

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou (UMMTO)

Faculté du Génie de la Construction

Département de Travaux Publics



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

*En vue de l'obtention du diplôme de master
de l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou*

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Voies et Ouvrages d'Art

Thème

**Étude et modélisation d'un tablier de pont à poutres multiples en
béton précontraint par post tension, situé à Oued-Djedi -Amoura
Wilaya de Djelfa.
Modélisation avec CSI Bridge**

Présenté par :

M. HAMITECHE Menad

Devant le jury composé de :

Mme KHAL Nassima	Maitre de conférences à l'UMMTO	Présidente
Mme BELHOCINE Malika	Maitre de conférences à l'UMMTO	Examinatrice.
Mme HELLAL Ourida	Maitre de conférences à l'UMMTO	Encadrante

Promotion : 2024/2025



REMERCIEMENTS

Je tiens tout d'abord à remercier Dieu le tout puissant et miséricordieux, qui m'a donné la force le courage et la patience d'accomplir ce Modeste travail.

En seconde lieu, un spécial remerciement à ma promotrice madame HELLAL OURIDA de ces précieux conseils et son aide durant toute la période du ce travail.

Mes vifs remerciements s'adressent à monsieur CHATBI Mohamed et monsieur KAHLOUCHE Ramdane, enseignants au département de Travaux Publics, UMMTO, pour leurs aides.

Je tiens sincèrement à exprimer ma gratitude envers mes prestigieux membres du jury., pour l'effort qu'ils feront dans le but d'examiner ce modeste travail.

Je tiens également à remercier tous mes enseignants (es) qui ont contribué à ma formation.

Je souhaite également exprimer ma gratitude envers nos collègues, particulièrement mes amis du groupe VOA, et la promotion 2024/2025, pour le temps que nous avons partagé et l'ambiance agréable dont ils ont fait preuve tout au long de notre cursus. Ils ont été d'une aide précieuse lors de la préparation de ce travail.

HAMITECHE Menad

DÉDICACES



Il n'y a pas de plus beau cadeau que le résultat d'un travail dévoué sincèrement à ceux que l'on chérit et pour qui nous exprimons notre gratitude et reconnaissance tout au long de notre vie.

Je dédie ce modeste travail :

A ma mère, celle qui a attendu avec patience les fruits de sa bonne éducation et son affection.

A mon père, celui qui m'a indiqué la bonne voie en me rappelant que la volonté fait toujours les grands hommes.

Je dédie ce travail à mes frères et sœurs, pour leur amour, leur soutien et leur encouragement constant tout au long de ce parcours.

À mes chers amis (Berhoune Lyes, Leulmi Yacine, Lardjen Yunes...), pour les moments de partage, de motivation et de réconfort. Votre amitié a rendu ce parcours plus léger et ce projet possible

HAMITECHE Menad

Résumé :

Ce mémoire présente l'étude d'un pont routier franchissant un oued reliant Oued-Djedi à Amoura, dans la wilaya de Djelfa. Il s'agit d'un viaduc d'une longueur totale de 134,00 m, composé de quatre travées identiques de 33,4 m chacune, comprenant 7 poutres et une largeur totale de 10,70 m. Mon travail consisté en une modélisation complète d'un pont à poutres en béton précontraint par post tension, ainsi qu'en une étude détaillée de la superstructure. Pour l'évaluation des différentes charges et surcharges appliquées sur le viaduc, j'ai utilisé les prescriptions du DTR. Le calcul des sollicitations dans le tablier a été réalisé à l'aide du logiciel CSI Bridge 2024. Les résultats obtenus ont permis d'identifier les sollicitations les plus défavorables, servant de base de ferrailage de la dalle, ainsi au dimensionnement de la précontrainte.

Mots clés :

Pont, Poutres, Béton Précontrainte, Post-Tension, Charges, Surcharges, Superstructure, Modélisation, Ferrailage.

Abstract:

This report presents a study of a road bridge over a wadi linking Oued-Djedi to Amoura, in the wilaya of Djelfa. It is a viaduct with a total length of 134.00 m, comprising four identical spans of 33.4 m each, with 7 beams and a total width of 10.70 m. My work consisted of a complete modeling of a post-tensioned prestressed concrete beam bridge, as well as a detailed study of the superstructure. To assess the various loads and surcharges applied to the viaduct, I used the requirements of the DTR. The stresses in the girders were calculated using CSI Bridge 2024 software. The results obtained were used to identify the most unfavourable stresses, which were used as the basis for reinforcing the slab and dimensioning the prestressing.

Key words:

Bridge, Beams, Prestressed Concrete, Post-tensioning, Loads, Surcharges, Superstructure,

Table des matières

Remerciement	
Dédicaces	
Résumé	
Abstract	
Liste des figures	
Liste des tableaux	
Liste des symboles	
Introduction générale	1

Chapitre I : Généralité sur les ponts

I.1. Introduction	3
I.2. Eléments constitutifs d'un pont	3
I.2.1. Superstructure.....	3
I.2.2. Infrastructure	4
I.3. Classification des ponts	5
I.3.1. Classification selon la nature de la voie portée	5
I.3.2. Classification selon les matériaux de construction.....	5
I.3.3. Classification selon la mobilité du pont	9
I.3.4. Classification selon la vue en plan.....	9
I.3.5. Classification selon la position du tablier.....	9
I.3.6. Classification selon la constitution du tablier.....	10
I.4. Conclusion.....	10

Chapitre II : Présentation de l'ouvrage

II.1. Introduction.....	11
II.2. But de l'étude.....	11
II.3. Présentation de l'ouvrage	11
II.3.1. Position de l'ouvrage.....	11
II.3.2. Description de l'ouvrage.....	12
II.3.3. Reconnaissances du site d'implantation de l'ouvrage.....	12
II.4. Conclusion	19

Chapitre III : Caractéristiques des matériaux

III.1. Introduction.....	20
III.2. Documents et règlements utilisés.....	20
III.3. Caractéristiques des matériaux	20
III.3.1. Le béton.....	20
III.3.2. Armateurs	25
III.3.2.1. Les caractéristiques des aciers passifs	25
III.3.2.2. Armatures utilisées.....	26
III.3.2.3. Contrainte limite de traction	27
III.3.2.4. Aciers actifs	28
III.3.2.5. Les caractéristiques des Aciers actifs.....	29
III.4. Conclusion.....	29

Chapitre IV : Pré-dimensionnement de l'ouvrage

IV.1. Introduction.....	30
IV.2. Caractéristiques de l'ouvrage.....	30
IV.3. Étude de la superstructure	30
IV.3.1. Pré-dimensionnement de la poutre.....	30
IV.3.2. Table de compression.....	32
IV.3.3. Talon	32
IV.3.3.1. Largeur du talon (L_t)	32
IV.3.3.2. Epaisseur du talon (e_t).....	32
IV.3.3.3. Epaisseur de l'âme (b_0).....	33
IV.3.3.4. Goussets.....	33
IV.4. Pré-dimensionnement de l'hourdis.....	34
V.5. Notations utilisées.....	34
IV.5.1. Caractéristiques géométriques des sections des poutres brutes.....	35
V.5.1.1. Poutres sans hourdis	35
IV.5.1.2. Poutre avec hourdis	38
IV.5.1.3. Sections géométriques des sections nettes	39

Chapitre V : Charges et surcharges

V.1. Introduction	44
V.1.1. Charges permanentes.....	44
V.1.2. Charges d'exploitations.....	44

V2. Charges permanentes (CP)	45
V21. Poids propre des poutres	45
V22. Poids propre de la dalle (hourdis).....	47
V23. Charge totale des éléments porteurs (CP)	48
V3. Calcul du complément des charges permanentes (CCP).....	48
V4. Charges d'exploitation (les actions due au trafics).....	50
V41. System de charges A(I)	51
V42. Système des charges B	52
V43. Système des charges Mc120	57
V44. Système des charges D240	57
V45. Surcharge sur trottoir.....	58
V.5. Conclusion.....	59

Chapitre VI : Modélisation de l'ouvrage

VI.1. Introduction	60
VI.2. Présentation de logiciel CSI Bridge	60
VI.3. Manipulation sur CSI Bridge	61
VI.3.1. Interface utilisateur.....	61
VI.3.2. Création de neveux model.....	62
VI.3.3. Définition du tracer.....	63
VI.3.4. Définition des voies.....	64
VI.3.5. Définition et Paramétrage des Constituants du Pont	65
VI.3.6. Modalisation des éléments de la superstructure	67
VI.3.7. Modélisation les éléments de l'infrastructures.....	70
VI.3.8. Modélisation des différentes charges	76
VI 4. Moments fléchissant et efforts tranchants	87
VI.5. Conclusion.....	89

Chapitre VII. Etude du platelage

VII.1. Introduction.....	90
VII.2. Ferrailage de la dalle.....	90
VII.2.1. Ferrailage transversal (YY)	90
VII.2.1.1. Aux travées	90
VII.2.1.2. Aux appuis	94

VII.2.2. Ferrailage longitudinal	97
VII.2.2.1. En travée	97
VII.2.2.2. Aux appuis	100

Chapitre VIII : Etude de la précontrainte

VIII.1. Introduction	104
VIII.2. Principe de la précontrainte	104
VIII.2.1. Mode de la précontrainte.....	104
VIII.2.2. Comparaison des deux procédés	106
VIII.2.3. Avantages et inconvénients.....	107
VIII.3. Etude de la précontrainte par post tension.....	107
VIII.3.1. Précontrainte minimale.....	107
VIII.3.2. Contraintes limites.....	108
VIII.3.3. Calcul du nombre de câble	110
VIII.3.4. Vérification des sections	110
VIII.4. Caractéristiques géométriques des sous sections nettes	117
VIII.4.1. Composante de la précontrainte à la section d'appui.....	117
VIII. Calcul des pertes de précontrainte	120
VIII.5.1. Pertes instantanées.....	121
VIII.5.1.1. Pertes par frottement	121
VIII.5.1.2. Perte par recul d'ancrage	122
VIII.5.1.3. Raccourcissement instantané du béton	126
VIII.5.2. Pertes par différées.....	129
VIII.5.2.1. Perte due à la relaxation de l'acier.....	129
VIII.5.2.2. Perte due au retrait du béton	130
VIII.5.2.3. Perte par fluage	131
VIII.6. Tension finale probable	134
VIII.7. Conclusion	134
Conclusion générale.....	135
Bibliographié.....	136
Annexes	137

Introduction générale

Introduction générale :

Un pont désigne toute structure permettant à une voie de circulation de traverser un obstacle, qu'il soit naturel ou constitué par une autre voie terrestre, fluviale ou maritime. Néanmoins, cette définition reste vague, car elle ne précise ni les dimensions, ni la forme, ni la nature de l'ouvrage. Par convention, nous appelons pont tout ouvrage quel que soit sa dimension, construit sur site.

L'ingénieur se préoccupe avant tout de la manière de construire le pont, en garantissant son bon fonctionnement. Le dimensionnement d'un pont représente un exercice de synthèse impliquant de nombreuses disciplines : géotechnique, calcul des structures, dynamique, résistance des matériaux et conception des fondations. Ce qui rend le calcul des ponts particulier, c'est l'interaction étroite entre les éléments de la structure, soumis en même temps à des contraintes multiples et combinées.

A la base de tous ces paramètres, l'ingénieur doit faire recours à une conception visant l'optimisation de plusieurs paramètres déterminants (le coût, la sécurité des usagers, l'esthétique de l'ouvrage et les délais de réalisation) en tenant toujours compte des contraintes naturelles et fonctionnelles susmentionnées. Après la proposition des variantes issues de la réflexion de l'ingénieur, celles-ci doivent être vérifiées d'une façon détaillée, pour déterminer la variante la plus optimale possible, donc la plus satisfaisante de nos besoins en fonction des moyens disponibles.

Ce projet consiste en l'étude et modélisation d'un ouvrage d'art en Viaduc, situé à Oued Djedi qui relie la route de Ouled-Djellal à Amoura sur 149 Km au PK 37,7+000 dans la Wilaya de Djelfa.

Cette étude vise à présenter une note de calcul d'un pont à poutres multiples en béton précontrainte qui est constitué de quatre travées, trois piles en futs et deux culées.

J'ai abordé les principales phases de l'étude d'un pont, en débutant par la conception générale, au cours de laquelle j'ai procédé à un prédimensionnement et à une analyse approfondie des différentes composantes de l'ouvrage. Pour cela, un plan de travail structuré en huit chapitres a été établi.

Commençant par une introduction générale.

Chapitre I : « Généralités sur les Ponts », dans ce chapitre j'ai étudié généralement l'importance et différents types des ponts et ses éléments et la démarche de conception.

Chapitre II : « Présentation de l'ouvrage », j'ai d'abord présenté mon projet puis j'ai décrit toutes les données fonctionnelles et naturelles le concernant.

Chapitre III : « Caractéristiques des Matériaux ». Après avoir présenté l'ouvrage et ses éléments de base, ce chapitre est consacré à l'étude des caractéristiques des principaux matériaux utilisés dans la conception et la construction. En se basant sur leurs définitions et propriétés fondamentales, nous mettrons en évidence leur rôle, leurs avantages et leurs limites dans la réalisation de l'ouvrage.

Chapitre IV : « Prédimensionnement de l'ouvrage ». Nous avons procédé au prédimensionnement de l'ensemble des éléments constituant le tablier ainsi que de ses différents équipements. Par la suite, les caractéristiques géométriques des différentes poutres ont été définies. Enfin, le prédimensionnement des piles et des culées a été réalisé.

Chapitre V : « Charges et Surcharges ». Nous avons recensé l'ensemble des charges appliquées sur l'ouvrage, notamment les charges permanentes, les charges dues au trafic, ainsi que les surcharges et les actions hors trafic.

Chapitre VI : « Modélisation du pont avec le logiciel CSI Bridge », a pour objectif d'élaborer un modèle capable de décrire d'une manière approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions.

Chapitre VII : « L'étude du platelage », j'ai étudié la dalle sous les moments et effort tranchants les plus défavorables donnés par la modélisation, afin de donner son ferrailage.

Chapitre VIII : « Etude de la Précontrainte », j'ai basé sur le règlement du BPEL et j'ai introduit la notion de classe de précontraintes, ainsi que le traitement mécanique qui consiste à augmenter la résistance à la traction du matériau.

Pour en finir j'ai clôturé Ce travail avec une conclusion générale.

Chapitre I

Généralités sur les ponts

I.1. Introduction

D'une façon générale, un pont est un ouvrage d'art en élévation construit in situ soit en maçonnerie, béton armé, béton précontraint, charpente métallique ou mixte, permettant à une voie de communication de franchir soit un obstacle naturel (brèche, vallée large ou profonde rivière ou bras de mer) soit un obstacle artificiel (route, voie ferrée, ...etc.). La voie portée peut être une voie routière (pont-route), piétonnière (passerelle), ferroviaire (pont-rail) ou oued (pont-canal).

Cette définition est peu précise dans la mesure où elle ne se réfère à aucune notion de dimension, de forme ou de nature d'ouvrage. Pour les petits ponts hydrostatiques, on parle couramment de ponceaux ou de dalots. A l'inverse, on emploie de préférence le terme de viaduc lorsqu'il s'agit d'un ouvrage de grande longueur possédant de nombreuses travées et généralement situé on site terrestre.

I.2. Eléments constitutifs d'un pont

Le pont est constitué essentiellement de deux parties principales :

I.2.1. Superstructure

La superstructure est constituée essentiellement du tablier et de ses équipements.

- **Tablier** : le tablier d'un pont est une structure porteuse qui supporte les charges du trafic routier et les transmet aux appuis.
- **Corniche** : la corniche est un élément qui équipe les bords latéraux d'un pont et dont le rôle principal est d'améliorer l'esthétique de l'ouvrage.
- **Garde-corps** : ils assurent la sécurité des piétons.
- **Trottoir** : il se trouve sur l'extrémité, il sert de protection et de circulation des piétons.
- **Dalle de transition** : la dalle de transition est un équipement de confort pour l'utilisateur. Couche de roulement : la couche de roulement est la couche supérieure de la structure de chaussée sur laquelle s'exercent directement les agressions conjuguées du trafic et du climat.
- **Joint de chaussée** : c'est un dispositif permettant d'assurer la continuité de la circulation au droit d'une coupure du tablier d'un pont. Il permet, notamment, à la structure de se dilater en fonction de la température.

- **Entretoise** : c'est un élément en béton armé disposée perpendiculairement aux poutres principales. Autrement dit, elle est placée transversalement par rapport à la portée du pont.
- **Les appareils d'appui** : constituent l'intermédiaire entre les tabliers de ponts et les appuis, les tabliers ne reposent jamais directement sur les appuis. Ces appareils d'appui reposent sur les piles et les culées et leurs transmettent les charges supportées par les tabliers. Ils permettent par ailleurs la translation et la rotation des éléments porteurs principaux du tablier sur les appuis.

I.2.2. Infrastructure

Elle est constituée essentiellement des appuis, on distingue :

- **Les culées** : désignent les parties d'un pont situées sur la rive, destinées à supporter du tablier.
- **Les piles** : sont des ouvrages en maçonnerie ou en béton destinés à supporter les différentes charges.
- **Fondation** : une fondation se définit comme la partie d'un ouvrage qui assure la transmission des charges vers le sol.
- **Définitions complémentaires**
 - L'ouverture libre est l'espace libre entre les piles ou entre une pile et une culée.
 - L'ouverture totale est la distance entre les murs droits (piédroits) des culées.
 - Le tirant d'air est la hauteur libre sous l'ouvrage.
 - Le gabarit de navigation est l'espace libre nécessaire au passage sous ou sur l'ouvrage (non représenté sur le schéma : le gabarit = tirant d'air x ouverture libre).
 - Le parapet est une rambarde destinée à empêcher la chute des piétons ou des véhicules.
 - La portée d'un pont désigne la longueur d'une partie d'un pont comprise entre deux piles ou entre une pile et une culée (Entre le 2 milieux des piles).

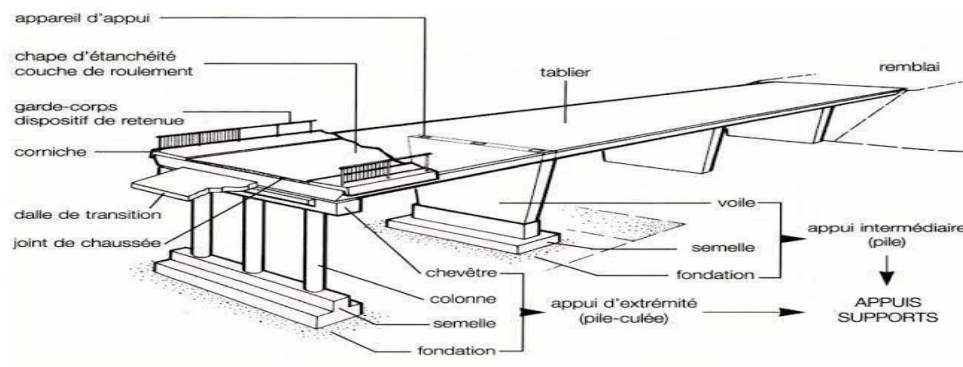


Figure I.1. Les composantes d'un pont

I.3. Classification des types de ponts

La classification des ponts se fait selon plusieurs critères :

I.3.1. Classification selon la nature de la voie portée

- **Pont routier** : Il porte une ou plusieurs voies routières.
- **Pont-rail** : Il porte une ou plusieurs voies ferrées ou de tramway.
- **Pont mixte** : Il porte à la fois des voies routières et des voies ferrées.
- **Pont canal** : Il porte un canal d'eau à ciel ouvert, il peut aussi porter des conduites d'eau de gaz ou de pétrole etc.
- **Passerelle** : C'est un pont destiné à la circulation des piétons.
- **Pont spécial** : Il sert à porter des avions.

I.3.2. Classification selon les matériaux de construction

Les éléments porteurs du pont sont construits par divers types de matériaux. On distingue :

- **Pont en bois** : Il sert généralement de passerelle pour piétons.



Figure I.2. Pont en bois

- **Pont en maçonnerie** : Il est construit en pierres taillées ou en briques en béton non armé. Ce type d'ouvrages résiste très bien à la compression mais se comporte mal à la traction. C'est pour cette raison qu'il est réalisé en voûtes (arcs) pour pouvoir reprendre les charges sous forme d'efforts.



Figure I.3. Pont en maçonnerie

- **Pont en béton armé** : Sous la chaussée, les poutres en béton armé sont disposées en parallèle, généralement à âme pleine, et sont unies de façon transversale par des voiles en béton armé qui constituent une entretoise. Le hourdis est une dalle en béton armé qui sert de liaison supérieure pour les poutres, agissant comme une membrure.

À partir des dimensions et modes de connexion de ces deux composants, on identifie trois sortes de tabliers de pont en béton armé :

- Les tabliers à hourdis nervuré.
- Les tabliers tubulaires (qui incluent un hourdis inférieur en supplément du supérieur, parfois appelé caisson).
- Les tabliers en dalle pleine (absence de poutre).

Ces ponts sont coulés sur site. De nombreux ponts de hauteur modérée traversant routes et autoroutes font partie de cela.



Figure I.4. Pont à poutre en béton armé

- **Pont à poutre en béton précontraint** : Le matériau est constitué de béton pour résister à la compression, d'aciers passifs comme celles du béton armé, et de câbles précontraints pour comprimer le béton et l'alléger de sa traction.



Figure I.5. Pont à poutre en béton précontraint

- **Pont métallique** : Le tablier est construit en charpente métallique. Parfois même les piles sont en acier avec fondation en béton armé.
- **Pont mixte** : Les poutres sont métalliques tandis que l'hourdis (la dalle) est en béton armé. Ils sont réalisés dans le cas de petites et moyennes portées pouvant aller jusqu'à 120 m, il est constitué de deux poutres en acier supportant une dalle en béton. De ce fait, l'acier et le béton ne sont pas utilisés en même temps par hasard. Tandis que les poutres en acier résistent à la fois en compression et en traction (idéale pour une bonne flexion longitudinale, en partie inférieure du tablier)

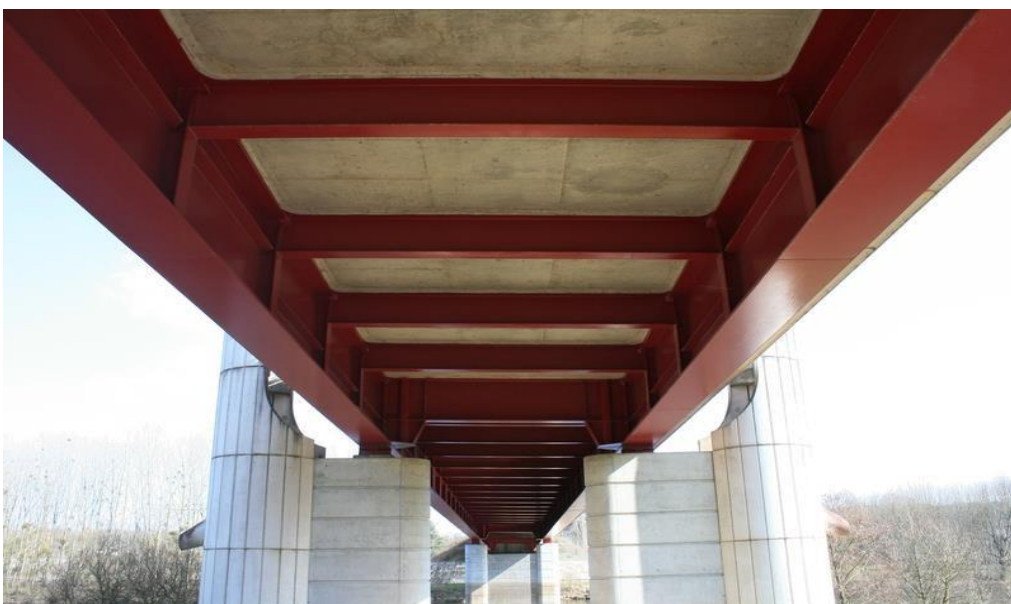


Figure I.6. Pont mixte béton acier

- **Pont à câble :** Pont à câble se composent principalement de deux types selon la disposition des câbles par rapport au tablier :

1. Pont à haubans

Un pont à haubans est un type de pont où le tablier est directement soutenu par des câbles inclinés appelés haubans, qui sont reliés à un ou plusieurs pylônes verticaux. Contrairement aux ponts suspendus, il n'y a pas de câble porteur horizontal.



Figure I.7. Pont à haubans

2. Pont suspendu

Un pont suspendu est un type de pont dans lequel le tablier est suspendu à de gros câbles porteurs tendus entre deux (ou plusieurs) pylônes. Ces câbles principaux sont ancrés solidement à chaque extrémité du pont et soutiennent le tablier grâce à de nombreux petits câbles verticaux appelés suspentes.



Figure I.8. Pont suspendu Le Golden Gate Bridge (San Francisco, USA)

I.3.3. Classification selon la mobilité du pont

- **Pont fixe** : Il n'exerce aucun mouvement comme c'est le cas de la majorité des ponts.
- **Pont mobile** : Une partie du pont peut se mouvoir pour assurer une surface d'encombrement suffisante pour permettre la circulation des engins hors gabarit. Parmi les ponts mobiles, on peut citer les types suivants :
- **Pont tournant** : Le tablier peut tourner autour de l'axe vertical de la culée ou la pile.
- **Pont levant** : Le tablier est soulevé par des câbles vers les sommets de deux pylônes. L'équilibre est assuré par 2 contre poids.
- **Pont basculant** : Le tablier peut pivoter autour d'un axe horizontal.
- **Pont flottant** : Il est constitué de massifs flottants liés entre eux par des câbles (amarrage). Généralement, il s'agit des ponts provisoires tels que les ponts militaires.

I.3.4. Classification selon la vue en plan

- **Pont droit** : Lorsque l'axe longitudinal du pont fait un angle droit avec les lignes d'appui transversales, le pont est droit géométriquement. Dans le cas où l'axe longitudinal du pont fait un angle droit avec l'axe de la voie franchie, on dit que l'angle de franchissement est droit.
- **Pont biais** : Lorsque l'axe longitudinal du pont fait un angle biais avec les lignes d'appui transversales, il s'agit d'un biais géométrique. S'il existe un angle biais entre les axes longitudinaux du pont et de la voie franchie, on parle d'un biais de franchissement est droit.

L'unité de mesure de l'angle est le grade, et ce pour augmenter la précision.

- **Pont courbe** : L'axe en plan de l'ouvrage est soit un arc circulaire soit une partie d'un raccordement progressif.

Dans les ponts courbes et biais l'effet de torsion est considérable. Leur étude et réalisation sont plus difficiles que le pont droit.

I.3.5. Classification selon la position du tablier

- **Pont à tablier supérieur** : Le tablier se situe au-dessus des éléments porteurs.
- **Pont à tablier inférieur** : Le tablier se trouve dans la partie inférieure des éléments porteurs.
- **Pont à tablier intermédiaire** : (supérieur et inférieur).

- **Pont à double tablier** : Le 1er tablier est l'extrados du pont tandis que le 2ème est un tablier intermédiaire.

I.3.6. Classification selon la constitution du tablier

La structure du tablier diffère d'un pont à l'autre. Il existe 5 catégories :

- **Pont à poutres multiples** : Les éléments porteurs principaux sont les poutres, elles transmettent les charges du tablier vers les appareils d'appuis
- **Pont à poutres latérales** : Les charges sont transmises acheminées vers les appareils d'appuis selon l'ordre : hourdis vers longerons, vers les traverses s'il s'agit d'un pont en béton armé ou vers les pièces de pont si l'ouvrage est métallique, vers les poutres latérales, et enfin vers les appareils d'appuis.
- **Pont à poutres en caisson** : Le tablier est assimilé à une ou plusieurs poutres construites en béton précontraint ou en béton armé, évidées à l'intérieur et possédant des dimensions importantes. De ce fait, leurs rigidités vis-à-vis la flexion et la torsion sont considérables.
- **Pont à poutres plissées** : Similairement aux en caissons, les poutres plissées sont d'une grande rigidité. Elles ont la forme d'un triangle dont le côté supérieur est l'hourdis, les deux autres côtés sont munis de plaques métalliques ondulées et très rigides qui se rencontrent au sommet inférieur du triangle qui est in tube métallique de liaisons des deux ailes.
- **Pont dalles** : Les charges sont transmises directement de la dalle vers les appareils d'appuis. Cette fois-ci l'hourdis possède une épaisseur importante, il est appelé dalle.

I.4. Conclusion

Ce chapitre introductif a permis de s'avoir les différents éléments constitutifs d'un pont, leurs définitions et leurs classifications selon leur usage et leur structure.

Cette vue d'ensemble constitue un socle de connaissances indispensable pour aborder, dans les chapitres suivants.

Chapitre II

Présentation de l'ouvrage

II.1. Introduction

La conception d'un pont découle généralement d'une approche itérative visant à optimiser techniquement et économiquement l'ouvrage de franchissement prévu face à toutes les contraintes naturelles et fonctionnelles imposées, tout en prenant en compte plusieurs exigences de qualité architecturale ou paysagère.

La conception d'un projet est assurée par un ingénieur qualifié et créatif, qui détient une solide connaissance des différentes sortes de constructions, de leur prédimensionnement et des exigences de réalisation. Il est apte à faire preuve d'audace de calculée et de trouver des solutions à la fois économiques et innovantes lorsqu'on se confronte à des défis d'une complexité peu commune.

II.2. But de l'étude

Le projet consiste en l'étude et modélisation d'un ouvrage d'art en Viaduc, situé à Oued Djedi qui relie la route de Ouled-Djellal à Amoura sur 149 Km dans la Wilaya de Djelfa.

Cette étude vise à présenter une note de calcul d'un pont à poutres multiples en béton précontrainte qui est constitué de quatre travées, trois piles en futs et deux culées.

II.3. Présentation de l'ouvrage

II.3.1. Position de l'ouvrage

Il s'agit d'un pont à poutres multiples en béton précontrainte situé entre la commune de Ouled-Djellal et la commune d'Amoura au PK 37,7+000, dans la wilaya de Djelfa.

Cet ouvrage permettra de franchir une contrainte naturelle, l'Oued Djedi.



Figure II.1. Position de l'ouvrage

II.3.2. Description de l'ouvrage

- Longueur totale du pont $L = 134$ m composé de 04 travées indépendants de longueur de 33.40 m de longueur.
- La portée des poutres est $L = 33.40$ m.
- La largeur totale du tablier $L = 10.70$ m.
- La largeur rouable $L_r = 8$ m
- Le nombre de voies de circulation, d'après les recommandations : $n = 2$ voies
- La largeur chargeable $L_c = 7$ m
- Trottoirs : 2×1.35 m.
- La largeur d'une voie $L_v = 3.5$ m
-

II.3.3. Reconnaissances du site d'implantation de l'ouvrage

La conception d'un pont doit satisfaire à un certain nombre d'exigence puisqu'il est destiné à offrir un service à des usagers. Cette partie de l'étude implique généralement la consultation de plusieurs services.

II.3.3.1. Données Géotechniques

La reconnaissance du sol est une étape essentielle dans tout projet de construction. Elle permet de déterminer les caractéristiques géotechniques du terrain afin de concevoir des fondations sûres et adaptées.

Une étude approfondie du sol permet de :

- Identifier la nature et la composition du sol (argile, sable, roche, etc...).
- Déterminer sa capacité portante et sa compressibilité.
- Évaluer les risques de tassement, de glissement ou de liquéfaction.
- Choisir l'emplacement optimal pour minimiser les risques géotechniques.
- Définir le type de fondations le plus adapté (superficielles, profondes, semi-profondes).

Sans une reconnaissance du sol adéquate, l'ouvrage pourrait être sujet à des désordres structuraux, comme des fissures, des affaissements ou même une instabilité généralisée. C'est pourquoi cette étape est cruciale dans la phase de conception d'un projet de construction.

L'identification de la nature et de la composition du sol peut se faire à l'aide des essais pressiométrique et carotté, qui sont couramment utilisés en géotechnique pour évaluer la résistance et la structure du sol en profondeur.

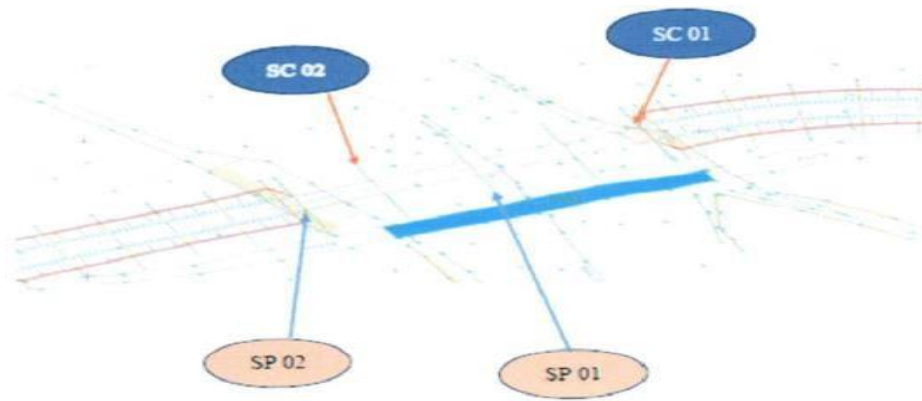


Figure II.2. Description de l'ouvrage

II.3.3.1.1. Résultats de la campagne géotechnique et géophysique

a. Par sondage carotté (SC 01)

Le sondage carotté est une méthode essentielle pour étudier la structure et la composition du sous-sol. Il permet une analyse précise des terrains, garantissant la sécurité des projets de construction et une meilleure compréhension des environnements géologiques.

Cette technique est utilisée pour identifier la nature géologique des formations constituant le sol de fondation et pour prélever des échantillons en vue d'éventuels essais en laboratoire.

L'identification visuelle des sondages carottés a mis en évidence les formations suivantes :

Tableaux II.1. Résultats par sondage carotté SC 01

0.00 m	Terre de recouvrement (sable d'oued)
0.60 m à 17 m	Interaction calcaire blanchâtre broyé et sable jaunâtre avec quelques passages de dépôt alluvionnaire (galets de différents).
17 m à 20 m	Calcaire blanchâtre broyé et fragmenté

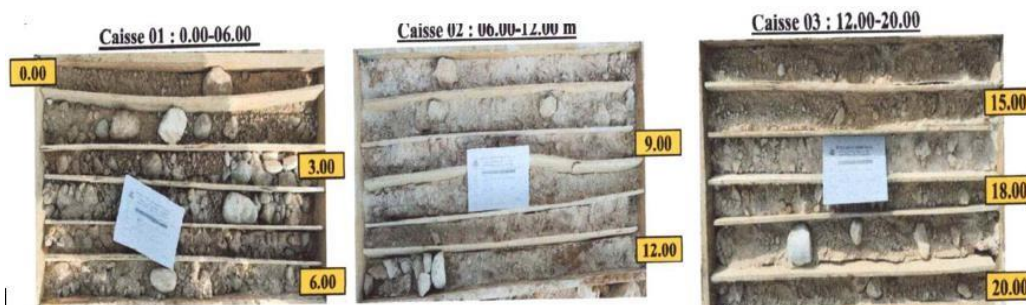


Figure II.3. Caisnes de sondage carotté SC01

➤ **Par sondage carotté (SC 02 au milieu d'Oued)**

Tableaux II.2. Sondage carotté SC 02 (au milieu d'oued)

0.00 à 16.00 m	Dépôt alluvionnaire.
16.00 à 20.00 m	Intercalation en alternance de calcaire blanchâtre broyé et sable jaunâtre.



