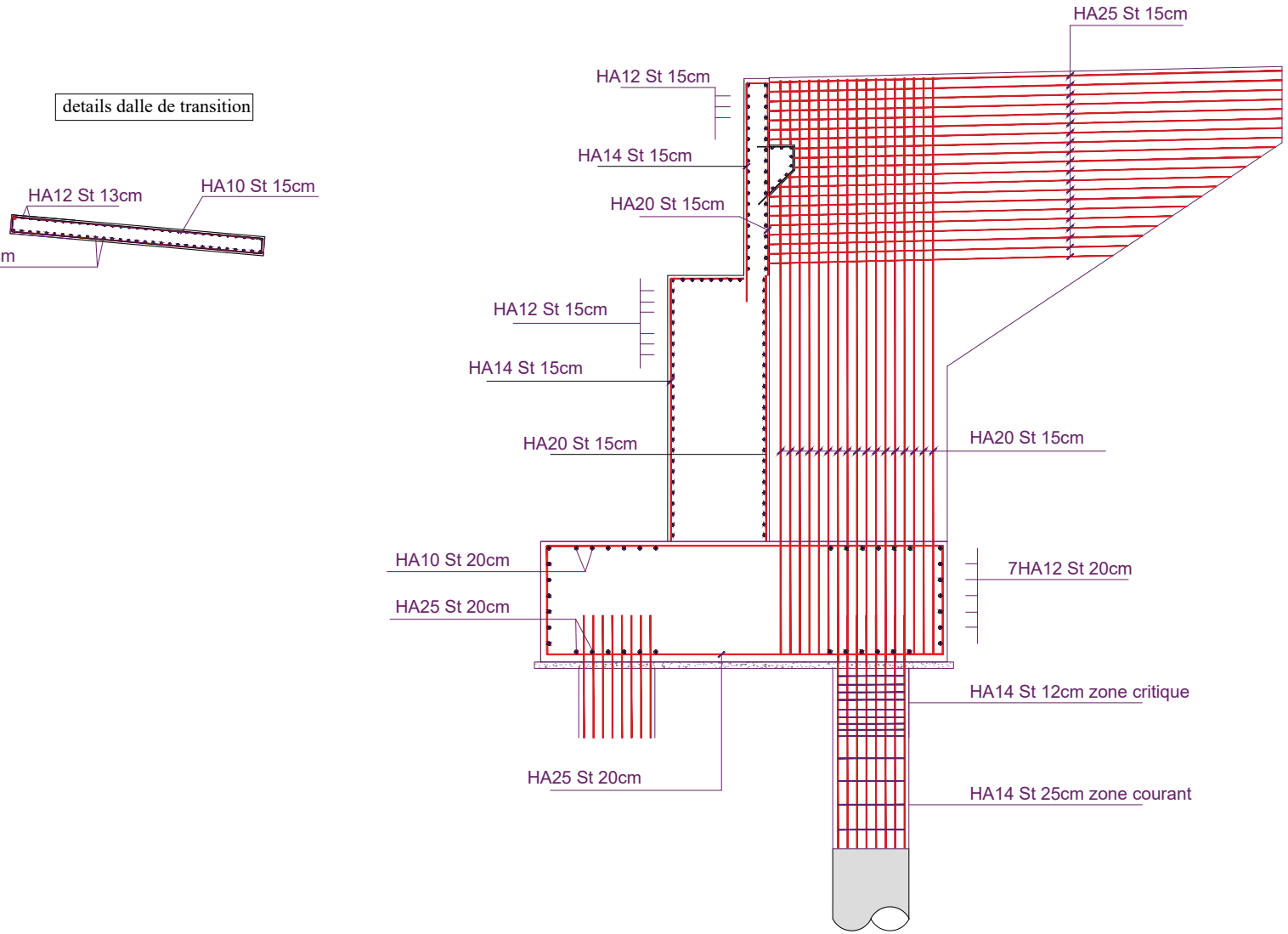


Figure VII-22. Ferraillage de pieu (semelle culée)

VIII.5.CONCUSION

L'étude des éléments de l'infrastructure a été établi le long de ce chapitre dans le but d'assurer la stabilité et le bon fonctionnement de ces éléments, donc on peut conclure que la conception et le dimensionnement de l'infrastructure ainsi que les accessoires qu'on a faits, permettra à l'ouvrage d'être exploité en toute sécurité.

détails de ferraillage de culee Ech 1:80



details dalle de transition

CONCLUSION GENERALE

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation d'élève ingénieur et c'est la meilleure occasion pour l'étudiant de démontrer en évidence ses connaissances théoriques acquises durant les cinq années de formation.

Cette étude nous a permis d'acquérir les différentes techniques d'assimilation des phénomènes physiques, la maîtrise de la réglementation régissant les principes de calcul des structures dans le domaine des ouvrages d'art, ainsi d'approfondir nos connaissances théoriques et pratiques. Ceci se fait à partir de la lecture des déférentes références bibliographiques, l'utilisation du logiciel comme moyen de calcul et surtout grâce au côtoiement d'ingénieurs et de la recherche dans le domaine de génie civil.

En générale, l'étude d'un pont met en évidence la maîtrise de plusieurs domaines des sciences de l'ingénieur telles que la résistance des matériaux, la mécanique des milieux continus, la rhéologie des matériaux, les procédés de section mixte ainsi le calcul par modèle numérique.

En fin ce projet de fin d'étude est une excellente synthèse de tout ce qu'on a appris durant notre cursus et aussi une occasion pour intégrer le milieu professionnel.

BIBLIOGRAPHIE

Livres et règlements :

- J.A Calgaro et A. Bernard Géley. Conception des ponts, Presses de l'école nationale des ponts et chaussées.
- Guide de conception des ponts courants en zone sismique. S.E.T.R.A (2000).
- Guide méthodologique Eurocodes 3 et 4 Application aux ponts routes mixtes acier-béton.
- Guide technique appareils d'appui en élastomère fretté utilisation sur les ponts, viaducs et structures similaires S.E.T.R.A (juillet 2007)
- Les appuis de pont PP73 Guide S.E.T.R.A
- Calgaro, J.A & Virlogeux, M. Projet et construction des ponts. Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), (1987).
- Guide de conception durable Ponts mixtes acier-béton S.E.T.R.A Version 4 d'août 2009
-

Logiciel :

- AUTODESK : AUTOCAD 2020
- AUTODESK : ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2020
- AUTODESK : ROBOT EXPERT 2010
- CSI BRIDGE V22

Sites internet :

- www.setra.com
- www.freyssinet.com
- www.csiamerica.com
- www.csiknowledgebase.com

ANNEXE « A »

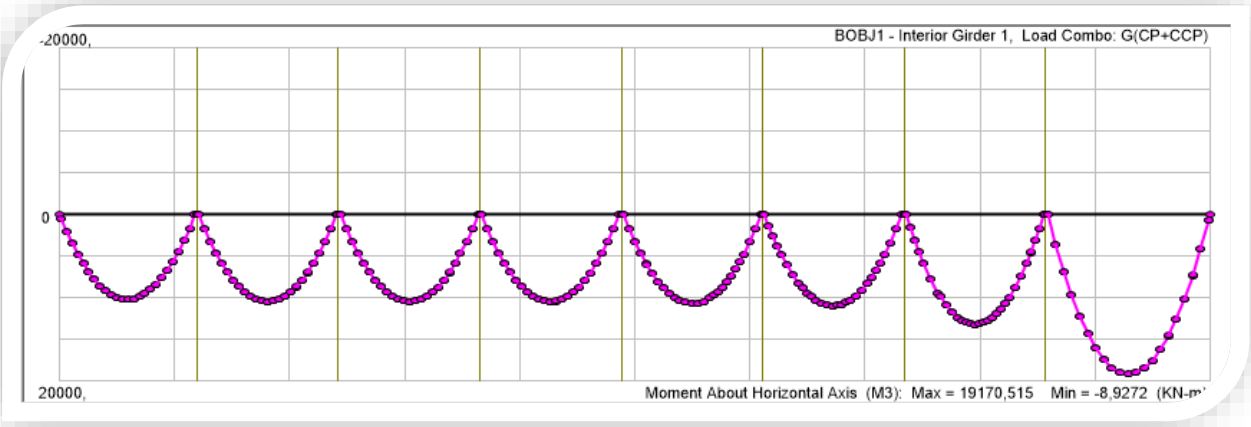


Figure 1 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G (CP+CCP)

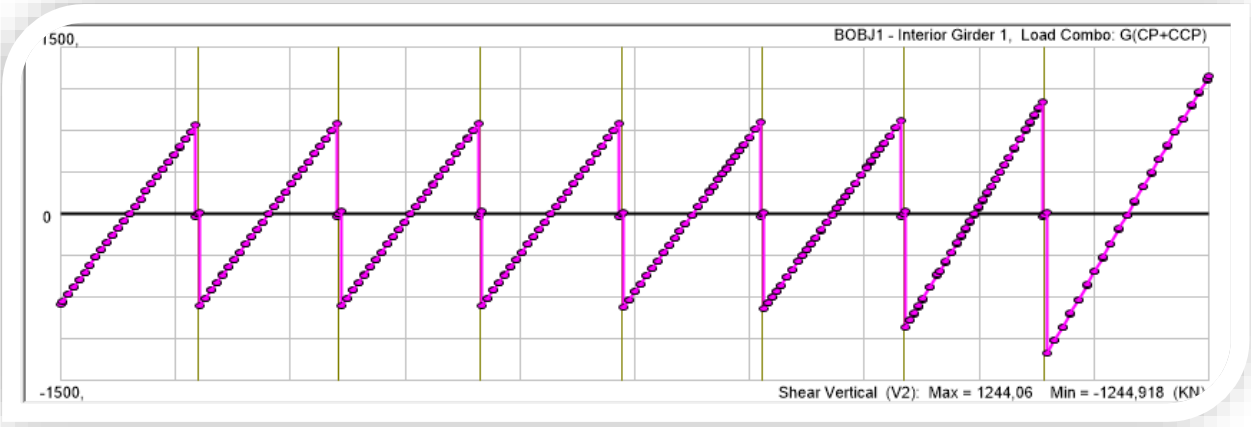


Figure 2 : Effort tranchant sous la combinaison G (CP+CCP)