Figure II.4. Caisses de sondage carotté SC02 au milieu de ouad

b. Par sondage pressiométrique

➤ **Résultats des essais pressiométriques**

Les modules de déformation et des pressions limites obtenus par pressiomètre sont faibles pour le sondage SP 02 dans les trois premiers mètres en raison de l'effondrement des parois du trou, puis ces valeurs se stabilisent et deviennent appropriées jusqu'à la fin des sondages.

Dans l'ensemble, on désigne un sol sur-consolidé par la relation entre le module de déformation E_M et la pression limite P_L .

c. Résultats des essais de l'laboratoire

Tableaux II.3. Analyse grannulo-sédimentométrique

Diamètre des gains		Argile $d > 2 \mu$	Limon 0.02μ	Sable fin $0.2mm$	Gros sable $2mm > d$	Graviers $20mm$	Cailloux $d > 20 mm$
Sondage profondeur			$> d$ $> 2 \mu$	$> d$ $> 0.02 mm$	$> 0.2 mm$	$> d$ $> 2 mm$	
SC 01	1.50 – 2 m	3%	6%	14%	70%	2%	50%
SC02	1.5 - 2 m	/	/	6%	44%	50%	/

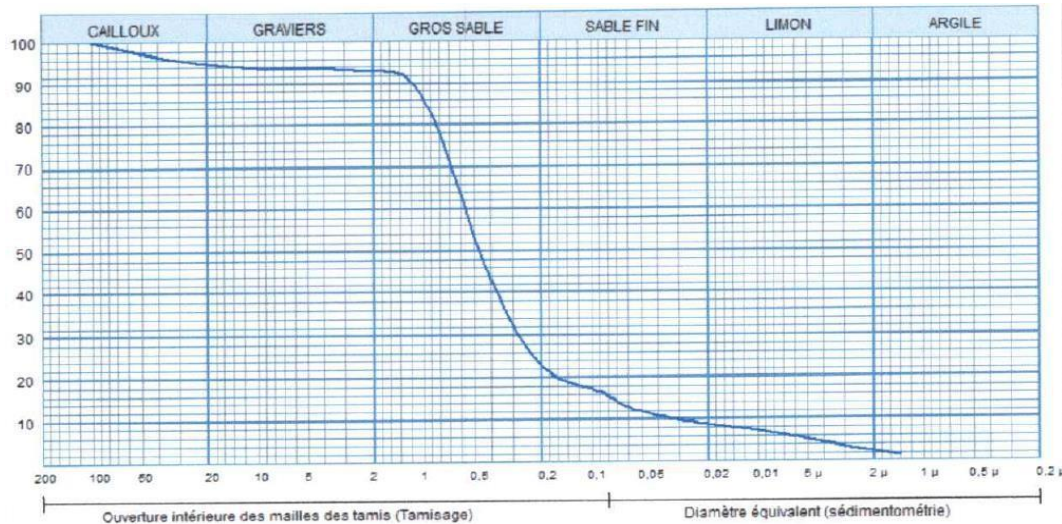


Figure II.5. Graph d'analyse granulométrique SC 01

La classification des sol agressifs et mesures de protection sont regroupées dans le tableau ci-dessous. Selon la norme NF EN 206/CN notre sol correspondant à niveaux d'agressivité chimique : **XA1** Environnement à faible agressivité chimique.

Tableaux II.4. Analyse chimique

Paramètre mesuré	Sulfates SO4	CaCO3	Degré d'agressivité	Interprétation	
Sondage profondeur	(mg/kg)	(%)			
SC 01	1.50 – 2m	300	64	XA1	Faiblement agressif
SC 02	1.50 – 2m	1700	30.8	XA1	Faiblement agressif

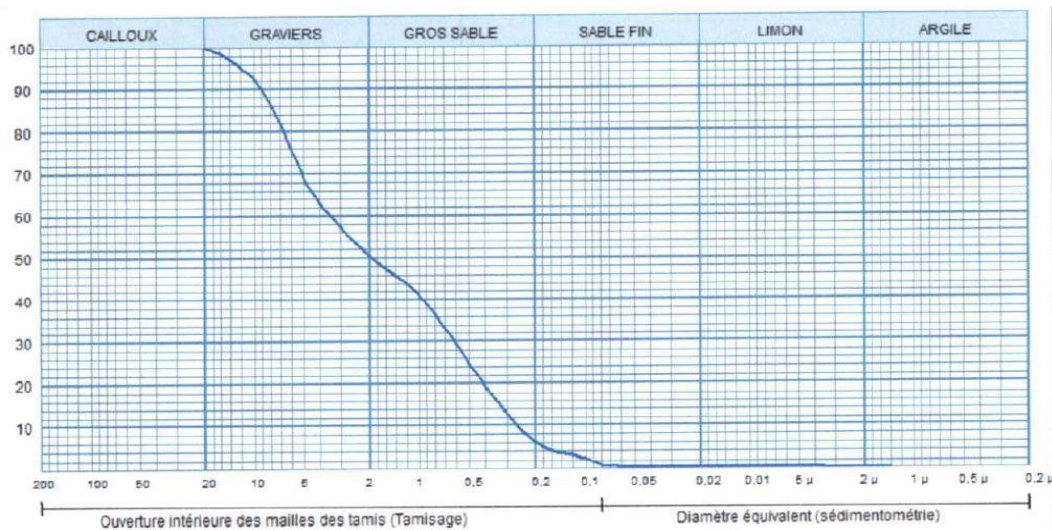


Figure II.6. Graph de Analyse granulométrique SC 02

II.3.3.2. Données climatiques**1. La température**

Les effets de variation de la température sont évidemment pris en compte dans le calcul des structures, ils entrent en action dans le dimensionnement du joint de chaussée et des appareils d'appuis. Les composantes minimum et maximum de température uniforme pour le proche et moyen sud est comme suite :

- Température d'origine de la structure : $T_0 = 15 \text{ } ^\circ\text{C}$
- Linéaire réchauffement : $\Delta T_{max} = + 45 \text{ } ^\circ\text{C}$
- Linéaire refroidissement : $\Delta T_{min} = - 20 \text{ } ^\circ\text{C}$

2. La neige

Les effets de la neige ne sont généralement pas pris en compte dans le calcul des ponts. Toutefois, ils peuvent intervenir dans certains cas particuliers, notamment lors de la phase de construction. Le projet est situé dans une région du centre-sud, où les chutes de neige sont très rares.

3. Le vent

Les efforts engendrés sur les structures par le vent, sont fixés par le règlement de charge, R.C.P.R article 3.2.1 :

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

II.3.3.3. Données sismologiques

Selon le RPOA 2008, la classification parasismique de la zone de Djelfa est « I »

correspond à une sismicité moyenne avec un coefficient d'accélération de 0,20, selon la carte de zonage sismique indiquée ci-dessous. Le présent ouvrage supportant l'autoroute est classée dans le groupe d'usage 2 et satisfait les exigences de la sécurité publique et de la défense nationale.

L'ouvrage sera réalisé dans la wilaya de Djelfa qui se situe dans la Zone I caractérisée par faible a moyenne.

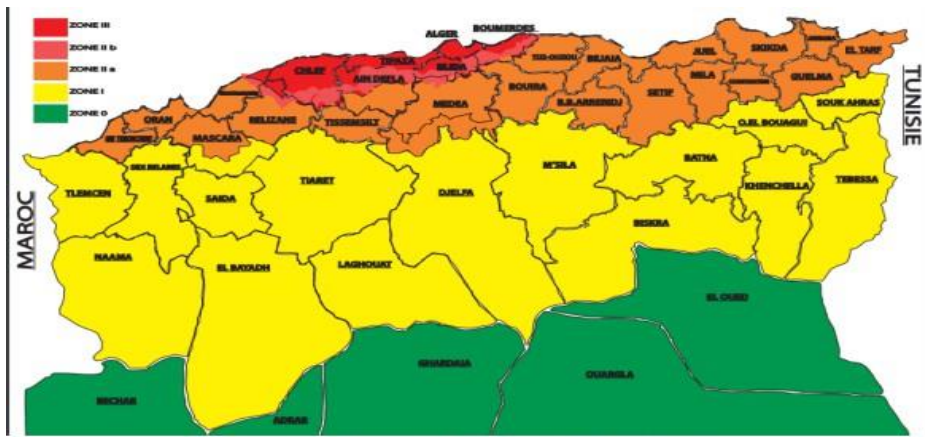


Figure II.7. Carte de zonage sismique de l'Algérie (RPOA 2008)

II.3.3.4. Données fonctionnelles

Les données fonctionnelles sont fixées par le maître de l'ouvrage et on distingue :

- Données géométriques relatives à la voie portée qui sont : Le tracé en plan, le profil en long et le profil en travers.
- Données relatives à l'obstacle franchi qui sont : Les gabarits et les ouvertures.

II.3.3.5. Données géométriques

1. Tracé en plan

L'alignement en plan donne la définition géométrique du tracé en plan de l'axe de la voie.

La voie portée sur une longueur de **134 m** passant en alignement sur l'oued.

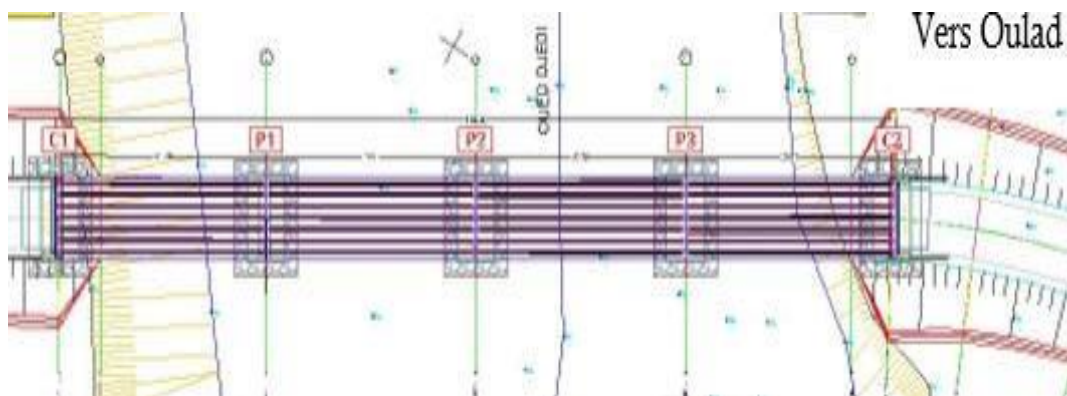


Figure II.8. Tracé en plan du projet

2. Profil en long

Le profil en long est la ligne située sur l'axe de l'ouvrage, définissant en élévation du tracé en plan, il doit être défini en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle à franchir ou aux contraintes naturelles. Il traverse l'oued Djedi sur une longueur de 134 m.

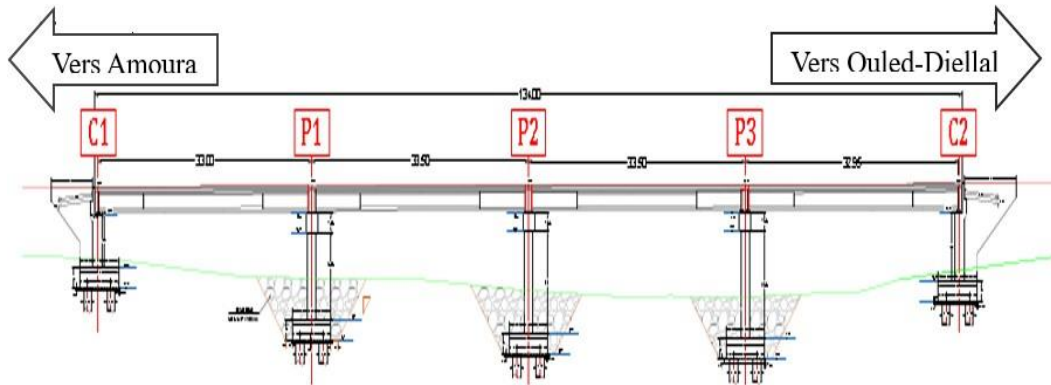


Figure II.9. Tracé en plan du projet

3. Profil en travers

Avant d'entamer l'étude projet, il est nécessaire de connaître la largeur de la chaussée. Aussi, il est important de définir la largeur des trottoirs et la largeur de roulement, avant l'établissement de l'avant-projet détaillé.

Le tablier de pont, a une largeur de **10.70 m**, portant une chaussée en toit de deux voies de **3,5 m** avec un divers de **2.5%** et deux trottoirs de **1.35 m** de large chacun.

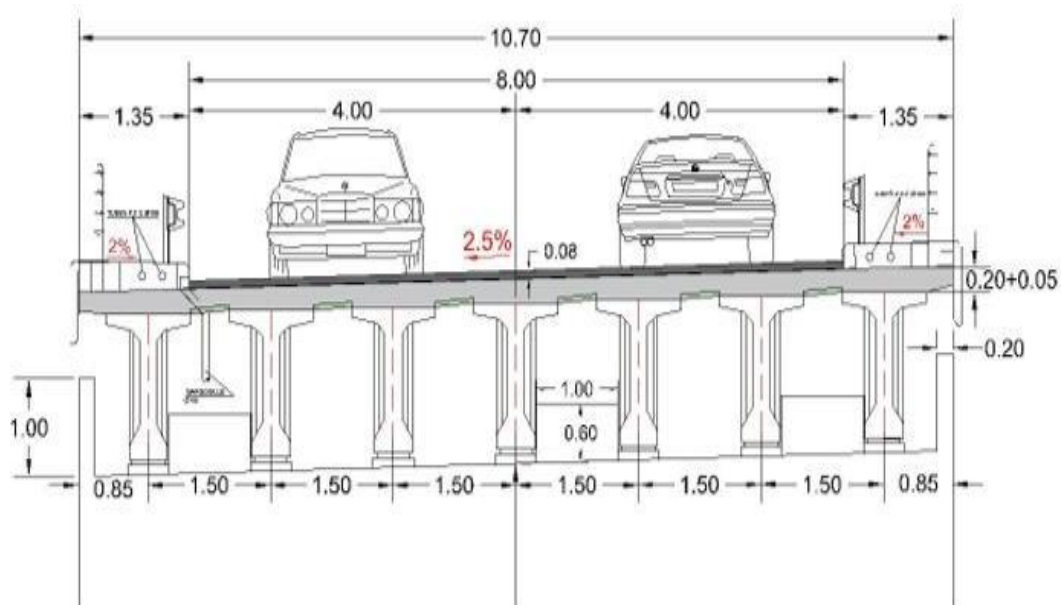


Figure II.10. Profile en travers du projet

II.3.3.6. Données relatives à l'obstacle franchi

1. Le gabarit

Il s'agit d'espace libre à réserver sous l'intrados du tablier lors du franchissement d'une voie de circulation terrestre ou autre. On doit réserver sous l'intrados du tablier et le niveau des hautes eaux connues (NHEC) une distance de sécurité minimale qui vaut **1 m**.

2. Les ouvertures

Elles concernent les franchissements de voies routières ou ferroviaires. Il s'agit des ouvertures utiles droites comptées entre les nus intérieurs des appuis de l'ouvrage.

II.4. Conclusion

Ce chapitre expose les données fondamentales indispensables à la conception et à l'analyse de ouvrage d'art. En s'appuyant sur la collecte d'informations fonctionnelles, naturelles et environnementales, ainsi que sur l'évaluation des contraintes techniques. Cette phase initiale a été clairement identifiée comme essentielle dans le processus de développement du projet.

Ces données sont essentielles pour orienter efficacement les prochaines étapes de projet, en garantissant la conformité aux norme et réglementation en vigueur. Après avoir présenté et décrit l'ouvrage, le chapitre suivant, intitulé « Caractéristiques des matériaux », constitue une étape consacrée à la définition et à l'étude des matériaux nécessaires à la réalisation de l'ouvrage.

Chapitre III

Caractéristiques des matériaux

III.1. Introduction

La conception du pont est largement influencée par le choix des matériaux de construction. Les propriétés du béton et des aciers de construction, actifs et passifs sont présentés dans ce chapitre, en lien direct avec notre étude.

III.2. Documents et règlements utilisés

Dans le cadre de la conception, du dimensionnement et de la vérification des ouvrages en béton armé et précontraint, les documents réglementaires suivants ont été utilisés :

- **Règles B.A.E.L. 91 modifiées 99**

Règles de calcul des structures en béton armé suivant la méthode des états limites. Ces règles définissent les principes de dimensionnement des éléments en béton armé selon une approche aux états limites, en tenant compte de la sécurité structurelle, de la durabilité et de la fonctionnalité.

- **Règles B.P.E.L. 91**

Règles de conception et de calcul des structures en béton précontraint selon la méthode des états limite.

Elles s'appliquent aux ouvrages en béton précontraint et permettent leur vérification en situation d'exploitation normale comme en situation ultime.

III.3. Caractéristiques des matériaux

Dans les structures en béton précontraint, on utilise : le béton, les armatures passifs et actifs (acier et des aciers (câbles) de précontrainte).

L'acier pour câbles de précontrainte doit être de haute résistance HR, pour assurer une traction à un effort initial très élevé (couramment compris entre 1 200 et 1 500 MPa, sauf pour les barres).

Le béton précontraint exige l'emploi de matériaux (acier et béton) de haute qualité, mis en œuvre avec soin. Il permet de les utiliser sous des contraintes élevées en service, notamment à la construction (c'est-à-dire au moment de la mise en tension des câbles).

III.3.1. Le béton

Le béton est un matériau hétérogène qui présente une très bonne résistance à la compression, par contre, il a une mauvaise résistance à la traction.

Le béton contient le ciment, sable, le gravier, l'eau et éventuellement des adjuvants, il est le matériau le plus utilisé dans le domaine de bâtiment et travaux publics.

La qualité du béton dépend de la qualité de ces constituants, des techniques de fabrication et de mise en œuvre. Le béton précontraint ne diffère par beaucoup à celui de béton armé sauf qu'on l'utilise sous des contraintes plus élevées.

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours qui est notée f_{c28} .

Le dosage du ciment pour le béton précontraint est de l'ordre de 400 à 450 kg/m³ et sa valeur peut parfois atteindre 500 kg/m³. (500 Kg de ciment pour 1 m³ de béton). La masse volumique du béton armé est de $\gamma = 2,5 \text{ t/m}^3$.

Selon les recommandations du BAEL. Le béton précontraint est généralement équivalent à celui employé pour le béton armé, à moins qu'il ne soit soumis à des contraintes plus élevées.

Le béton utilisé dans la construction sera conforme aux règles BAEL 99, La résistance à la compression.

Les règles BAEL et BPEL donnent, pour un âge $j \leq 28$ jours et pour un béton non traité thermiquement.

III.3.1.1. Caractéristiques mécaniques du béton

a. Résistance caractéristique du béton à la compression (B.A.E.L Art. A.2.1,1)

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28j notée « $f_c 28$ », avec un contrôle strict et une masse volumique de $\gamma = 2,5 \text{ t/m}^3$.

La résistance à la compression du béton au jour j notée, est évaluée à l'aide de la formule suivante :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} \times f_{c 28} \quad \text{Pour } f_{c 28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} \times f_{c 28} \quad \text{Pour } f_{c 28} \geq 40 \text{ MPa}$$

Au-delà de $j = 28$ jours, on admet pour les calculs de résistance que : $f_{cj} = f_{c 28}$

Dans notre cas on a :

- **Superstructure** : Poutre, Dalle, chevêtres et Corniche $f_{c 28} = 35 \text{ MPa}$
- **Infrastructure** : Pieux Fondation Culées et piles $f_{c 28} = 27 \text{ MPa}$

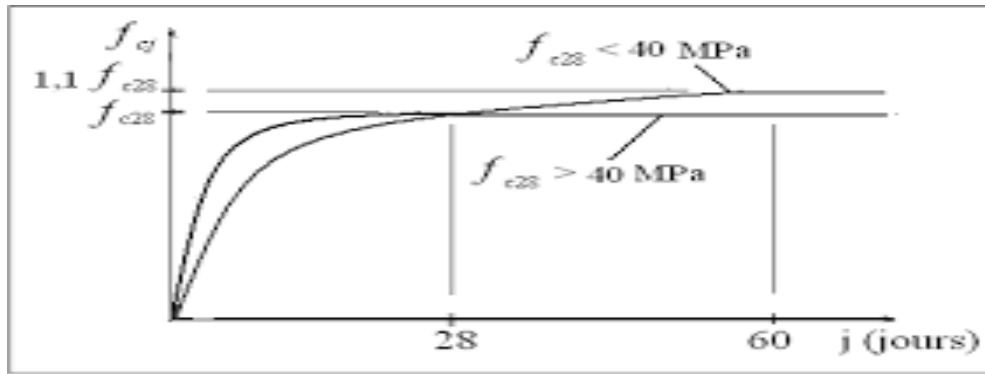


Figure III. 1. Evolution de la résistance f_{c28} en fonction de l'âge du béton

b. Résistance caractéristique à la traction (B.A.E.L Art. A.4.3,4)

Généralement le béton est un matériau travaillant bien en compression, mais on a parfois besoin de connaître la résistance en traction, en flexion, au cisaillement. La résistance en traction à 28 jours est désignée par f_{t28} .

Les essais les plus courants sont des essais de traction par flexion.

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{c j}$$

➤ Superstructure

Pour $j = 28$ jours :

- Poutre, Dalle et chevêtres et Corniche : $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$

$$\text{Donc } f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times 35 \Rightarrow f_{tj} = 2.7 \text{ MPa}$$

➤ Infrastructure

- Pieux, Fondation et Culées et piles : $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$

$$\text{Donc } f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times 27 \Rightarrow f_{tj} = 1.62 \text{ MPa}$$

c. Contraintes limites du béton : (B.A.E.L Art.4.3.4)

Un état limite est celui dans lequel une condition requise d'une construction ou l'un de cet élément est strictement satisfaisable.

- **Etat limite ultime (ELU)**

Pour les études basées sur l'État Limite Ultime (ELU), la limite de compression tolérée

$$\text{pour le béton est déterminée comme suit : } F_{bu} = \frac{0.85 \times f_{w28}}{\theta \times \gamma_b}$$

γ_b : le coefficient de sécurité dépend de la nature de sollicitation :

Avec :

$$\gamma_b = 1.15 : \text{ dans le cas accidentel.}$$

$$\gamma_b = 1.5 : \text{ dans le cas durable.}$$

θ : le coefficient dépend la durée d'application de sollicitation.

$$\theta = 1 \quad \text{Pour } t > 24 \text{ heures}$$

$$\theta = 0.9 \quad \text{Pour } 1h \leq t \leq 24h$$

$$\theta = 0.85 \quad \text{Pour } t < 1h$$

A. N :

✓ Pour le cas accidentel :

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa} \Rightarrow F_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \Rightarrow F_{bu} = \frac{0.85 \times 35}{1 \times 1.15} = 25.85 \text{ MPa}$$

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa} \Rightarrow F_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \Rightarrow F_{bu} = \frac{0.85 \times 27}{1 \times 1.15} = 19.95 \text{ MPa}$$

✓ Pour le cas durable :

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa} \Rightarrow F_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \Rightarrow F_{bu} = \frac{0.85 \times 35}{1 \times 1.5} = 19.83 \text{ MPa}$$

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa} \Rightarrow F_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \Rightarrow F_{bu} = \frac{0.85 \times 27}{1 \times 1.5} = 15.3 \text{ MPa}$$

Tableaux III.1. Les valeurs de la contrainte limite de compression à l'ELU

	Situation durable ou transitoire	Situation accidentelle
Infrastructure	15.3 MPa	19.85 MPa
Superstructure	19.83 MPa	25.85 MPa

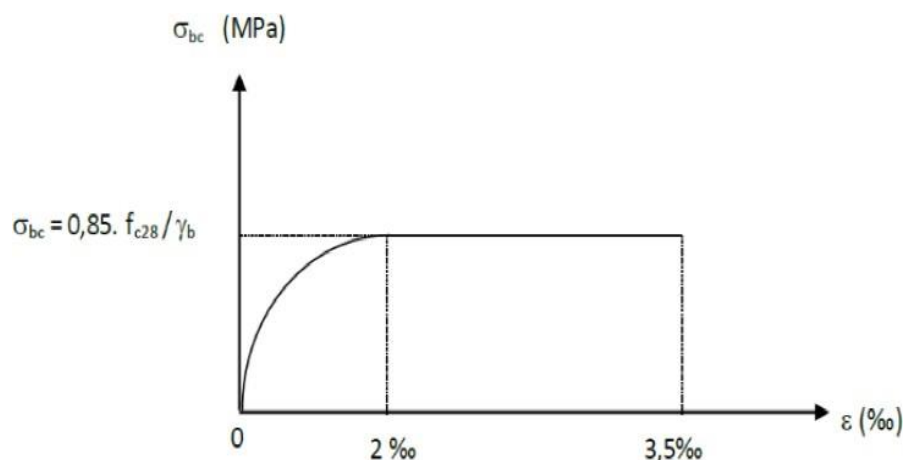


Figure III.2. Diagramme contraintes-déformations du béton

- **État limite service (E.L. S)**

ELS un état limite de service définie en tenant compte des conditions exploitations de stabilité de la construction ou de ces éléments :

- Etat limite de compression de béton.
- Etat limite de déformation.
- Etat limite d'ouverture de la fissure.

La contrainte limite de compression du béton à l'ELS est définie par la formule suivante :

$$\sigma_b = 0.5f_{c28} \text{ En service.}$$

$$\sigma_b = 0.6f_{c28} \text{ En construction.}$$

Notre ouvrage est en cours de réalisation, donc en utilisant la formule suivante :

$$\sigma_b = 0.6f_{c28}$$

A.N

$$\sigma_b = 0.6 \times 35 = 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0.6 \times 27 = 16.2 \text{ MPa}$$

d. Module de déformation longitudinale du béton selon (B.A.E.L Art. A.2.1,2)

Pour les charges appliquées sur une durée de moins de 24h (comme dans le cas de la charge routière, du gradient thermique...), le module de déformation instantané du béton au jour J est considéré comme suit : $E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_{c j}}$

A.N

$$\text{Superstructure : } f_{c28} = 35 \text{ MPa} \Rightarrow E_{ij} = 11000^3 \sqrt{35} = 35981.73 \text{ MPa}$$

$$\text{Infrastructure : } f_{c28} = 27 \text{ MPa} \Rightarrow E_{ij} = 11000^3 \sqrt{27} = 33000 \text{ MPa}$$

Pour les charges d'application prolongée (comme le poids propre, les superstructures, la précontrainte...), on considère que le module de déformation différée du béton au jour J est :

$$E_{vj} = 3700^3 \sqrt{f_{c j}}$$

A.N

$$\text{Superstructure : } f_{c28} = 35 \text{ MPa} \Rightarrow E_{vj} = 3700^3 \sqrt{35} = 12102.94 \text{ MPa}$$

$$\text{Infrastructure : } f_{c28} = 27 \text{ MPa} \Rightarrow E_{vj} = 3700^3 \sqrt{27} = 11100 \text{ MPa}$$

Tableaux III.2. Les valeurs de E_{ij} et E_{vj}

	Module déformation instantané (E_{ij})	Module déformation différée (E_{vj})
Superstructure	35981.73 MPa	12102.94 MPa
Infrastructure	33000 MPa	11100 MPa

e. Module de déformation transversale

La déformation transversale du béton est donnée par la relation suivante : $G = \frac{E_{ij}}{2(1+\nu)}$

Avec :

ν : coefficient de poisson.

$\nu = 0$: Dans le cas béton fissuré (ELU).

$\nu = 0.2$: dans le cas de béton non fissuré (ELS).

A.N

Superstructure : pour $f_{c28} = 35$ MPa

$$G = \frac{35981.73}{2(1+0)} \Rightarrow G = 17990.86 \text{ MPa}$$

$$G = \frac{35981.73}{2(1+0.2)} \Rightarrow G = 14992.39 \text{ MPa}$$

Infrastructure : pour $f_{c28} = 27$ MPa

$$G = \frac{33000}{2(1+0)} \Rightarrow G = 16500 \text{ MPa}$$

$$G = \frac{33000}{2(1+0.2)} \Rightarrow G = 13750 \text{ MPa}$$

III.3.2. Armatures

Les aciers utilisés dans les ouvrages de béton précontraint sont de deux types :

- Les aciers passifs : pour reprendre les efforts tranchants et limiter la fissuration.
- Les aciers actifs : pour la précontrainte.

III.3.2.1. Caractéristiques des aciers passifs

Les barres d'acier à haute adhérence utilisées dans les ouvrages en béton armé sont généralement laminées à chaud. Elles présentent des saillies longitudinales et transversales (ou nervures) permettant une meilleure adhérence mécanique avec le béton, ce qui améliore considérablement la résistance au glissement entre les deux matériaux.

En Algérie, les barres d'armature les plus couramment utilisées sont conformes aux normes locales et présentent des limites d'élasticité caractéristiques de :

- **400 MPa** (acier HA 400),
- **500 MPa** (acier HA 500).

Ces valeurs définissent la contrainte maximale que peut supporter l'acier avant de sortir du domaine élastique, ce qui est essentiel pour le dimensionnement des éléments structurels selon les règlements en vigueur (Règles B.A.E.L., Eurocode 2).

L'efficacité et la durabilité de l'union entre le béton et l'acier dans les structures en béton armé reposent sur trois aspects essentiels :

a. Compatibilité thermique

Les coefficients de dilatation thermique du béton et de l'acier sont relativement proches. Cette similitude permet de limiter les contraintes internes dues aux variations de température, évitant ainsi les fissurations ou les pertes d'adhérence entre les deux matériaux.

b. Protection contre la corrosion

Le béton joue un rôle protecteur en assurant l'enrobage des armatures. Cet enrobage limite la pénétration de l'humidité, des gaz agressifs (comme le CO₂ ou les chlorures), et maintient un milieu alcalin favorable à la passivation de l'acier, réduisant ainsi le risque de corrosion.

c. Résistance au feu

L'acier, bien qu'il possède une grande conductivité thermique, voit sa résistance mécanique chuter sous l'effet de températures élevées. En revanche, le béton présente une faible conductivité thermique et constitue un isolant naturel. Une épaisseur d'enrobage d'environ 4 cm permet ainsi de retarder la montée en température des armatures, assurant une protection efficace contre le feu et permettant à la structure de conserver sa capacité portante pendant un certain temps en cas d'incendie.

III.3.2.2. Armatures utilisées

Pour le ferrailage des éléments en béton armé de la structure de mon pont, j'ai utilisé des barres hautes adhérences de nuance FeE500. La résistance de calcul est donnée par l'expression

$$\text{suivante : } \bar{\sigma}_s = \frac{f_{e}}{\gamma_s} .$$

Avec :

$$\gamma_s = 1.15 \Rightarrow \text{Situations durables.}$$

$$\gamma_s = 1.00 \Rightarrow \text{Situations accidentelles.}$$

Elles présentent les caractéristiques suivantes :

$$\bar{\sigma}_s = 500 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Situation accidentel}$$

$$\bar{\sigma}_s = 434.78 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Situation durable}$$

$$E = 200000 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Module de Young}$$

III.3.2.3. Contrainte limite de traction

Dans le cas de fissuration peu préjudiciable (nuisible), il n'y a pas de vérification à faire.

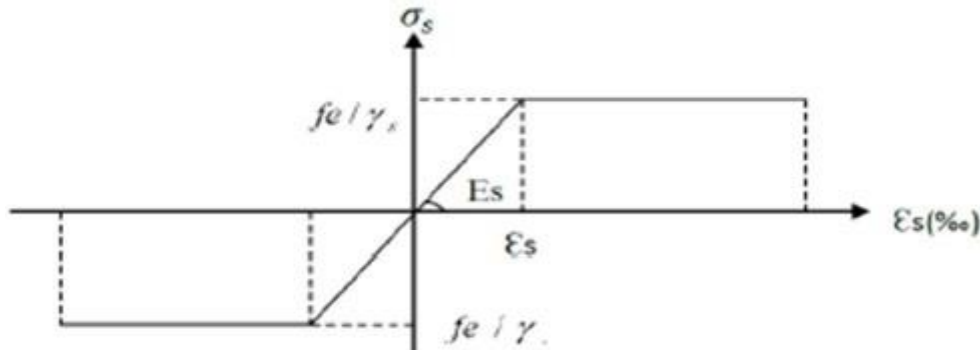


Figure III.3. Diagramme contraintes-déformations de l'acier utilisé

En trouvant ces vérifications dans les cas suivants :

- Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s \leq \min \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right] \text{ MPa}$

Avec :

$\eta = 1 \Rightarrow$ Barres rond lisse (RL)

$\eta = 1.6 \Rightarrow$ Barres à haute adhérence (HA)

Pour notre ouvrage on utilise les barres à haute adhérence (HA).

A.N

- Pour la superstructure

$$\bar{\sigma}_s \leq \min \left[\frac{2}{3} 500 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.7} \right] \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s \leq \min [333.33 ; 228.63] \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 228.63 \text{ MPa}$$

- Pour la superstructure

$$\bar{\sigma}_s \leq \min \left[\frac{2}{3} 500 ; 110 \sqrt{1.6 \times 1.62} \right] \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s \leq \min [333.33 ; 177.1] \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 177.1 \text{ MPa}$$

- Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s \leq \min [1/2 f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}}] \text{ MPa}$

A.N

- Pour la superstructure

$$\bar{\sigma}_s \leq \min [1/2 \times 500 ; 90 \sqrt{1.6 \times 2.7}] \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s \leq \min [250 ; 187.06] \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 187.06 \text{ MPa}$$

- Pour la superstructure

$$\bar{\sigma}_s \leq \min[1/2 \times 500; 90\sqrt{1.6 \times 1.62}] \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s \leq \min[250; 144.89] \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 144.89 \text{ MPa}$$

III.3.2.4. Aciers actifs

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

- Les armatures actives de précontrainte sont sous tension même sans aucune sollicitation extérieure.
- Les aciers de précontraints ont été classé par catégories : fils, barres, torons.
- La précontrainte initiale à prendre en compte dans les calculs est donnée par la formule suivante : $\sigma_0 = \min(0.8f_{prg}; 0.9f_{peg}) \text{ N/mm}^2$

1. Les fils

Les fils sont des armatures dont la plus grande dimension transversale est inférieure à 12.2mm. Ils sont livrés en couronnes et peuvent être soit ronds et lisses (pour la post tension) soit au contraire nervurés, crantés, ou ondulés afin d'améliorer leur adhérence au béton (pour la pré-tension). Les fils les plus couramment utilisés ont des diamètres de 5.7 ou 8 mm.

2. Les barres

Des armatures de diamètre supérieur ou égale à 12.5 mm, elles ne sont livrées que rectilignes (leur longueur maximale est de l'ordre de 12 m). Elles peuvent être soit lisses, soit nervurées, les nervures faisant alors office de filetage grossier.

Les diamètres les plus courants sont 25 mm, 32 mm et 36 mm. De telles armatures ne sont employées qu'en post tension.

3. Les torons

Les torons se composent de plusieurs fils de petit diamètre (2 à 5 mm) enroulés hélicoïdalement les uns sur les autres (cas des torsades à trois fils) ou autour d'un fil central en une ou plusieurs couches.

Les torons les plus courants sont à 7 fils et sont désignées par leur diamètre nominal (diamètre du cercle circonscrit aux fils dans une section droite).

Les diamètres les plus utilisés sont les suivant :

- 12.5 m (fréquemment désigné par T13)
- 12.9 mm (T13S)

- 15.2 mm (T15)
- 15.7 mm (T15S)

4. Les câbles

C'est un regroupement de fils torsadé (torons). On identifie un câble Par la lettre **T**, pour les câbles constitués de torons par exemple : 12T15, on distingue un câble de 12 torons de diamètre 15.2mm.

III.3.2.5. Caractéristiques des Aciers actifs

Les armatures de précontrainte utilisé sont des torons du type T15 (diamètre nominale 15.2 mm).

a. La limite élastique :

Ces aciers n'ont pas de palier de plasticité. On définira la limite élastique comme étant un allongement résiduel de 0.1 %. La limite élastique conventionnelle des aciers représente 89% de la résistance garantie à la rupture. $\sigma_F = 0.9 f_{prg}$

a. Module de Young :

Le module d'élasticité longitudinal E_P des aciers de précontraint est égal à $E_P = 200000 \text{ MPa}$

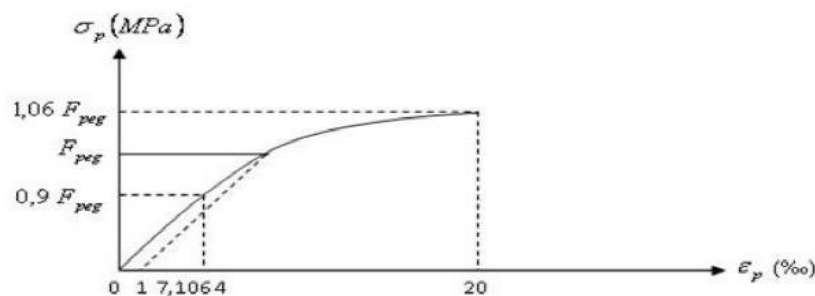


Figure III.4. Diagramme contrainte déformation des aciers actifs

III.4. Conclusion

ce chapitre, focaliser les différents matériaux (le béton, le béton précontraint, les armatures passives « aciers hautes adhérence », armatures actives « Torons », utilisés pour effectuer l'étude et la réalisation d'ouvrage. Ces derniers sont traités et exposés toutes en précisant les différentes caractéristiques mécaniques requises telles que : la résistance à la compression, la résistance de traction...etc.

Le prédimensionnement des différents éléments constitutifs du pont sera traiter dans le chapitre suivant.

Chapitre IV

Pré-dimensionnement de l'ouvrage

IV.1. Introduction

Le pré-dimensionnement d'un pont à poutres est une étape préliminaire essentielle qui permet d'estimer rapidement les dimensions principales de l'ouvrage avant les études détaillées. Cela sert à évaluer la faisabilité, le coût approximatif, et à guider les choix de conception.

IV.2. Caractéristiques de l'ouvrage

Les caractéristiques principales de cet ouvrage sont les suivantes :

Longueur totale du pont $L = 134$ m composé de 04 travées indépendants de 33.40 m de longueur.

La portée des poutres $L = 33.40$ m.

La largeur totale du tablier $l = 10.70$ m.

La largeur rouable $L_r = 8$ m

Le nombre de voies de circulation, d'après les recommandations : $n = E \left[\frac{L_c}{3} \right] = 2.33$

$n = 2$ voies

La largeur chargeable $L_c = L_r - 2 \times 0.5 \Rightarrow L_c = 7$ m

Trottoirs : 2x1.35 m.

La largeur d'une voie $L_v = \frac{L_c}{n} = \frac{7}{2} = 3.5$ m

Classe du pont :

Le tableau ci-dessous présente un récapitulatif des différentes classes de pont en fonction de leur largeur rouable.

Tableaux IV.1. Classe de pont

La classe	La largeur rouable
1	$L_r \geq 7$ m
2	$5.5 \text{ m} \leq L_r \leq 7$ m
3	$L_r < 5.5$ m

On a $L_r \geq 7$ m donc notre pont dans la première classe.

IV.3. Étude de la superstructure

IV.3.1. Pré-dimensionnement de la poutre

Le pré-dimensionnement est fait selon le document « SETRA »

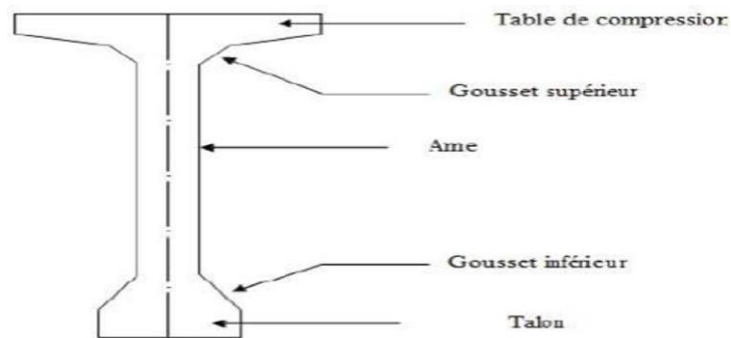


Figure IV.1. Coupe transversale d'une poutre

IV.3.1.1. Hauteur de la poutre h_p :

La hauteur des poutres h_t est un paramètre très important car si la hauteur des poutres préfabriquées est trop grande, risque de présenter une trop grande prise au vent ; dans le cas contraire où la réduction de la hauteur conduit rapidement à une augmentation considérable des quantités d'acier de précontraint, et même des sections de béton, et pour un but de limiter la flèche. C'est pourquoi, on ne considère généralement que l'élancement optimal L/h_p se situe entre 17 et 20m.

L'élancement usuel se situe aux environs de $\frac{1}{17}$, de la portée et donc :

Le dimensionnement des poutres est déterminé selon les recommandations de SETRA. Pour une poutre de pont de longueur supérieure ou égale à 20 mètres la hauteur est déterminée par la relation suivante : $\frac{L}{22} \leq h_p \leq \frac{L}{18}$

Avec :

L : la longueur d'une travée = 33.4 m

h_p : la hauteur des poutres.

Donc : $\frac{33.4}{22} \leq h_p \leq \frac{33.4}{18}$

$1.50 \text{ m} \leq h_p \leq 1.85 \text{ m}$

Alors en prend $h_p = 1.50 \text{ m}$

IV.3.1.2. Espacement entre axe des poutres

L'espacement doit respecter l'expression suivante :

$1.5 \text{ m} \leq \lambda \leq 2.5 \text{ m}$

En prend $\lambda = 1.50 \text{ m}$

IV.3.1.3. Nombre de poutres

Le nombre de poutres est déterminé par le rapport entre la largeur de tablier et l'espacement :

$$\text{Soit : } N = \frac{L_a}{\lambda} + 1$$

L_a : la distance entre axe des appuis de rives.

λ : entraxe des poutres égale à 1.50 m

$$N = \frac{9}{1.5} + 1 = 7$$

$N = 7$ poutres

IV.3.2. Table de compression**IV.3.2.1. Largeur de la table de compression (b)**

Cette largeur doit être suffisante pour assurer la stabilité au déversement de la poutre et réduire la largeur de hourdis coule en place.

$$0.6h_t \leq b \leq 0.7h_p \Rightarrow 0.6 * 1.5 \leq b \leq 0.7 * 1.5$$

$$0.9 \leq b \leq 1.05 \Rightarrow \text{En prend } b = 1.05 \text{ m}$$

IV.4.2.2. Epaisseur de la table de compression (e) :

$$12 \text{ cm} \leq e_c \leq 15 \text{ cm}$$

En fixe : $e_c = 13 \text{ cm}$

IV.3.3. Talon

Les talons se trouvent sur la partie basse de la poutre. Ils sont dimensionnés en considérant les contraintes de flexion. Il est aussi nécessaire qu'ils fournissent un espace adéquat pour le stockage des câbles de précontrainte, tout en garantissant une couverture appropriée et une distance adéquate pour assurer la longévité et l'efficacité de la structure.

IV.3.3.1. Largeur du talon (L_t)

Sa largeur est comprise entre 40cm et 70 cm

$$40 \text{ cm} \leq L_t \leq 70 \text{ cm}$$

Pour la valeur L_t on prend 50cm, cette valeur peut être modifié après l'étude de la précontrainte.

$$L_t = 50 \text{ cm}$$

IV.3.3.2. Epaisseur du talon (e_t)

$$10 \text{ cm} \leq e_t \leq 20 \text{ cm}$$

En fixe : $e_t = 20 \text{ cm}$

IV.3.3.3. Epaisseur de l'âme (b_0)

1. Section abouts (b_0) :

L'épaisseur de l'âme b_0 est déterminée à partir des plaques de répartition qui supportent la base du pilier au cours de la tension des câbles. Il est crucial de maintenir cette épaisseur pour garantir une répartition uniforme des charges et assurer la stabilité et la sécurité de l'ouvrage.

$$b_0 = 50 \text{ cm}$$

2. Section intermédiaire

$$25 \text{ cm} \leq b_0 \leq 35 \text{ cm}$$

On fixe : $b_0 = 35 \text{ cm}$

3. Section médiane :

$$b_0 \geq \frac{HP}{36} + 6 + \varnothing_{\text{extgaine}} \Rightarrow b_0 \geq \frac{150}{36} + 6 + 6.6 \Rightarrow b_0 \geq 16.76 \text{ cm}$$

b_0 Est donné par : $18 \text{ cm} \leq b_0 \leq 25 \text{ cm}$

Donc on prend $b_0 = 21 \text{ cm}$

IV.4.3.4. Goussets

C'est l'angle disposé pour permettre d'améliorer la section et de placer les armatures d'acier et les câbles précontraints.

Cet angle est fixé entre : $45^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$

- Gousset du talon (inférieure) :

Le plan incliné du talon doit être relativement pentu, ce qui est favorable à une bonne mise en œuvre du béton et conduit à faciliter le relevage des câbles de précontrainte. L'angle est compris entre 45° et 60° , il est préférable de se rapprocher de la valeur supérieure.

1. Pour la poutre médiane

L_t : largeur de talon.

b_0 : épaisseur de l'âme.

$$\frac{(L_t - b_0)}{2} \leq h_g \leq \frac{3}{2} \cdot \frac{(L_t - b_0)}{2}$$

$$\frac{(50 - 21)}{2} \leq h_g \leq \frac{3}{2} \cdot \frac{(50 - 21)}{2}$$

$$14.5 \leq h_g \leq 21.75 \text{ cm}$$

En prend $h_g = 20 \text{ cm}$

2. Pour la poutre intermédiaire.

$$\frac{(50 - 35)}{2} \leq h_g \leq \frac{3}{2} \cdot \frac{(50 - 35)}{2}$$

$$7.5 \leq h_g \leq 11.25 \text{ cm}$$

En prend $h_g = 11 \text{ cm}$

IV.4. Pré-dimensionnement de l'hourdis

L'hourdis est une dalle en béton armé ou en béton précontraint, qui sert de couverture pour le pont. Elle est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité) et les surcharges (civil et militaires, exceptionnelles) d'un pont, et à transmettre les charges de ces derniers aux poutres. D'après la relation suivante :

$$20 \text{ cm} \leq e_d \leq 30 \text{ cm}$$

L'épaisseur de l'hourdis de notre tablier est fixé à: $e_d = 25 \text{ cm}$

IV.5. Notations utilisées

Après avoir divisé chaque portion de poutre en sections simples, on établit les paramètres géométriques de la poutre à l'aide des relations suivantes :

I_{Δ} : Moment d'inertie de la section considéré par rapport à (Δ) tel que :

$$I_{\Delta} = I_0 + B \times Z^2.$$

I_0 : Moment d'inertie par rapport au centre de gravité.

Pour une section triangulaire :
$$I_0 = \frac{bh^3}{36}$$

Pour une section rectangulaire :
$$I_0 = \frac{bh^3}{12}$$

b : La base de triangle ou du rectangle.

h : La hauteur de triangle ou du rectangle.

I_G : Moment d'inertie de la section par rapport à son centre de gravité $I_G = I_{\Delta} - \frac{S_{\Delta}^2}{B}$

S_{Δ} : Moment statique de la section considérée par rapport à l'axe (Δ) : $S_{\Delta} = B \times Z$

r : Rayon de giration avec : $r = \sqrt{\frac{I_G}{B}}$

ρ : Rendement géométrique de la section avec : $\rho = \frac{I_G}{B.V.V'}$

V et V' : Distance de l'axe neutre aux deux extrémités de la poutre avec :

$$V' = \frac{S_{\Delta}}{B} \quad \text{Et} \quad V = h_p - V'$$

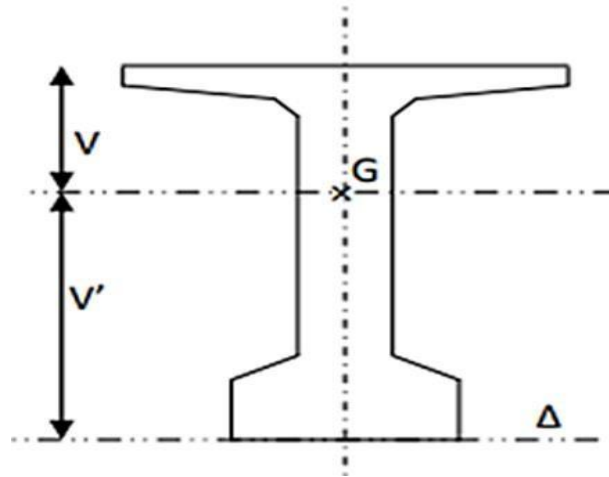


Figure IV.2. Notations utilisées

IV.5.1. Caractéristiques géométriques des sections des poutres brutes

IV.5.1.1. Poutres sans hourdis

1. Section d'about

Elle est présentée sur la figure ci-dessous :

Tableaux IV.2. Calcul de l'inertie de la section d'about

Désignation	Largeur (cm)	Hauteur (cm)	B (cm)	Z (cm)	$S\Delta = B \times Z$ (cm ³)	I_0 (cm ³ ×cm)	$I\Delta = I_0 + B \times Z^2$ (cm ⁴)	
1	105	13	1365	143,5	195877,5	19223,750	28127645	
2	27,5	6	165	134	22110	330	2963070	
3	50	131	6550	65,5	429025	9367045,833	37468183	
Total			8080		647012,5	9386599,58	68558898,33	
IG		V'		V		R²		ρ
16748851,9031		80,0758		69,9242		2072,8777		0,3702

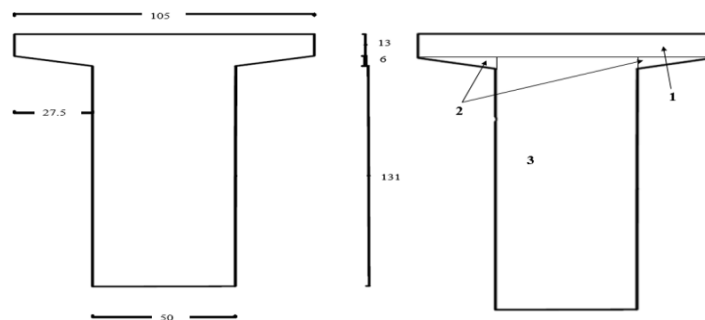


Figure IV.3. Section d'about

2. Section intermédiaire

Tableaux III.3. Calcul de l'inertie de la section intermédiaire

Désignation	Largeur (cm)	Hauteur (cm)	B (cm)	Z (cm)	$S\Delta = B \times Z$ (cm ³)	I_0 (cm ³ xcm)	$I\Delta = I_0+BxZ^2$ (cm ⁴)		
1	105	13	1365	143,5	195877,50	19223,750	28127645		
2	50	15	750	7,5	5625,00	14062,50	56250		
3	35	122	4270	68,5	292495,00	5296223,3333	25332131		
4	7,5	6	90	134	12060,00	270,00	1616310		
5*2 (triangle)	27,5	6	165	134	22110,00	330,00	2963070		
6*2 (triangle)	7,5	3	22,5	129,5	2913,750	11,2500	377341,8750		
7*2 (triangle)	7,5	11	82,5	20,5	1691,250	554,5833	35225,20833		
Total			6745		532772,50	5330675,4167	58507972,9167		
IG		V'		V		R²		ρ	
16425461,9076		78,9878		71,0122		2435,2056		0,4342	

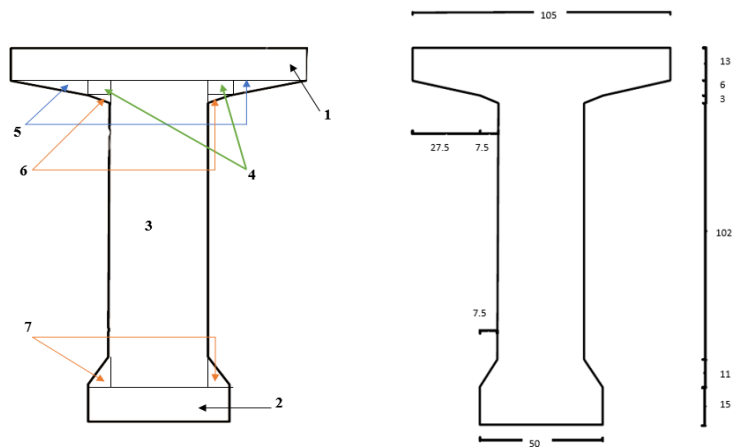


Figure IV.4. Section intermédiaire

3. Section médiane

Tableaux IV.3. Calcul de l'inertie de la section médiane

Désignation	Largeur (cm)	Hauteur (cm)	B (cm)	Z (cm)	$S\Delta = B \times Z$ (cm ³)	I_0 (cm ³ ×cm)	$I\Delta = I_0+BxZ^2$ (cm ⁴)
1	105	13	1365	143,5	195877,50	19223,75	28127645
2	50	15	750	7,5	5625,00	14062,50	56250
3	21	122	2562	68,5	175497,00	3177734,00	15199279
4	14,5	6	174	134	23316,00	522,00	3124866
2 (triangle)	27,5	6	165	134	22110,00	330,00	2963070
2 (triangle)	14,5	10	145	126	18270,00	805,5556	2302825,555
2 (triangle)	14,5	20	290	25	7250,00	6444,4444	187694,4444
Total			5451		447945,50	3219122,25	51961629,50
IG		V'	V	R ²		ρ	
15150921,2		82,2	67,82	2779,4755		0,4987	

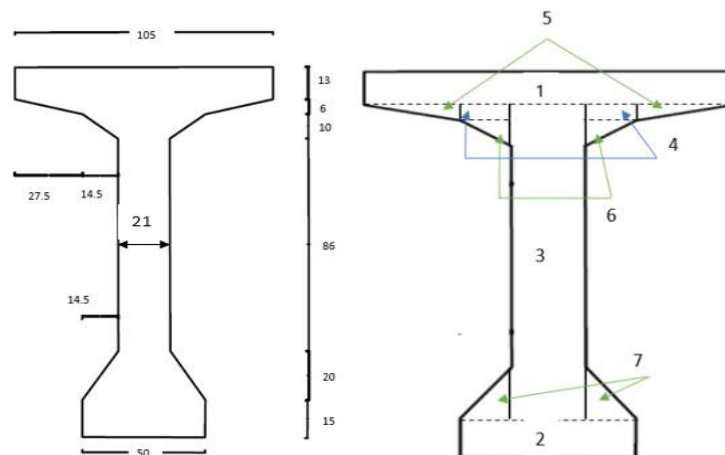


Figure IV.5. Section médiane

IV.5.1.2. Poutre avec hourdis

Tableaux IV.4. Inertie des poutres médians avec hourdis

	Désignation	Dimension	B (cm ²)	Z (cm)	SΔ = B x Z (cm ³)	I0 (cm ³ xcm)	IΔ = I0+BxZ ² (cm ⁴)
Section D'abo	Poutre		8080		647012,5	9386599,58	68558898,33
	Hourdi	150*25	3750	137,5	515625	195312,5	71093750
	Poutre + Hourdi		11830		1162637,5	9581912,08	139652648,3
Section Intermédiaire	Poutre		6745		532772,5	5330675,41	58507972,92
	Hourdi	150*25	3750	137,5	515625	195312,5	71093750
	Poutre + Hourdi		10495		1048397,5	5525987,9	117015945,8
Section Médian	Poutre		5451		447945,5	3219122,25	51961629,5
	Hourdi	150*25	3750	137,5	515625	195312,5	71093750
	Poutre + Hourdi		9201		963570,5	3414434,75	123055379,5

	IG	V'	V	R ²	ρ
Section about	25390099,19	98,2787405	51,7212595	258347,8284	0,422231839
Section intermédiaire	12286330,02	99,89495	50,10505	122992,5038	0,23389164
Section médian	22145901,35	104,72	45,27	211468,116	0,482344363

Tableaux IV.5. Inertie des poutres de rive avec hourdis

	Désignation	Dimension	B (cm ²)	Z (cm)	SΔ = B x Z (cm ³)	I0 (cm ³ xcm)	IΔ = I0+BxZ ² (cm ⁴)
Section D' about	Poutre		8080		647012,5	9386599,6	68558898,3
	Hourdi	175*25	4375	137,5	601562,5	195312,5	82910156,3
	Poutre + Hourdi		12455		1248575	9581912,1	151469054,6
Section Intermédiaire	Poutre		6745		532772,5	5330675,4	58507972,9
	Hourdi	175*25	4375	137,5	601562,5	195312,5	82910156,3
	Poutre + Hourdi		11120		1134335	5525987,9	117015945,8
Section Médi	Poutre		5451		447945,5	3219122,3	51961629,5

Hourdi	175*25	4375	137,5	601562,5	195312,5	82910156,25
Poutre + Hourdi		9826		1049508	3414434,8	134871785,8

	IG	V'	V	R ²	ρ
Section d'about	16425461,91	78,98777	71,0122313	207949,435	0,43415282
Section intermédiaire	15150921,2	82,17676	67,8232434	184369,909	0,49869533
Section médiane	22774590,34	106,81	43,19	213226,697	0,71381449

IV.5.1.3. Sections géométriques des sections nettes

Les caractéristiques des sections nettes sont dérivées de ceux des sections brutes, sous l'hypothèse que les perforations des barres d'armature (câbles) longitudinaux n'influent pas sur la résistance, bien qu'elles soient destinées à être comblées avec du mortier injecté. Je peux effectuer cette déduction de manière forfaitaire.

- $B(\text{nette}) = B(\text{brute}) - 5\% B(\text{brute}) = 95\% B(\text{brute})$.
- $S_{\Delta}(\text{nette}) = S_{\Delta}(\text{brute}) - 8\% S_{\Delta}(\text{brute}) = 92\% S_{\Delta}(\text{brute})$.
- $I_{\Delta}(\text{nette}) = I_{\Delta}(\text{brute}) - 10\% I_{\Delta}(\text{brute}) = 90\% I_{\Delta}(\text{brute})$.

Tableaux IV.6. Section géométrique des section nettes

	Poutre seul			Poutre + hourdi					
	Rive et inter médiane			Inter médiane			Rive		
	About	Intermédiaire	Médiane	About	Intermédiaire	Médiane	About	Intermédiaire	Médiane
B (cm)	7676	6407,75	5178,45	11238,5	9970,25	8740,95	11832,25	10564	9334,7
S_Δ cm³	595251,5	490150,7	412109,9	1069626,5	964525,7	886484,86	1148689	1043588,2	965547,36
I₀ cm⁴	8447939,66	4797607,88	412109,9	8623720,9	4973389,13	3072991,3	8623720,87	4973389,12	3072991,28
I_G cm⁴	16748851,9	16425461,91	15150921	25390099,2	12286330	22145901,4	26303295,4	1304085,02	22774590,3
V'	80,0758045	78,9877688	82,17676	98,2787405	99,89495	104,724541	100,246888	102,008543	106,809281
V	69,9241956	71,012231	67,8232	51,7212595	50,10505	51,7212595	45,2754591	49,7531112	43,1907185
R²	2072,87771	2435,206	2779,476	2146,24676	1170,684	2406,90157	2111,86635	117,273832	2317,78856
ρ	0,37020723	0,434153	0,498696	0,42223184	0,233892	0,44436595	0,4652995	0,02310704	0,50242864

Chapitre V

Charges et surcharges

V.1. Introduction

Dans ce chapitre, nous allons calculer les charges et surcharges que le pont doit supporter, car il remplit une fonction porteuse. Les forces agissant sur la structure peuvent être classées en deux catégories :

- **Charges permanentes** (ou charges mortes), qui sont constantes dans le temps comme le poids propre du pont et des équipements fixes.
- **Charges variables** (ou surcharges), qui évoluent avec le temps, comme le trafic, le vent, la neige ou les effets thermiques.

V.1.1. Charges permanentes

Les charges permanentes se réfèrent à toutes les charges qui demeurent constantes tout au long de la durée de vie du projet. Elles se composent de :

- **Poids propre de la structure** : il s'agit du poids des éléments constitutifs du pont (tablier, poutres, pylônes, câbles, etc.), calculé à partir de leurs dimensions et de la densité des matériaux utilisés.
- **Éléments fixes** : ce sont les équipements qui restent en place de façon permanente, comme les trottoirs, les dispositifs de sécurité (garde-corps, glissières), les revêtements, ou encore les réseaux incorporés (câbles, conduites, etc.).

V.1.2. Charges d'exploitations

Les charges d'exploitation font partie des charges variables et représentent les sollicitations auxquelles le pont est exposé pendant son utilisation normale. Elles dépendent des conditions d'usage et peuvent varier dans le temps. Elles comprennent notamment :

- **Trafic routier ou ferroviaire** : charge des véhicules (automobiles, poids lourds, trains), fréquence des passages, surcharge occasionnelle ou répartie.
- **Piétons et les cyclistes** : s'ils ont la permission d'utiliser le pont.
- **Impacts dynamiques** : associés aux accélérations, décélérations, vibrations ou déplacements causés par la circulation.
- **Le vent, la neige et la pluie** : sont des phénomènes climatiques qui fluctuent en fonction des saisons et des régions géographiques.
- **Les effets de température** : l'expansion ou la réduction des matériaux en réponse aux changements thermiques.

V.2. Charges permanentes (CP)

V.2.1. Poids propre des poutres

Le calcul du poids de la poutre est donné par la formule ci-dessous :

$$P_P = \gamma_b \times S_p \times n$$

Avec :

S_p : Section équivalente de la poutre.

n : Nombre de poutres.

L'inclinaison du gousset doit avoir 45° :

$$S_1 = 8080 \text{ cm}^2 \Rightarrow 0.8080 \text{ m}^2 \quad \text{Section about}$$

$$S_2 = 6745 \text{ cm}^2 \Rightarrow 0.6745 \text{ m}^2 \quad \text{Section intermédiaire}$$

$$S_3 = 5451 \text{ cm}^2 \Rightarrow 0.5451 \text{ m}^2 \quad \text{Section médiane}$$

1. Demi-différence de l'âme

$$a_1 = \frac{50 - 35}{2} = 7.5 \text{ cm} \Rightarrow a_1 = 0.075 \text{ m}$$

$$a_2 = \frac{35 - 21}{2} = 7 \text{ cm} \Rightarrow a_2 = 0.070 \text{ m}$$

2. Longueur de la section d'about (L_1)

D'après CALGARO, les abouts des poutres présentent généralement un débordement de l'ordre de 50 à 60 cm par rapport à l'axe des lignes d'appui.

$$L_1 \cong L_n + 1,20 \text{ m}$$

L_n : la distance entre les axes des appareils d'appui situés aux extrémités de la poutre.

$$L_1 \cong 0.50 + 1,20 = 1.70 \text{ m}$$

$$\text{Longueur section d'about} \quad L_1 = 1.70 \text{ m}$$

3. Longueur de la section intermédiaire (L_2)

$$L_{\text{Total}} - 2(L_1 + a_1) \Rightarrow 33.40 - 2(1,70 + 0,075) = 29,85 \text{ m}$$

$L' = 29,85 \Rightarrow$: La longueur de deux sections (intermédiaire et médiane).

$$L_2 = \frac{L'}{4} \Rightarrow L_2 = \frac{29,85}{4} = 7.4625 \text{ m}$$

$$\text{Longueur Section intermédiaire :} \quad L_2 = 7,47 \text{ m}$$

4. Longueur de la Section médiane (L₃)

$$L_3 = L' - 2 (L_2 + a_2)$$

$$L_3 = 29.85 - 2 (7.47 + 0.07)$$

$$L_3 = 14.765 \text{ m}$$

D'où : L₁ = 1.70 m ; L₂ = 7,47 m ; L₃ = 7.385 m

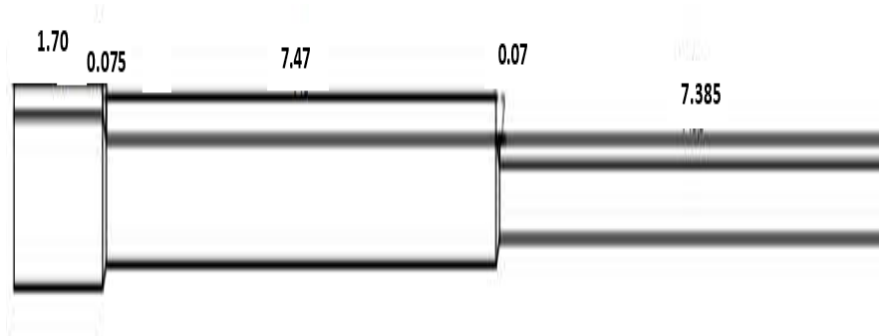


Figure V.1. Demi coupe-longitudinale de la poutre

Tableaux V.1. Variation de la forme de la section

x (m)	Section
De 0 à 1.70	Section d'about
De 1.70 à 1.775	Reduction de section
De 1.775 à 9.245	Section intermédiaire
De 9.245 à 9.315	Reduction de section
De 9.315 à 16.7	Section médiane
Le reste est symétrique	

5. Section équivalent de la poutre

$$Seq = \frac{1}{L} [2 \times (L_1 \times S_1 + \frac{S_1 + S_2}{2} \times a_1) + 2 \times (L \times S_2 + \frac{S_2 + S_3}{2} \times a_2) + L_3 \times S_3]$$

$$Seq = \frac{1}{33.40} [2 \times (1,7 \times 0,8080 + \frac{0,8080 + 0,6745}{2} \times 0,075) + 2 \times (7,47 \times 0,6745 + \frac{0,6745 + 0,5451}{2} \times 0,07) + 14,77 \times 0,5451]$$

$$Seq = 0,625\text{m}^2.$$

➤ **Poids propre de la poutre**

$$P_p = \gamma_b \cdot S_{eq} = 2,5 \times 0,625 = 1,5625 \text{ T/ml}$$

$$P_p = 1,5625 \text{ T/ml.}$$

Le tablier comporte 7 poutres, leur poids par mètre linéaire est :

$$P_{p \text{ tot}} = 7 \times 1,5625 = 10,9375 \text{ T/ml}$$

$$P_{p \text{ tot}} = 10,9375 \text{ T/ml}$$

V.2.2. Poids propre de la dalle (hourdis)

- Longueur de la dalle $L_{dalle} = 33.40 \text{ m}$
- Largeur de la dalle $l_{dalle} = 10.70 \text{ m}$
- Epaisseur de la dalle $e_{dalle} = 0.25 \text{ m}$
- Poids volumique de béton $\rho_b = 2.5 \text{ t/m}^3$

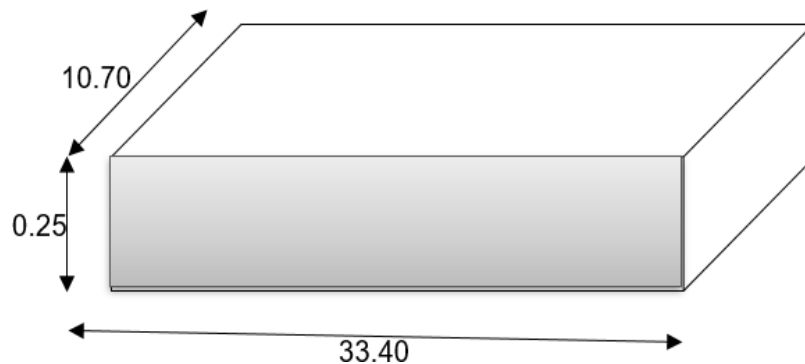


Figure V.2. Vue de la dalle

- ❖ Le poids propre de la dalle qui revient à la poutre de rive :

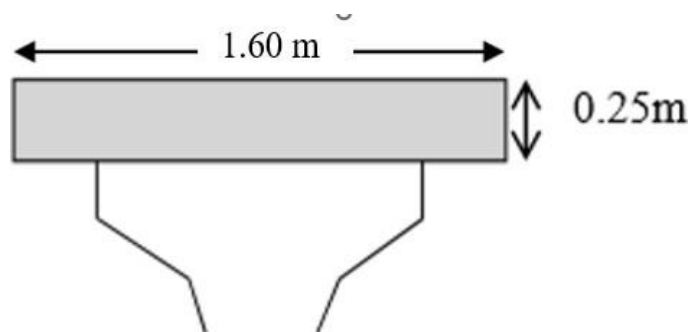


Figure V.3. La dalle de la poutre de rive

$$P_r = 0.25 \times 1.60 \times 2.5$$

$$P_r = 1 \text{ t/ml}$$

❖ Le poids propre de la dalle qui revient à la poutre intermédiaire :

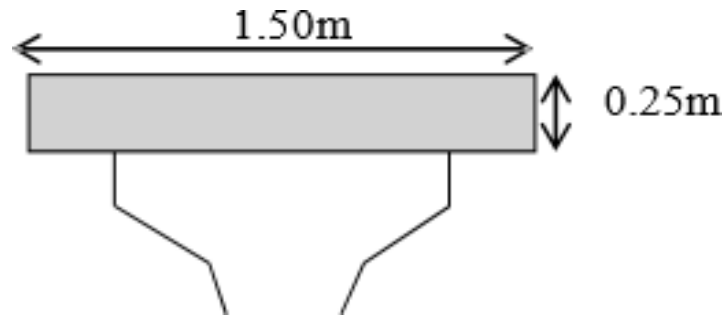


Figure V.4. La dalle de la poutre intermédiaire

$$P_i = 0.25 \times 1.5 \times 2.5$$

$$P_i = 0.94 \text{ t/ml}$$

➤ Poids total de la dalle

$$P_{\text{Total dalle}} = (n \times P_i) + (n \times P_r)$$

$$P_{\text{Total dalle}} = (5 \times 0.94) + (2 \times 1)$$

$$P_{\text{Total dalle}} = 6.7 \text{ t/ml}$$

V.2.3. Charge totale des éléments porteurs (CP)

$$G_{CP} = (P_{\text{Total dalle}} + P_{p \text{ tot}}) \times L$$

$$G_{CP} = (6.7 + 10.1565) \times 33.4 \text{ t/ml}$$

$$G_{CP} = 563.007 \text{ t/ml}$$

V.3. Calcul du complément des charges permanentes (CCP)

1. Poids de trottoir

$$G_{\text{trot}} = S_i \times \gamma_b$$

$$G_{\text{trot}} = 0.25 \times 1.35 \times 2.5 \times 1$$

$$G_{\text{trot}} = 0.8438 \text{ t/ml}$$

On a deux trottoirs identiques.

$$G_{\text{trot}} = 2(S_i \times \gamma_b \times L_p)$$

$$G_{\text{trot}} = 2(2.5 \times 1.35 \times 0.25 \times 33.4)$$

$$G_{\text{trot}} = 56.3625 \text{ t}$$

2. Poids garde-corps

On a deux trottoirs identiques.