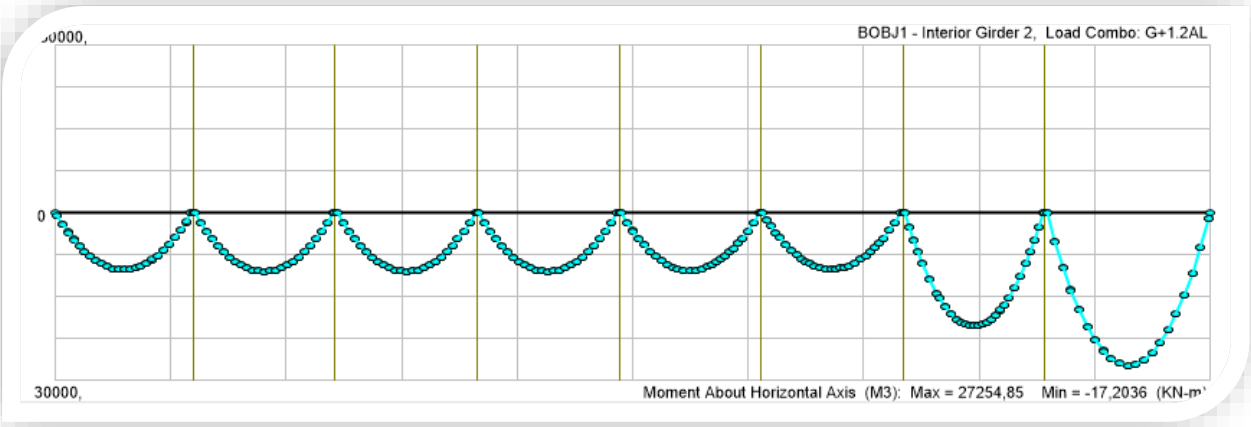


Figure 3 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G +1.2 AL

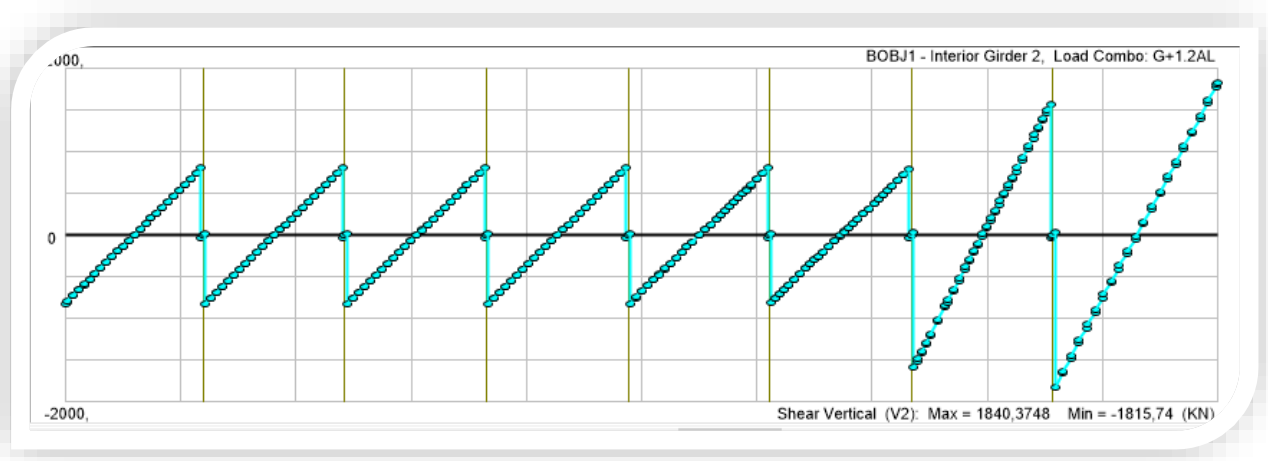


Figure 4 : Effort tranchant sous la combinaison G +1.2 AL

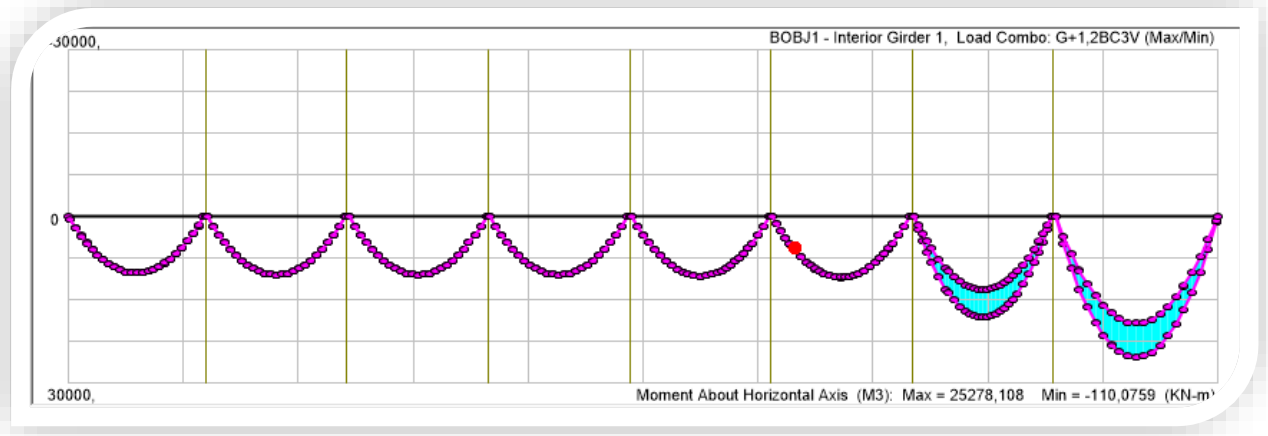


Figure 5 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G +1.2 Bc

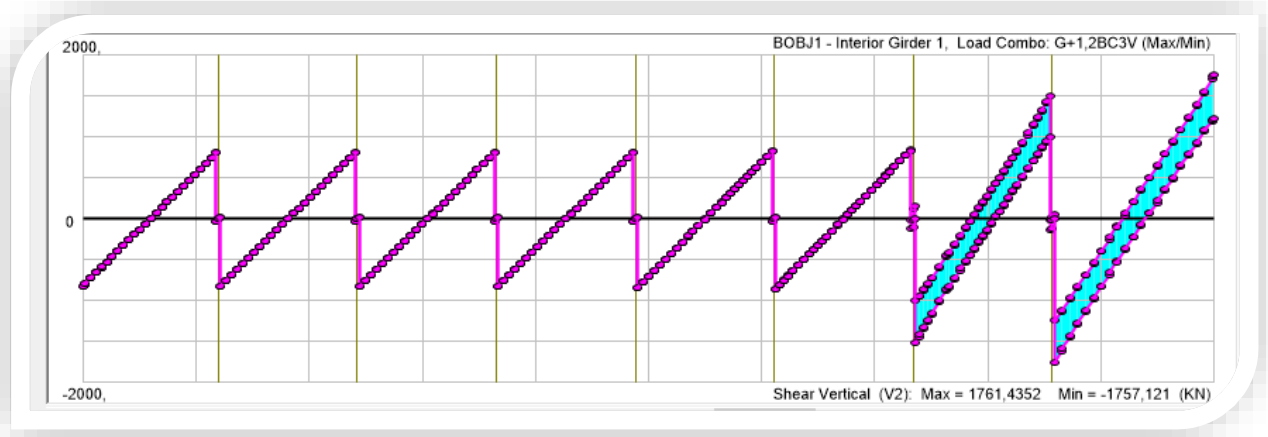


Figure 6 : Effort tranchant sous la combinaison G +1.2 Bc

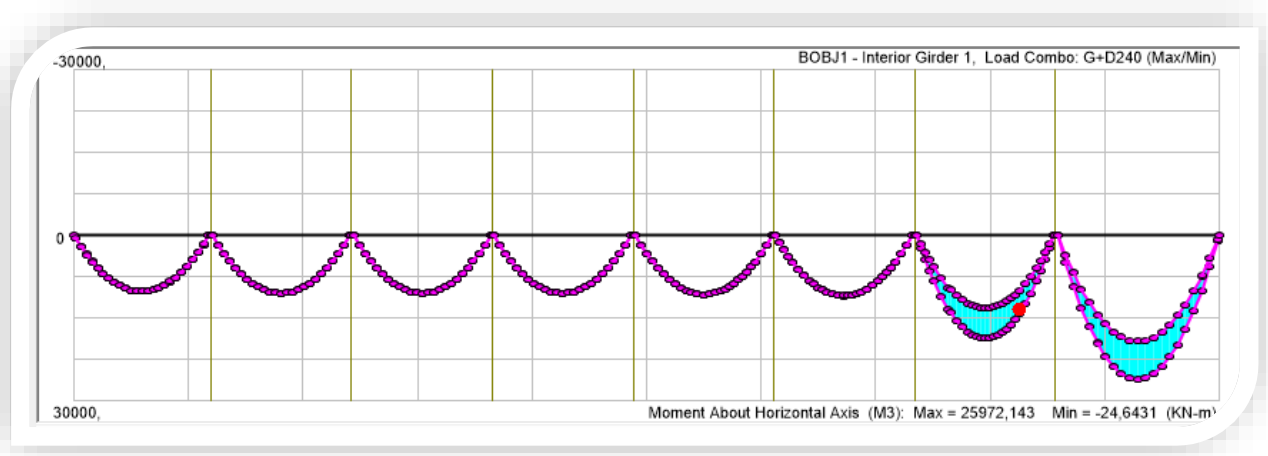


Figure 7 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G +D240

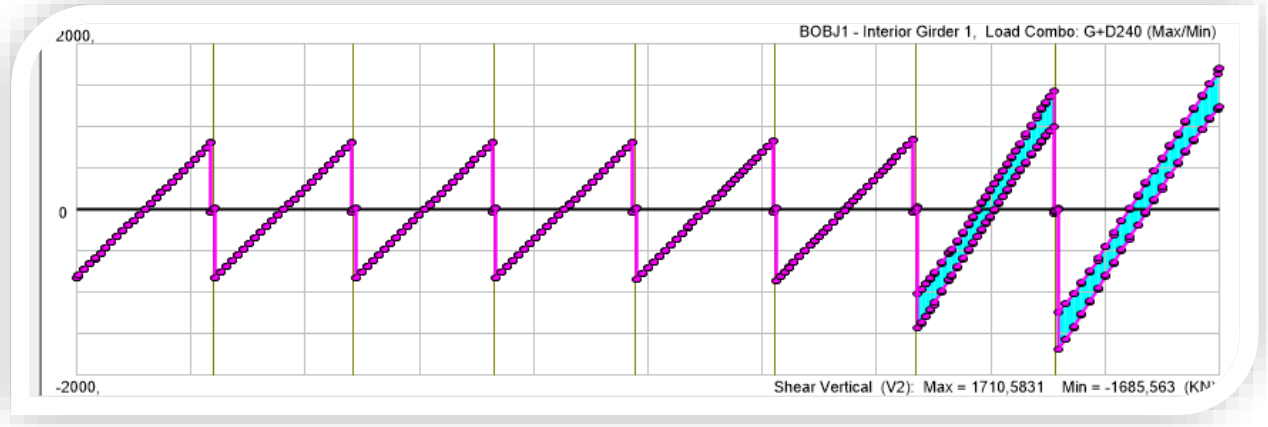


Figure 8 : Effort tranchant sous la combinaison G +D240

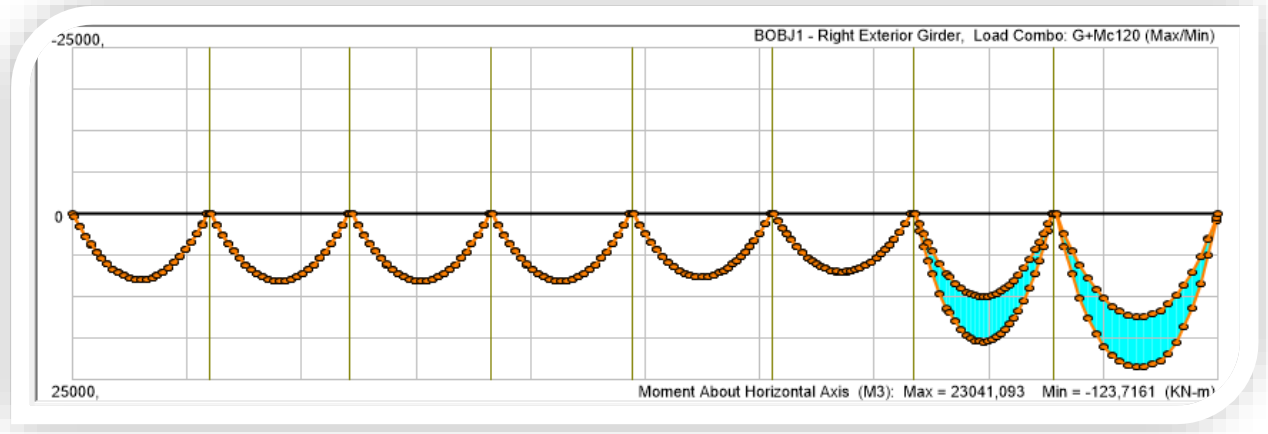


Figure 9 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G +Mc120

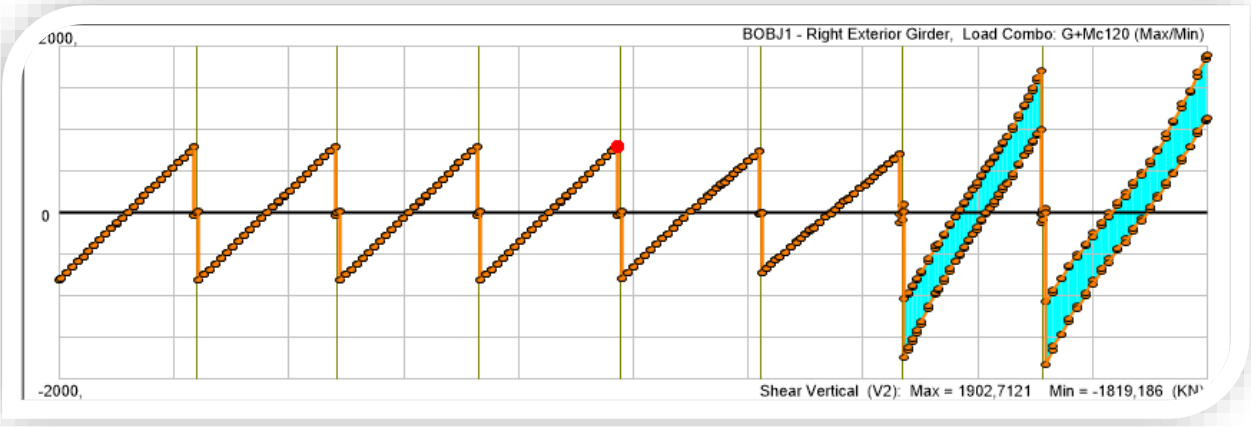


Figure 10 : Effort tranchant sous la combinaison G + Mc120

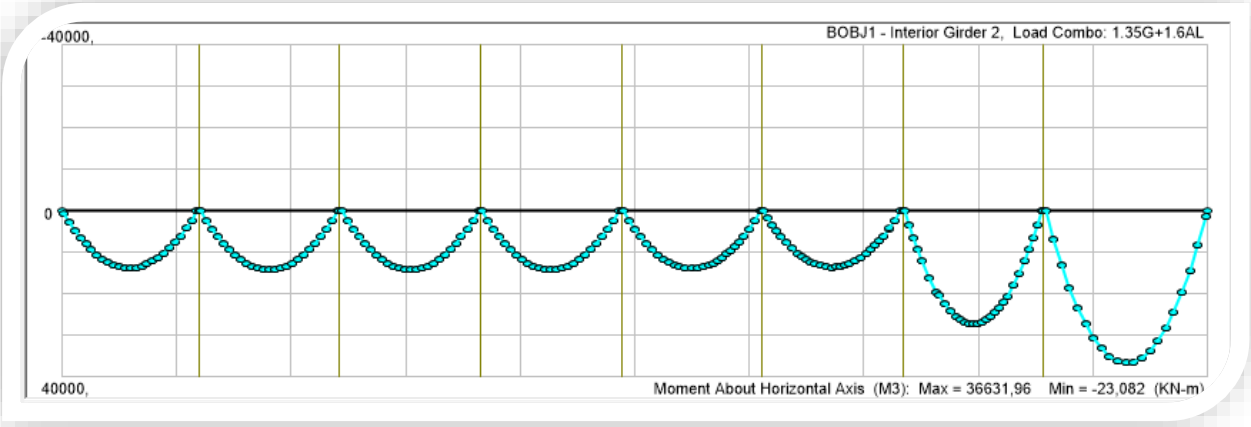


Figure 11 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35 G +1.6 AL

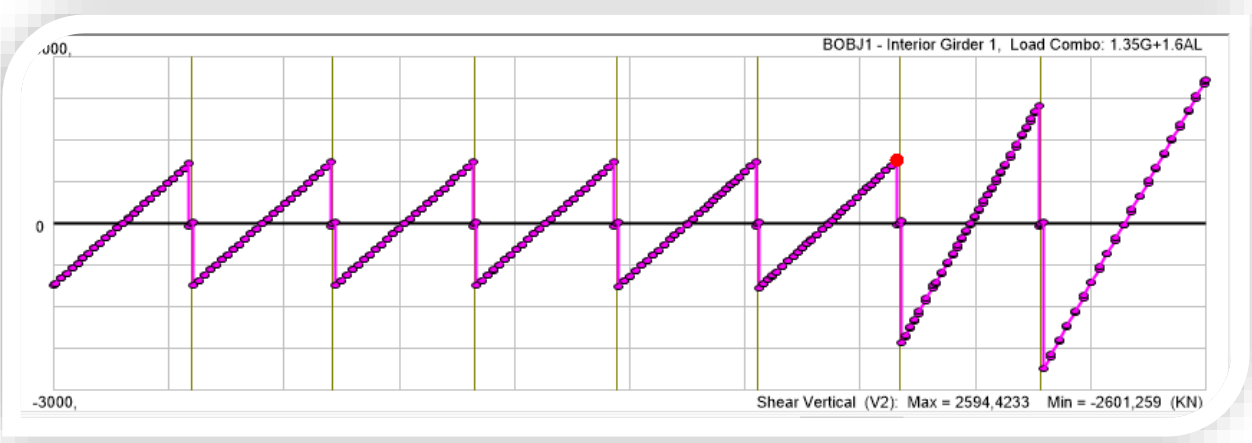


Figure 12 : Effort tranchant sous la combinaison 1.35G +1.6 AL 3voies

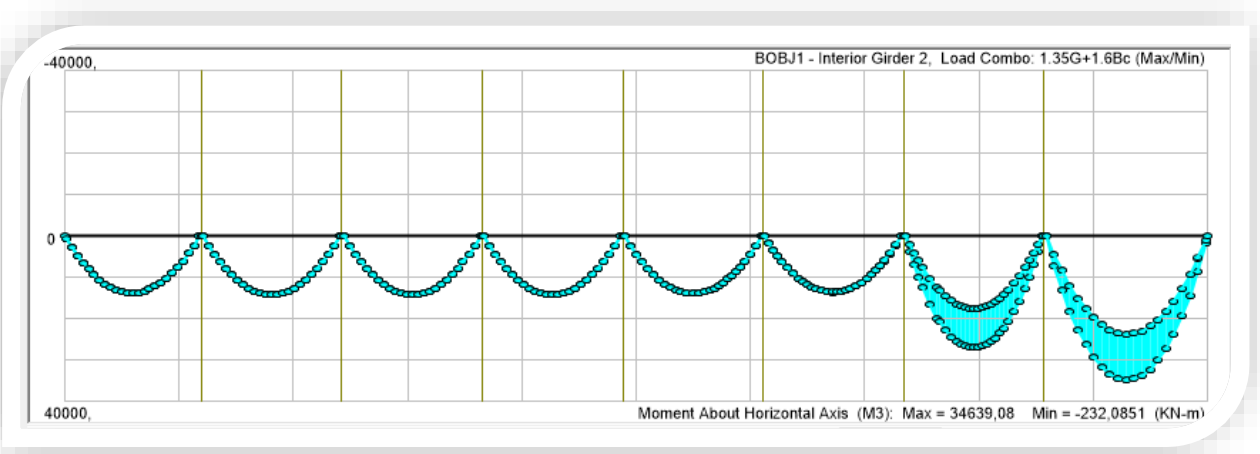


Figure 13 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35 G +1.6 Bc 3voies

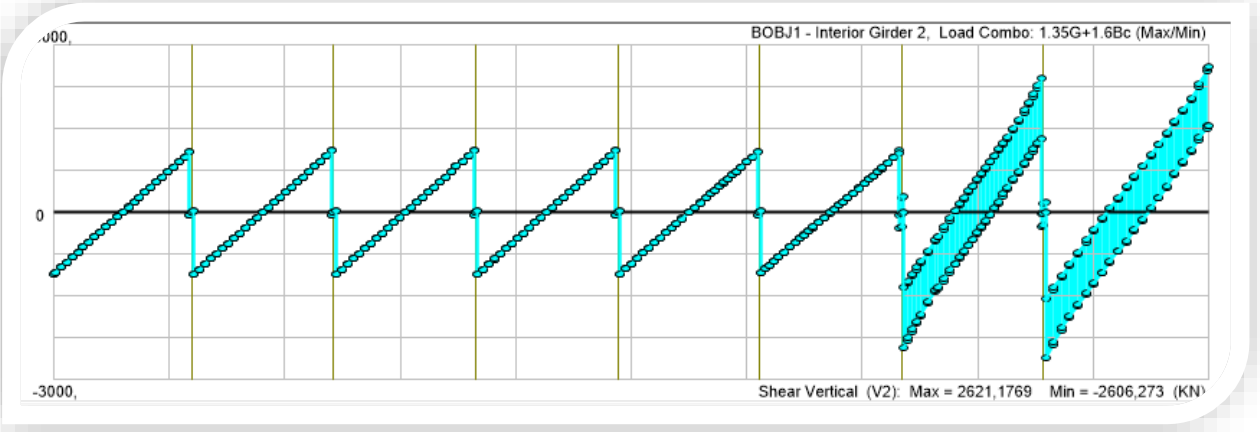


Figure 14 : Effort tranchant sous la combinaison 1.35G +1.6 Bc 3voies

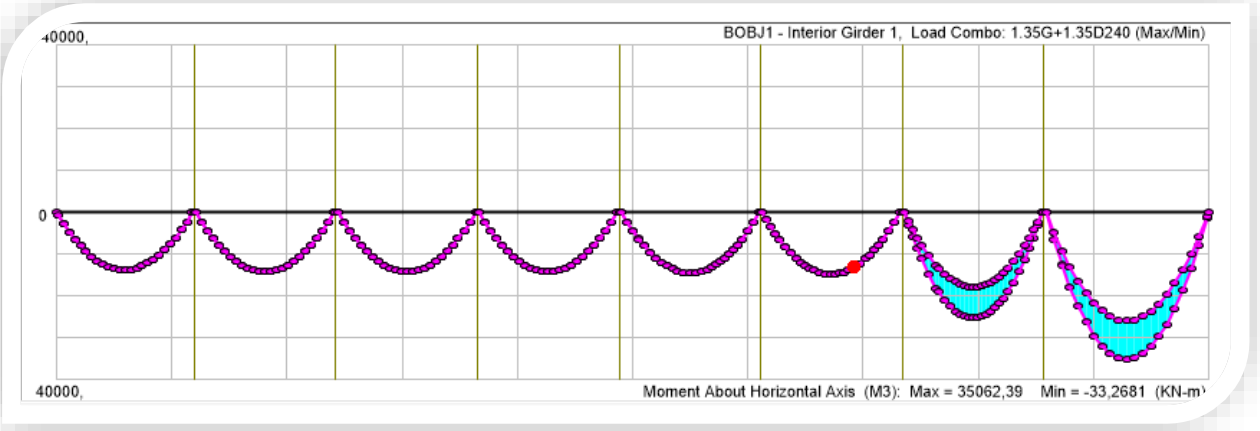


Figure 15 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35 G +1.35 D240

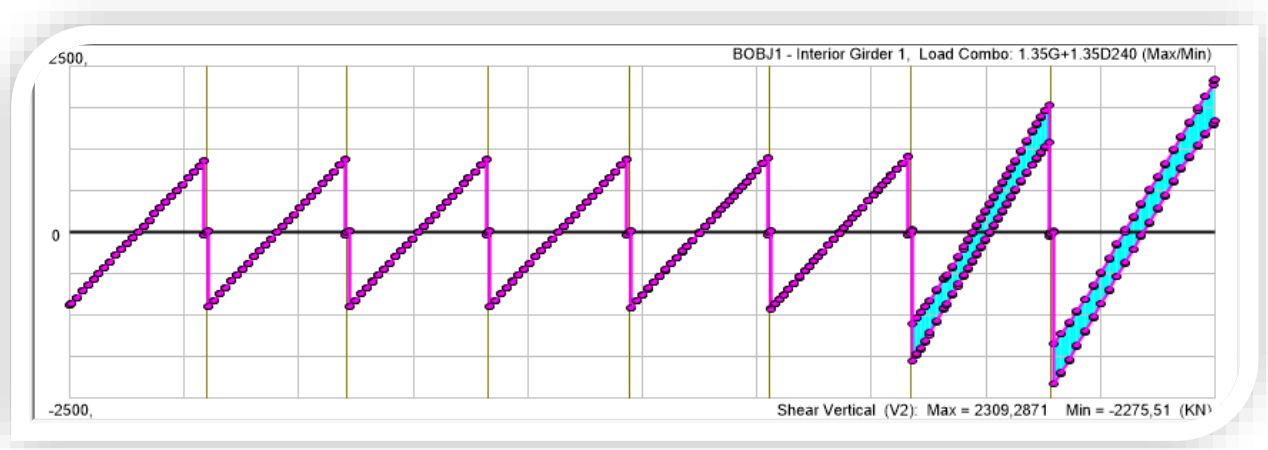


Figure 16 : Effort tranchant sous la combinaison 1.35G +1.35 D240

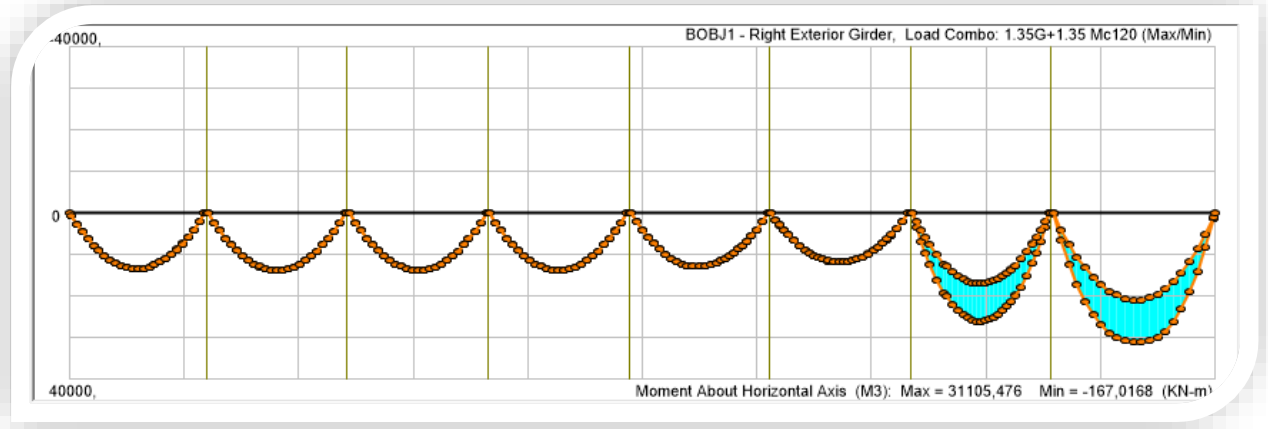


Figure 17 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35 G +1.35 Mc120

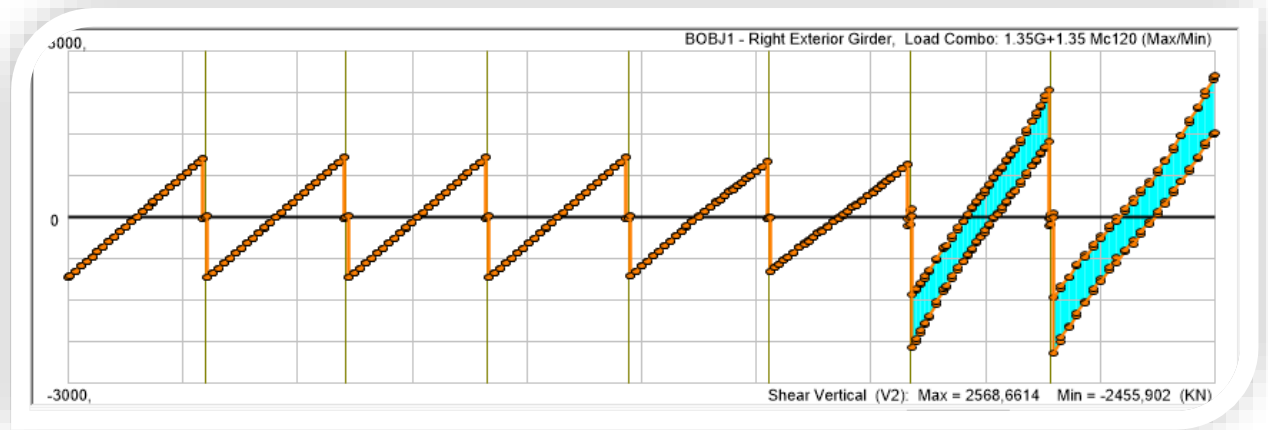
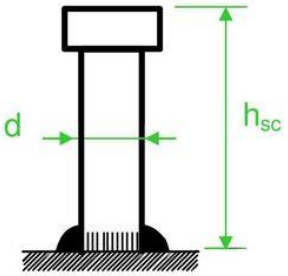