Le poids du garde-corps est de 0.1t/ml.

$$G_{GC} = 0.1 \times 2$$

$$G_{GC} = 0.2 \text{ t/ml}$$

$$G_{GC} = 0.2 \times 33.4$$

$$G_{GC} = 6.68 \text{ t}$$

3. Poids de corniche

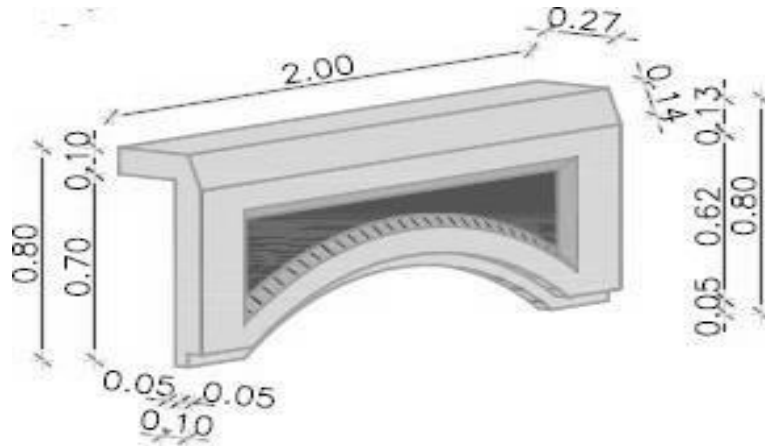


Figure V.5. Vue de la corniche

$$G_{corniche} = \gamma_b \times L \times S$$

Avec :

S : la surface de la corniche.

$$S = (0.05 * 0.05) + (0.62 * 0.10) + \left(\frac{0.06 * 0.14}{2} \right) + (0.27 * 0.10) = 0.0957 \text{ m}^2$$

$$S = 0.0957 \text{ m}^2$$

$$G_{corn} = 2.5 \times 1 \times 0.0957$$

$$G_{corn} = 0.2393 \times 2$$

$$G_{corn} = 0.4786 \text{ t/ml}$$

$$G_{corn} = 0.4786 \times 33.4$$

$$G_{corn} = 15.9852 \text{ t}$$

4. Poids de l'étanchéité

$$G_{étanch} = e_{ét} \times L_r \times \rho_{ét}$$

$$G_{étanch} = 0.03 \times 8 \times 2.2$$

$$G_{étanch} = 0.528 \text{ t/ml}$$

$$G_{étanch} = 0.528 \times 33.4$$

$$G_{étanch} = 17.6352 \text{ t}$$

5. Poids de revêtement

$$G_{\text{revêtement}} = e_{\text{rev}} \times L_r \times \rho_{\text{rev}}$$

$$G_{\text{rev}} = 0.08 \times 8 \times 2.4$$

$$G_{\text{rev}} = 1.536 \text{ t/m}$$

$$G_{\text{rev}} = 1.536 \times 33.4$$

$$G_{\text{rev}} = 51.3024 \text{ t}$$

6. Poids propre de la glissière de sécurité

$$G_{GS} = G_{GS_{\text{gauche}}} + G_{GS_{\text{droite}}}$$

$$G_{GS} = 0.3 + 0.3$$

$$G_{GS} = 0.6 \text{ t/ml}$$

$$G_{GS} = 0.6 \times 33.4$$

$$G_{GS} = 20.04 \text{ t}$$

❖ Poids des éléments non porteurs

$$G_{CCP} = (G_{\text{trrott}} + G_{GC} + G_{\text{Corn}} + G_{\text{étanch}} + G_{\text{rev}} + G_{GS}) \times L$$

$$G_{CCP} = (56.3625 + 6.68 + 15.9852 + 17.6352 + 51.3024 + 20.04)$$

$$G_{CCP} = 152.3975 \text{ t}$$

❖ Poids total des charges permanent

$$G_{\text{total}} = CP + CCP$$

$$G_{\text{total}} = 595.3717 + 152.3275$$

$$G_{\text{total}} = 731.0123 \text{ t}$$

V.4. Charges d'exploitation (les actions due au trafics)

Les charges d'exploitation sont les efforts appliqués à un ouvrage en raison de son usage normal, comme le passage répété de véhicules.

On distingue :

- La surcharge de type A(l).
- Système B ($B_c, B_t; B_r$).
- Surcharge militaire MC 120.

- Surcharge exceptionnelle convois D240.

V.4.1. System de charges A(l)

Dans les ponts qui comportent une ou plusieurs portées unitaires dépassant les 200 m, le CCTP décrira les charges à prendre en compte.

$$A(l) = 230 + \frac{36000}{32.40 + 12}$$

$$A(l) = 1040.811 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow A(l) = 10.41 \text{ kN/m}^2$$

$$A(l) = 1.041 \text{ t/m}^2$$

Si $A(l) \leq (4 - 0.002 l) \text{ KN/m}^2$ alors $A = \max \left\{ \begin{matrix} a_1 A(l) \\ (4 - 0.002 l) \end{matrix} \right.$

Si $A(l) > (4 - 0.002 l) \text{ KN/m}^2$ alors $A = a_1 \times a_2 \times A(l)$

➤ **Application numérique**

$$10.41 \text{ KN/m}^2 \leq (4 - 0.002 * 32.4) = 3.9352 \text{ KN/m}^2$$

Donc la charge $A(t/m^2)$ de notre ouvrage est donnée en fonction de la longueur chargée :

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

a_1 et a_2 : Coefficients d'agressivité transversal de la charge

La valeur de **A** est ajustée à l'aide des coefficients **a₁**, déterminés en fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées, conformément au tableau ci-dessous.

Tableaux V.2. Coefficient d'agressivité transversal de la charge

Classe de pont	Nombre de voies				
	1	2	3	4	≥ 5
1	1	1	0.90	0.75	0.70
2	1	0.90	-	-	-
3	0.90	0.80	-	-	-

Dans le cas de notre pont, le coefficient d'agressivité transversale a_1 égale à **1**.

$$a_2 = \frac{V_0}{V}$$

V_0 : en fonction de classe de pont

V : est la largeur réelle d'une voie

Tableaux V.3. Valeurs V_0

1 ^{ère} classe	2 ^{ème} classe	3 ^{ème} classe
3,5 m	3 m	2,75 m

$$a_2 = \frac{3.5}{3.5} = 1$$

$$A = 1 \times 1 \times 10.41 = 10.41 \text{ KN/m}^2$$

$$A = 1040.811 \text{ kg/cm}^2 \quad \Rightarrow A = 1.041 \text{ t/m}^2$$

❖ Calcul de la charge $Q_{A(l)}$

- Cas d'une voie chargée

$$Q_{A(l)} = A(l) \times a_1 \times a_2 \times V$$

$$Q_{A(l)} = 1.041 \times 1 \times 1 \times 3.5$$

$$Q_{A(l)} = 3.644 \text{ t/ml}$$

Tableaux V.4. Calculs de la charge $Q_{A(l)}$ pour une voie chargée

a_1	a_2	A (t/m ²)	Largeur de voies	$Q_{A(l)}$ (t/ml)
1	1	1,023	3,5	3,581

- Cas de deux voies chargées

$$Q_{A(l)} = A(l) \times a_1 \times a_2 \times 2V$$

$$Q_{A(l)} = 1.041 \times 1 \times 1 \times 2 \times 3.5$$

$$Q_{A(l)} = 7.287 \text{ t/ml}$$

Tableaux V.5. Calculs de la charge $Q_{A(l)}$ pour deux voies chargées

a_1	a_2	A (t/m ²)	Largeur de voies	$Q_{A(l)}$ (t/ml)
1	1	1,023	7	7.161

V.4.2. Système des charges B

Le système de charges B se divise en trois sous-systèmes distincts, dont les effets doivent être analysés séparément pour chaque élément du pont :

- Système B_c : constitué de camions types de 30 tonnes, il est utilisé pour les ponts de deuxième classe
- Système B_r : composé d'une roue isolée de 10 tonnes.
- Système B_t : formé de groupes de deux essieux, appelés essieux tandems, d'une charge totale de 32 tonnes.

V.4.2.1. Sous-système B_c

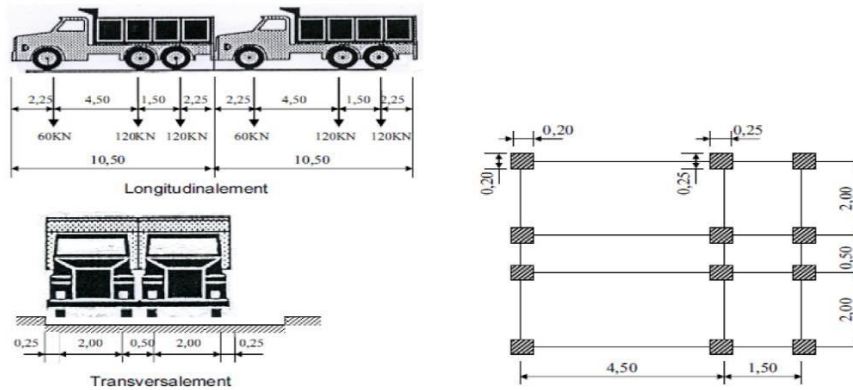


Figure V.6. Déposition du système B_c

Les charges du système B_c sont multipliées par le coefficient B_c qui dépend de la classe du pont et du nombre de files de camions disposées transversalement.

- Longitudinalement, le nombre de camions par file est limité à deux, la distance longitudinale entre deux camions est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable.
- Transversalement, le nombre de camions est toujours inférieur ou égal au nombre de voies disponibles. Les camions peuvent être contigus ou séparés pour produire la situation la plus défavorable recherchée.
- Les camions homologues des diverses files sont disposés de front et sont orientés dans le même sens.

Tableaux V.6. Valeurs du coefficient bc

Classe de pont	Nombre de files disposées transversalement				
	1	2	3	4	≥ 5
1	1.2	1.1	0.95	0.80	0.70
2	1.00	1.00	-	-	-
3	1.00	0.80	-	-	-

❖ Détermination de coefficient de majoration

Selon l'article 6.2.1.1 du règlement de construction des ponts routiers de 2008, le calcul des charges permanentes prend en compte le coefficient de majoration spécifié pour système **B** :

➤ Application numérique

- Coefficient multiplicateur b_c pour une file : $b_c = 1.2$

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

Avec :

L : la longueur portée d'une travée $L = 32.40 \text{ m}$

G : poids total d'une travée. $G = 731.0123 \text{ t}$

S : poids total du système multiplié par b_c

Poids total pour une file 60 t

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 33.40} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{731.0123}{72}}$$

$$\delta = 1.0679$$

$$S_{Bc} = \delta_{Bc} \times S$$

$$S_{Bc} = 1.0675 \times 72$$

$$S_{Bc} = 76.86 \text{ T}$$

Coefficient multiplicateur b_c pour une file : $b_c = 1.1$

$$Q = 1.1 \times 120 = 132 \text{ t}$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 32.40} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{731.0123}{132}}$$

$$\delta = 1.0794$$

$$S_{Bc} = 1.0794 \times 132$$

$$S_{Bc} = 142.48 \text{ T}$$

V.4.2.1. Sous-système B_r

Il se compose d'une roue isolée de poids égal à 100 KN. Sa surface d'impact est un rectangle dont le grand côté de 0.6 m se trouve dans la direction transversale, le petit côté de 0.3 m est suivant l'axe longitudinal du pont. La roue B_r peut être placée n'importe où sur la largeur roulable, pourvu que le sens de déplacement de la roue suit l'axe longitudinal du tablier.

Ce système est souvent utilisé dans l'étude des effets locaux du tablier tel que le poinçonnement de l'hourdis.

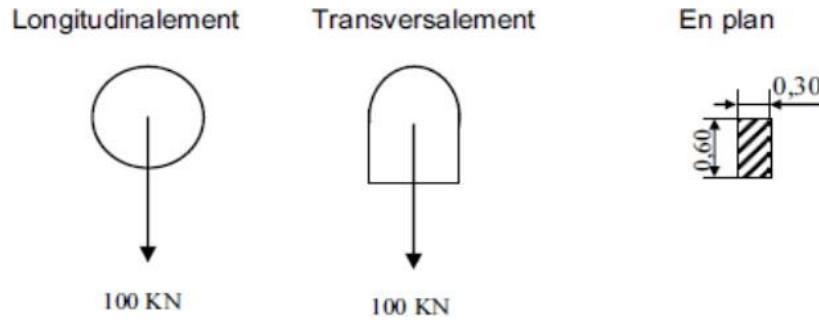


Figure V.7. Déposition de système Br

➤ Application numérique

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 32.40} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{731.0123}{10}}$$

$$\delta = 1.0555$$

$$S_{Br} = \delta_{Br} \times S$$

$$S_{Bc} = 1.0555 \times 10$$

$$S_{Bc} = 10.555 T$$

V.4.2.2. Sous-système B_t

Le tandem type pèse 320 KN, il est composé de 2 essieux identiques dont chacun pèse 160 KN. L'essieu est constitué de 2 roues simples munies de pneumatiques, la surface d'impact d'une roue est un rectangle dont le côté transversal mesure 0.6 m et le côté longitudinal 0.25 m.

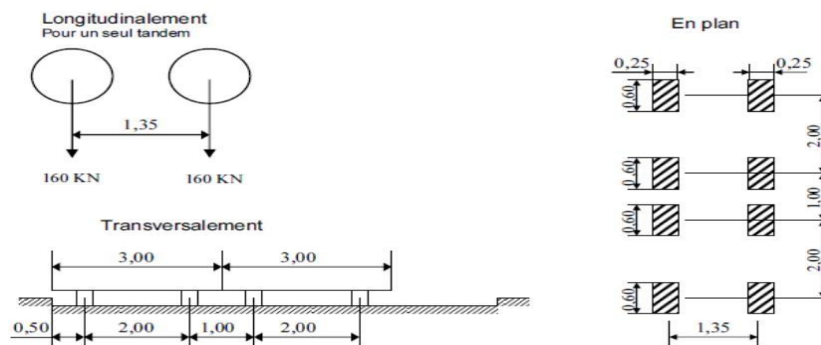


Figure V.8. Déposition de système Bt

La charge du système B_t est multipliée par le coefficient B_t qui dépend de la classe du pont selon le tableau suivant :

Tableaux V.7. Valeurs de coefficient □□

Classe de pont	1 ^{ère}	2 ^{ème}	3 ^{ème}
Coefficient b_t	1.0	0.9	-

- Longitudinalement, un seul tandem est disposé.
- Transversalement, si le pont ne comporte qu'une seule voie, on disposera d'un seul tandem, si le pont comporte deux voies et plus, le nombre maximal de tandems disposés transversalement est de deux. Ils peuvent être contigus ou séparer pour produire l'effet le plus défavorable.
- Si l'on veut faire un calcul global, les tandems sont disposés transversalement sur la largeur chargeable (L_c). L'axe de la file de roues la plus excentrée doit se situer au minimum à une distance de 0.50 m par rapport à la bordure de trottoir et de 1.00 m par rapport au dispositif de sécurité.
- Si l'on veut faire un calcul local, les deux tandems sont disposés transversalement sur la largeur roulable (L_c). L'axe de la file de roues la plus excentrée doit se trouver à une distance minimale de 0.50 m de la bordure de trottoir ou du dispositif de sécurité.
- Dans les ponts droits comportant deux voies et plus, les deux tandems doivent être disposés de front.

➤ **Application numérique**

Coefficient multiplicateur b_t pour un tandem : $b_t = 1$

Poids total pour un tandem 32 t

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 32.40} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{731.0123}{32}}$$

$$\delta = 1.05997$$

$$S_{Bt} = \delta_{B_t} \times S$$

$$S_{Bc} = 1.05997 \times 32$$

$$S_{Bc} = 33.919 T$$

Coefficient multiplicateur b_t pour deux tandems : $b_t = 1$

Poids total pour deux tandems 64 t

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 32.40} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{747.7692}{64}}$$

$$\delta = 1.0663$$

$$S_{Bt} = \delta_{B_t} \times S$$

$$S_{Bc} = 1.0663 \times 64$$

$$S_{Bc} = 68.243 T$$

V.4.3. Système des charges M_{c120}

Les véhicules des systèmes M_c peuvent circuler en convoi ; dans le sens transversal, un seul convoi est supposé circuler quelle que soit la largeur de la chaussée ; dans le sens longitudinal, le nombre des véhicules du convoi n'est pas limité et la distance de deux véhicules successifs est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable, la distance libre entre leurs points de contact avec la chaussée devant être au moins égale à **30,50m**.

Un véhicule type du système M_{c120} comporte deux (2) chenilles et répond aux caractéristiques suivantes :

Charge totale 110 t

Largeur d'une chenille 6.10 m

Distance d'axe des deux (2) chenilles 3.30 m

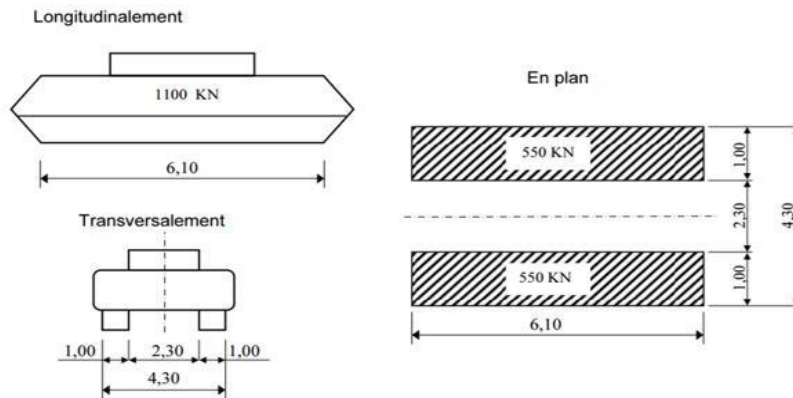


Figure V.9. Déposition de système de convoi M_{c120}

➤ **Application numérique**

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 32.40} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{731.0123}{110}}$$

$$\delta = 1.0752$$

$$S_{M_{c120}} = \delta_{M_{c120}} \times S$$

$$S_{bc} = 1.0752 \times 110$$

$$S_{bc} = 118.272 T$$

V.4.4. Système des charges D_{240}

Sur les itinéraires classés pour permettre la circulation de convois lourds exceptionnels de l'un des types **D** ou **E**.

Les charges exceptionnelles ne sont pas frappées de majorations pour effets dynamiques ; elles sont supposées ne développer aucune réaction de freinage, ni force centrifuge.

Les convois lourds exceptionnels sont supposés rouler sur les ponts à une vitesse au plus égale à 10 km/h.

Le convoi type **D240** comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 2400 KN de poids total.

Ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3.20 m de large et de 18.60 m de long.

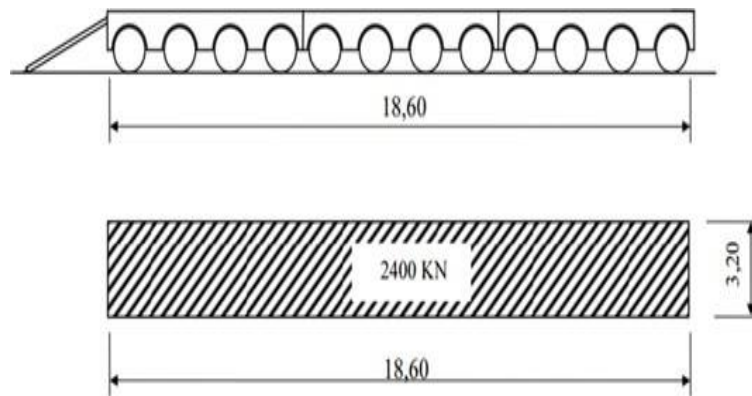


Figure V.10. Déposition de système de convoie D240

$$G_{D240} = \frac{240}{18.60}$$

$$G_{D240} = 12.90 \text{ t/ml}$$

V.4.5. Surcharge sur trottoir

Ces charges sont également connues sous le nom de charges générales, et nous appliquons sur les trottoirs une charge uniforme de $q_{tr} = 0.15 \text{ t/m}^2$

$q_{tr} = 0.15 \text{ t/m}^2$ Pour la flexion longitudinale.

$q_{tr} = 0.45 \text{ t/m}^2$ Pour la flexion locale.

Trottoir : $l_t = 1.35 \text{ t/m}^2$.

Les deux trottoirs chargés :

$$P_{total\ trottoire} = (0.15 \times 1.35) \times 2$$

$$P_{total\ trottoire} = 0.405 \text{ t/ml}$$

$$q = 0.5(1 + 0.5)$$

$$q = 0.75 \text{ t/ml}$$

$$q = 0.75 \times 33.4$$

$$q = 25.05 \text{ t}$$

V.5. Conclusion

Après avoir calculé les réductions dues aux charges et surcharges appliquées sur ouvrage, les résultats obtenues seront utilisés pour modélisation détaillée de projet.

Chapitre VI

Modélisation de l'ouvrage

VI.1. Introduction

La modélisation des ponts à poutre en béton précontraint constitue une étape essentielle dans la conception moderne des ouvrages d'art.

L'évolution des outils numériques a permis le développement de logiciels spécialisés tels que **CSI Bridge**, offrant des environnements performants et intégrés pour la modélisation, l'analyse et la conception de structures complexes. CSI Bridge permet une simulation précise des effets de la précontrainte, en tenant compte notamment des pertes liées au fluage, au retrait et à la relaxation, ainsi que la prise en compte de combinaisons de charges complexes conformément aux normes internationales.

Cette étude s'intéresse à la modélisation d'un pont à poutre en béton précontraint en utilisant le logiciel **CSI Bridge**, en détaillant les étapes de création du modèle, l'application des précontraintes, l'analyse structurale et l'interprétation des résultats.

VI.2. Présentation de logiciel CSI Bridge

CSI Bridge est un logiciel professionnel développé par Computers and Structures, Inc. (CSI), spécifiquement dédié à la modélisation, l'analyse et la conception de ponts. Il offre une plateforme complète qui permet aux ingénieurs de créer facilement des modèles complexes de ponts à poutres, arcs, haubanés ou suspendus, en intégrant tous les aspects de leur comportement structurel.

Le logiciel propose des outils spécialisés pour :

- La génération automatique de la géométrie des ponts,
- L'application de charges (trafic, vent, séisme, etc.),
- La modélisation de la précontrainte et des effets différés comme le fluage et le retrait,
- L'analyse linéaire, non linéaire et construction par étapes,
- La vérification et la conception selon diverses normes internationales.

Grâce à son interface intuitive et ses fonctionnalités avancées, CSI Bridge simplifie le processus de conception tout en garantissant une analyse précise et conforme aux exigences techniques modernes.



Figure VI.1. Interface de logiciel CSI bridge

VI.3. Manipulation sur CSI Bridge

Pour modéliser un pont on doit utiliser des commandes suivantes :

Layout : Elle sert à tracer la ligne rouge du projet et à déterminer les axes de circulation du pont.

Components : Cette fenêtre nous à permet de définir les propriétés des matériaux utilisés dans notre pont, ainsi que les géométries des éléments du pont (tablier, poutres, piles, appuis).

Loads : Cette fonctionnalité permet d'appliquer les charges sur le pont, soit permanentes ou variables.

Bridge : la commande Bridge permet l'assemblage des éléments définis précédemment (tablier, poutres, piles, culées).

Analyse : Après avoir finalisé la modélisation, cette étape offre l'opportunité de vérifier la cohérence du modèle, de s'assurer qu'il ne comporte pas d'erreurs.

VI.3.1. Interface utilisateur

L'interface utilisateur de CSI Bridge a été développée pour permettre une visualisation instantanée de toutes les actions réalisées sur l'ouvrage considéré. Le composant principal de cette interface est la fenêtre d'affichage graphique, qui offre la possibilité d'analyser et de modifier la structure du pont selon plusieurs angles de vue.

Grâce à une organisation intuitive des menus et des outils, l'utilisateur peut facilement interagir avec le modèle, ajuster les paramètres et analyser les résultats en fonction des besoins du projet.

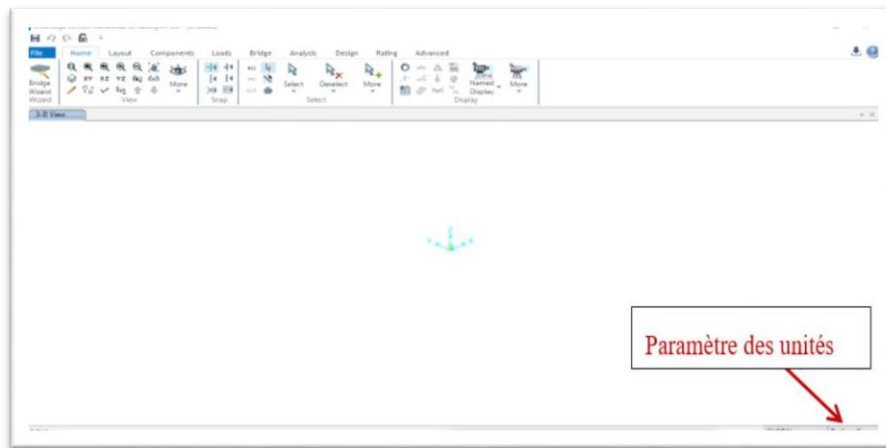


Figure VI.2. Espace de travail dans le logiciel CSI Bridge

VI.3.2. Création de nouveau model

Avant de commencer la modélisation, il est nécessaire de créer un nouveau projet dans **CSI Bridge** en suivant les étapes suivantes :

1. Ouvrir un nouveau projet

Cliquez sur **File** ⇒ **New Model**.

Une fenêtre similaire à celle représentée dans la Figure VI.1.

2. Définition des unités

Avant de valider, assurez-vous que les unités utilisées sont conformes au Système International (SI). **KN**, **m**, **°C**. **KN** Pour les forces, **m** pour les longueurs, **°C** pour la température. (Figure VI.2).

Les unités peuvent être ajustées à tout moment par la suite depuis l'interface du logiciel, si nécessaire.

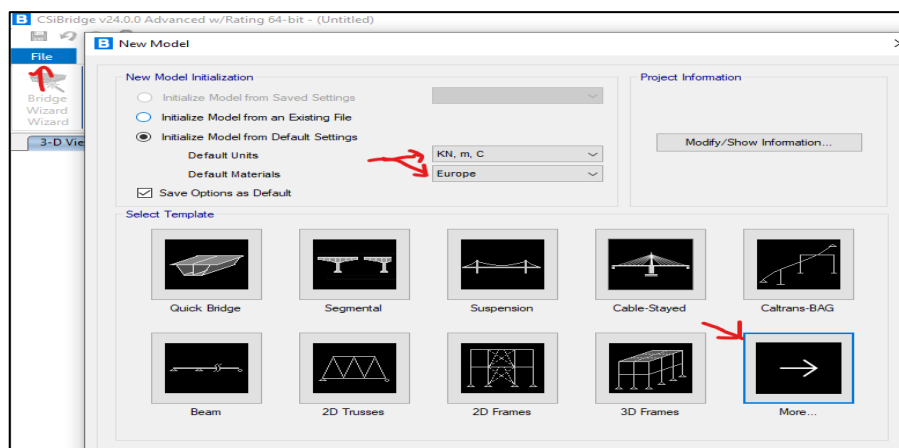


Figure VI.3. Choix type de pont

- Sélection du modèle de départ

Dans cette fenêtre, sélectionnez l'option **More** \Rightarrow **Blank** pour démarrer avec un modèle vide.

Cette option permet de configurer entièrement le modèle en fonction des spécifications du projet.

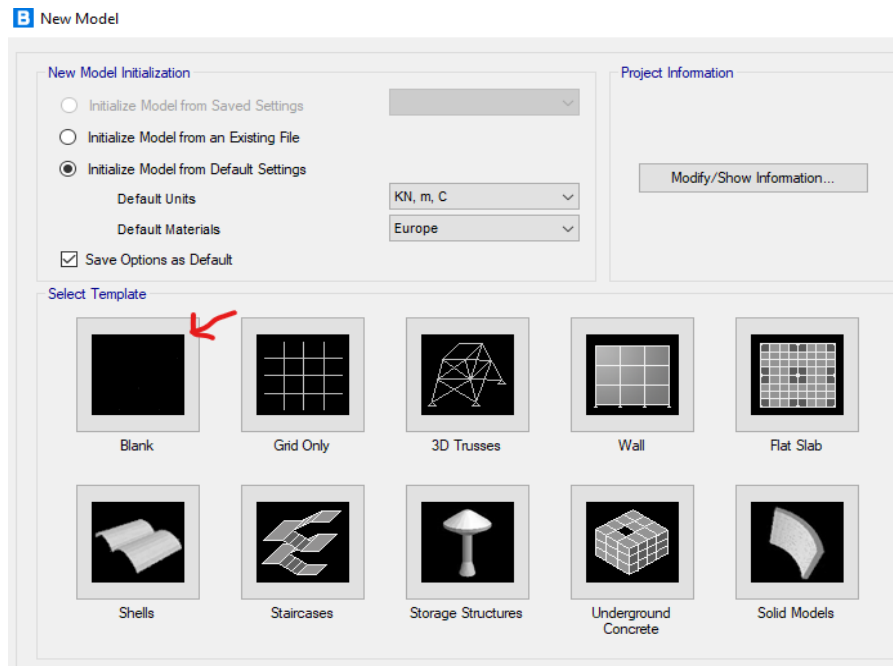


Figure VI.4. Modèle de départ

VI.3.3. Définition du tracer

La seconde étape de la modélisation d'un pont consiste à définir la ligne de référence, connue sous le nom de **Layout Line**.

Dans la barre d'outils, cliquez sur **Layout** \Rightarrow **Layout Line** pour ouvrir l'éditeur de tracé, puis sélectionnez **Add New Layout Line**. Une nouvelle fenêtre s'affichera.

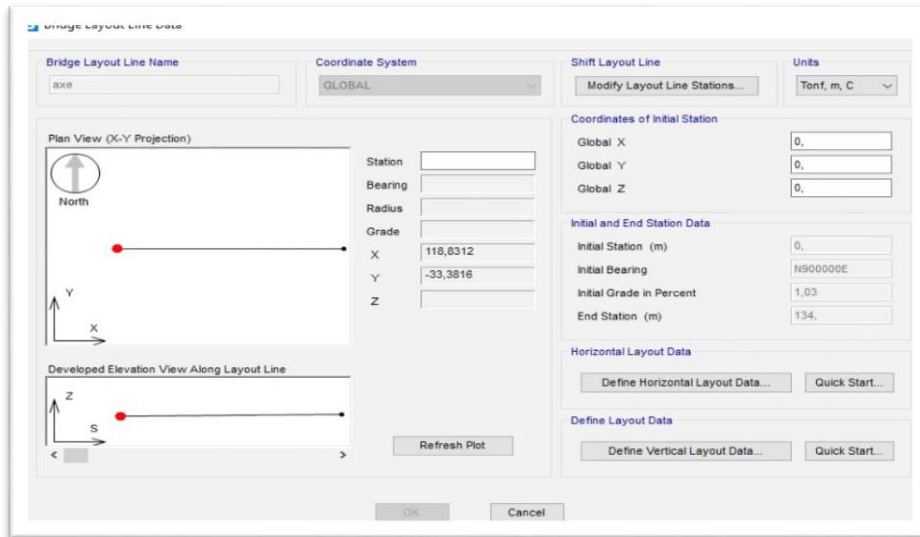


Figure VI.5. Détermination l'axe de pont

Il est essentiel d'augmenter la longueur de la **Layout Line** de manière à ce qu'elle englobe tous les éléments de transition et de mouvement (comme les joints de dilatation), au-delà des seules travées du pont.

VI.3.4. Définition des voies

Dans cette phase, nous allons déterminer les voies de circulation sur le pont.

Caractéristiques de la chaussée : La chaussée est composée de 2 voies identiques, chacune ayant une largeur de 3,5 m.

Une interface de configuration apparaît, permettant d'ajuster divers paramètres essentiels des voies, tel que : l'excentricité et la largeur de la voie.

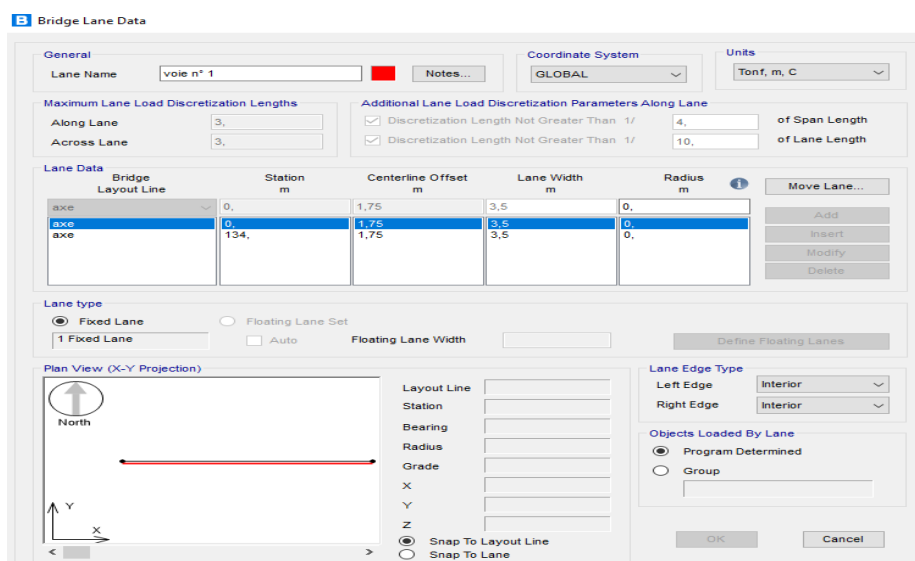


Figure VI.6. Définition des voie N° 1

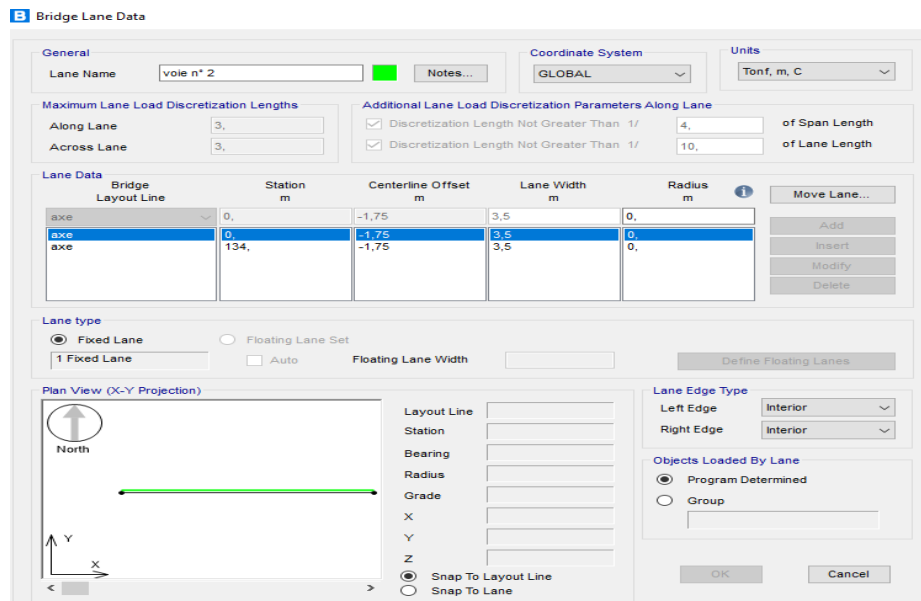


Figure VI.7. Définition des voie N° 2

VI.3.5. Définition et Paramétrage des Constituants du Pont

Dans cette section, permet de définir les différents composants du pont, notamment :

- Les matériaux de construction utilisés pour les poutres, le tablier et les appuis.
- Les éléments structuraux tels que les piles, les culées.

VI.3.5.1 Définition des matériaux de construction

Dans notre cas, deux types de béton sont employés en fonction des exigences structurales des éléments du pont :

Béton 35 : Utilisé pour la superstructure.