Figure 18 : Effort tranchant sous la combinaison 1.35G +1.35 Mc120

ACIERS DES CONNECTEURS

Les goujons à tête sont les plus utilisés. Leurs caractéristiques géométriques, limite élastique (f_y) et contrainte de rupture (f_u) sont reprises au tableau ci-dessous.
Coefficient de sécurité partiel sur l'acier du connecteur : $\gamma_v = 1{,}25$ (sauf actions accidentelles: $\gamma_v = 1$)

Dénomination du goujon à tête	h_{sc} (mm)	d fût (mm)	d1 tête (mm)	ht tête (mm)	fy (N/mm²)	fu (N/mm²)
TRW Nelson KB 5/8"-35	35	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 5/8"-50	50	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 5/8"-75	75	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 5/8"-100	100	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 5/8"-150	150	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 5/8"-175	175	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-50	50	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-60	60	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-75	75	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-80	80	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-100	100	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-125	125	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-150	150	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-175	175	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-75	75	22	34.9	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-90	90	22	34.9	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-100	100	22	34.9	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-125	125	22	34.9	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-150	150	22	34.9	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-175	175	22	34.9	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-200	200	22	34.9	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-250	250	22	34.9	10	350	450



Résistance de calcul des goujons à tête

La résistance de calcul $P_{pb,Rd}$ d'un goujon à tête est égale à la plus petite de ces deux valeurs :

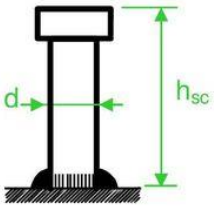
- la résistance de calcul du goujon par cisaillement de l'acier,
- la résistance de calcul du goujon par écrasement du béton contre le goujon,

On a :

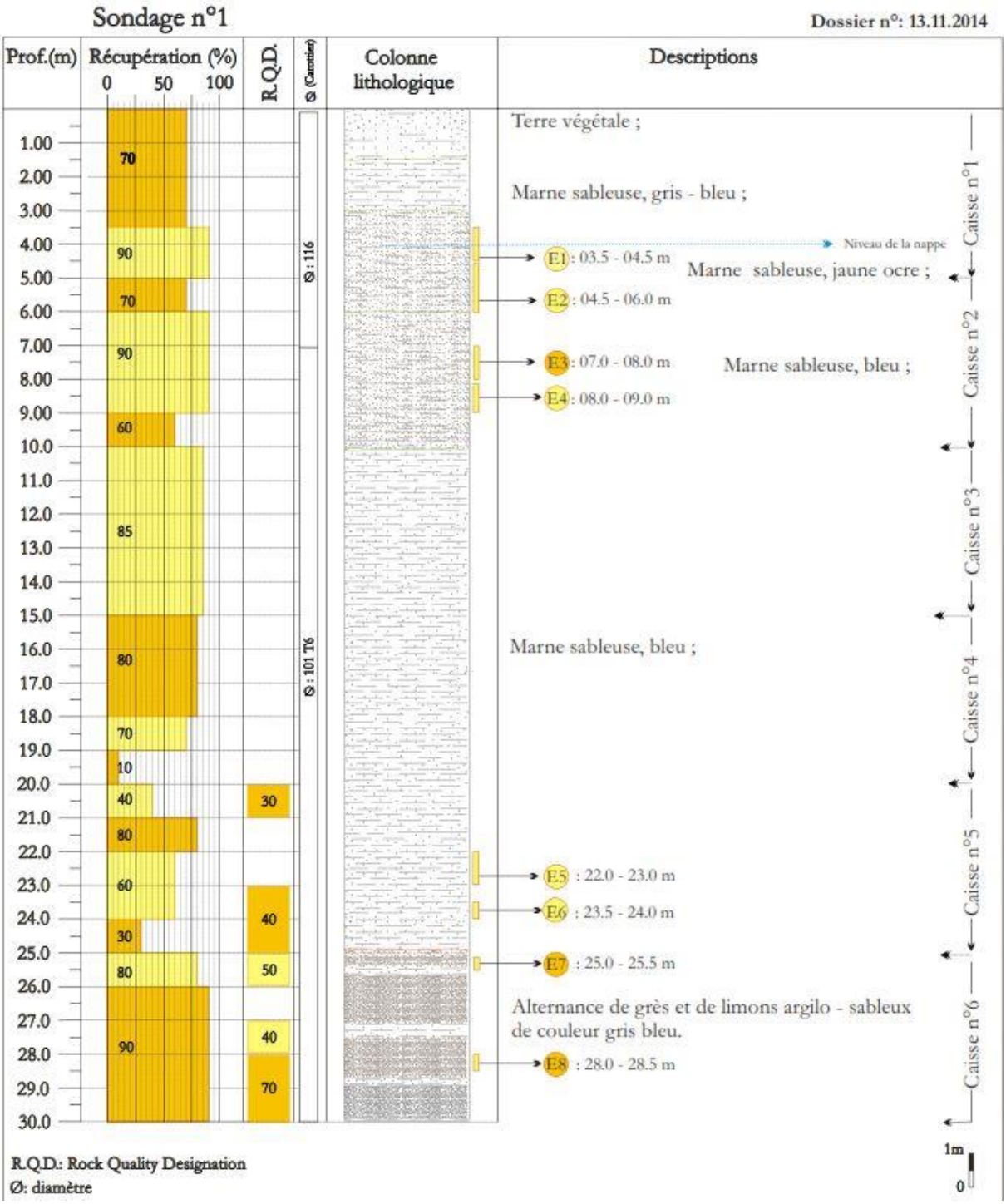
$$P_{Rd} = \min(P_{Rd}^{(1)}, P_{Rd}^{(2)})$$

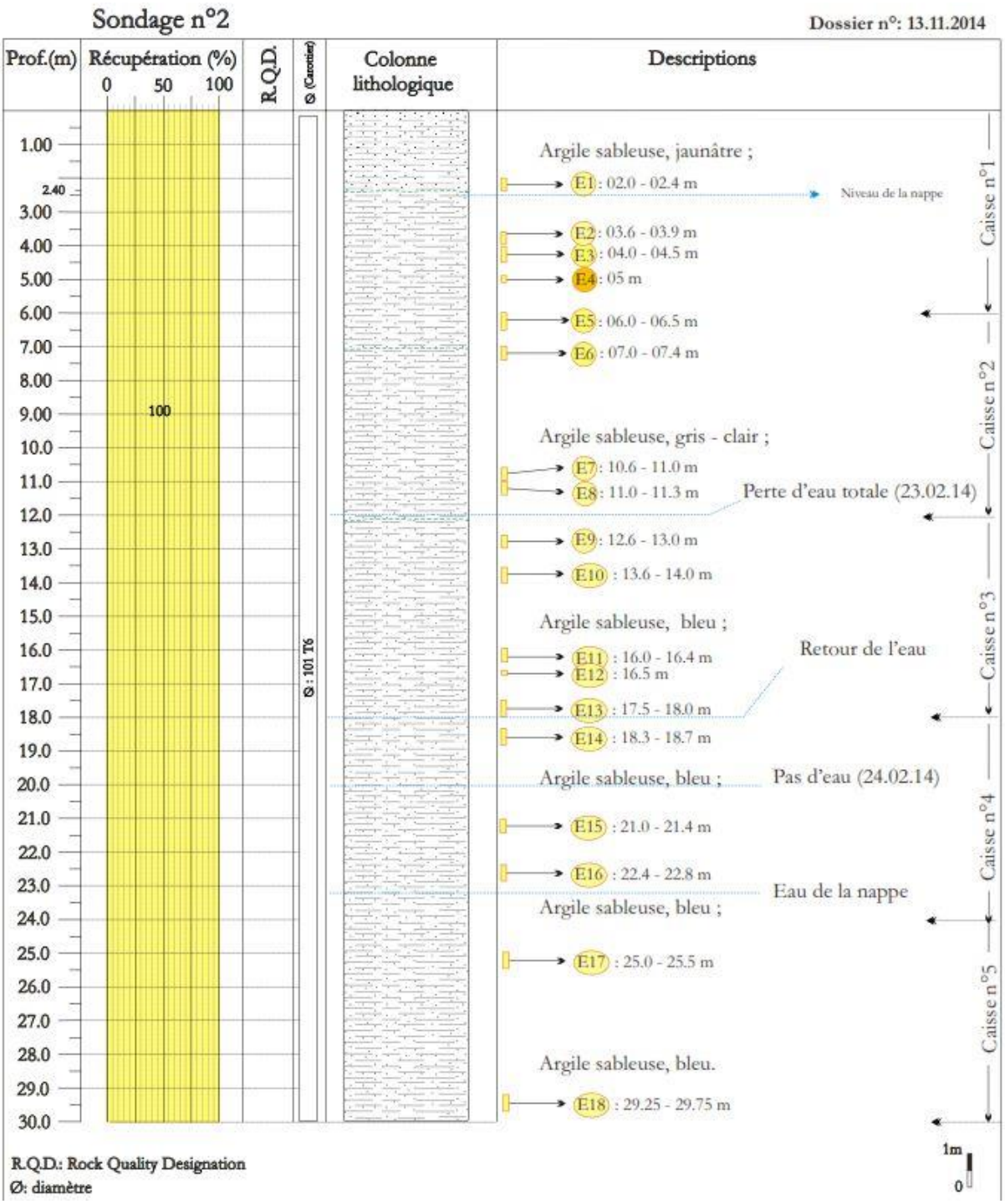
$$P_{Rd}^{(1)} = 0{,}8.k.f_u.(\pi.d^2/4)/\gamma_v \quad \text{(cisaillement du goujon)}$$

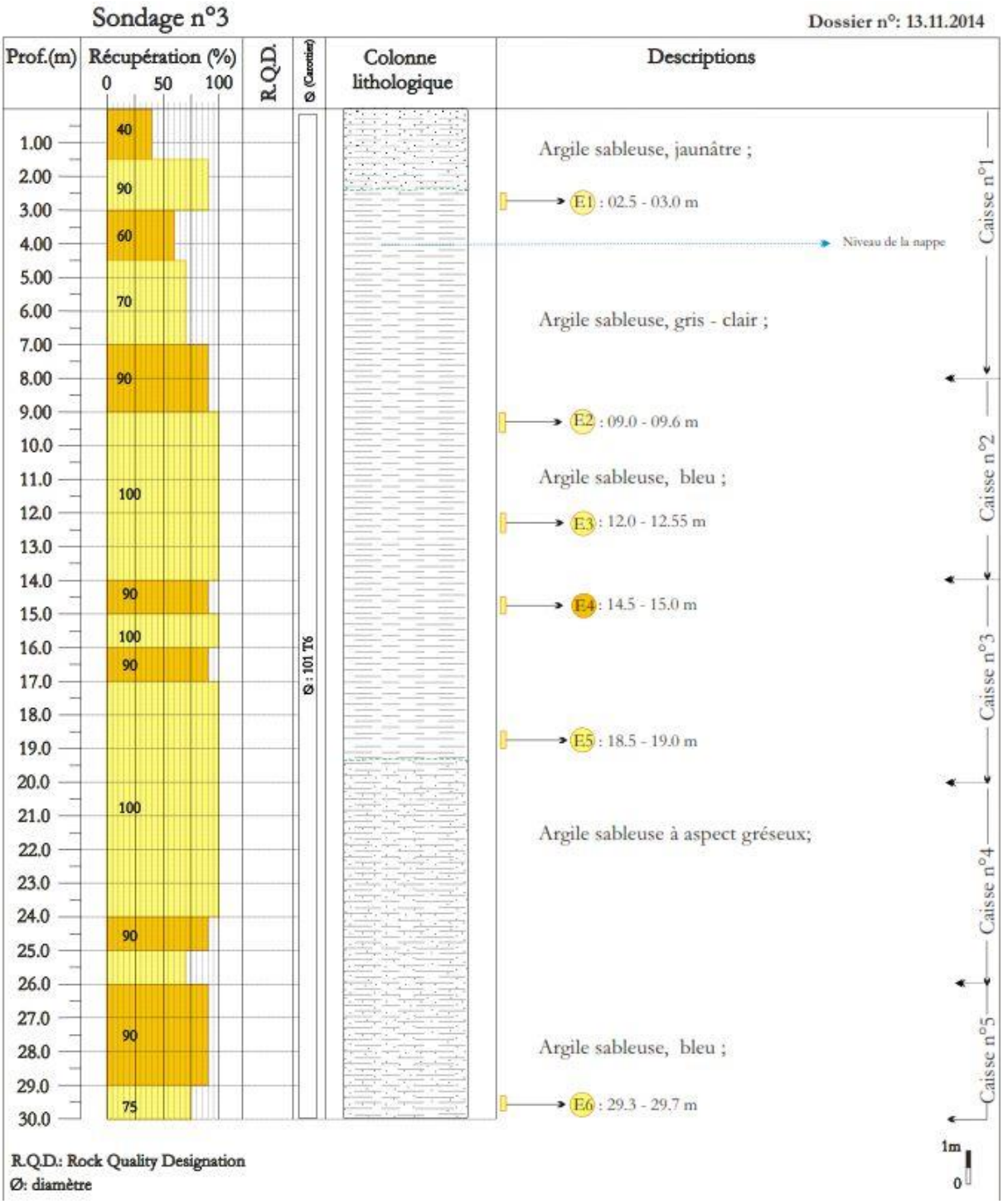
$$P_{Rd}^{(2)} = 0{,}29.k.\alpha.d^2.\sqrt{f_{ck}.E_{cm}}/\gamma_v \quad \text{(écrasement du béton contre le goujon)}$$