Béton 27 : Employé pour l'infrastructures.

Les paramètres à introduire dans cette fenêtre sont :

- Le poids volumique **25kN/m³** et la masse volumique sera calculée automatiquement
- Le module de Young E : tel que $E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_{cj}}$
- Le coefficient de poisson : $\nu = 0,2$
- Le coefficient de dilatation thermique : $9,9 \cdot 10^{-6} \text{ C}^{-1}$

Pour définir un nouveau matériau on doit suivre les étapes suivantes :

Accéder à la fenêtre **Materials Properties** Cliquez sur type \Rightarrow **Materials Properties** puis cliquez sur **add new materials properties**.

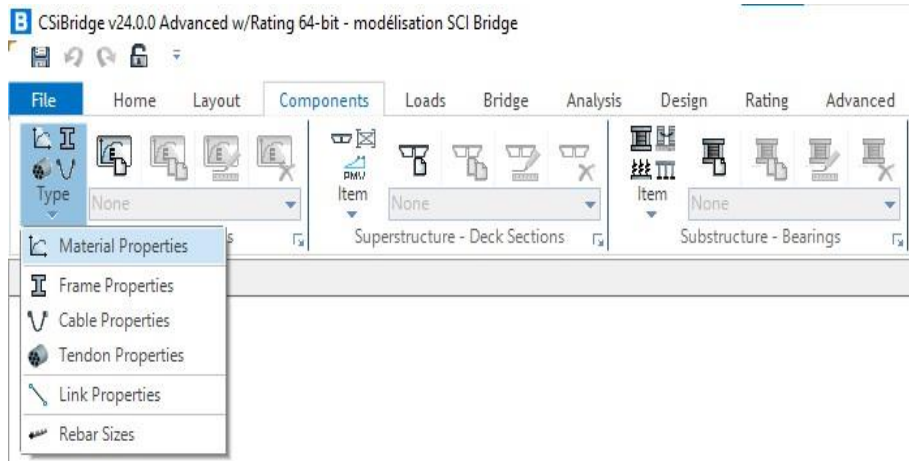


Figure VI.8. Choix type de matériaux

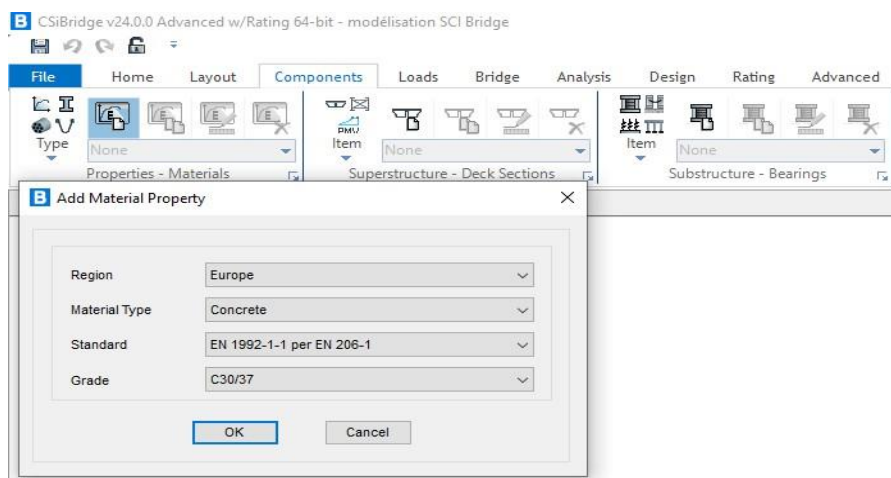


Figure VI.9. Détermination de matériaux

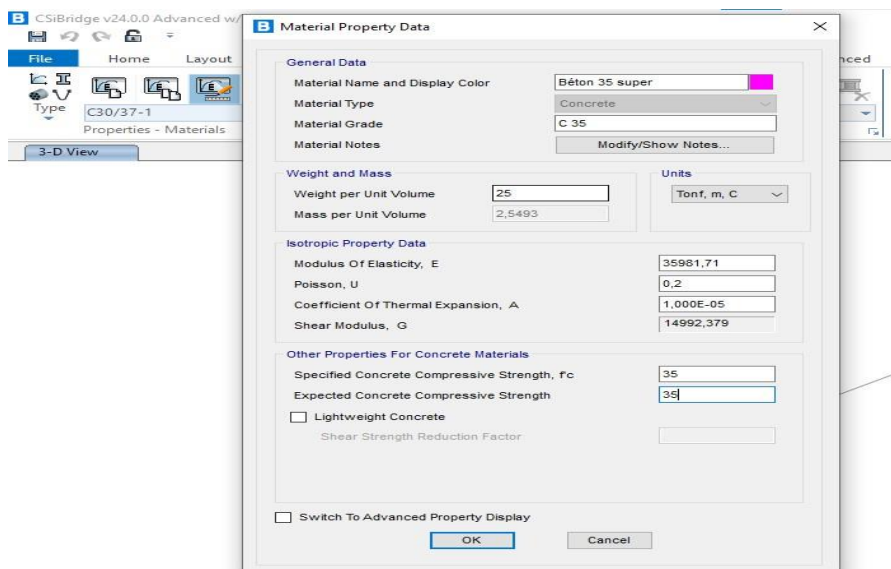


Figure VI.10. Caractéristique des matériaux

VI.3.6. Modalisation des éléments de la superstructure

VI.3.6.1. Définition des poutres longitudinales

Étant donné que notre pont est un pont à poutres multiples, il est nécessaire de définir les sections des poutres longitudinales, pour ce faire, nous procédons comme suit :

- Accédez à **Frame Section** \Rightarrow **Add New Frame Section**
- Sélectionnez le type de matériau utilisé pour les poutres : **Concrete** (béton armé).
- Choisissez **Precast I** comme type de section, en accord avec la conception du tablier.

CSI Bridge permet de sélectionner différents types de superstructures adaptées aux spécificités du pont.

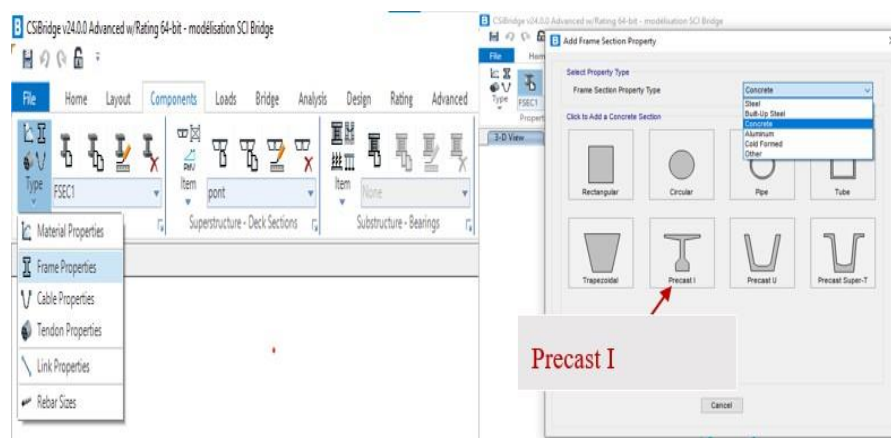


Figure VI. 11. Création des sections de poutre

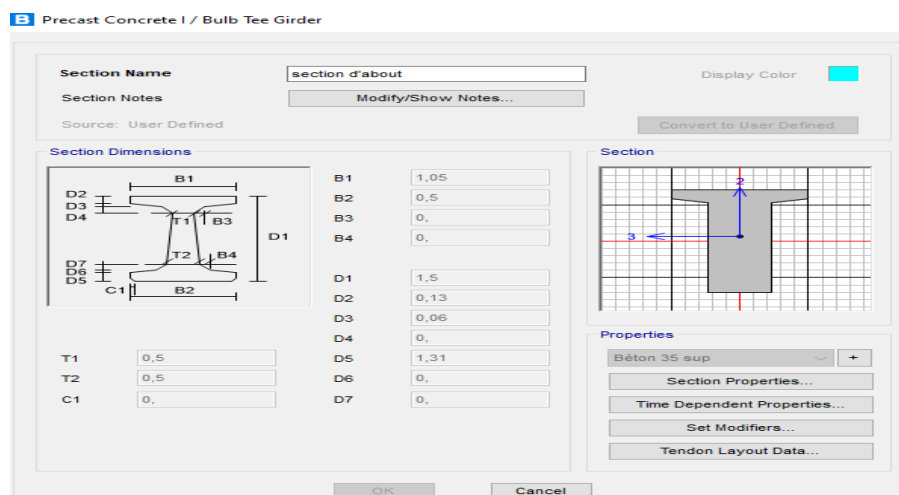


Figure VI.12. Géométrie des sections d'about

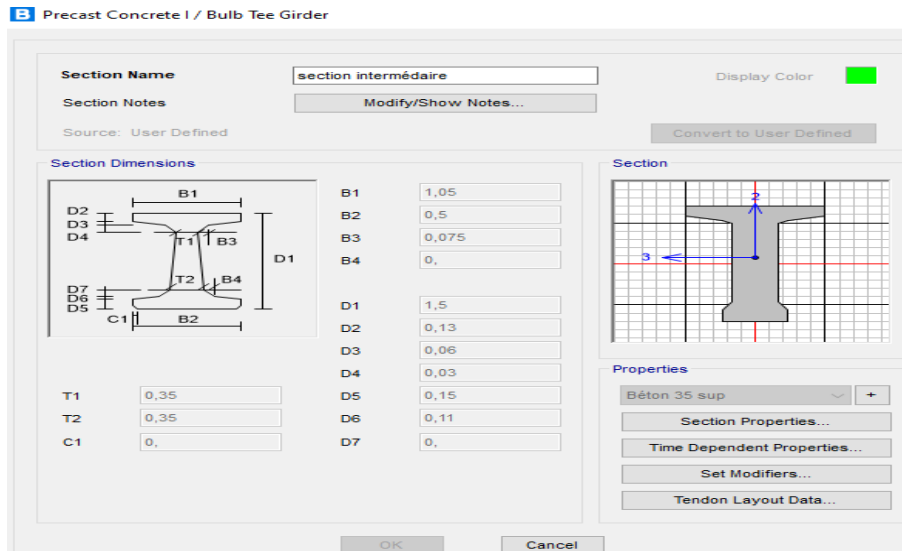


Figure VI.13. Géométrie des sections intermédiaire

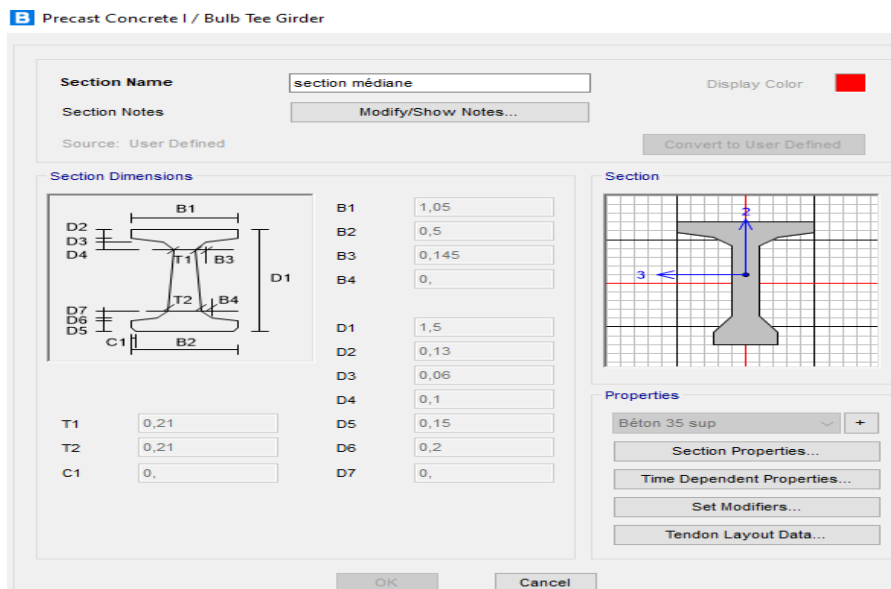


Figure VI. 14. Géométrie de sections médiane

Après avoir défini les sections des poutres longitudinales, il est nécessaire de les rassembler en une seule poutre avec une section variable.

Procédure de création d'une poutre à section variable est comme suite :

- Cliquez sur « **Add New Property** »
- Sélectionnez « **Other** » dans la case « **Frame Section Property Type** ».
- Choisissez « **Nonprismatic** », option permettant de définir une section variable.

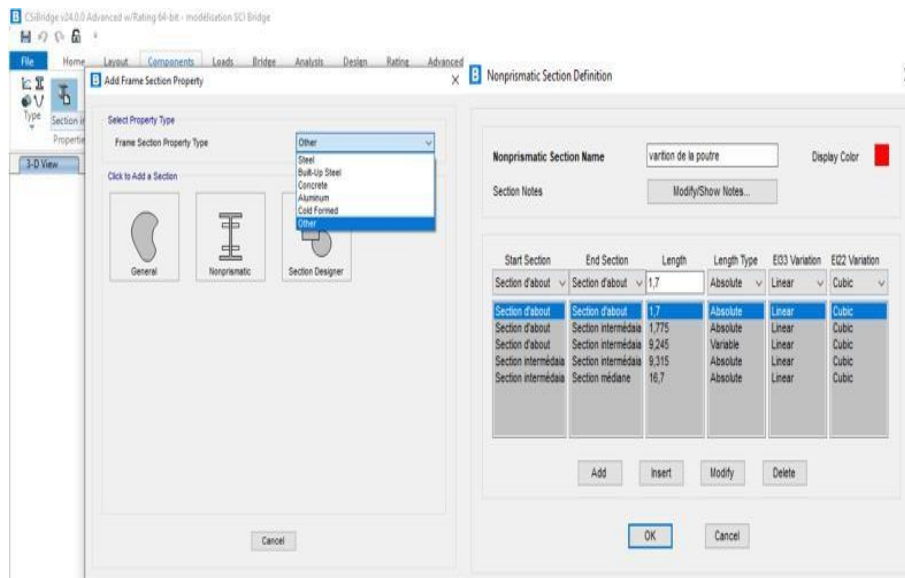


Figure VI.15. Création d'une poutre à section variable

VI.3.6.2. Définition du tablier

Cliquez sur **Item** ⇒ **Deck Sections** ⇒ **Add New Deck Sections**.

Une liste de variantes de tabliers s'affiche, cliquez sur **Concrete Deck on Composite Girders** ⇒ **precast I Girder**

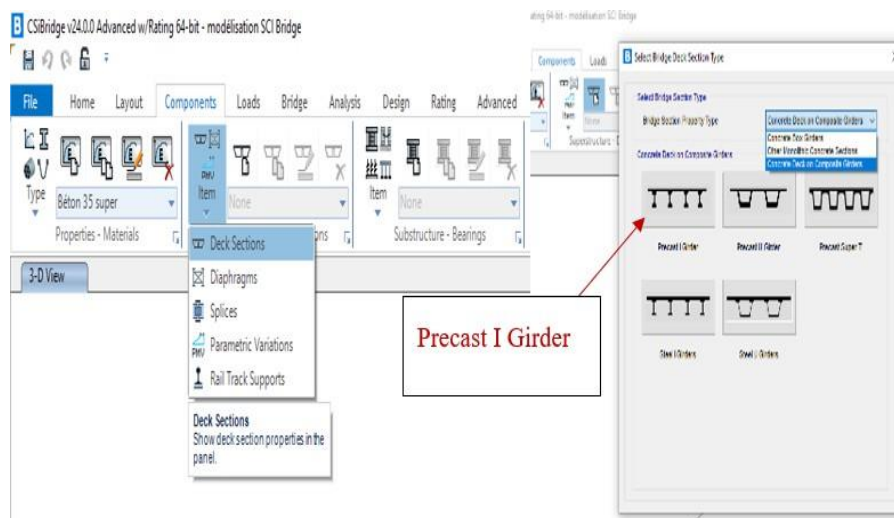


Figure VI.16. Définition de la superstructure

À présent, après avoir sélectionné le type de superstructure adapté à notre pont, nous passons à la définition des dimensions du tablier.

Dans la section « définir les données du pont », nous allons préciser les dimensions du tablier en conformité avec le profil travers du pont modélisé. Cette phase garantit une représentation exacte de la structure et ajuste les propriétés géométriques selon les besoins du projet.

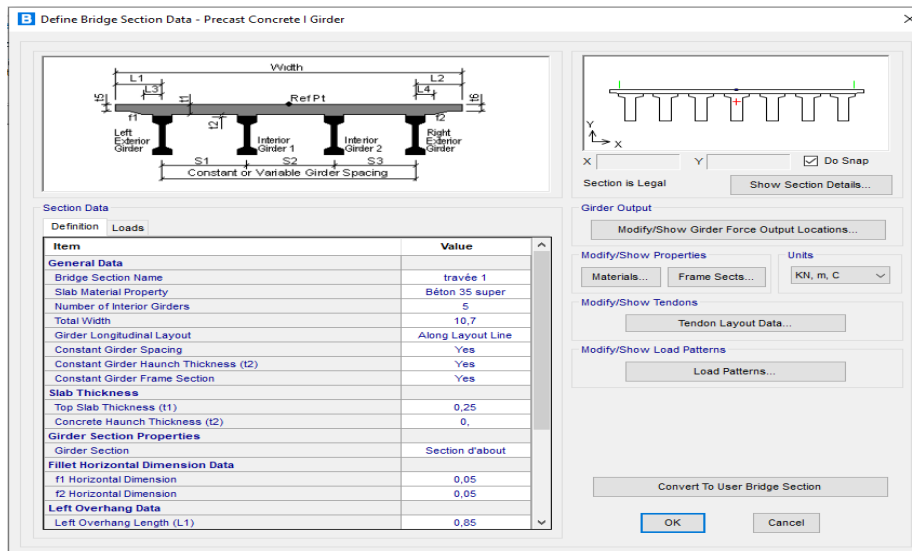


Figure VI.17. Définition des paramètres de tablier

VI.3.7. Modélisation les éléments de l'infrastructures

Dans cette phase, nous allons définir les éléments constituant l'infrastructure de notre pont. Ces éléments assurent la transmission des charges du tablier vers le sol et garantissent la stabilité du pont. Ils se répartissent comme suit : Appareil d'Appuis (Bearings), les culées (Abutement) et les piles (Bents).

VI.3.7.1. Appareil d'Appuis (Bearings)

Dans le logiciel CSI Bridge, la définition des appuis se fait en accédant au menu :

Components ⇒ Substructure ⇒ Bearings

Une fois ces commandes sélectionnées, une fenêtre s'affiche, Ce qui permet d'ajuster les paramètres des équipements de support en accord avec les spécifications mécaniques et géométriques nécessaires au projet.

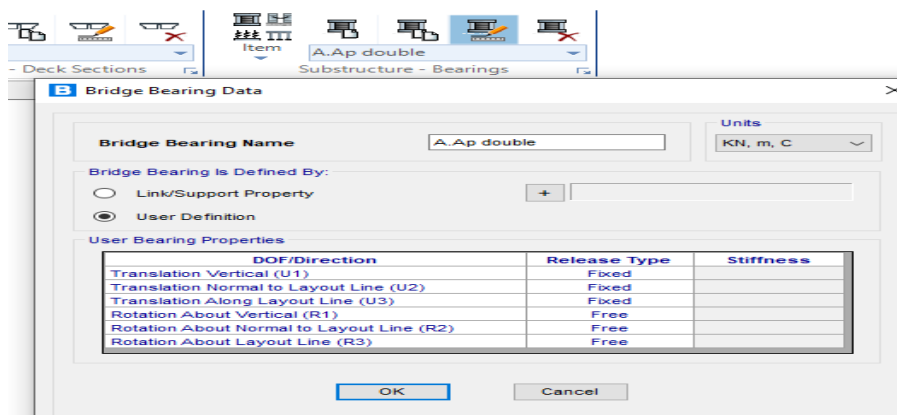


Figure VI.18. Création d'appareil d'appuis double

VI.3.7.2. Appuis de fondation

Les appuis de fondation (Foundation Springs) assurent la liaison entre l'infrastructure du pont (culées et piles) et le sol. La définition des appuis de fondation se fait via :

Components ⇒ Substructure ⇒ Item ⇒ add new bridge foundation

Une fois cette option sélectionnée, une fenêtre s'affiche permettant de configurer les paramètres de raideur et de comportement des appuis.

Dans notre cas, tous les degrés de liberté sont bloqués, car les fondations des piles et des culées sont encastrées dans le sol, assurant ainsi une liaison rigide entre l'infrastructure et le terrain

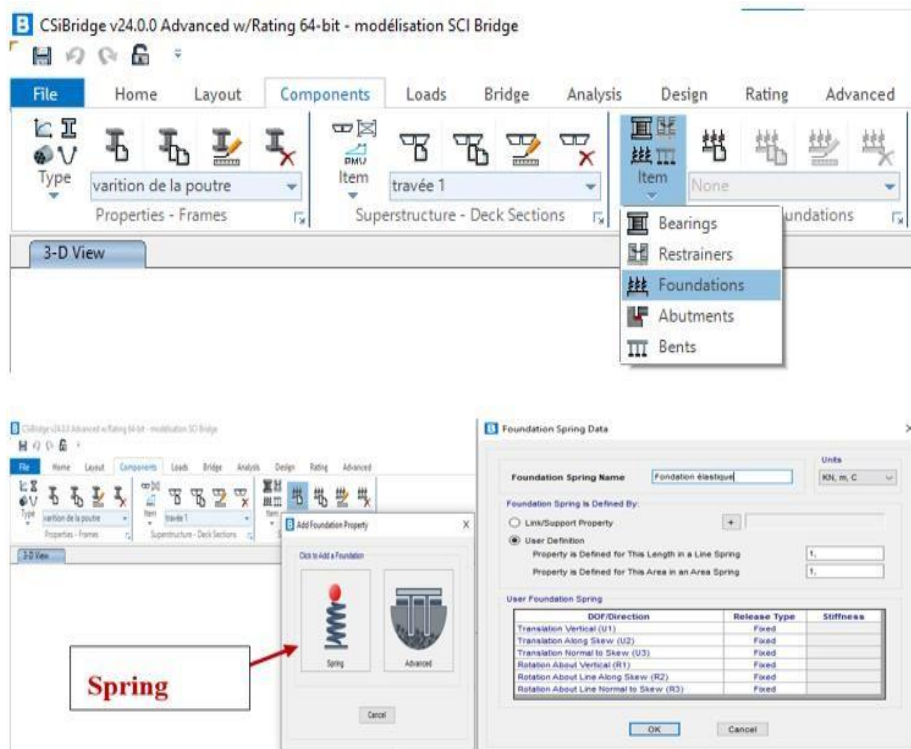


Figure VI.19. Création des fondations Springs

VI.3.7.3. Culées

Les culées (Abutments) assurent le soutien des extrémités du tablier et transmettent les charges du pont au sol. La définition des culées se fait via :

Components ⇒ Item ⇒ Abutment ⇒ add new bridge Abutment

Dans notre cas les poutres sont simplement appuyées, nous activons l'option « **Connect to the girder bottom only** »

La culée est modélisée comme une "Foundation Spring"

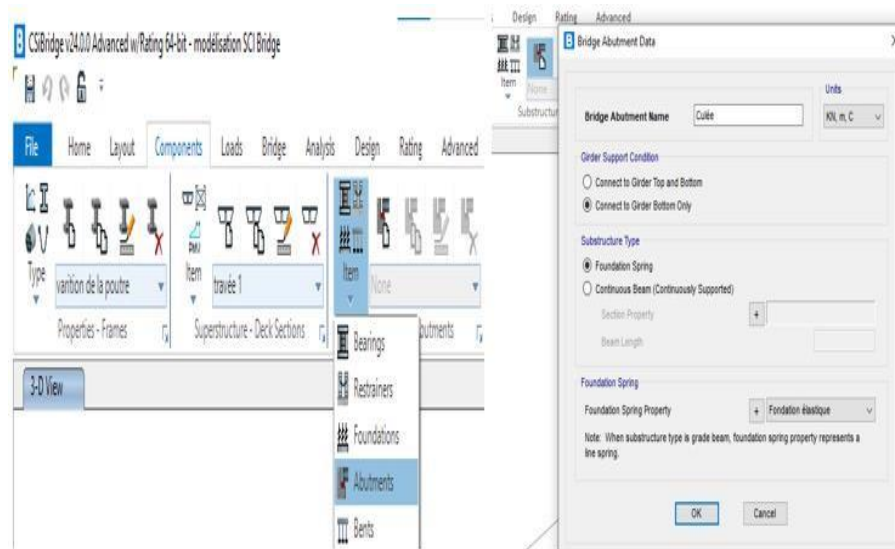


Figure VI.20. Création des culées

VI.3.7.4. Pile

Les piles (Bents) assurent la transmission des charges du tablier vers les fondations et sont constituées de fûts et de chevêtres. Leur modélisation se fait comme suite :

Components ⇒ **Item** ⇒ **substructure-Bents** ⇒ **Bents** ⇒ **add new bridge bent**

Pour créer le chevêtre et les fûts on doit cliquer sur **+ cap beam section** une fenêtre sera afficher et en cliquant sur **add new property** une autre s'affichera on doit choisir sur **farme section property type** ⇒ **concrete** et on sélectionner la forme géométrique correspondante. Dans notre cas :

Pour les fûts on choisira La forme **circular** et pour le chevêtre la forme **rectangular**.

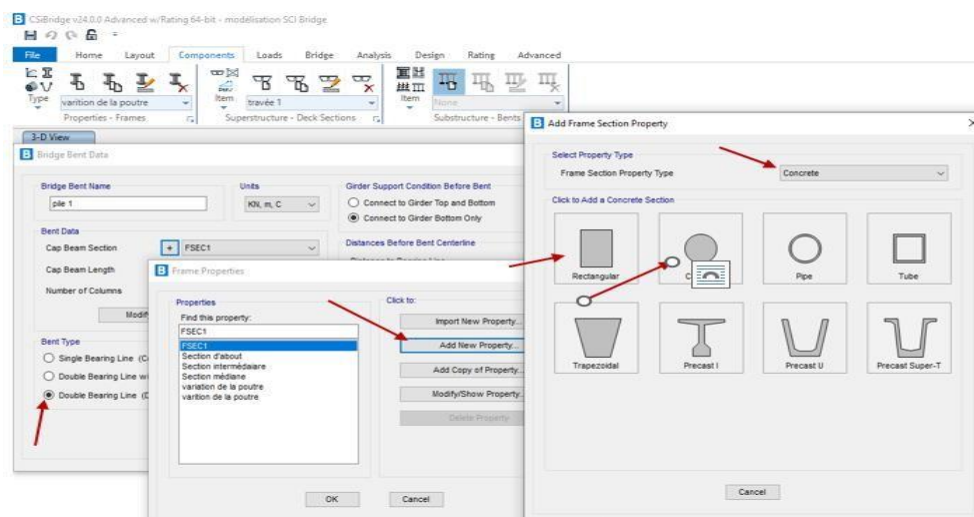


Figure VI.21. Création de des piles, fûts et le chevêtre

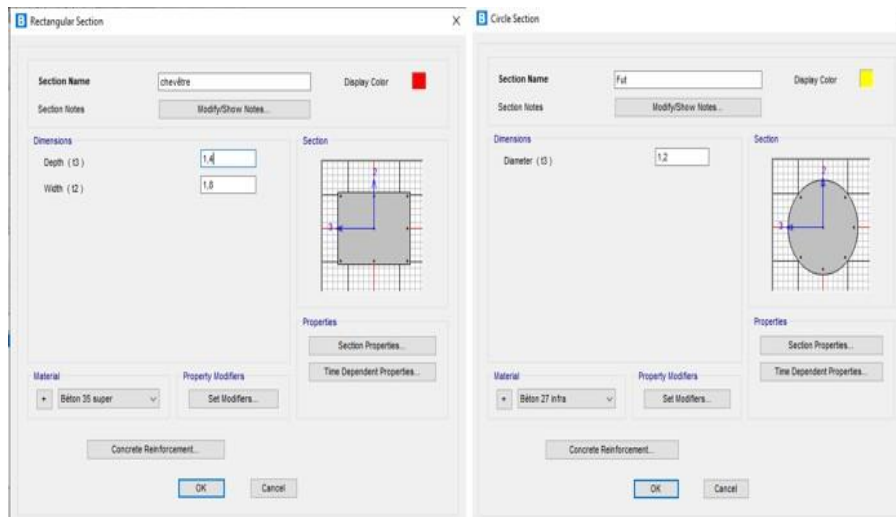


Figure VI.22. Définition de chevêtre et les fûts

Pour déterminer les paramètres des fûts, nous sélectionnons **modify/show column data**.

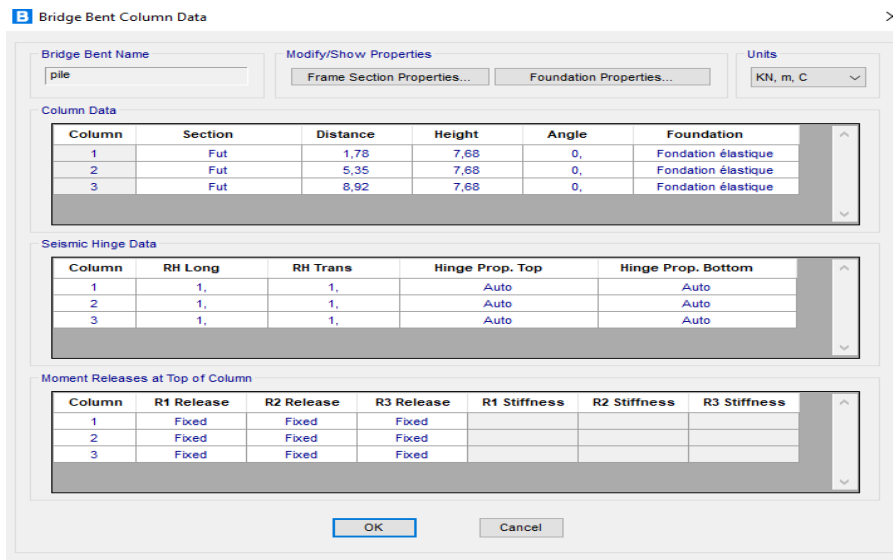


Figure VI.23. Déterminer les paramètres des fûts

Si on suit les étapes suivantes on aura la distribution des travées sur l'axe longitudinale. **Bridge** ⇒ Bridge objects ⇒ add new bridge object et on sélectionne general bridge et on clique sur Ok une fenêtre sera affichée.

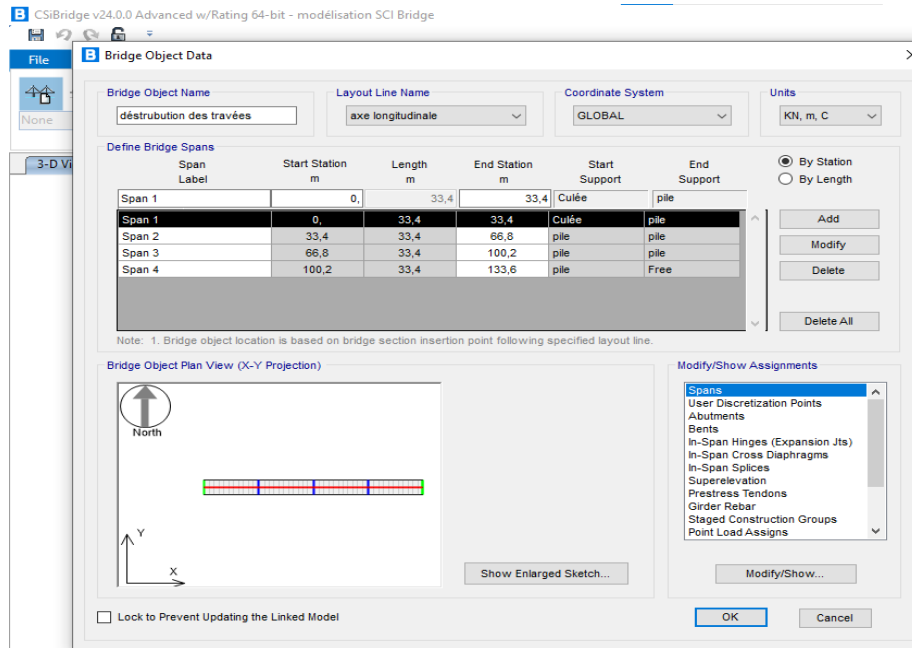


Figure VI.24. Détermination nombre des travées

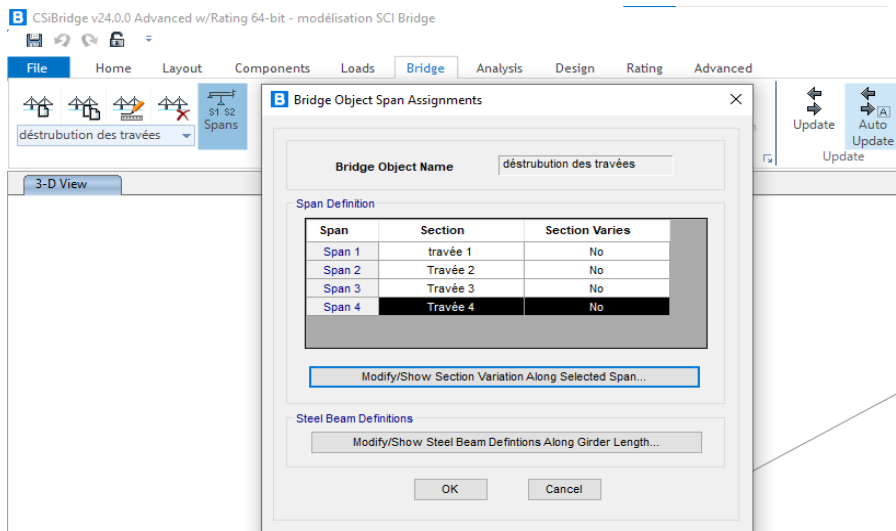


Figure VI.25. Affectation des travées

Pour faire une affectation des culées on doit accéder à la command Bridge ⇒ Bridge objects ⇒ Supports ⇒ Abutment les mêmes étapes pour les piles.