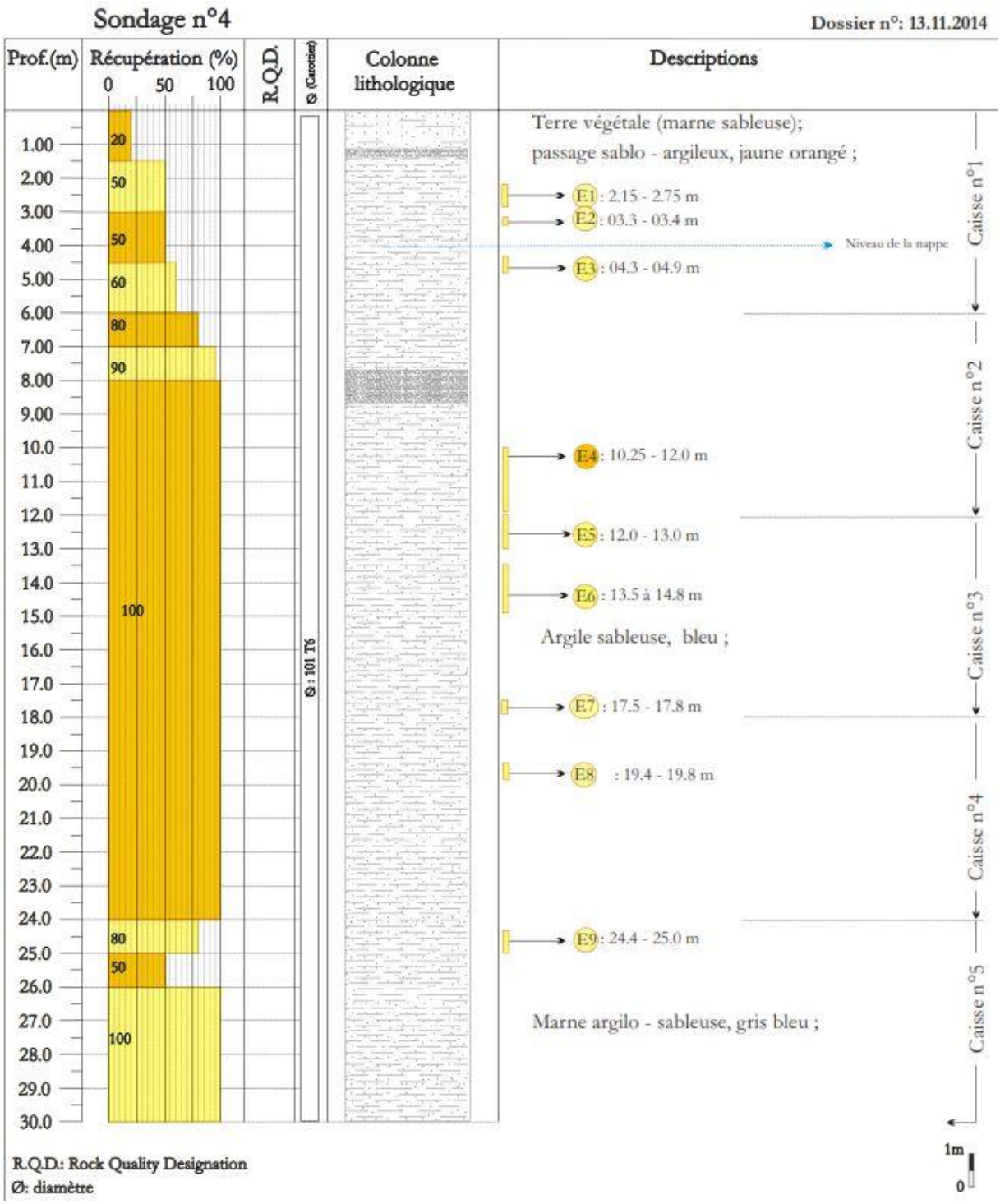


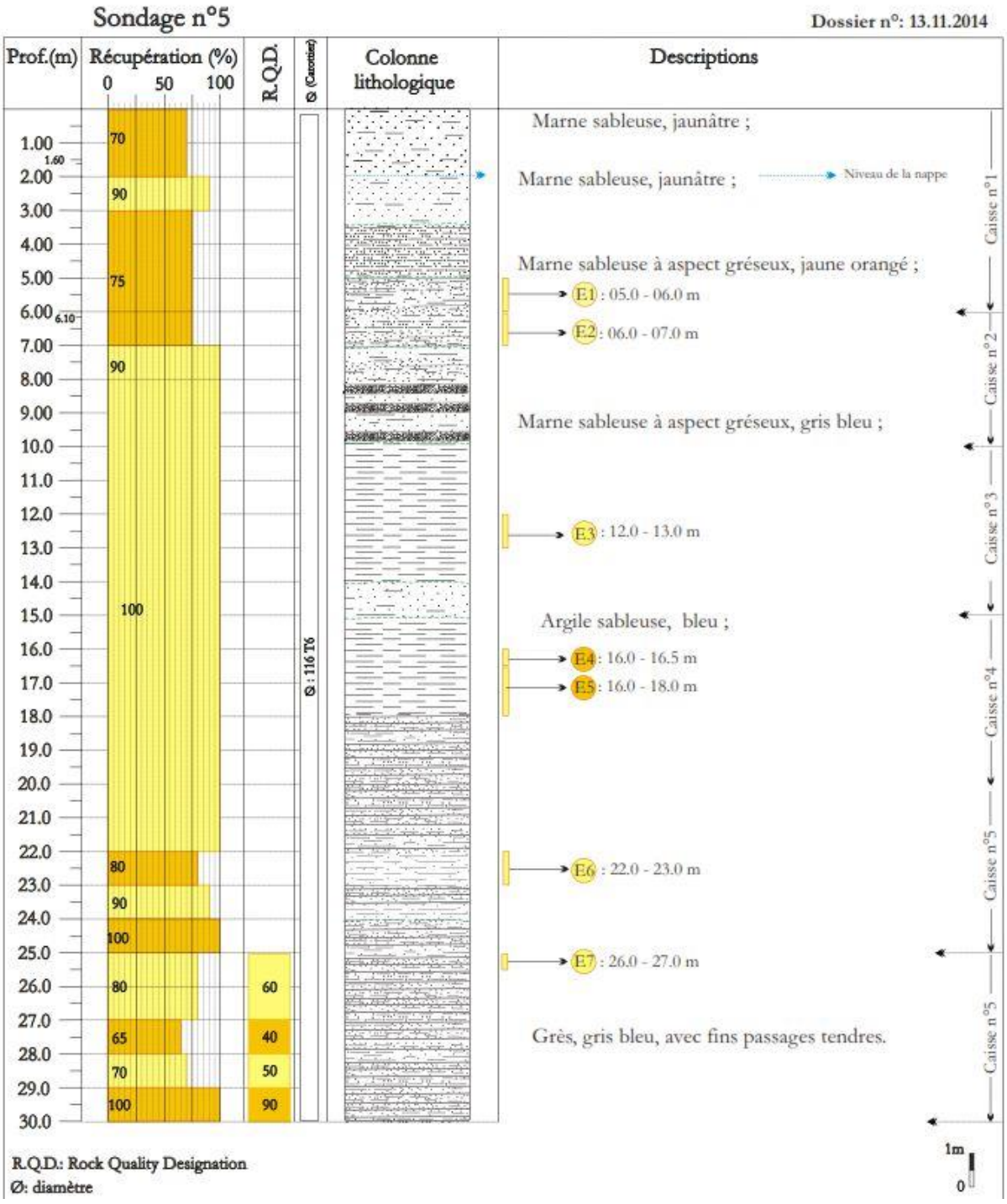
où :
k est un facteur de réduction pour tenir compte de la présence de nervures
$k =$ 1 si la dalle est pleine (=sans nervures)


Sondage n°1
Dossier n°: 13.11.2014
Prof.(m)
Récupération (%)
0 50 100
R.Q.D.
Ø (Carottier)
Colonne lithologique
Descriptions
Terre végétale ;
Marne sableuse, gris - bleu ;
Niveau de la nappe
E1 : 03.5 - 04.5 m
E2 : 04.5 - 06.0 m
Marne sableuse, jaune ocre ;
E3 : 07.0 - 08.0 m
E4 : 08.0 - 09.0 m
Marne sableuse, bleu ;
Marne sableuse, bleu ;
E5 : 22.0 - 23.0 m
E6 : 23.5 - 24.0 m
E7 : 25.0 - 25.5 m
Alternance de grès et de limons argilo - sableux de couleur gris bleu.
E8 : 28.0 - 28.5 m
Ø : 116
Ø : 101 T6
Caisse n°1
Caisse n°2
Caisse n°3
Caisse n°4
Caisse n°5
Caisse n°6
1m
0
R.Q.D.: Rock Quality Designation
Ø: diamètre


Sondage n°2
Dossier n°: 13.11.2014
Prof.(m)
Récupération (%)
0 50 100
R.Q.D.
Ø (Carottier)
Colonne lithologique
Descriptions
1.00
2.40
3.00
4.00
5.00
6.00
7.00
8.00
9.00
10.0
11.0
12.0
13.0
14.0
15.0
16.0
17.0
18.0
19.0
20.0
21.0
22.0
23.0
24.0
25.0
26.0
27.0
28.0
29.0
30.0
100
Ø : 101 T6
Argile sableuse, jaunâtre ;
E1 : 02.0 - 02.4 m
Niveau de la nappe
E2 : 03.6 - 03.9 m
E3 : 04.0 - 04.5 m
E4 : 05 m
E5 : 06.0 - 06.5 m
E6 : 07.0 - 07.4 m
Argile sableuse, gris - clair ;
E7 : 10.6 - 11.0 m
E8 : 11.0 - 11.3 m
Perte d'eau totale (23.02.14)
E9 : 12.6 - 13.0 m
E10 : 13.6 - 14.0 m
Argile sableuse, bleu ;
E11 : 16.0 - 16.4 m
E12 : 16.5 m
Retour de l'eau
E13 : 17.5 - 18.0 m
E14 : 18.3 - 18.7 m
Argile sableuse, bleu ;
Pas d'eau (24.02.14)
E15 : 21.0 - 21.4 m
E16 : 22.4 - 22.8 m
Eau de la nappe
Argile sableuse, bleu ;
E17 : 25.0 - 25.5 m
Argile sableuse, bleu.
E18 : 29.25 - 29.75 m
Caisse n°1
Caisse n°2
Caisse n°3
Caisse n°4
Caisse n°5
1m
0
R.Q.D: Rock Quality Designation
Ø: diamètre


Sondage n°3
Dossier n°: 13.11.2014
Prof.(m)
Récupération (%)
0 50 100
R.Q.D.
Ø (Carottier)
Colonne lithologique
Descriptions
Ø : 101 T6
Argile sableuse, jaunâtre ;
E1 : 02.5 - 03.0 m
Niveau de la nappe
Argile sableuse, gris - clair ;
E2 : 09.0 - 09.6 m
Argile sableuse, bleu ;
E3 : 12.0 - 12.55 m
E4 : 14.5 - 15.0 m
E5 : 18.5 - 19.0 m
Argile sableuse à aspect gréseux;
Argile sableuse, bleu ;
E6 : 29.3 - 29.7 m
Caisse n°1
Caisse n°2
Caisse n°3
Caisse n°4
Caisse n°5
1m
0
R.Q.D.: Rock Quality Designation
Ø: diamètre


Sondage n°4
Dossier n°: 13.11.2014
Prof.(m)
Récupération (%)
0 50 100
R.Q.D.
Ø (Carottier)
Colonne lithologique
Descriptions
Terre végétale (marne sableuse);
passage sablo - argileux, jaune orangé ;
E1 : 2.15 - 2.75 m
E2 : 03.3 - 03.4 m
Niveau de la nappe
E3 : 04.3 - 04.9 m
E4 : 10.25 - 12.0 m
E5 : 12.0 - 13.0 m
E6 : 13.5 à 14.8 m
Argile sableuse, bleu ;
E7 : 17.5 - 17.8 m
E8 : 19.4 - 19.8 m
E9 : 24.4 - 25.0 m
Marne argilo - sableuse, gris bleu ;
Caisse n°1
Caisse n°2
Caisse n°3
Caisse n°4
Caisse n°5
Ø : 101 T6
1m
0
R.Q.D.: Rock Quality Designation
Ø: diamètre