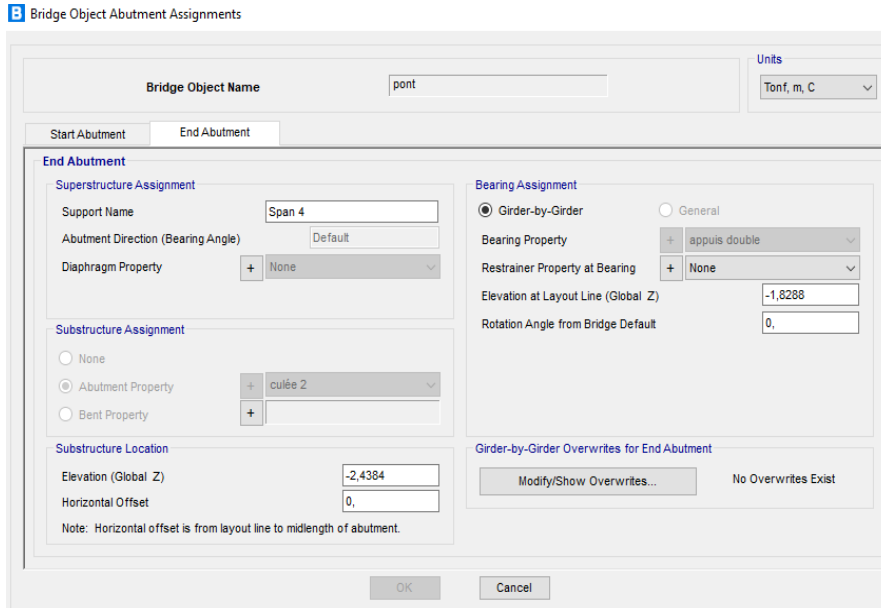


Figure VI.26. Affectation des culées

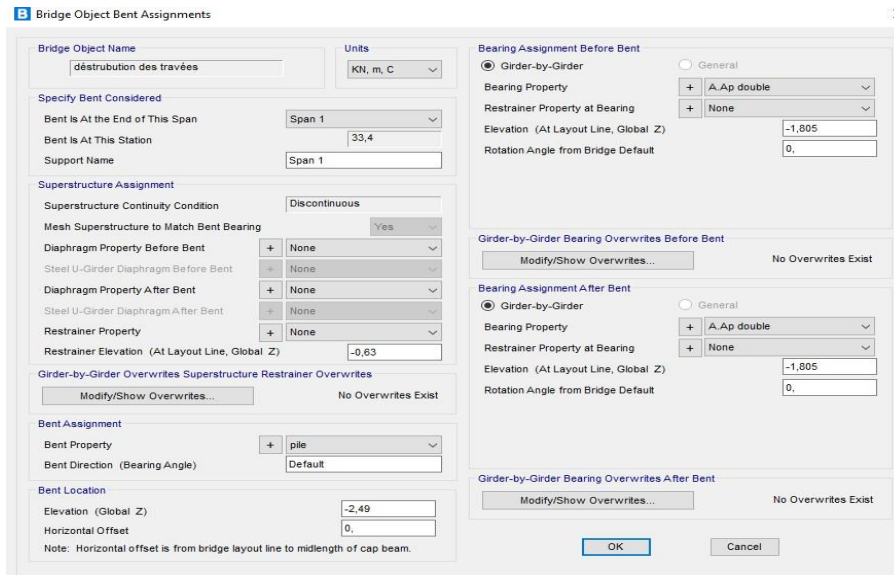


Figure VI.27. Affectation des piles

Pour afficher la nôtre pont on doit cliquer sur **Bridge** ⇒ Update

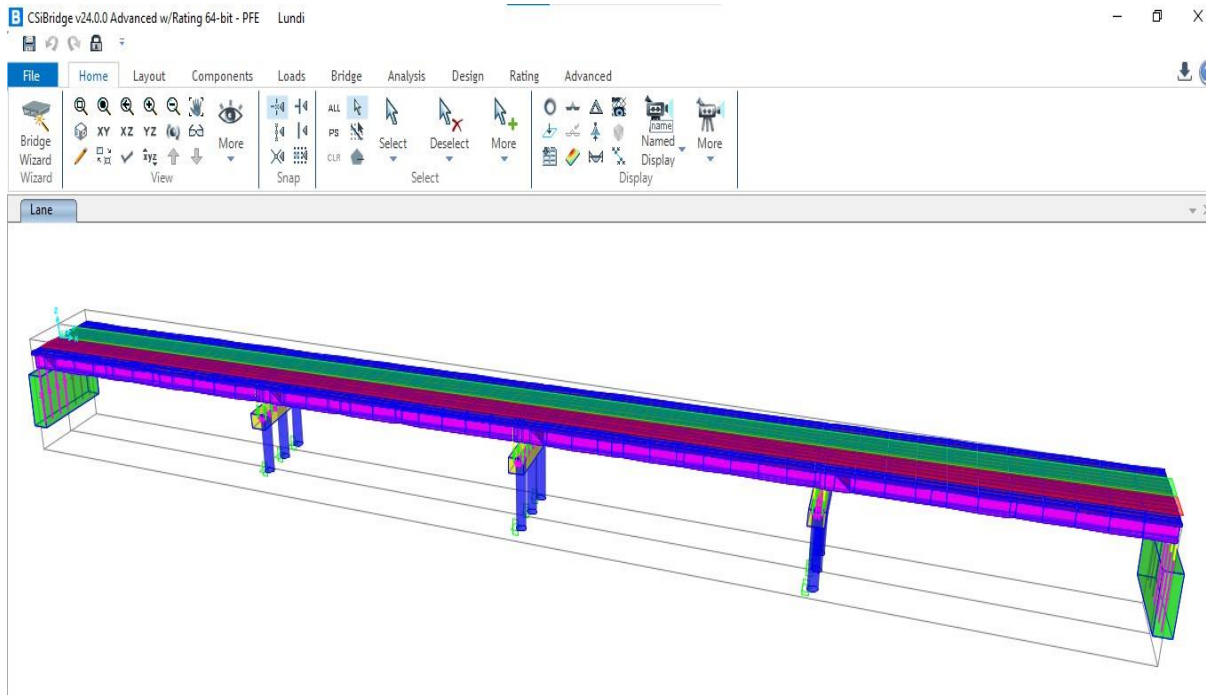


Figure VI.28. Affichage de la structure

VI.3.8. Modélisation des différentes charges

Pour CSI Bridge, chaque cas de chargement doit être défini de façon générale. Les charges sont ensuite appliquées sur les nœuds et les éléments appropriés et associées à un cas de chargement existant.

VI.3.8.1. Charges permanentes

Pour identifier les charges, il est nécessaire de se référer au modèle de charge DL load Pattern basé sur la commande **loads**. La fenêtre apparaîtra.

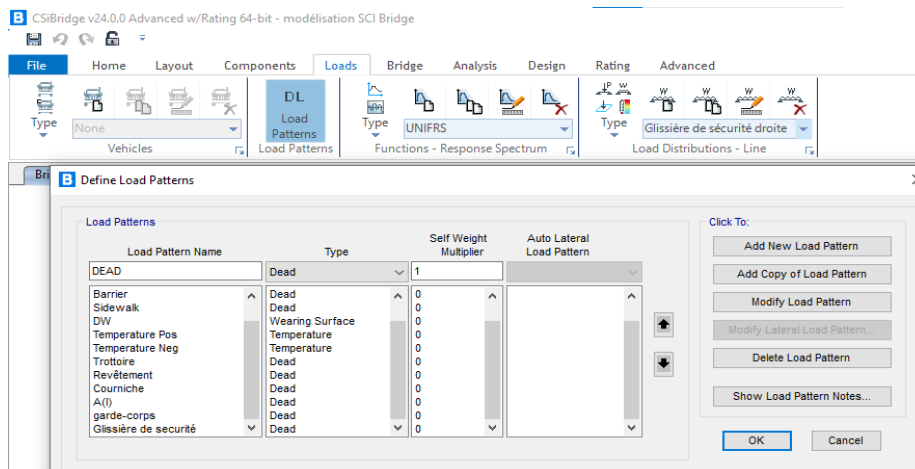


Figure VI.29. Création des charge permanentes

Une fois les charges permanentes créées, nous procédons à leur distribution en utilisant la commande **loads**. On clique sur le **type** et on doit sélectionner **Line Load** (charges linéaire) ce qui nous a permis de déterminer chaque charge. Pour définir point load et area load on doit suivre les étape de line load.



Figure VI.30. Distribution des charges linéaire

➤ **Charge glissière droite et gauche**

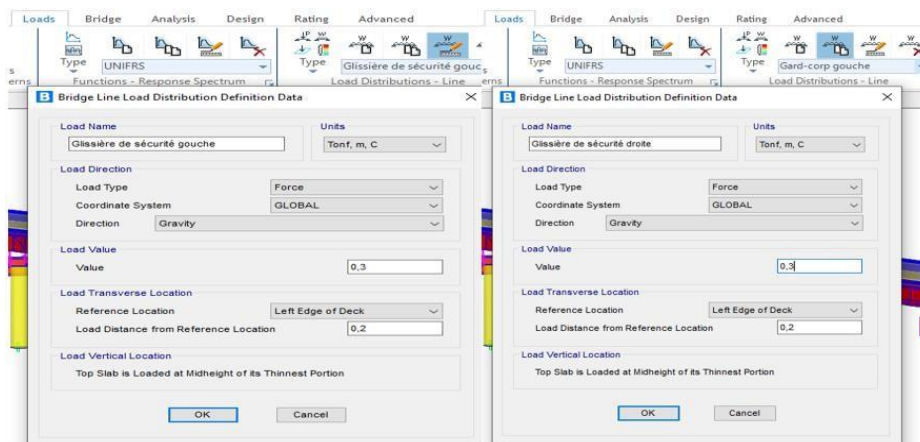


Figure VI.31. Définition de la réparation de ls charge de glissière droite et gauche

➤ Charge de deux corniches

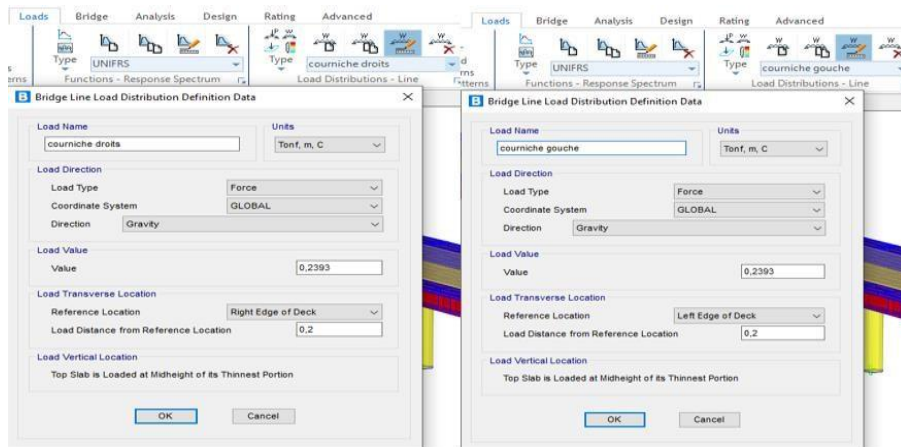


Figure VI.32. Définition de la répartition de la charge de la corniche droite et gauche

➤ Charge de deux garde-corps

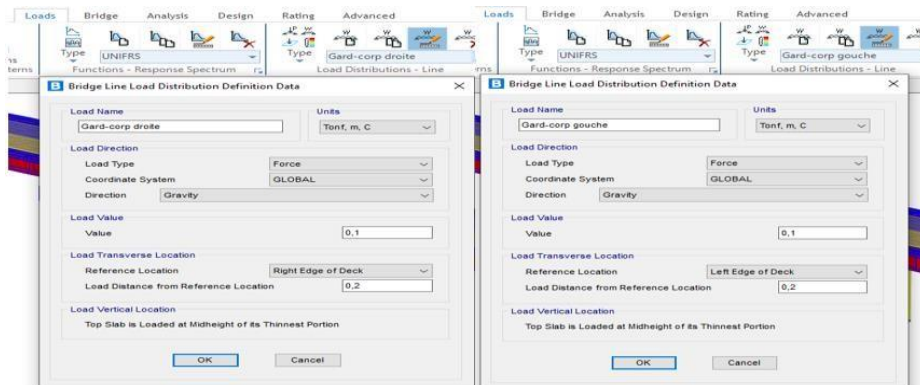


Figure VI.33. Répartition de la charge du garde-corps droite et gauche

Pour définir les charges de trottoir et le revêtement on doit cliquer sur le **type** et sélectionner **Area Load** (charges surfacique).

➤ **Charge de deux trottoirs**

The dialog box 'Bridge Area Load Distribution Definition Data' is shown with the following settings:

- Load Name:** Trottoire
- Units:** Tonf, m, C
- Load Direction:**
 - Load Type: Force
 - Coordinate System: GLOBAL
 - Direction: Gravity
- Load Value:**
 - Left Edge Value: 0,625
 - Right Edge Value: 0,625
- Load Transverse Location:**
 - Left Reference Location: Right Edge of Deck
 - Left Load Distance from Left Ref. Location: 1,35
 - Right Reference Location: Left Edge of Deck
 - Right Load Distance from Right Ref. Location: 1,35
- Load Vertical Location:** Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion

Buttons: OK, Cancel

Figure VI.34. Réparation de la charge de deux trottoirs gauches et droite

➤ **Charge de revêtement**

The dialog box 'Bridge Area Load Distribution Definition Data' is shown with the following settings:

- Load Name:** revêtement
- Units:** Tonf, m, C
- Load Direction:**
 - Load Type: Force
 - Coordinate System: GLOBAL
 - Direction: Gravity
- Load Value:**
 - Left Edge Value: 0,192
 - Right Edge Value: 0,192
- Load Transverse Location:**
 - Left Reference Location: Right Edge of Deck
 - Left Load Distance from Left Ref. Location: 1,35
 - Right Reference Location: Left Edge of Deck
 - Right Load Distance from Right Ref. Location: 1,35
- Load Vertical Location:** Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion

Buttons: OK, Cancel

Figure VI.35. Réparation de la charge de revêtement

➤ Charge de l'étanchéité

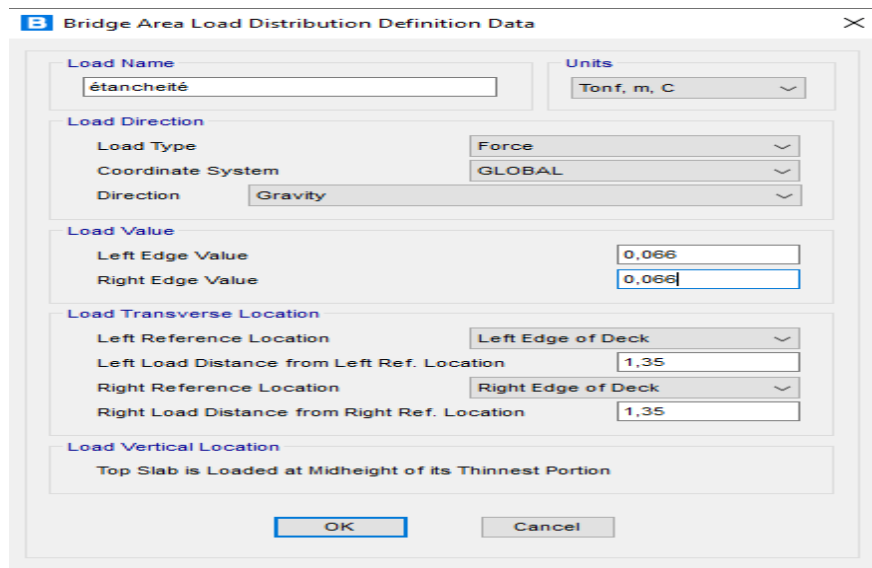


Figure VI.36. Réparation de la charge de l'étanchéité

Après avoir établi les paramètres relatifs aux charges permanentes, nous procédons à la présentation des charges selon les étapes prévues.

Load ⇒ Loads Distributions ⇒ Line Load ou Area Load et on passe à la commande Bridge ⇒ Loads ⇒ Line Load ou Area Load

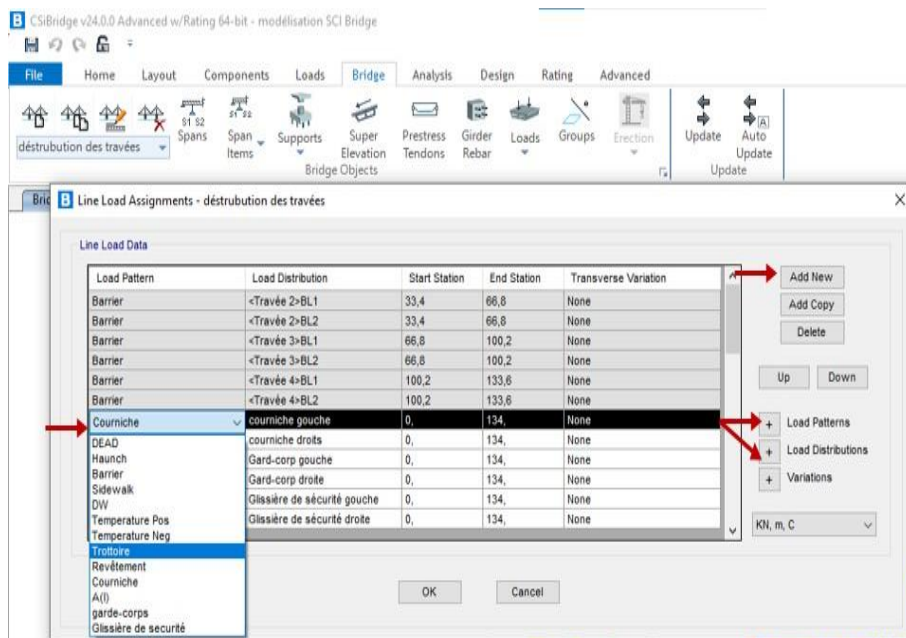


Figure VI.37. Affichage des charges permanentes

Les résultats seront obtenus par les commande suivants : **Home** ⇒ Display ⇒ Show Bridge Loads.

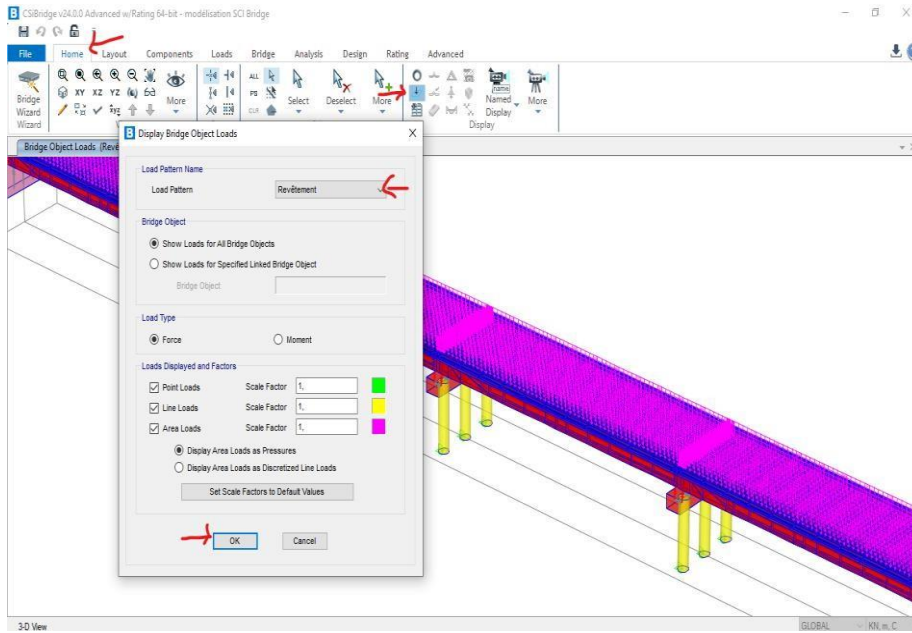


Figure VI.38. Affichage la charge de trottoir revêtement

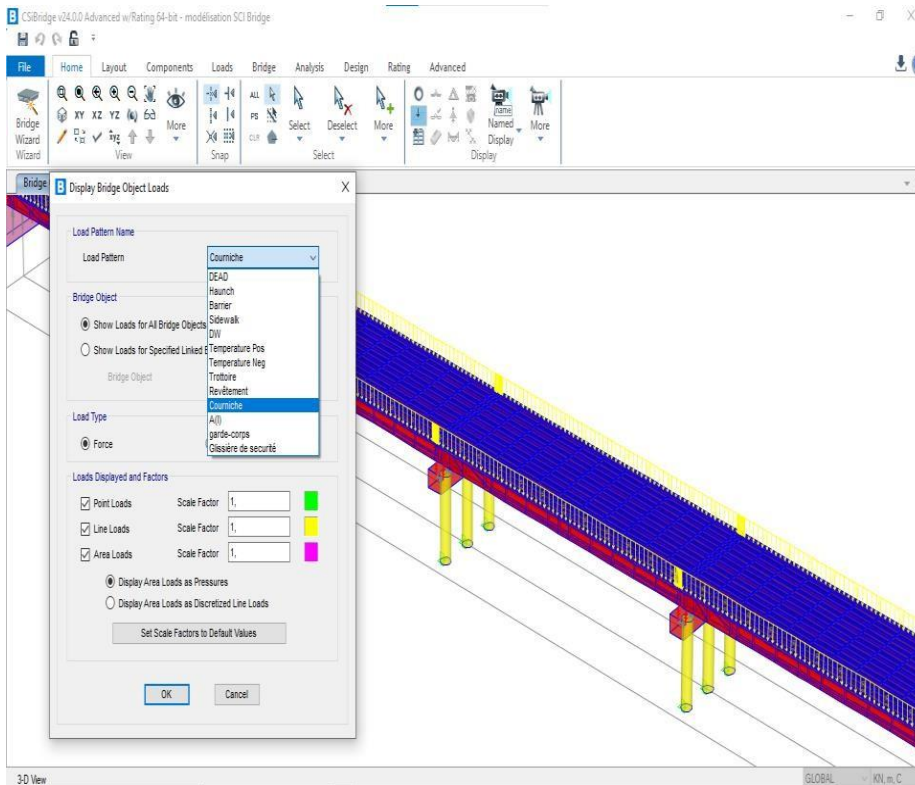


Figure VI.39. Affichage la charge de corniche

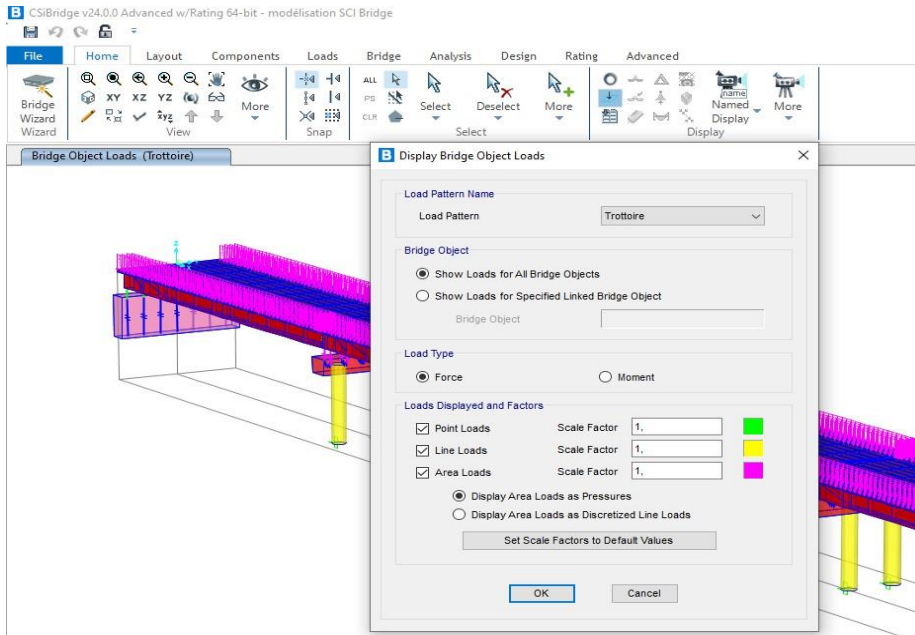


Figure VI.40. Affichage la charge de trottoir

VI.3.8.2. Charges d'exploitation (charges roulants)

La détermination des charges se fait sur la base des étapes suivantes :

Vehicles ⇒ Type ⇒ Vehicles ⇒ Add a new vehicles

➤ Charge Bc

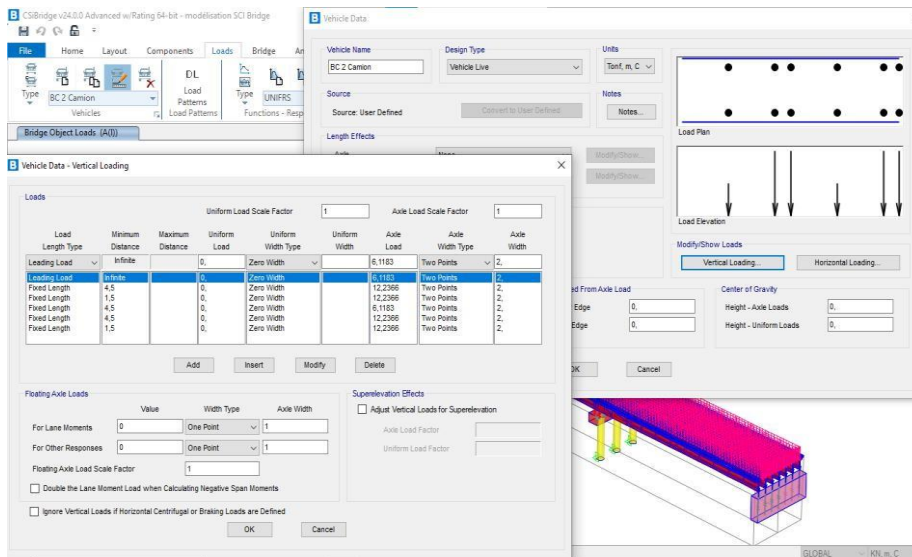


Figure VI.41. Données de la charge Bc pour deux camions

➤ Charge A (l)

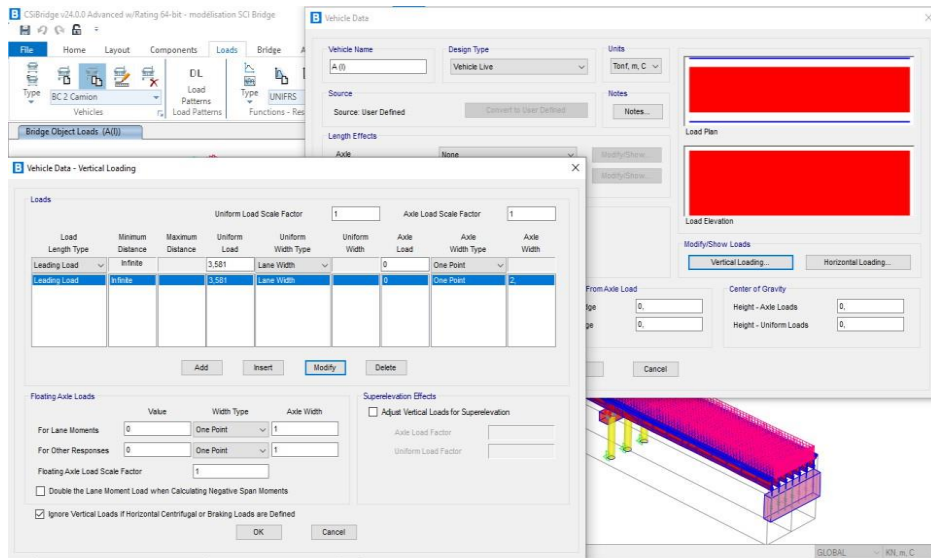


Figure VI.42. Données de la charge A (l)

➤ Charge Mc120

$$\frac{56.08}{6.1} = 9.19 \text{ t}$$

La charge appliquer sur chaque essieu

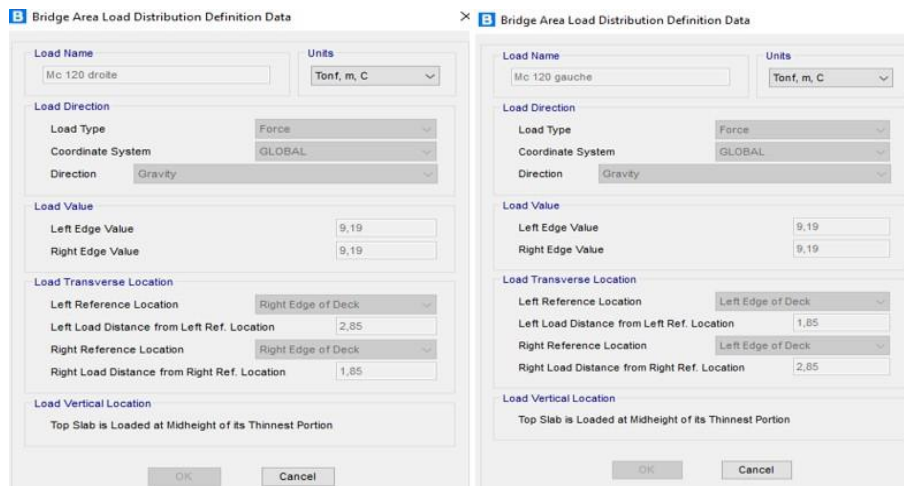


Figure VI.43. Données de la charge Mc120 chenille droite et gauche

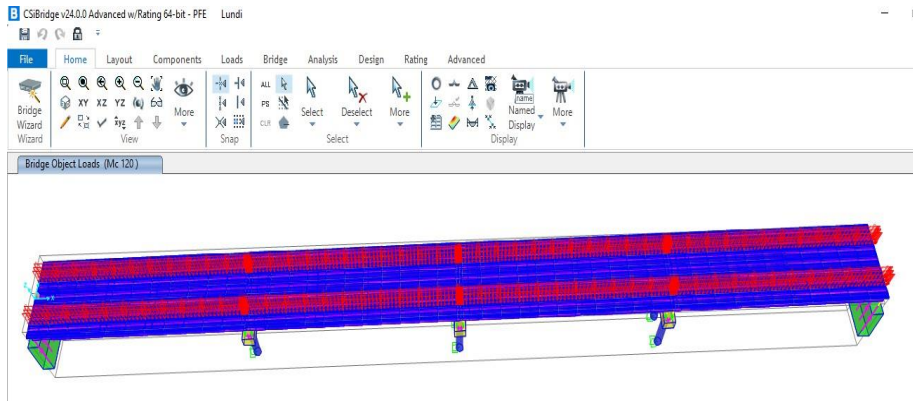


Figure VI.44. Répartition de la charge Mc 120 sur la voie de circulation

➤ Charge D 240

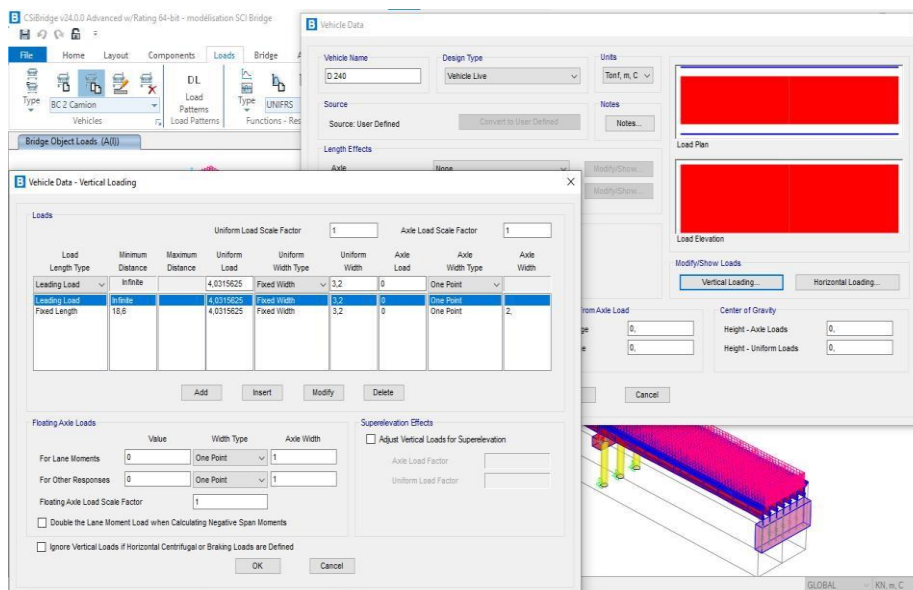


Figure VI.45. Données de la charge D 240

1. Définition la classe des véhicules

Type ⇒ Vehicles classes ⇒ Add a new vehicles classes

La même procédure est reconduite pour classer tous les véhicules.

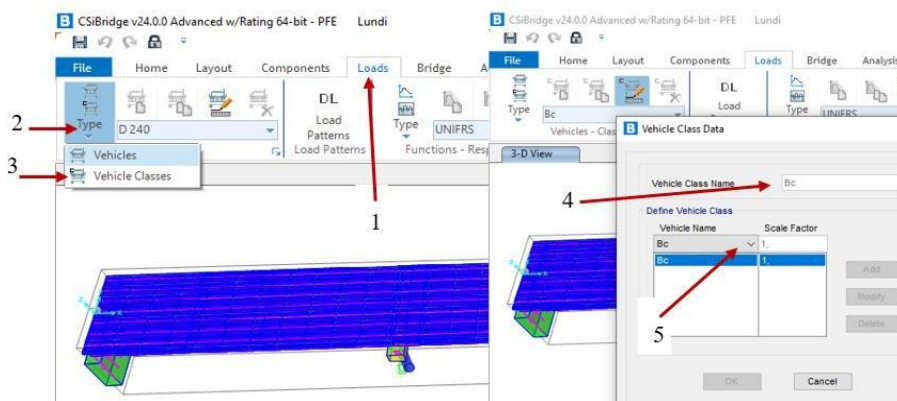


Figure VI.46. Classification des véhicules Bc

2. Réparation les charges roulantes selon les voies chargées

Ces étapes nous à permet de répartir les charges roulantes sur les voies chargées.