Sondage n°5
Dossier n°: 13.11.2014
Prof.(m)
Récupération (%)
0 50 100
R.Q.D.
Ø (Carottier)
Colonne lithologique
Descriptions
Marne sableuse, jaunâtre ;
Marne sableuse, jaunâtre ;
Niveau de la nappe
Marne sableuse à aspect gréseux, jaune orangé ;
E1 : 05.0 - 06.0 m
E2 : 06.0 - 07.0 m
Marne sableuse à aspect gréseux, gris bleu ;
E3 : 12.0 - 13.0 m
Argile sableuse, bleu ;
E4 : 16.0 - 16.5 m
E5 : 16.0 - 18.0 m
E6 : 22.0 - 23.0 m
E7 : 26.0 - 27.0 m
Grès, gris bleu, avec fins passages tendres.
Caisse n°1
Caisse n°2
Caisse n°3
Caisse n°4
Caisse n°5
Caisse n°5
Ø : 116 T6
1.00
1.60
2.00
3.00
4.00
5.00
6.00
6.10
7.00
8.00
9.00
10.0
11.0
12.0
13.0
14.0
15.0
16.0
17.0
18.0
19.0
20.0
21.0
22.0
23.0
24.0
25.0
26.0
27.0
28.0
29.0
30.0
70
90
75
90
100
80
90
100
80
65
70
100
60
40
50
90
1m
0
R.Q.D: Rock Quality Designation
Ø: diamètre

Désignation	Analyse granulométrique									Limites d'Atterberg		Analyses chimiques sommaires			Cisaillement rectiligne				Résistance à la compression simple		Compression à l'oedomètre		
															U.U.		C.U.						
profondeur (m)	< 10 mm	< 2 mm	< 0.4 mm	< 0.08 mm	2 µ	D.h (t/m³)	W %	D.s %	WS %	SR %	L.L %	I.P %	SiO_2 %	$CaSO_4^{2-}$ %	$CaCO_3$ %	C (bar)	φ°	C (bar)	φ°	Densité (t/m³)	Rc (bar)	Pc (bar)	Cc %	Cg %
S.01 (03.00 - 04.50)	100	100	099	088	028	2.00	13.70	1.76	20	69	35	13	72.7	-	17	0.71	29	-	-	-	-	-	-	-
S.01 (06.0 - 07.00)	100	100	100	087	007	2.12	12.84	1.88	17	74	36	12	-	-	-	0.75	29	-	-	-	-	-	-	-
S.01 (07.00 - 08.00)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	61.2	-	30	-	-	-	-	02.33	34	-		-
S.01 (08.00 - 09.00)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	02.32	34	-	-	-
S.01 (22.00 - 23.00)	100	100	100	099	028	1.95	24.81	1.56	27	92	73	31	64.8	-	25	0.85	33	-	-	-	-	-	-	-
S.01 (23.50 - 24.00)	100	100	100	099	028	2.13	15.50	1.84	17	90	73	43	-	-	-	1.12	28	-	-	-	-	-	-	-
S.01 (25.00 - 25.50)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	65.3	-	26	-	-	-	-	02.29	40	-	-	-
S.01 (28.00 - 28.50)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	02.24	48	-	-	-
S.02 (02.00 - 02.40)	100	076	051	040	020	2.01	14.70	1.75	20	73	38	10	68.3	-	20	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S.02 (03.60 - 03.90)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	6.70	16.94	1.99
S.02 (04.00 - 04.50)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.27	25	1.42	21	-	-	-	-	-
S.02 (05.00)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	65.5	-	23	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S.02 (06.00 - 06.50)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.30	23	1.47	20	-	-	-	-	-
S.02 (07.00 - 07.40)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	6.26	16.94	2.66
S.02 (10.60 - 11.00)	100	100	100	074	014	2.20	14.58	1.92	15	97	29	08	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S.02 (11.00 - 11.30)	100	100	100	079	016	2.03	13.08	1.80	19	71	30	11	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S.02 (12.60 - 13.00)	100	100	100	096	035	-	-	-	-	-	43	22	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S.02 (13.60 - 14.00)	100	100	100	097	012	-	-	-	-	-	36	14	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S.02 (16.00 - 16.40)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.42	21	1.53	19	-	-	-	-	-
S.02 (16.50)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	63.0	-	24	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S.02 (17.50 - 18.00)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.49	20	1.64	16	-	-	-	-	-
S.02 (18.30 - 18.70)	100	100	100	100	046	1.94	19.17	1.63	27	71	53	29	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S.02 (21.00 - 21.40)	100	100	100	100	056	2.06	19.68	1.72	21	93	48	20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S.02 (22.40 - 22.80)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.51	19	1.62	17	-	-	-	-	-
S.02 (25.00 - 25.50)	-	-	-	-	-	2.02	21.32	1.66	23	92	-	-	-	-	-	1.55	18	1.70	15	-	-	3.54	14.28	2.33
S.02 (29.25 - 29.75)	100	100	099	095	035	-	-	-	-	-	66	35	-	-	-	-	-	-	-	-	-	4.70	14.95	2.33
S.03 (02.50 - 03.00)	-	-	-	-	-	1.99	24.19	1.60	25	95	-	-	67.4	-	24	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S.03 (09.00 - 09.60)	100	100	100	100	030	2.03	23.87	1.64	24	100	57	29	65.5	-	24	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S.03 (12.00 - 12.55)	100	100	100	100	053	2.04	23.24	1.66	23	99	66	33	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S.03 (14.50 - 15.00)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.25	28	1.45	23	-	-	-	-	-
S.03 (18.50 - 19.00)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	8.18	16.28	2.33
S.03 (29.30 - 29.70)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.23	27	1.44	26	-	-	-	-	-
S.04 (02.15 - 02.75)	100	100	100	098	027	1.99	25.07	1.59	26	98	53	29	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S.04 (03.30 - 03.40)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	65.1	-	26	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S.04 (04.30 - 04.90)	100	100	100	099	031	2.00	24.50	1.60	25	97	53	29	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S.04 (10.00 - 10.25)	100	099	098	085	026	-	-	-	-	-	37	15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S.04 (10.25 - 10.35)	100	100	100	088	030	2.14	17.65	1.82	18	99	34	12	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S.04 (11.40 - 12.00)	100	099	099	098	026	1.07	17.17	0.92	72	24	39	18	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S.04 (12.00 - 13.00)	-	-	-	-	-	2.08	20.24	1.73	21	96	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S.04 (13.00 - 13.50)	100	100	100	100	030	2.00	26.06	1.59	26	100	63	36	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S.04 (14.50 - 14.80)	100	100	100	100	047	-	-	-	-	-	69	33	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S.04 (17.50 - 17.80)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.34	25	1.49	22	-	-	-	-	-
S.04 (19.40 - 19.80)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.22	27	1.44	22	-	-	-	-	-
S.04 (24.40 - 25.00)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	7.20	15.28	3.32
S.05 (05.00 - 06.00)	100	097	096	092	029	2.11	11.78	1.89	16	74	48	25	63.9	-	25	0.70	33	-	-	-	-	-	-	-
S.05 (06.00 - 07.00)	100	099	099	096	030	2.03	13.50	1.79	19	72	57	31	-	-	-	0.60	33	-	-	-	-	-	-	-
S.05 (12.00 - 13.00)	100	095	093	090	028	2.18	16.94	1.86	17	99	53	28	65.1	-	26	0.83	29	-	-	-	-	-	-	-
S.05 (16.00 - 16.50)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S.05 (16.00 - 18.00)	100	099	099	099	027	2.15	10.34	1.95	14	73	63	34	-	-	-	0.86	28	-	-	-	-	-	-	-
S.05 (22.00 - 23.00)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	02.17	32	-	-	-
S.05 (26.00 - 27.00)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	02.17	27	-	-	-

Figure 19 : les résultats des essais de laboratoire

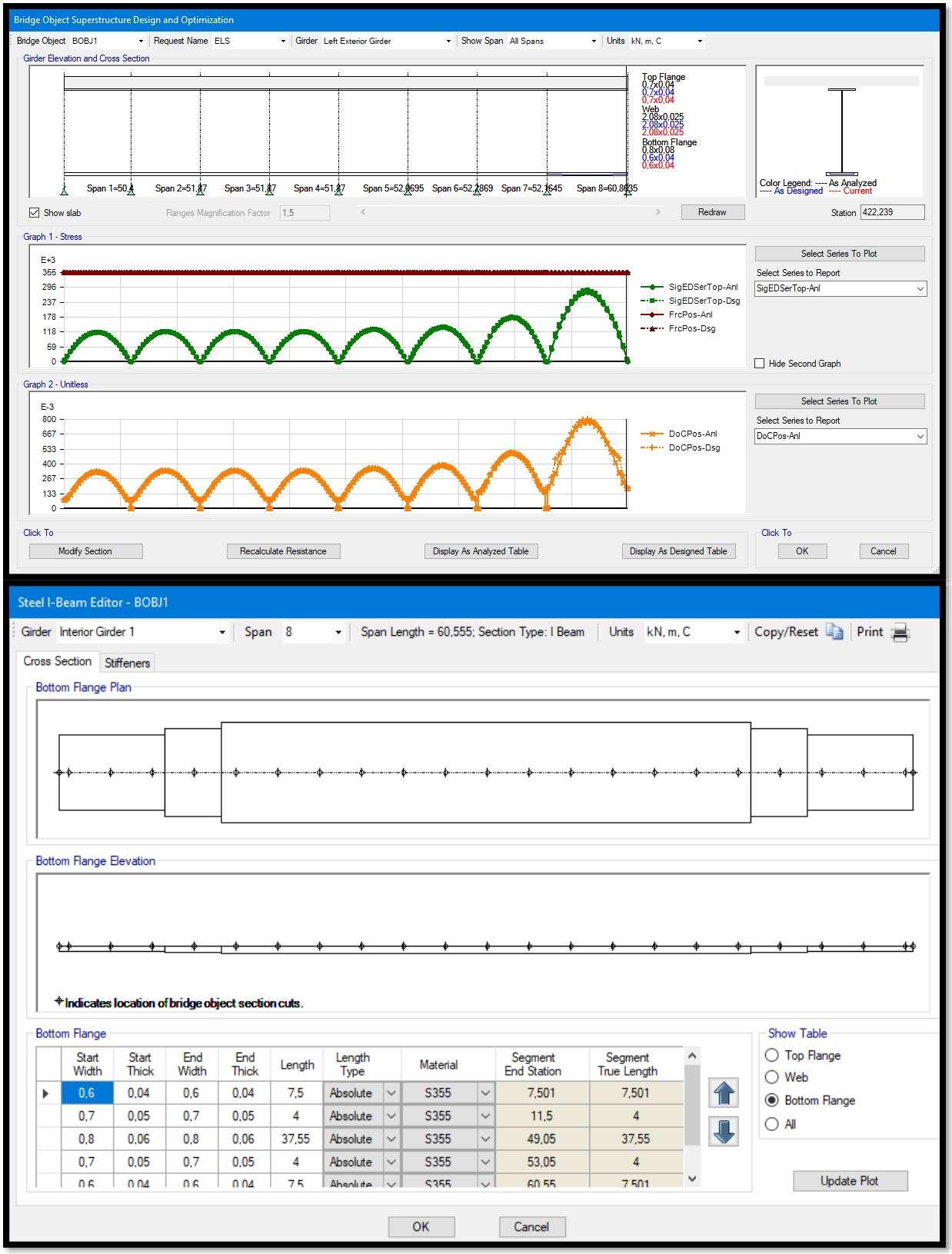


Figure 20 : Schéma présentant les variations d'épaisseur et la largeur de la membrure inférieure des poutres Dans la travée la plus long