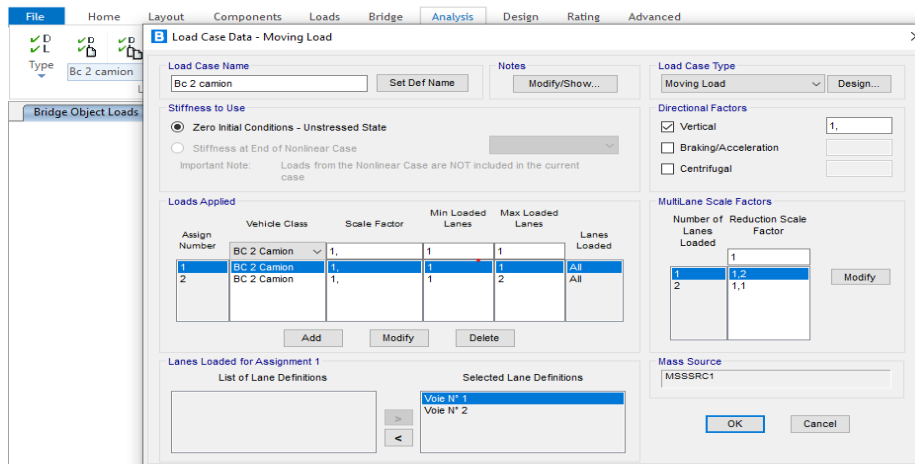


Figure VI.47. Réparation de la charge Bc (deux camion)

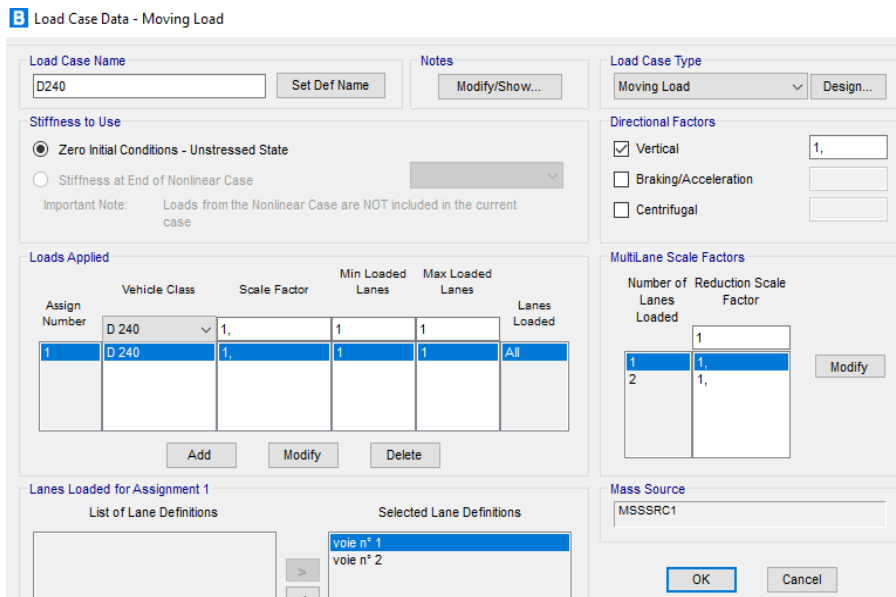


Figure VI.48. Réparation de la charge D 240

VI.3.8.3. Combinaisons des charges

Pour introduire les combinaisons de charges dans le logiciel CSI Bridge, il convient de suivre les étapes suivantes : Accédez à l'option **Design** ⇒ **Load Combinations** puis cliquez sur **Add New Combinations**. Une fenêtre s'affichera ; vous devrez alors la compléter avec les combinaisons de charges suivantes :

Tableaux VI.1. Les différentes combinaisons de charge

Action prépondérantes	Combinaisons
Etat limite ultime ELU	$1.35G + 1.6 (A(l) + trottoir)$
	$1.35G + 1.6 (Bc + trottoir)$
	$1.35G + Mc\ 120$
	$1.35G + D\ 240$
Etat limite service ELS	$G + 1.2 (A(l) + trottoir)$
	$G + 1.2 (Bc + trottoir)$
	$G + Mc\ 120$
	$G + D\ 240$

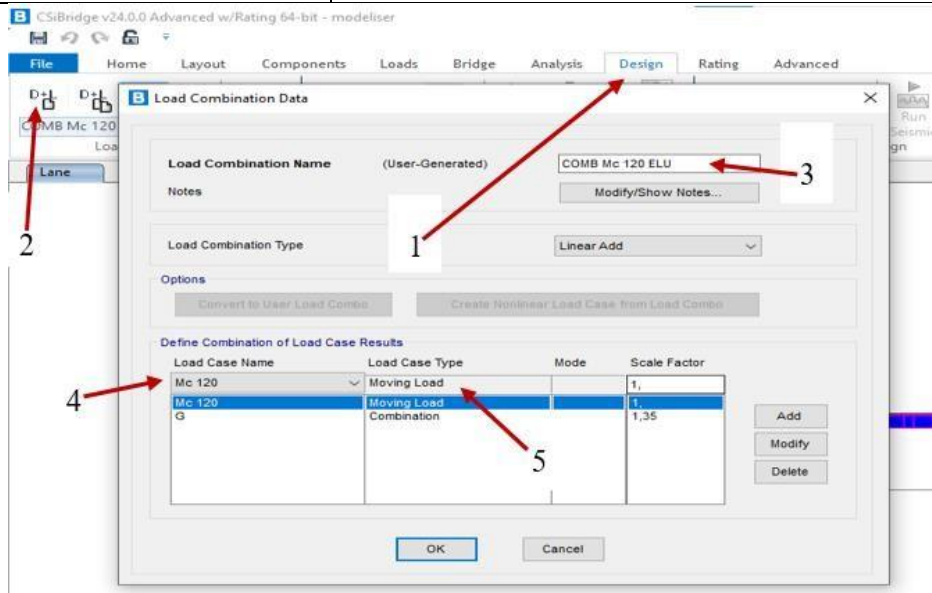


Figure VI.49. Détermination les combinaisons des charges

VI.3.8.4. Résultats de la modélisation

Après avoir introduit les charges et surcharges, les résultats finaux de la modélisation sont obtenus en utilisant la commande **Analysis**, suivie de **Run Analysis**. Une fois l'analyse achevée, les résultats de la modélisation peuvent être visualisés via la commande **HOME**.

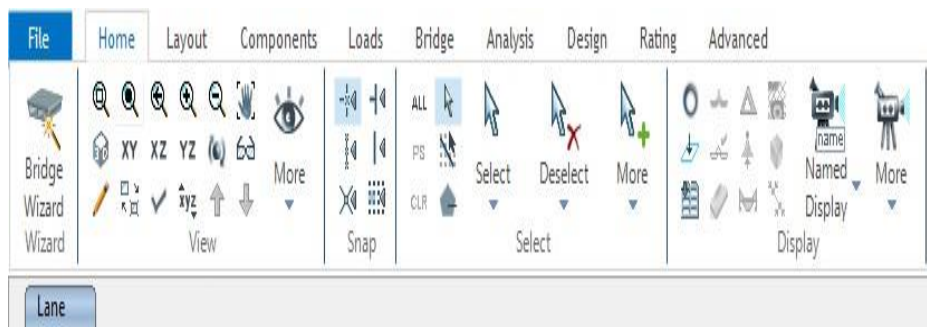


Figure VI.50. La barre des tâches de la commande HOME

Cette fenêtre nous a permis de contrôler et d'afficher les résultats de notre ouvrage. On a commencé par l'affichage des diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants pour la charge la plus défavorable.

VI.4. Moments fléchissant efforts tranchants

Les moments fléchissant et les efforts tranchants sous la charge la plus défavorable D 240 à l'ELU et ELS sont représentés dans les figures suivantes :

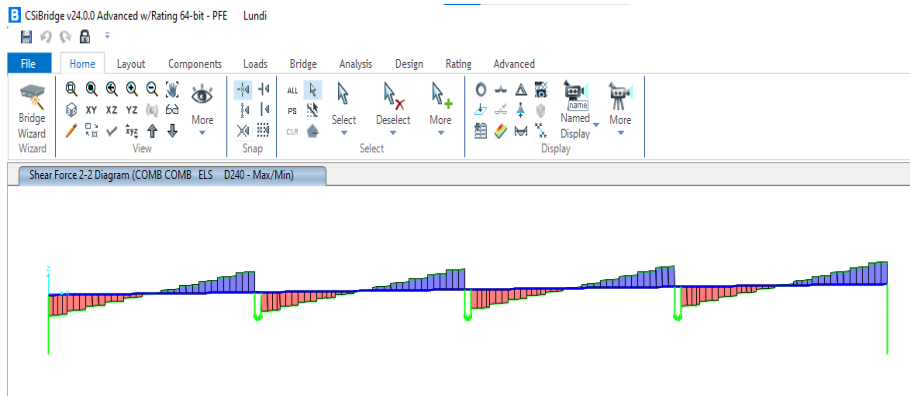


Figure VI.51. Diagramme des efforts tranchant de la combinaison D240 à ELS

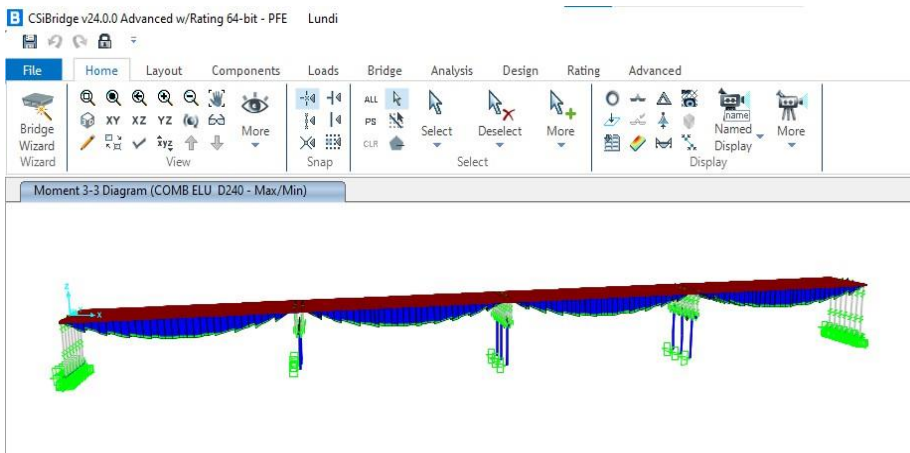


Figure VI.52. Diagramme des moments fléchissant de la combinaison D240 à ELU

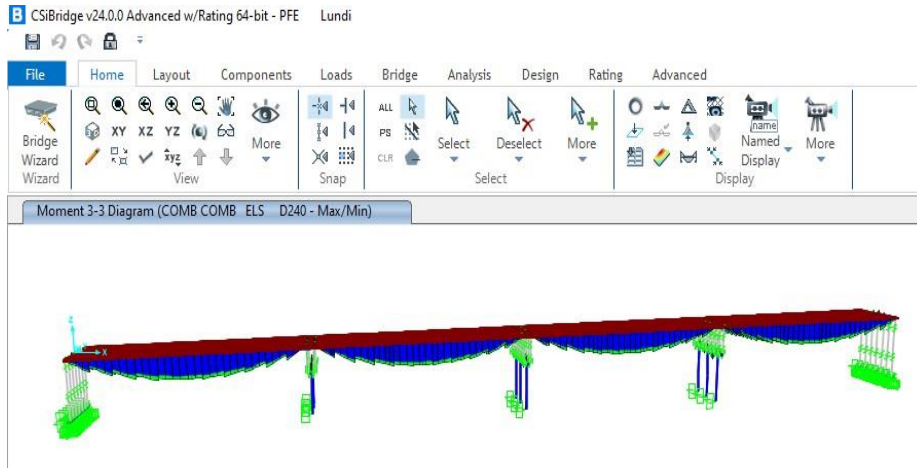


Figure VI.53. Diagramme des moments fléchissant de la combinaison D240 à ELS

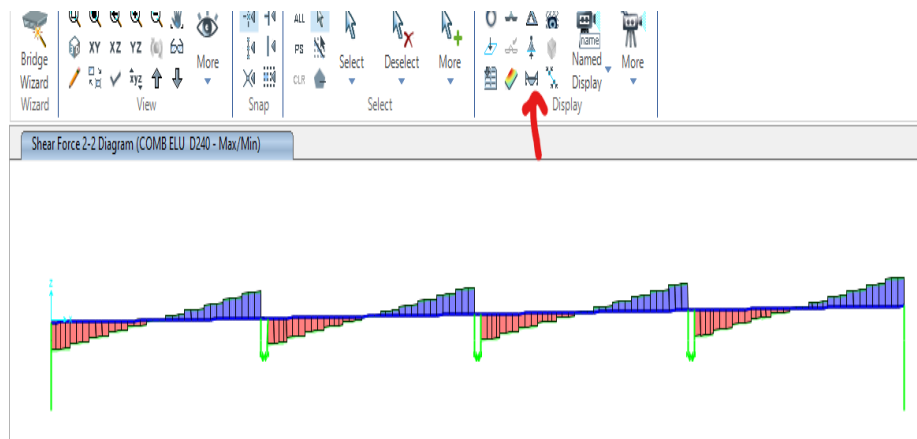


Figure VI.54. Diagramme des efforts tranchant de la combinaison D240 à ELU

1. Combinaison de charge D 240 à l'ELS

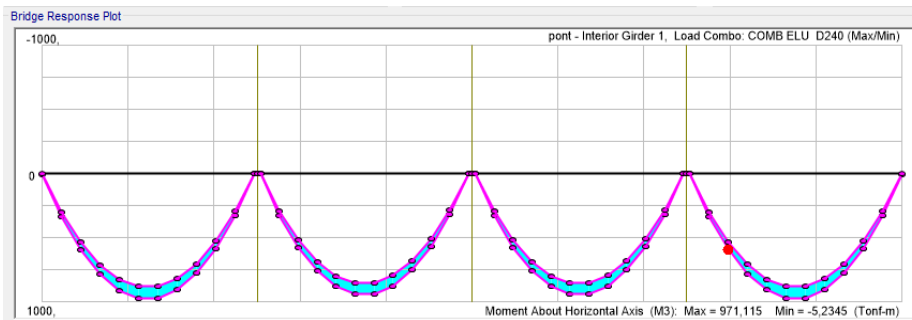


Figure VI.55. Moment fléchissant de combinaison de charge D240 ELU

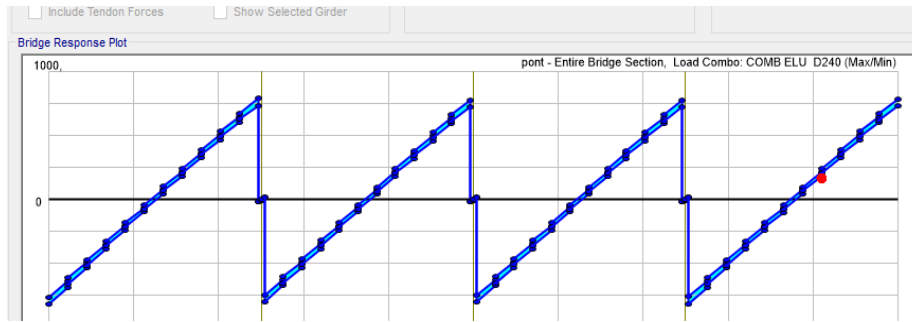


Figure VI.56. Effort tranchant de combinaison de charge D240 ELU

➤ **Combinaison de charge D 240 à l'ELS**

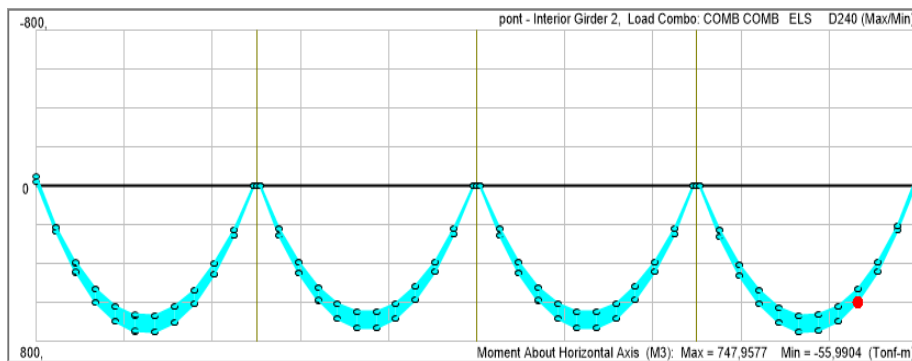


Figure VI.57. Moment fléchissant de combinaison de charge D240 ELS

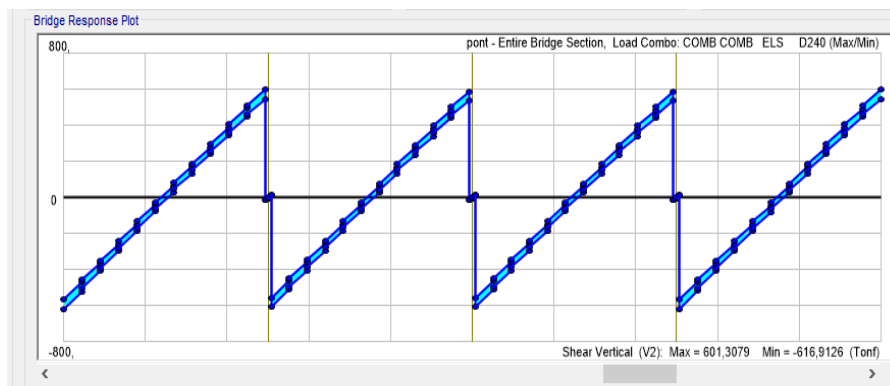


Figure VI.58. Effort tranchant de combinaison de charge D240 ELU

VI.4. Conclusion

La modélisation de l'ouvrage a été réalisée à l'aide du logiciel CSI Bridge (version 24.0.0), A l'issue des étapes précédentes, les résultats obtenues se présentent sous forme de diagrammes, permettant d'identifier la charge la plus sollicitée.

Chapitre VII

Etude du platelage

VII.1. Introduction

L'hourdis est une dalle en béton armé destinée à supporter la couche de roulement et à transmettre les charges aux poutres. Elle joue le rôle d'entretoise, en répartissant les efforts transversalement, contribuant ainsi à la rigidité du pont en maintenant les poutres coplanaires face aux charges.

La dalle a une épaisseur de 25 cm recouverte d'une couche d'étanchéité, cette dalle repose sur 7 poutres d'entre axe de 1,50 m.

La dalle a été vérifiée aux états limites ultimes de flexion et a effort tranchant et aux états limites de service

La flexion générale est due à la flexion longitudinale des poutres qui entraînent leurs déformations.

VI.2. Ferrailage de la dalle

VI.2.1. Ferrailage transversal (YY)

VII.2.1.1. Aux travées

- Etats limite ultime ELU

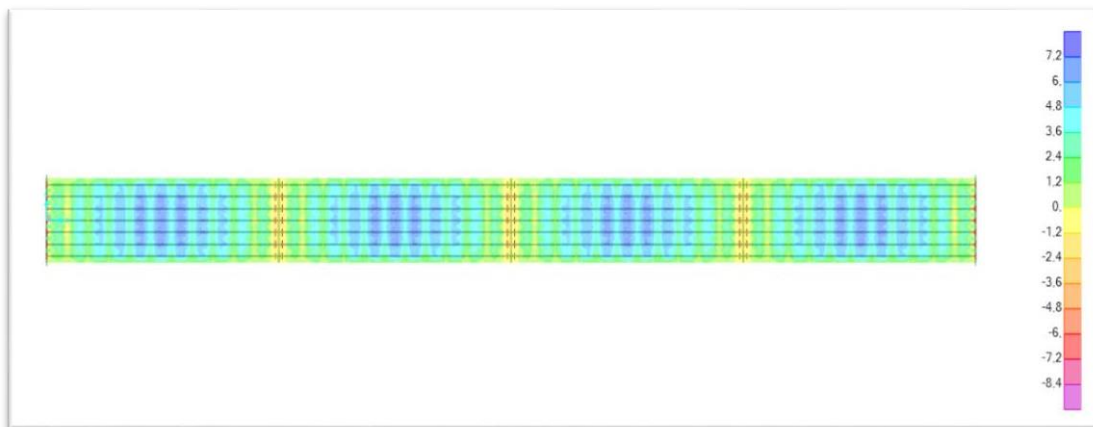


Figure VII.1. Moment fléchissant transversal à l'ELU

$$M_u = 7.2 \text{ T.m}$$

$$C = 0,1h = 0,1 \times 25 \rightarrow C = 2,5\text{cm}$$

$$d = 0,9h = 0,9 \times 25 \rightarrow d = 22,5\text{cm}$$

$$b = 100\text{cm}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 35}{1,5} = 19,83 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{7.2 \times 10^4}{100 \times 22,5^2 \times 19,83} = 0,0717$$

$$\mu = 0,0717$$

$$\mu \leq 0,186 \text{ Donc : pivot A ;}$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires : $A' = 0$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0717}) = 0,0931$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - (0,4 \times 0,0931)$$

$$\beta = 0,963$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7.2 \times 10^4}{0,963 \times 22,5 \times 434,78}$$

$$A_u = 7.64 \text{ cm}^2$$

- **Etats limite service ELS**

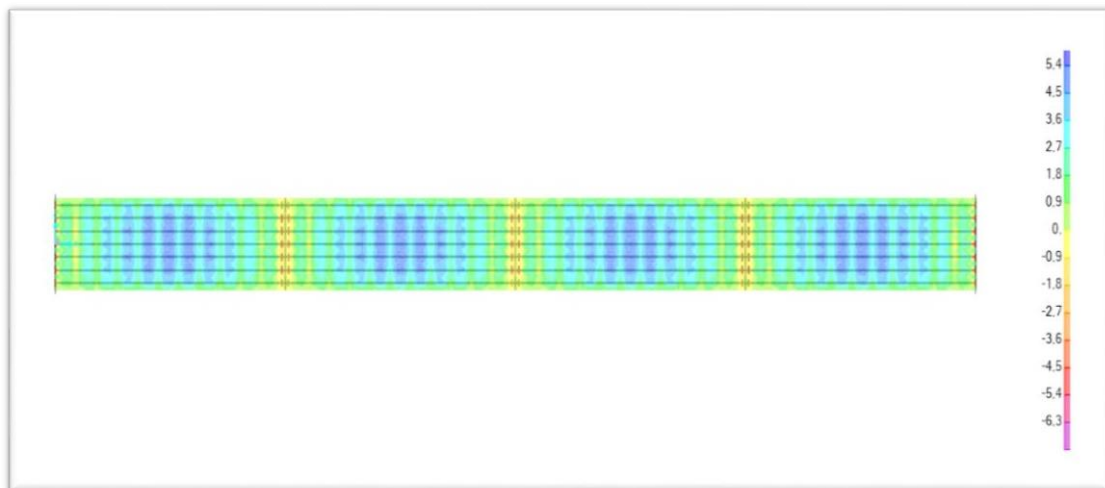


Figure VII.2. Moment fléchissant transversal à l'ELS

$$M_s = 5.4 \text{ t.m}$$

La fissuration étant préjudiciable, nous devons vérifier les inégalités suivantes :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 35 = 21 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110\sqrt{1,6f_{tj}}\right) = (333,3; 228,6)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 228,6 \text{ MPa}$$

$\eta = 1,6(\text{HA})$; fissuration préjudiciable

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 35 = 2,7 \text{ MPa}$$

$$\mu_s = \frac{5,4 \times 10^4}{100 \times 22,5^2 \times 19,83}$$

$$\mu_s = 0,0538$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0538})$$

$$\alpha = 0,0962$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times 0,0962$$

$$\beta = 0,962$$

$$z = d \times \beta = 22,5 \times 0,962 = 21,65$$

$$z = 21,65 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_s}{z \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{5,4 \times 10^4}{21,65 \times 228,6}$$

$$A_s = 10,91 \text{ cm}^2$$

Pour les armatures tendues $A = \max(A_u, A_s)$

$$\text{Donc : } A = \max(7,64 \text{ cm}^2 ; 10,91 \text{ cm}^2) \rightarrow A = 10,91 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **6HA16=12,06 cm²**

- **Vérification de la contrainte de non fragilité du béton :**

$$A_{min} \geq \left(0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) b \times d$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 35 = 2,7 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} \geq \left(0,23 \times \frac{2,7}{500}\right) \times 22,5 \times 100$$

$$A_{\min} \geq 2,79 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_s, A_{\min}) = 10,91 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq A_{\min} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification à l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} < \min\left\{0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right\}$$

$$\tau_u = \frac{15,2 \times 10^2}{100 \times 22,5} = 0,676 < \min\left\{0,15 \frac{35}{1,5}; 4 \text{ MPa}\right\} = 3,5 \text{ MPa condition vérifiée}$$

- **Vérification à la contrainte d'adhérence :**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum u} \leq \overline{\tau_{se}} = 2 \times \psi_s \times f_{t28} \rightarrow \text{B.A.E.L (A6.1, 3).}$$

ψ_s = Coefficient de scellement relatif à une armature

τ_{se} : Contrainte d'adhérence.

$\overline{\tau_{se}}$ Contrainte limite d'adhérence.

$\sum u = n\pi\phi$: Somme des périmètres utiles des barres.

n : nombre des barres.

ϕ : Diamètre d'une barre.

$$\sum u = n\pi\phi$$

$$\sum u = 8 \times 3,14 \times 14 = 351,68$$

Avec : $\psi_s = 1,5$ (HA) .

$$\overline{\tau_{se}} = 2 \times 1,5 \times 2,7 = 8,1 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = \frac{15,2 \times 10^4}{0,9 \times 22,5 \times 10 \times 351,68} = 2,134 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$$

$$\tau_{se} = 2,134 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{se}} 8,1 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

VII.2.1.2. Aux appuis

- Etats limite ultime ELU



Figure VII.3. Moment fléchissant longitudinal à l'ELU

$$M_u = 6 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{6 \times 10^4}{100 \times 22,5^2 \times 19,83}$$

$$\mu = 0,0598$$

$$\mu \leq 0,186 \text{ Donc : pivot A ;}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0598})$$

$$\alpha = 0,0771$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times 0,0771$$

$$\beta = 0,969$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6 \times 10^4}{0,969 \times 22,5 \times 434,78}$$

$$A_u = 6,33 \text{ cm}^2$$

- Etats limite service ELS

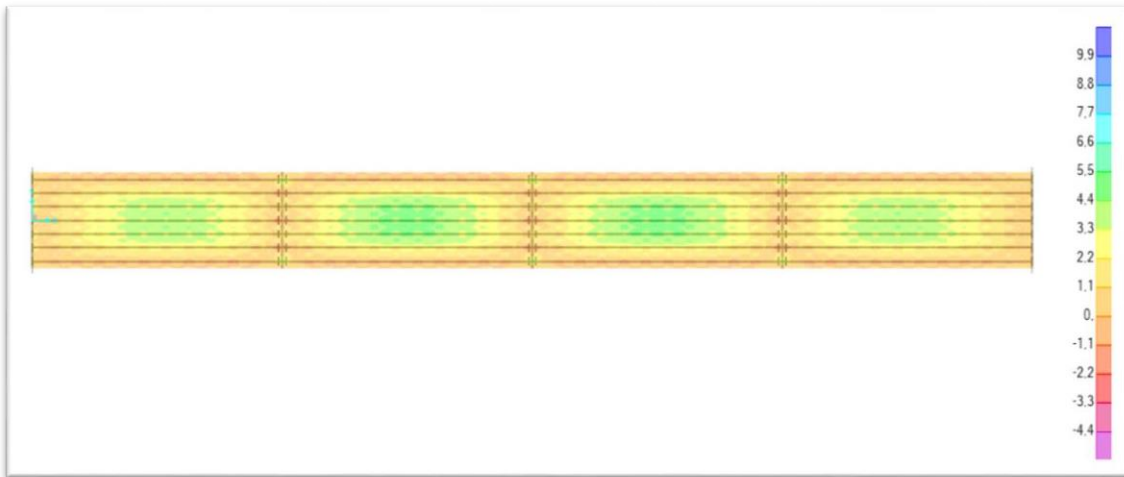


Figure VII.4. Moment fléchissant longitudinal à l'ELS

$$M_s = 4.4 \text{ T.m}$$

$$\mu_s = \frac{4.4 \times 10^4}{100 \times 22,5^2 \times 228.6}$$

$$\mu_s = 0,0855$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0855})$$

$$\alpha = 0,112$$

$$\beta = 1 - (0,4 \times 0,112)$$

$$\beta = 0,955$$

$$z = d \times \beta = 22,5 \times 0,955$$

$$z = 21.49$$

$$A_s = \frac{M_s}{z \times \sigma_{st}} = \frac{4.4 \times 10^4}{21.49 \times 228.6}$$

$$A_s = 8.96 \text{ cm}^2$$

Pour les armatures tendues $A = \max(A_u, A_s)$

$$\text{Donc : } A = \max(6.33 ; 8.96) \text{ cm}^2$$

$$A = 8.96 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **6HA14 = 9.24 cm²**

- Vérification de la contrainte de non fragilité du béton

$$A_{\min} \geq \left(0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) b \times d$$

$$A_{\min} \geq \left(0,23 \times \frac{2,7}{500}\right) \times 22,5 \times 100$$

$$A_{\min} \geq 2,79 \text{ cm}^2$$

$$A = (A_s, A_{\min}) = 8,96 \text{ cm}^2$$

- Vérification à l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} < \min\left\{0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right\}$$

$$\tau_u = \frac{11 \times 10^2}{100 \times 22,5} = 0,49 < \min\left\{0,15 \frac{35}{1,5}; 4\text{MPa}\right\} = 3,5\text{MPa} \text{ condition vérifiée}$$

- Vérification à la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \Sigma u} \leq \overline{\tau_{se}} = 2 \times \psi_s \times f_{t28}$$

$$\Sigma u = n\pi\phi$$

$$\Sigma u = 6 \times 3,14 \times 14 = 263,76$$

$$\tau_{se} = \frac{11 \times 10^4}{0,9 \times 22,5 \times 10 \times 263,76} = 2,059 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$$

$$\tau_{se} = 2,059 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{se}} 8,1 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 2 \times 1,5 \times 2,7 = 8,1\text{MPa}.$$

VI.2.2. Ferrailage longitudinal

VII.2.2.1. En travée

- Etats limite ultime ELU

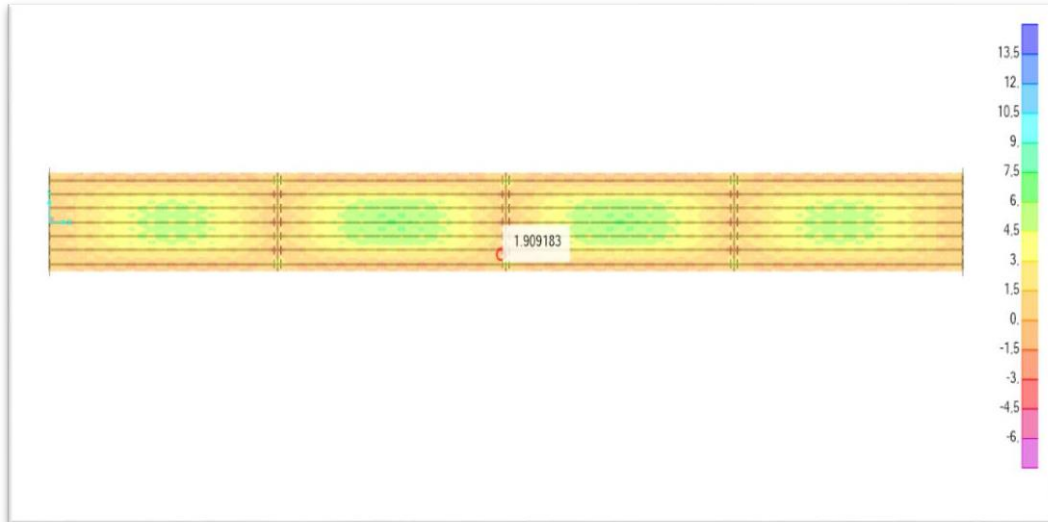


Figure VII.5. Moment fléchissant longitudinal à l'ELU

$$M_u = 13.5 \text{ T.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{13.5 \times 10^4}{100 \times 22.5^2 \times 19,83}$$

$$\mu = 0.134$$

$$\mu \leq 0,186 \text{ Donc : pivot A ;}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,134})$$

$$\alpha = 0,181$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times 0,181$$

$$\beta = 0,928$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{13.5 \times 10^4}{0,928 \times 22,5 \times 434,78}$$

$$A_u = 14.87 \text{ cm}^2$$

- Etats limite service ELS

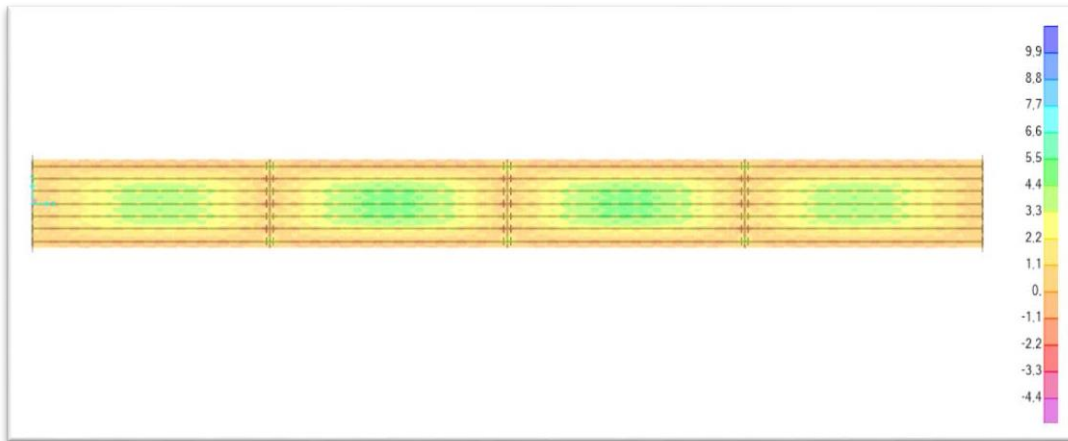


Figure VII.6. Moment fléchissant longitudinal à l'ELS

$$M_s = 9.9 \text{ T.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s \times 10^4}{b \times d^2 \times \sigma_{st}}$$

$$\mu_s = \frac{9.9 \times 10^4}{100 \times 22,5^2 \times 228,6}$$

$$\mu_s = 0,0086$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0086})$$

$$\alpha = 0,0108$$

$$\beta_1 - 0,4\alpha = 1 - (0,4 \times 0,0108)$$

$$\beta = 0,996$$

$$z = d \times \beta = 22,5 \times 0,996$$

$$z = 22,41$$

$$A_s = \frac{M_s}{z \times \sigma_{st}} = \frac{9.9 \times 10^4}{22,41 \times 228.6} = 19.32 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 19.32 \text{ cm}^2$$

Pour les armatures tendues $A = \text{Max}(A_u, A_s)$

Donc : $A = \text{Max}(14.87 ; 19.32) \text{ cm}^2$

$$A = 19.32 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $7HA20=21.99\text{cm}^2$

- **Vérification de la condition de non fragilité du béton soit**

$$A_{\min} \geq \left(0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) b \times d$$

$$A_{\min} \geq 2,79 \text{ cm}^2$$

$$A = (A_s, A_{\min}) = 19.32 \text{ cm}^2$$

$A \geq A_{\min} \rightarrow$ condition vérifiée

- **Vérification à l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} < \min\left\{0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right\}$$

$$\tau_u = \frac{17,6 \times 10^2}{100 \times 22,5} = 0,78 < \min\left\{0,15 \frac{35}{1,5}; 4\text{MPa}\right\} = 3,5 \text{ MPa condition vérifiée}$$

- **Vérification à la contrainte d'adhérence**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \Sigma u} \leq \overline{\tau_{se}} = 2 \times \psi_s \times f_{t28}$$

$$\Sigma u = n\pi\emptyset$$

$$\Sigma u = 10 \times 3,14 \times 16 = 502,4$$

$$\tau_{se} = \frac{17,6 \times 10^4}{0,9 \times 22,5 \times 10 \times 501,4} = 1,73 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$$

$$\tau_{se} = 1,73 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{se}} 8,1 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