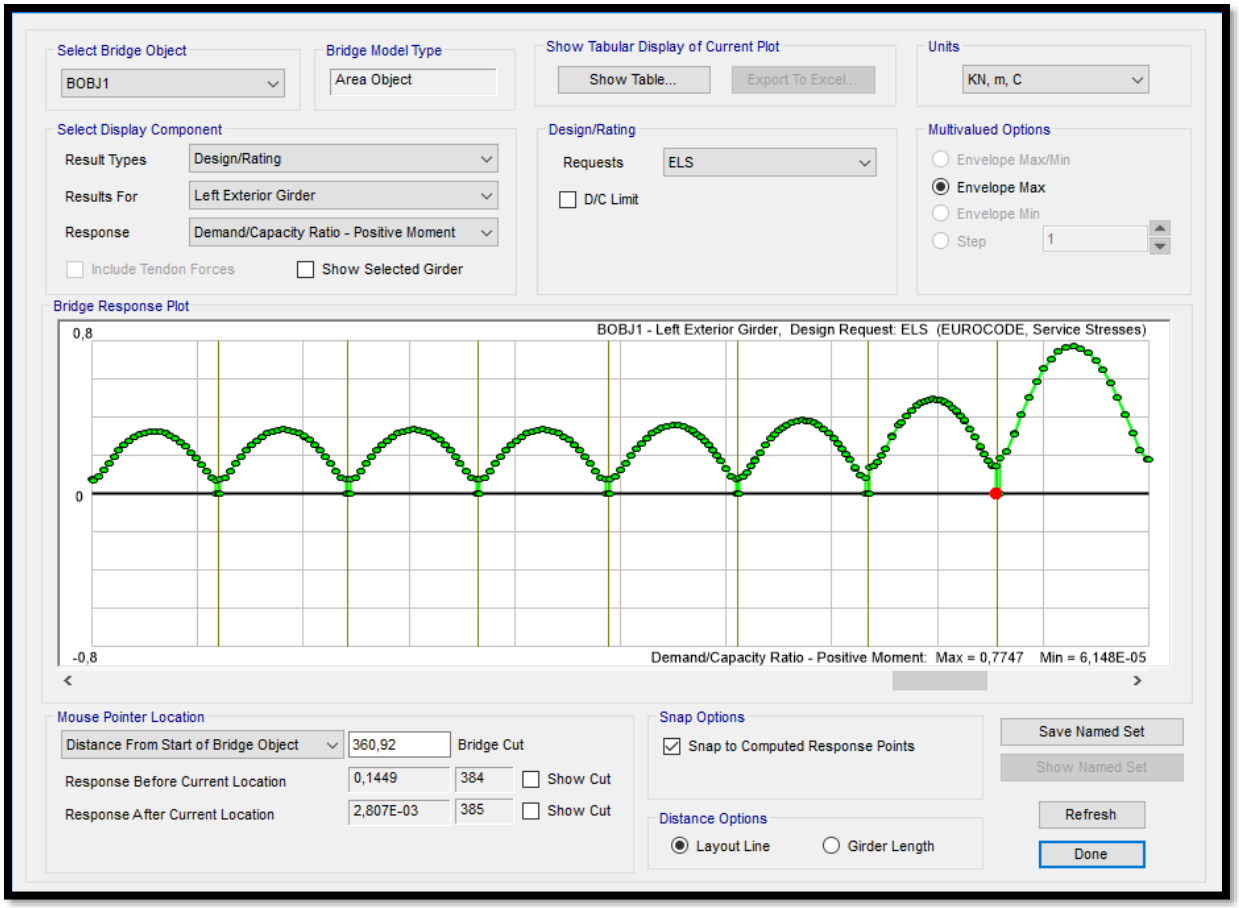


Figure 21 : ratio sous le moment positive de la poutre la plus sollicité « left girder »

ANNEXE « B »

Tableau : récapitulatif des réactions de tablier		
Charge	Culée	Pile
R_g	3249,59	8974,54
$R_{(Al)}$	2073,25	2444,96
R_{bc}	1557,94	1371,41
R_{Mc120}	1305,45	1772,44
R_{D240}	2043,24	2628,12

Tableau :Combinaison d'actions normales et sismique à la base de pile				
	N(kN)	*H(kN)*	*M_L(kN.m)*	M_T(kN.m)
G	15975,50	222,00	4635,36	/
$G + 1.2\ A(l)3v_s + 0.6H_{T^\circ} + H_{r+f}$	18909,45	354,43	7400,40	/
$G + 1.2\ Bc3_{VS} + 0.6H_{T^\circ} + H_{r+f}$	17621,18	438,00	11910,48	/
$G + Mc120 + 0.6H_{T^\circ} + H_{r+f}$	17747,93	222,00	4635,36	/
$G + D240 + 0.6H_{T^\circ} + H_{r+f}$	18603,61	222,00	4635,36	/
1,35 G	21566,92	310,50	6483,24	/
$1.35\ G + 1.6\ A(l)3v_s + 0.9H_{T^\circ} + H_{r+f}$	25478,85	487,07	10169,97	/
$1.35\ G + 1.6\ Bc3_{VS} + 0.9H_{T^\circ} + H_{r+f}$	23761,17	598,50	12496,68	/
$1.35\ G + 1.35\ Mc120 + 0.9H_{T^\circ} + H_{r+f}$	25114,88	310,50	6483,24	/
$1.35\ G + 1.35\ D240 + 0.9H_{T^\circ} + H_{r+f}$	21566,92	310,50	6483,24	/
$G + 0.2\ A(l)3v_s + 0.4H_{T^\circ} + H_{r+f}$	12346,92	3389,5755	24267,681	12744,37
$G + 0.2\ Bc3_{VS} + 0.4H_{T^\circ} + H_{r+f}$	12132,21	3396,54	24558,52	12744,37
$G + 0.2\ Mc120 + 0.4H_{T^\circ} + H_{r+f}$	12212,416	3378,54	23806,84	12744,37
$G + 0.2\ D240 + 0.4H_{T^\circ} + H_{r+f}$	12383,552	3378,54	23806,84	12744,37

Tableau :Combinaison d'actions normales et sismique à la base de pile

Combinaison	*N(kN)*	*H(kN)*	M_L*(kN.m)*	M_V(kN.m)
G	19988,30	222,00	5057,16	/
G + 1.2 $A(l)3V_S$ +0.6H_{T° + H_{r+f}	22922,25	354,43	8073,81	/
G + 1.2 $Bc3$VS +0.6H_{T° + H_{r+f}	21633,98	438,00	12994,29	/
G + Mc120 + 0.6H_{T° + H_{r+f}	21760,73	222,00	5057,16	/
G + D240 + 0.6H_{T° + H_{r+f}	22616,41	222,00	5057,16	/
1,35 G	26984,20	310,50	7073,19	/
1.35 G + 1.6 $A(l)3V_S$ +0.9H_{T° + H_{r+f}	30896,13	487,07	11095,39	/
1.35 G + 1.6 $Bc3$VS +0.9H_{T° + H_{r+f}	29178,45	598,50	13633,83	/
1.35 G + 1.35 Mc120 + 0.9H_{T° + H_{r+f}	30532,16	310,50	7073,19	/
1.35 G + 1.35 D240 + 0.9H_{T° + H_{r+f}	26984,20	310,50	7073,19	/

Tableau :Combinaison d'actions normales et sismique à la base de culée

Combinaison	*N(kN)*	*H(kN)*	M_L*(kN.m)*	M_V(kN.m)
G	19469,73	3382,65	-10939,75	19985,38
G +1.2 Q +0.6H_{T° + H_{r+f}	19995,57	3748,54	-12289,90	21431,44
G + 1.2 $A(l)3V_S$ +0.6H_{T° + H_{r+f}	21957,63	3515,07	-11787,27	19985,38
G + 1.2 $Bc3$VS +0.6H_{T° + H_{r+f}	21339,26	3598,647	-12322,15	19985,38
G + Mc120 + 0.6H_{T° + H_{r+f}	20775,18	3382,65	-10939,75	19985,38
G + D240 + 0.6H_{T° + H_{r+f}	21512,97	3382,65	-10939,75	19985,38
1,35 G	26284,13	4571,97	-14803,22	26980,27
1.35G +1.6 Q +0.6H_{T° + H_{r+f}	26985,25	6660,02	-21784,55	38351,44
1.35 G + 1.6 $A(l)3V_S$ +0.9H_{T° + H_{r+f}	38800,78	6348,73	-21114,38	36423,36
1.35 G + 1.6 $Bc3$VS +0.9H_{T° + H_{r+f}	37976,28	6460,16	-21827,55	36423,36
1.35 G + 1.35 Mc120 + 0.9H_{T° + H_{r+f}	37245,94	4571,97	-14803,22	36423,36
1.35 G + 1.35 D240 + 0.9H_{T° + H_{r+f}	38241,96	4571,97	-14803,22	36423,36

Tableau : Effort revenant à chaque pieu de pile

Combinaison	File de pieux R1	File de pieux R2
G	2182,46	2814,61
G + 1.2 $A(l)3_{Vs}$ +0.6$H_{T°}$ + H_{r+f}	2360,67	3369,89
G + 1.2 $Bc3_{VS}$ +0.6$H_{T°}$ + H_{r+f}	1892,10	3516,39
G + $Mc120$ + 0.6$H_{T°}$ + H_{r+f}	2404,02	3036,16
G + $D240$ + 0.6$H_{T°}$ + H_{r+f}	2510,98	3143,12
1,35 G	2930,95	3815,10
1.35 G + 1.6 $A(l)3_{Vs}$ +0.9$H_{T°}$ + H_{r+f}	3168,55	4555,48
1.35 G + 1.6 $Bc3_{VS}$ +0.9$H_{T°}$ + H_{r+f}	2795,19	4499,42
1.35 G + 1.35 $Mc120$ + 0.9$H_{T°}$ + H_{r+f}	3374,45	4258,59
1.35 G + 1.35 $D240$ + 0.9$H_{T°}$ + H_{r+f}	2930,95	3815,10

Tableau : Effort revenant à chaque pieu de culée

Combinaison	File de pieux R1	File de pieux R2
G	2858,43	1345,28
G +1.2 Q +0.6$H_{T°}$ + H_{r+f}	2932,15	1403,01
G + 1.2 $A(l)3_{Vs}$ +0.6$H_{T°}$ + H_{r+f}	3102,10	1723,58
G + 1.2 $Bc3_{VS}$ +0.6$H_{T°}$ + H_{r+f}	2982,32	1688,77
G + $Mc120$ + 0.6$H_{T°}$ + H_{r+f}	3021,61	1508,46
G + $D240$ + 0.6$H_{T°}$ + H_{r+f}	3113,84	1600,68
1,35 G	3856,14	1818,87
1.35G +1.6 Q +0.6$H_{T°}$ + H_{r+f}	4310,96	1539,33
1.35 G + 1.6 $A(l)3_{Vs}$ +0.9$H_{T°}$ + H_{r+f}	5530,68	2959,88
1.35 G + 1.6 $Bc3_{VS}$ +0.9$H_{T°}$ + H_{r+f}	5370,97	2913,46
1.35 G + 1.35 $Mc120$ + 0.9$H_{T°}$ + H_{r+f}	5856,48	2245,36
1.35 G + 1.35 $D240$ + 0.9$H_{T°}$ + H_{r+f}	5980,98	2369,87

TABLE: Modal Participating Mass Ratios									
OutputCase	**StepType**	**StepNum**	**Period**	**UX**	**UY**	**UZ**	**SumUX**	**SumUY**	**SumUZ**
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,86056	0,00296	0,08457	0,00031	0,00296	0,08457	0,00031
MODAL	Mode	2	0,853314	0,25313	0,00116	0,00003147	0,25609	0,08573	0,00034
MODAL	Mode	3	0,775005	0,00114	0,27467	0,000004432	0,25723	0,36039	0,00034
MODAL	Mode	4	0,758003	0,0000483	0,0776	4,607E-09	0,25728	0,43799	0,00034
MODAL	Mode	5	0,723014	0,00018	0,00621	0,00004581	0,25747	0,4442	0,00039
MODAL	Mode	6	0,704888	0,00185	0,14778	0,00002376	0,25931	0,59198	0,00041
MODAL	Mode	7	0,691172	0,00026	0,00419	0,000004798	0,25957	0,59618	0,00042
MODAL	Mode	8	0,688147	0,00685	0,08586	6,192E-07	0,26643	0,68204	0,00042
MODAL	Mode	9	0,684985	0,00585	0,00489	0,000001681	0,27228	0,68693	0,00042
MODAL	Mode	10	0,677753	0,01145	0,00044	6,283E-07	0,28373	0,68737	0,00042
MODAL	Mode	64	0,127347	0,018	0,00019	0,000001891	0,85149	0,81604	0,51078
MODAL	Mode	65	0,126938	4,813E-07	0,0000112	2,354E-09	0,85149	0,81605	0,51078
MODAL	Mode	66	0,126465	0,00001732	0,00004273	0,00012	0,8515	0,81609	0,51089
MODAL	Mode	67	0,124308	0,00000677	0,00006287	2,929E-07	0,85151	0,81615	0,51089
MODAL	Mode	68	0,124291	0,00000851	0,00001202	0,000003324	0,85152	0,81616	0,5109
MODAL	Mode	69	0,124276	0,000007113	0,000006264	0,00001859	0,85153	0,81617	0,51091
MODAL	Mode	70	0,124237	0,00005282	0,00019	0,00003654	0,85158	0,81636	0,51095
MODAL	Mode	71	0,12423	4,044E-07	0,0000219	0,00000084	0,85158	0,81639	0,51095
MODAL	Mode	72	0,123044	0,00008651	0,0000478	0,00014	0,85167	0,81643	0,51109
MODAL	Mode	73	0,122807	1,789E-07	0,00003375	1,364E-09	0,85167	0,81647	0,51109
MODAL	Mode	74	0,122759	0,00031	0,000004645	0,000002264	0,85198	0,81647	0,51109
MODAL	Mode	75	0,11619	2,184E-08	0,000001115	0,000003472	0,85198	0,81647	0,5111
MODAL	Mode	76	0,11613	0,00018	1,809E-07	8,286E-07	0,85216	0,81647	0,5111
MODAL	Mode	77	0,115453	0,00001131	0,000002699	1,391E-07	0,85217	0,81648	0,5111
MODAL	Mode	78	0,114976	0,00001236	0,0000143	0,000001738	0,85218	0,81649	0,5111
MODAL	Mode	79	0,114947	7,398E-08	0,00002222	5,89E-10	0,85218	0,81651	0,5111

MODAL	Mode	80	0,114883	5,669E-07	0,00001137	9,516E-09	0,85218	0,81652	0,5111
MODAL	Mode	81	0,114763	0,00000849	1,784E-08	9,58E-08	0,85219	0,81652	0,5111
MODAL	Mode	82	0,114623	0,000001083	0,0000099	6,415E-07	0,85219	0,81653	0,5111
MODAL	Mode	83	0,113656	0,000002043	2,386E-07	7,117E-09	0,85219	0,81654	0,5111
MODAL	Mode	84	0,113655	1,131E-09	2,713E-07	1,167E-09	0,85219	0,81654	0,5111
MODAL	Mode	85	0,113654	3,665E-07	5,237E-08	6,059E-09	0,85219	0,81654	0,5111
MODAL	Mode	86	0,113171	1,703E-07	2,693E-07	4,388E-08	0,85219	0,81654	0,5111
MODAL	Mode	87	0,113133	1,967E-07	0,00001291	4,151E-08	0,85219	0,81655	0,5111
MODAL	Mode	88	0,112851	1,041E-08	0,00001727	4,95E-10	0,85219	0,81657	0,5111
MODAL	Mode	89	0,112435	0,000004496	5,989E-07	2,222E-07	0,8522	0,81657	0,5111
MODAL	Mode	90	0,112321	5,893E-08	6,988E-07	1,013E-09	0,8522	0,81657	0,5111
MODAL	Mode	91	0,111911	2,095E-07	1,055E-08	3,271E-08	0,8522	0,81657	0,5111
MODAL	Mode	92	0,111908	1,36E-09	0,00002668	2,669E-07	0,8522	0,81659	0,5111
MODAL	Mode	93	0,111519	0,00002758	0,00019	4,434E-07	0,85223	0,81678	0,5111
MODAL	Mode	94	0,11133	0,00005342	0,00011	0,000003975	0,85228	0,81689	0,5111
MODAL	Mode	95	0,11078	0,00012	0,000003994	1,241E-07	0,8524	0,8169	0,5111
MODAL	Mode	96	0,110768	0,00008409	0,00007448	0,000001503	0,85249	0,81697	0,51111
MODAL	Mode	97	0,110488	0,00006634	6,529E-08	2,621E-08	0,85255	0,81697	0,51111
MODAL	Mode	98	0,110464	0,00006199	3,28E-13	6,026E-08	0,85261	0,81697	0,51111
MODAL	Mode	99	0,110423	0,000003862	7,246E-09	4,995E-07	0,85262	0,81697	0,51111
MODAL	Mode	100	0,110341	0,00027	4,092E-08	1,153E-08	0,85289	0,81697	0,51111

ANNEXE « C »

Ferraillage longitudinal pour la nappe inférieure de la dalle

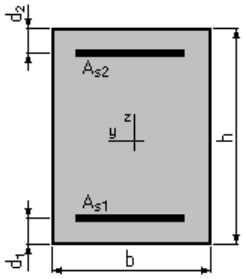
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 40,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 25,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	142,96	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 35,8 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 3,5 (cm2)
théorique ρ = 1,79 (%)
minimum ρ_{min} = 0,17 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 142,96 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 10,2 (cm)
Bras de levier: Z = 16,6 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 16,8 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 24,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 241,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 241,0 (MPa)

Ferraillage longitudinal pour la nappe supérieur de la dalle

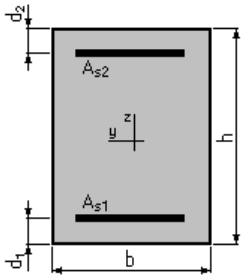
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 40,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 25,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	103,67	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 25,4 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 3,5 (cm2)
théorique ρ = 1,27 (%)
minimum ρ_{min} = 0,17 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 103,67 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 9,1 (cm)
Bras de levier: Z = 17,0 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 13,4 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 24,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 241,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 241,0 (MPa)

Ferraillage transversal pour la nappe inférieure de la dalle

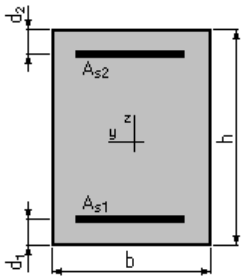
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 40,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 25,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	51,15	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 12,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 3,5 (cm2)
théorique ρ = 0,60 (%)
minimum ρ_{min} = 0,17 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 51,15 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 6,9 (cm)
Bras de levier: Z = 17,7 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 8,4 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 24,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 241,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 241,0 (MPa)

Ferraillage transversal pour la nappe supérieure de la dalle

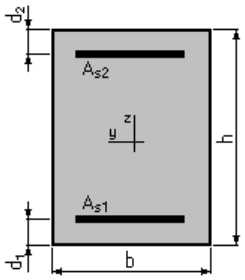
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 40,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 25,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	88,17	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 21,3 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 3,5 (cm2)
théorique ρ = 1,07 (%)
minimum ρ_{min} = 0,17 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 88,17 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 8,6 (cm)
Bras de levier: Z = 17,1 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 12,0 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 24,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 241,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 241,0 (MPa)

Ferraillage de fut

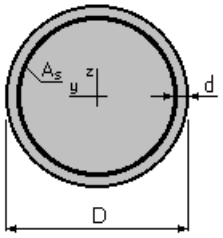
Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



D = 260,0 (cm)
d = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	**M_y** (kN*m)	**M_z** (kN*m)
1.	ELA	12132,21	24558,52	15544,37

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_s = 530,9 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 530,9 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 2654,6 (cm2)
théorique ρ = 1,00 (%)
minimum ρ_{min} = 0,50 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELA N = 12132,21 (kN) M_y = 24558,52 (kN*m) M_z = 15544,37 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,40 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 79,8 (cm)
Bras de levier: Z = 216,8 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 7,67 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s =500,0 (MPa)
comprimée: σ_s' = 500,0 (MPa)

Ferraillage de chevêtre

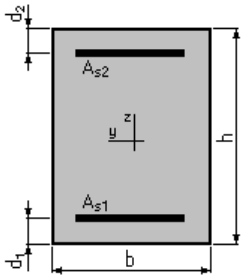
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



b = 360,0 (cm)
h = 150,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	8165,16	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 276,6 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 55,9 (cm2)		
théorique	ρ = 0,53 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,11 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 8165,16 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 47,4 (cm)
Bras de levier: Z = 129,2 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 7,4 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 228,6 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 228,6 (MPa)

Ferraillage du mur frontal

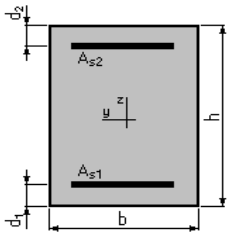
Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 30,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 160,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELS	8633,40	128,98

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 16,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 16,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 32,0 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 800,0 (cm2)
théorique ρ = 0,20 (%)
minimum ρ_{min} = 0,20 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELS N = 8633,40 (kN) M = 128,98 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3,26
Position de l'axe neutre: y = 1577,3 (cm)
Bras de levier: Z = 76,4 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 5,5 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 18,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
comprimée: σ_s' = 82,5 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

Ferraillage du mur garde de grève.

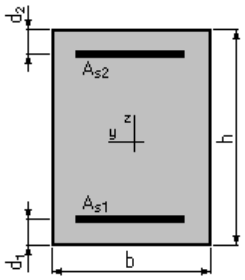
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 30,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 40,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	138,90	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 17,8 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 4,1 (cm2)
théorique ρ = 0,51 (%)
minimum ρ_{min} = 0,12 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 138,90 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 11,3 (cm)
Bras de levier: Z = 31,2 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 7,9 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 18,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

Ferraillage du mur en retour Mxx.

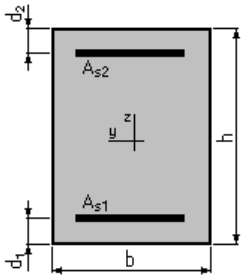
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 30,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 60,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	401,00	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 32,9 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 5,8 (cm2)
théorique ρ = 0,60 (%)
minimum ρ_{min} = 0,11 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 401,00 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 18,9 (cm)
Bras de levier: Z = 48,7 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 8,7 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 18,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

Ferraillage du mur en retour Myy.

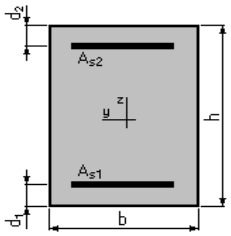
Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 30,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 60,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELS	270,00	330,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 21,8 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 5,8 (cm2)
théorique ρ = 0,40 (%)
minimum ρ_{min} = 0,11 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELS N = 270,00 (kN) M = 330,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 18,8 (cm)
Bras de levier: Z = 48,7 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 8,7 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 18,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

Ferraillage de la dalle de transition.

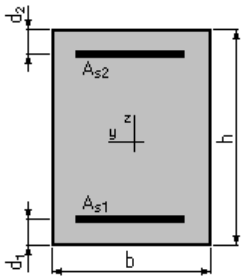
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 30,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 30,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	68,98	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 14,4 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 3,2 (cm2)
théorique ρ = 0,58 (%)
minimum ρ_{min} = 0,13 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 68,98 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 8,5 (cm)
Bras de levier: Z = 22,2 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 7,4 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 18,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 215,6 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 215,6 (MPa)

Ferraillage du corbeau.

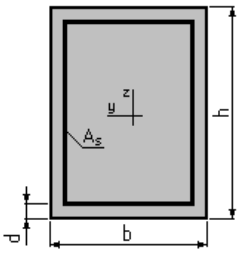
Calcul d'une Section Comprimée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 30,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte de l'élancement
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Charges appliquées après 90 jours
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 40,0 (cm)
d = 5,0 (cm)

3. Forces:

	N (kN)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	75,40
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00

4. Résultats:

Résistance des Matériaux:

Section brute	B = 4000,0	(cm2)	Section réduite	B_r = 3724,0	(cm2)
Long flambement	l_{fy} = 3,0	(m)	Long flambement	l_{fz} = 3,0	(m)
Inertie	I_y = 533333,3	(cm4)	Inertie	I_z = 3333333,3	(cm4)
Rayon de giration (cm)	i_y = 11,5	(cm)	Rayon de giration	i_z = 28,9	
Elancement	λ_y = 26,0		Elancement	λ_z = 10,4	
	α = 0,00		N_u (béton seul)	= 0,00	(kN)

Béton:

σ (ELS) = 0,2 (MPa)
0,6 fcj = 18,0 (MPa)

Acier:

Section théorique A_s = 11,2 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 11,2 (cm2)
Section maximum $A_{s\,max}$ = 200,0 (cm2)
théorique ρ = 0,42 (%)
minimum ρ_{min} = 0,28 (%)
maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Ferraillage des pieux de la pile.

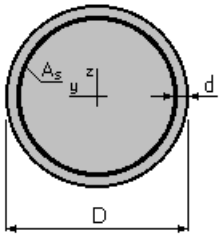
Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 25,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



D = 120,0 (cm)
d = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	**N** (kN)	**M_y** (kN*m)	**M_z** (kN*m)
1.	ELA	12138,32	1644,31	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_s = 113,1 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 113,1 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 565,5 (cm2)
théorique ρ = 1,00 (%)
minimum ρ_{min} = 0,50 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELA N = 12138,32 (kN) M_y = 1644,31 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,55 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 111,1 (cm)
Bras de levier: Z = 65,5 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 0,12 (‰)

Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s =23,0 (MPa)
comprimée: σ_s' = 500,0 (MPa)

Ferraillage des pieux de la culée.

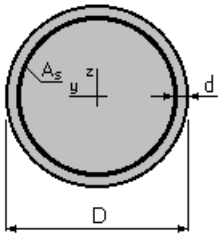
Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 25,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



D = 120,0 (cm)
d = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M_y** (kN*m)	**M_z** (kN*m)
1.	ELS	2403,01	1757,14	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_s = 151,3 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 22,6 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 565,5 (cm2)
théorique ρ = 1,34 (%)
minimum ρ_{min} = 0,10 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELS N = 2403,01 (kN) M_y = 1757,14 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 55,2 (cm)
Bras de levier: Z = 91,8 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 12,5 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 15,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 201,6 (MPa)
comprimée: σ_s' = 169,3 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\,lim}$ = 201,6 (MPa)

Appareil d'Appui : Dimensionnement / Selon Guide Technique SETRA

a. Aire l'appareil d'appui :

$\sigma max = Rmax / axb \leq \sigma adm = 20$ MPa (recomendation guide setra)

Rmax : Réaction d'appui à ELU.

R_{max} =	2,974 MN
axb ≥	1487 cm x cm

On prendra :

a.b ≈	500	x	500	mm²

b. Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui T :

a/10 ≤ Tq ≤ a/5	(condition de non flambement ; avec a est le plus grand côté)

50,00	≤	Tq	≤	100,00 mm

c.dimensionnement de frettes :

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

$$\begin{cases} t_s > \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} \\ t_s \geq 2mm \end{cases} \quad ou: \ \sigma_e = 235\,Kg/mm^2 \quad (pour\ l'acier\ 24-1)$$

$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{axb}$$

$$\beta = \frac{axb}{2xGx(a+b)}$$

σ_m =	11,90 MPa
β =	13,89
ts =	1,82 mm

On prendra :

Tb = 117 mm et Tq = 90 mm

Feuillets d'élastomère : t_i =	10 mm
Frettes métalliques de : t_s =	3 mm
Enrobage des chants :	4 mm
Enrobage extérieur :	5 mm