VII.2.2. Aux appuis

- Etats limite ultime ELU

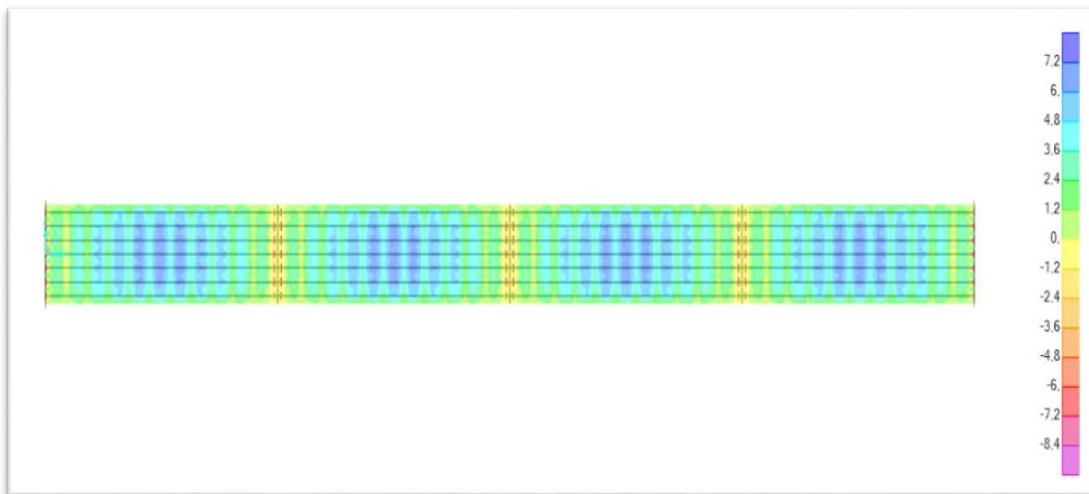


Figure VII.7. Moment fléchissant transversal à l'ELU

$$M_u = 8.4 \text{ T.m}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 35}{1,5} = 19.83 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{8.4 \times 10^4}{100 \times 22,5^2 \times 19,83}$$

$$\mu = 0.084$$

$$\mu \leq 0,186 \text{ Donc : pivot A ;}$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires : $A' = 0$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,084})$$

$$\alpha = 0,11$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times 0,11$$

$$\beta = 0,956$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8.4 \times 10^4}{0,956 \times 22,5 \times 434,78}$$

$$A_u = 8.98 \text{ cm}^2$$

- Etats limite service ELS

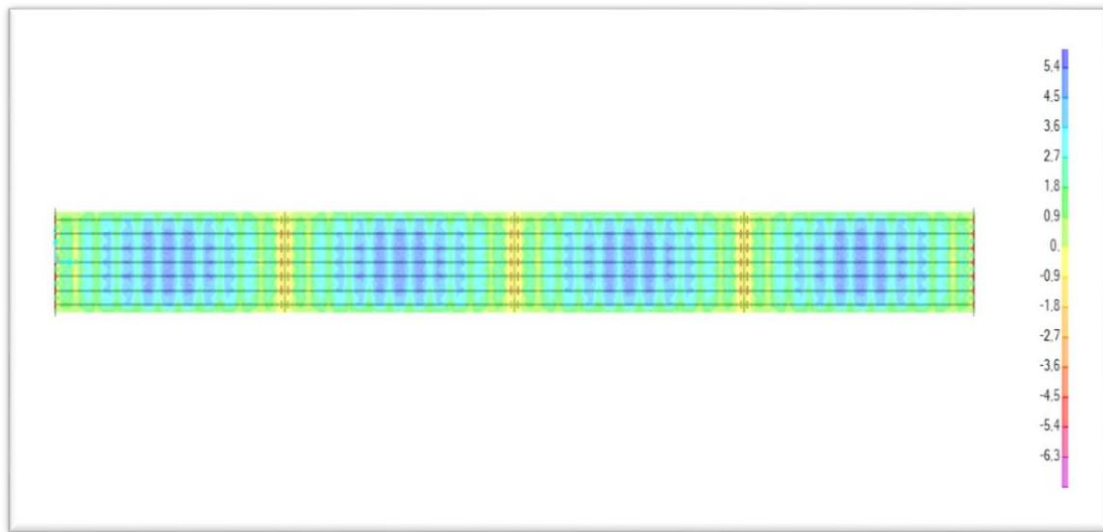


Figure VII.8. Moment fléchissant transversal à l'ELS

$$M_s = 6.3 \text{ T.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s \times 10^4}{b \times d^2 \times \sigma_{st}}$$

$$\mu_s = \frac{6.3 \times 10^4}{100 \times 22,5^2 \times 228.6}$$

$$\mu_s = 0,0054$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0054})$$

$$\alpha = 0,0068$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times 0,0068$$

$$\beta = 0,997$$

$$z = d \times \beta = 22,5 \times 0,997$$

$$z = 21.59$$

$$A_s = \frac{M_s}{z \times \sigma_{st}} = \frac{6.3 \times 10^4}{21.59 \times 228.6}$$

$$A_s = 12.76 \text{ cm}^2$$

Pour les armatures tendues $A = \text{Max}(A_u, A_s)$

Donc : $A = \text{Max}(8.98 ; 12.76) \text{ cm}^2$

$$A = 12.76 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **7HA16 = 14.07 cm²**

- **Vérification de la condition de non fragilité du béton soit**

$$A_{\min} \geq \left(0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) b \times d$$

$$A_{\min} \geq \left(0,23 \times \frac{2,7}{500}\right) \times 22,5 \times 100$$

$$A_{\min} \geq 2,79 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_s, A_{\min}) = 12.76 \text{ cm}^2$$

$A \geq A_{\min} \rightarrow$ condition vérifiée

- **Vérification à l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} < \min\left\{0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right\}$$

$$\tau_u = \frac{9,5 \times 10^2}{100 \times 22,5} = 0,42 < \min\left\{0,15 \frac{35}{1,5}; 4 \text{ MPa}\right\} = 3,5 \text{ MPa condition vérifiée}$$

- **Vérification à la contrainte d'adhérence**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \Sigma u} \leq \overline{\tau_{se}} = 2 \times \psi_s \times f_{t28}$$

$$\Sigma u = n\pi\emptyset$$

$$\Sigma u = 5 \times 3,14 \times 20 = 314$$

Avec : $\psi_s = 1,5$ (HA) ;

$$\tau_{se} = \frac{9,5 \times 10^4}{0,9 \times 225 \times 314} = 1,49 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$$

$$\tau_{se} = 2,134 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{se}} 8,1 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

Tableaux VII.1. Récapitulatif de ferrailage

<i>Moment</i>				
	<i>Sens transversal (YY)</i>		<i>Sens longitudinal (XX)</i>	
	<i>Nappe inférieure</i>	<i>Nappe supérieure</i>	<i>Nappe inférieure</i>	<i>Nappe supérieure</i>
<i>Nappes</i>	6HA16	6HA14	7HA20	7HA16

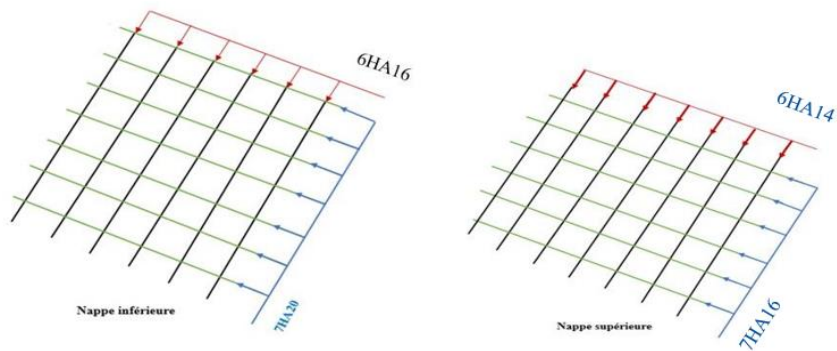


Figure VII.9. Vue en plan de ferrailage de la dalle

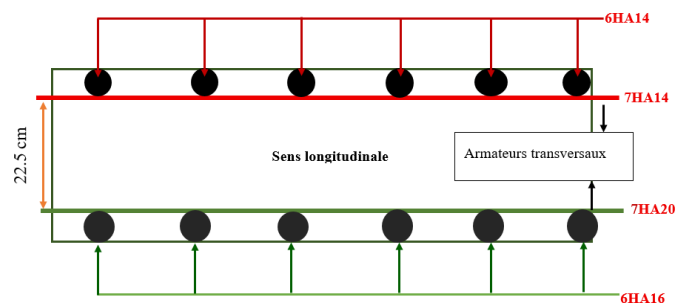


Figure VII.10. Coupe longitudinale de la dalle

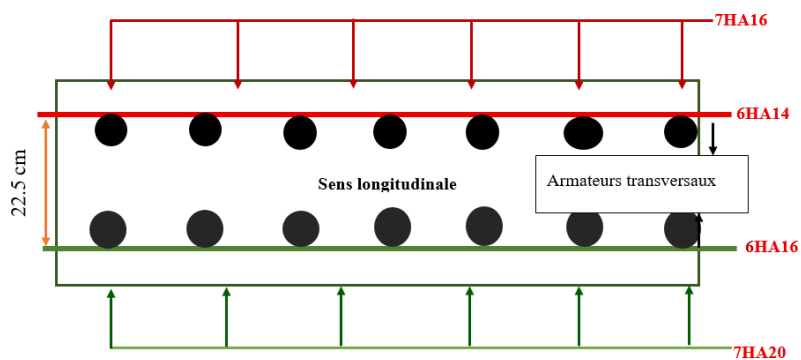


Figure VII.11. Coupe transversale de la dalle

Chapitre VIII

Etude de la précontrainte

VIII.1. Introduction

La précontrainte est une technique de construction des ouvrages en béton qui consiste à créer des efforts internes favorable. Ceux-ci sont soigneusement ajustés pour réduire les effets de la faiblesse du béton en traction. La précontrainte est le plus souvent réalisée à l'aide de câbles tendue enrobés de béton.

La précontrainte permet la réalisation d'ouvrage soumis à des contraintes importantes (pont, dalles-planchers, poutres ou réservoirs de grandes capacité).

VIII.2. Principe de la précontrainte

Principe de la précontrainte a pour objectif, en imposant aux éléments un effort de compression axial judicieusement appliqué de limiter) les sollicitations de traction dans le béton.

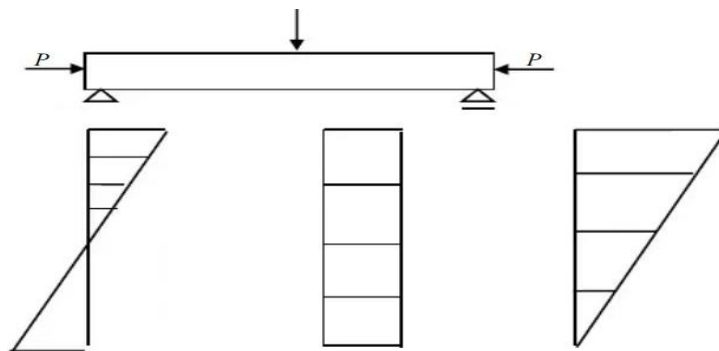


Figure VIII.1. Principe de La précontrainte

Cette précontrainte peut être :

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

VIII.2.1. Mode de la précontrainte

Pour réaliser l'opération de précontrainte, il existe deux possibilités :

VIII.2.1.1. Précontrainte par pré-tension

Dans ce procédé, les câbles de précontrainte sont tendus entre deux massifs solidement ancrés avant le coulage du béton. Cette technique est surtout employée sur les bancs de préfabrication, pour réaliser des éléments répétitifs

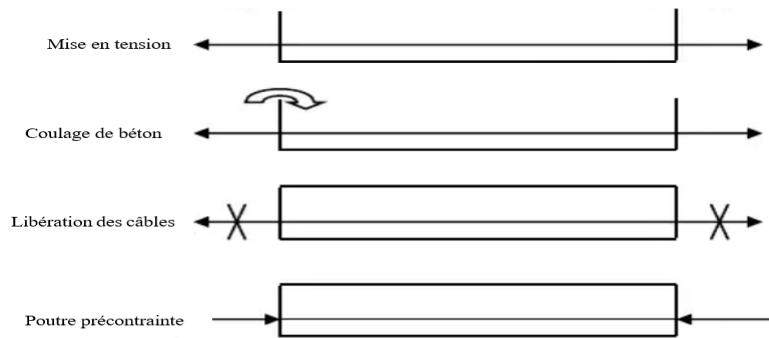


Figure VIII.2. Les procédures de la précontrainte

VIII.2.1.2. Précontrainte par post tension

Ce procédé consiste à tendre les câbles de précontrainte, après coulage et durcissement du béton, en prenant appui sur la pièce à comprimer. Cette technique est utilisée pour les ouvrages importants est, généralement, mise en œuvre sur chantier.

a. Etapes générales de réalisation

- Placement des gaines dans le coffrage.
- Coulage du béton.
- Après le durcissement du béton, la mise en tension des câbles.
- Le blocage se fait par différents systèmes de cales sur une zone de béton fretté.
- L'injection d'un coulis de ciment.

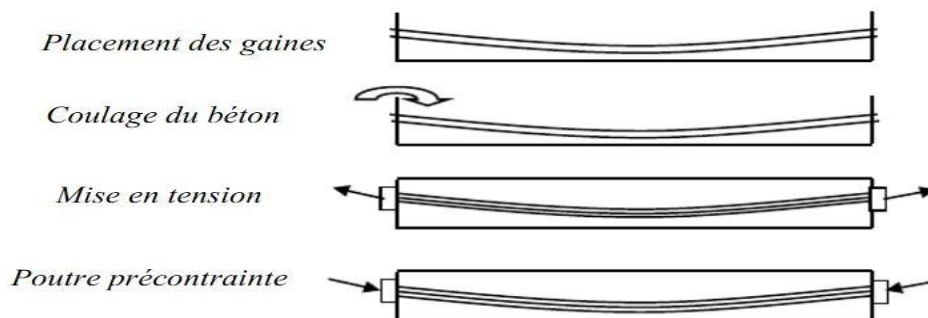


Figure VIII.3. Etapes de réalisation de la précontrainte par poste tension

b. Mise en tension

La mise en tension peut être faite en tendant l'acier aux deux extrémités de la pièce (actif - actif) ou en tendant une seule extrémité uniquement (actif - passif).

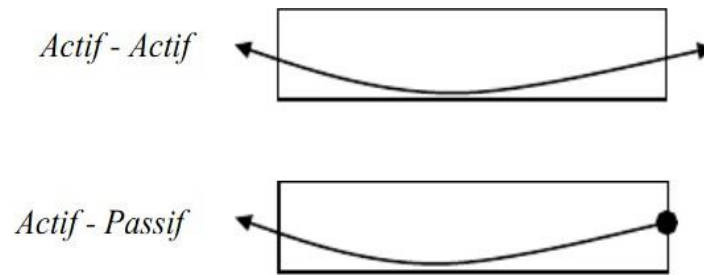


Figure VIII.4. Méthodes de mise en tension des aciers

L'injection est une opération extrêmement importante, car elle assure double rôle :

- La protection des armatures de précontrainte contre la corrosion.
- L'amélioration de l'adhérence entre les armatures et les gaines.

L'opération de l'injection doit être réalisée dès que possible après la mise en tension des armatures. Le produit d'injection doit répondre aux impératifs suivants :

- Avoir une assez faible viscosité pour couler facilement et pénétrer dans toutes les ouvertures et entre fils des câbles de précontrainte.
- Après durcissement, avoir une résistance suffisante pour assurer efficacement l'adhérence de l'armature au béton.
- Présenter un retrait minimal.
- Ne pas être agressif vis-vis de l'acier de précontrainte.

VIII.2.2. Comparaison des deux procédés

Une comparaison entre les deux procédés (post tension et pré-tension) permet de constater les observations suivantes :

a. Précontrainte par pré-tension

- L'économie des gaines, des dispositifs d'ancrage et de l'opération de l'injection.
- La nécessité des installations très lourdes ce qui limite, par voie de conséquence, le choix des formes.
- La simplicité de la réalisation du procédé.
- Une bonne collaboration du béton et des armatures.
- La difficulté de réalisation des tracés courbes d'armatures.
- L'impossibilité de régler l'effort dans les armatures après la mise en tension.

b. Précontrainte par Post-tension

- Ne demande aucune installation fixe puisque ; c'est sur la pièce elle-même que s'appuie le vérin de précontrainte.

- Elle permet le choix des différentes formes.
- La possibilité de régler l'effort de précontrainte, ce qui permet d'adapter le procédé à l'évolution de la masse de l'ouvrage.
- La facilité de réalisation des tracés courbes d'armatures de précontrainte. A côté de ces procédés classiques, il existe des procédés spéciaux qui sont réservés à certains ouvrages ou qui font appel à d'autres principes pour la mise en tension.

VIII.2.3. Avantages et inconvénients

a. Avantages

- Une compensation partielle ou complète des actions des charges.
- Une économie appréciable des matériaux.
- Augmentation des portés économiques.
- Une réduction des risques de corrosion.

b. Inconvénients

- La nécessité de matériaux spécifiques.
- Nécessité de main d'œuvre qualifié.
- La nécessité d'équipements particuliers.
- Risque de rupture à vide par excès de compression.

Dans notre étude, le mode utilisé est la précontrainte par post tension selon le règlement B.P.E.L 91 révisé 99.

VIII.3. Etude de la précontrainte par post tension

La post tension est une technique de précontrainte qui consiste à introduire des câbles en acier dans un béton déjà durci, puis à les tendre à l'aide de vérins hydrauliques. Cela crée une compression dans le béton, renforçant sa capacité à supporter des charges élevées et à résister à la flexion.

VIII.3.1. Précontrainte minimale

$P_2 > P_1$: La section est sur critique, le fuseau de passage du câble à une de ses frontières coupe la zone d'enrobage. Par conséquent, la précontrainte doit reprendre la totalité du poids propre, soit : $P_{\min} = \text{Max}(P_1, P_2)$.

Avec :

P_1 : Précontrainte minimale en section sous critique.

P_2 : Précontrainte minimale en section sur critique.

a. Moments dans la section médiane à l'ELS

Moment maximale sous l'effet de charge D 240 : $M_{\max} = 747.96 \text{ t.m}$

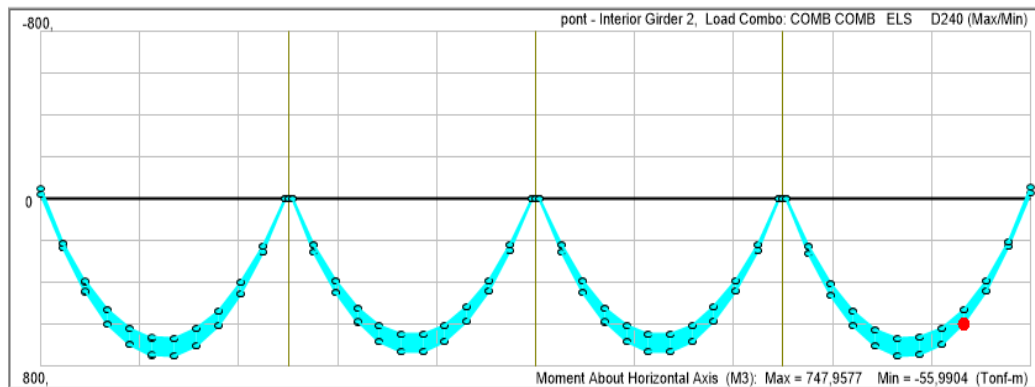


Figure VIII.5. Moment maximale sous l'effet de charge D 240

Moment minimale sous l'effet de charge permanente G : $M_{\min} = 641,87 \text{ t.m}$

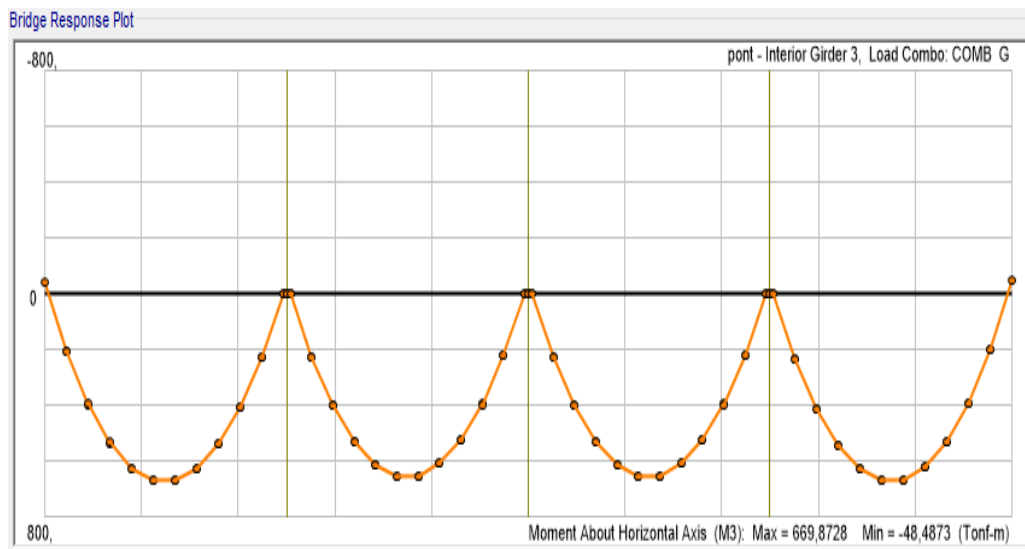


Figure VIII.6. Moment minimale sous l'effet de charge permanente G

$$\Delta M = M_{\max} - M_{\min}$$

$$\Delta M = 747.96 - 669.87 = 78.09 \text{ t.m}$$

$$\Delta M = 78.09 \text{ t.m}$$

VIII.3.2. Contraintes limites

$$f_{t_{28}} = 2.7 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{t_1} = -f_{t_{28}} = -2.7 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{ts} = -1.5f_{t_{28}} = -1.5 \times 2.7 = -4.05 \text{ MPa}$$

Tableau VIII.1. Caractéristiques de la poutre

	B (cm ²)	I _G (cm ⁴)	V'(cm)	V (cm)	ρ (%)	h
Poutre seule	5451	15150921.2	82.2	67.8	0.499	150
Poutre + hourdis	9201	22145901.4	104.72	45.3	0.48	175

a. Précontrainte minimale en section sous critique

$$P_1 = \frac{\Delta M}{\rho \cdot h} + \frac{B}{h} \cdot (V \cdot \bar{\sigma}_{ti} + V' \cdot \bar{\sigma}_{ts})$$

$$P_1 = \frac{78.09 \times 10^3}{0.499 \times 150} + \frac{5451}{150} \times (67.8 \times (-2.7 \times 10^{-1}) + 82.2 \times (-4.5 \times 10^{-1}))$$

$$P_1 = -2008.41 \text{ KN}$$

b. Précontrainte minimale en section sur critique

$$P_2 = \frac{M_{\max} + \rho \cdot B \cdot V \cdot \bar{\sigma}_{\bar{t}}}{\rho \cdot V + V' - d'}$$

$$P_2 = \frac{747.96 \times 10^3 + 0.499 \times 5451 \times 67.8 \times (-2,7 \times 10^{-1})}{0.499 \times 67.8 + 82.2 - 15}$$

$$P_2 = 6310.41 \text{ KN}$$

$$d' = h - 0.9h \Rightarrow d' = 150 - 0.9 \times 150 = 15 \text{ cm}$$

$d' = 15 \text{ cm}$: enrobage des armatures

$$P_2 = 6310.41 \text{ KN} > P_1 = -2008.41 \text{ KN}$$

La section est surcritique : le fuseau de passage du câble atteint l'une de ses frontières, traversant ainsi la zone d'enrobage. Par conséquent, l'effort de précontrainte économique P_1 est insuffisant.

Donc :

$$P_{\min} = \text{Max}(P_1, P_2)$$

$$P_{\min} = P_2 = 6310.41 \text{ KN}$$

Alors l'excentricité e_0

$$e_0 = -(V - d') = -(80.2 - 15) = -67.2 \text{ cm}$$

$$e_0 = -67.2 \text{ cm}$$

VIII.3.3. Calcul du nombre de câble

Les câbles d'about doivent être tendus à 100 % de P_0 avant le coulage de la dalle. Les pertes de précontrainte ont été estimées à 32 % :

Les aciers de précontraints adoptés pour l'ouvrage sont des torons 12T15 de (12 torons de diamètre 15.7mm) de type FREYSSINET (classe1485).

$$P_{\min} = 0.68 \times P_0 ; P_0 = \frac{P_{\min}}{0.68} ; P_0 = \frac{6310.41}{0.68} = 9279.41 \text{ t}$$

$$N = \frac{P_0}{P_{01}}$$

$$\sigma_0 = \min \{0.8f_{prg}; 0.9f_{peg}\}$$

$$\sigma_0 = \min \{0.8 \times 1860; 0.9 \times 1643\}$$

$$\sigma_0 = \min (1488; 1478.7) \text{ MPa}$$

$$\sigma_0 = 1478.7 \text{ MPa}$$

$$P_{01} = \sigma_0 \times A_p$$

$$P_{01} = 1478.7 \times (12 \times 150) \times 10^{-3}$$

$$P_{01} = 2661,66 \text{ t}$$

Avec :

f_{prg} : limite de rupture garantie de l'acier de précontrainte.

f_{peg} : limite d'élasticité de l'acier de précontrainte.

$$n = \frac{P_0}{P_{01}}$$

$$N = \frac{9279.41}{2661,66}$$

$$N = 3,48$$

3 câbles atteignent exactement l'effort demandé, on ne prend pas 4, car ce serait inutilement surdimensionné. Donc le nombre des câbles est : 3 câbles de **12T15**

VIII.3.4. Vérification des sections

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M_{\min} \cdot V}{I} \geq \sigma_{ts} \\ \frac{P}{S} - \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} - \frac{M_{\min} \cdot V}{I} \leq \sigma_{Cl} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M_{\max} \cdot V}{I} \leq \sigma_{cs} \\ \frac{P}{S} - \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} - \frac{M_{\max} \cdot V}{I} \geq \sigma_{tl} \end{array} \right.$$

$\bar{\sigma}_{ci}$ Et $\bar{\sigma}_{cs}$: Contraintes admissibles de compression respectivement sur la fibre inférieure et supérieure.

$\bar{\sigma}_{ts}$ Et $\bar{\sigma}_{ti}$: Contraintes admissibles de traction respectivement sur la fibre supérieure et inférieure.

VIII.3.4.1. Vérification des contraintes à la mise en tension

En construction, la mise en tension se fait au 14^{ème} jour (50%).

1. Contrainte limite

a. En compression

$$\bar{\sigma}_{ci} = \bar{\sigma}_{cs} = 0.6f_{c14} ; \quad f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} \times f_{c28} ; \quad f_{c28} = 35 \text{ Mpa}$$

$$f_{c14} = \frac{14}{4.76 + 0.83 \times 14} \times 35 ; \quad f_{c14} = 29.91 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{ci} = \bar{\sigma}_{cs} = 17.95 \text{ Mpa}$$

b. En traction

$$f_{t14} = 0.6 + 0.06f_{c14} = 2.39 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_t = \begin{cases} \bar{\sigma}_{ts} = -1.5f_{t14} = -1.5 \times 2.39 = -3.59 \text{ Mpa} & \text{(hors de la section d'enrobage)} \\ \bar{\sigma}_{ti} = -f_{t14} = -2.39 \text{ Mpa} & \text{(dans la section d'enrobage)} \end{cases}$$

$$P = 0.94 \times P_{\min} = 0.94 \times 6310.41 = 59314 \text{ KN}$$

2. Vérification des contraintes en fibre supérieure

$$\sigma_{ts} = \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M_{\min} \cdot V}{I} \geq \bar{\sigma}_{ts} = -3.59 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{À la fibre supérieure}$$

$$e_0 = -67.2 \text{ cm}$$

À la mise en tension la poutre n'est soumise qu'à son poids propre $G = 1.56 \text{ t/ml}$.

$$M_{\min} = M_G = \frac{qL^2}{8} = \frac{1.56 \times 33.4^2}{8} = 217.53 \text{ t.m}$$

$$\sigma_{ts} = \frac{5931.4}{5451} + \frac{5931.4 \times (-67.2) \times 67.8}{15150921.2} + \frac{217.53 \times 67.8 \times 10^2}{15150921.2}$$

$$\sigma_{ts} = -0.598 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ts} = -0.598 \text{ MPa} \geq \bar{\sigma}_{ts} = -3.592 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

3. Vérification des contraintes en fibre inférieure

$$\bar{\sigma}_{ci} = \frac{P}{S} - \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} - \frac{M_{\min} \cdot V}{I} \leq \bar{\sigma}_{ci} = 17.95 \Rightarrow \text{À la fibre inférieure.}$$

$$\bar{\sigma}_{ci} = \frac{5931.4}{5451} - \frac{5931.4 \times (-67.2) \times 82.2}{15150921.2} - \frac{217.53 \times 82.2 \times 10^2}{15150921.2}$$

$$\bar{\sigma}_{\text{ci}} = 3.133 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{\text{ci}} = 3.133 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{ci}} = 17.95 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Conformément aux vérifications des contraintes en fibre supérieure et inférieure, la mise en tension se fera en une seule famille, donc la disposition de tous les câbles seront à l'about.

VIII.3.4.2. Tracé des câbles

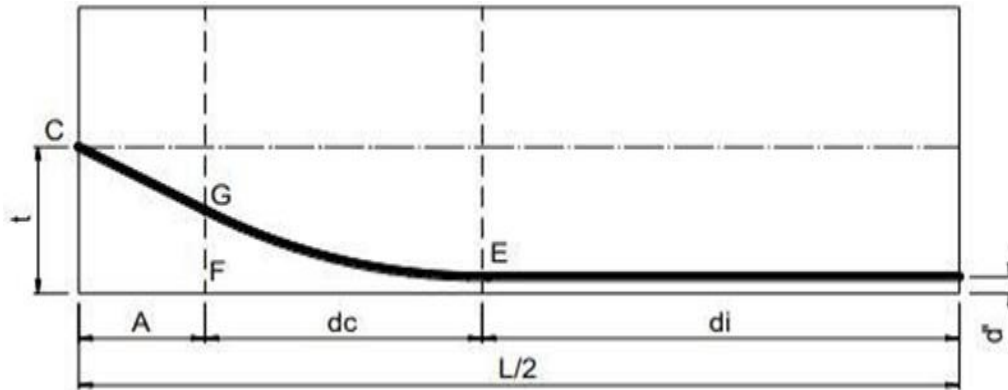


Figure VIII.7. Tracer des câbles

E : point du début de relevage.

t : Hauteur du point C par rapport à la fibre inférieure.

EG : tronçon parabolique d'équation $Y = a \cdot X^2$

GC : tronçon rectiligne pour permettre une transmission convenable d'effort entre l'appareil d'ancrage et le câble.

La pente du tronçon rectiligne GC doit être égale à la dérivée de $Y = a \cdot X^2$ pour $x = dc$

Donc :

$$Y'(dc) = 2 \cdot a \cdot dc = \tan \alpha \Rightarrow a = \frac{\tan \alpha}{2 \times dc}$$

$$Gc = a \cdot dc^2 = t - d - Gc \cdot \sin \alpha$$

$$A = Gc \cdot \cos \alpha \Rightarrow Gc = \frac{A}{\cos \alpha} \Rightarrow Gc \cdot \sin \alpha = A \cdot \tan \alpha$$

$$\Rightarrow a \cdot dc^2 = t - d - A \cdot \tan \alpha \Leftrightarrow \frac{\tan \alpha}{2 \cdot dc} \cdot dc^2 = t - d - A \cdot \tan \alpha$$

$$\Rightarrow dc = \frac{2}{\tan \alpha} (t - d - A \cdot \tan \alpha)$$

$$dc = \frac{2}{\tan \alpha} (t - d - A \cdot \tan \alpha)$$

A : est choisi de manière à limiter la courbure de la gaine, soit = 1m.

$$dc = \frac{2}{\tan \alpha} (t - \tan \alpha - d)$$

❖ Application au projet

• Câbles d'about

Les conditions fixées par le document SETRA :

$$d \geq 16,5 \text{ cm}, a' \geq 28 \text{ cm}, d' \geq 16,5 \text{ cm}$$

L'enrobage minimal est pris égale : $c = 10 \text{ cm}$

Compte tenu de la disposition :

$$P_1 + P_2 + P_3 = R$$

$$P_1 = P_2 = P_3 = R$$

$$\frac{(\Sigma M)}{\text{fibre inférieure}} = R \times V' = P_1 \times d + P_2 (a' + d) + P_3 (2a' + d)$$

$$v' = a' - d$$

$$a' = v' - d = 82.2 - 50 = 32.2 \text{ cm.}$$

$$d' = v - a' = 67.8 - 32.2 = 35.6 \text{ cm} > c = 10 \text{ cm}$$

La disposition à adopter est données comme suit :

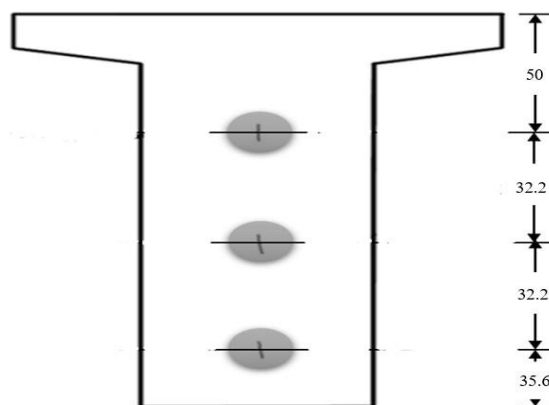


Figure VIII.8. Dispositions des câbles d'about

Pour la première famille on prend comme angle de relevage :

$$\alpha_1 = 7^\circ, \alpha_2 = 14^\circ; \alpha_2 = 19^\circ$$

• Câble d'about

$$t_1 = 0.5$$

$$t_2 = 0.8218$$

$$t_3 = 1.1436$$

$$dc = \frac{2}{\tan \alpha} (t - \tan \alpha - d)$$

$$dc_1 = \frac{2}{\tan 7} (0.5 - \tan 7 - 0.15) = 3.70 \text{ m}$$

$$dc_2 = \frac{2}{\tan 14} (0.8218 - \tan 14 - 0.15) = 3.39 \text{ m}$$

$$dc_3 = \frac{2}{\tan 19} (1.1436 - \tan 19 - 0.15) = 3.77 \text{ m}$$

$$a_1 = \frac{\tan \alpha}{2 \cdot dc} = \frac{\tan(7)}{2 \times 3.70} = 0.017$$

$$a_2 = \frac{\tan(14)}{2 \times 3.39} = 0.033$$

$$a_3 = \frac{\tan(19)}{2 \times 3.77} = 0.046$$

La disposition des câbles est illustrée dans le tableau suivant :

Tableau VIII.2. Disposition des câbles

	N° câble	α (°)	$\tan \alpha$	$t(m)$	$d'(m)$	$dc(m)$	a
1 ère famille	1	7	0.123	0.5	0.15	3.70	0.017
	2	14	0.25	0.8218	0.15	3.39	0.033
	3	19	0.34	1.1436	0.15	3.77	0.046

❖ Longueur totale du câble

$$L_t = L_r + L_c + L_d$$

Avec :

L_r : Longueur du tronçon rectiligne.

L_c : Longueur du tronçon parabolique.

L_d : Longueur du tronçon droit.

$$L_c = \frac{1}{4a} [\ln (2 \cdot a \cdot dc + \sqrt{1 + (2 \cdot a \cdot dc)^2}) + 2 \cdot a \cdot dc \sqrt{1 + (2 \cdot a \cdot dc)^2}]$$

$$L_d = d_i \quad \text{Figure (VIII.1)}$$

Exemple de calcul pour première la famille

$$L_{r1} = \frac{0.5 + A}{\cos \alpha} = \frac{0.5 + 1}{\cos 7} = 1.51$$

$$L_{r2} = \frac{0.5 + A}{\cos \alpha} = \frac{0.5 + 1}{\cos 14} = 1.55$$

$$L_{r3} = \frac{0.5 + A}{\cos \alpha} = \frac{0.5 + 1}{\cos 19} = 1.59$$

$$L_{c1} = \frac{1}{4 \times 0.017} [\ln(2 \times 0.017 \times 3.7 + \sqrt{1 + (2 \times 0.017 \times 3.7)^2}) + 2 \times 0.017 \times 3.7 \sqrt{1 + (2 \times 0.017 \times 3.7)^2}]$$

$$= 3.81 \text{ m}$$

$$L_{c2} = \frac{1}{4 \times 0.033} [\ln(2 \times 0.033 \times 3.39 + \sqrt{1 + (2 \times 0.033 \times 3.39)^2}) + 2 \times 0.033 \times 3.39 \sqrt{1 + (2 \times 0.033 \times 3.39)^2}]$$

$$= 3.26 \text{ m}$$

$$L_{c3} = \frac{1}{4 \times 0.046} [\ln(2 \times 0.046 \times 3.77 + \sqrt{1 + (2 \times 0.046 \times 3.77)^2}) + 2 \times 0.046 \times 3.77 \sqrt{1 + (2 \times 0.046 \times 3.77)^2}]$$

$$= 3.84$$

Tableaux VIII.1. Récapitulatif des longueurs des câbles

N° Câbles	$L_r(m)$	$L_c(m)$	$L_d(m)$	L_t	$L_t \times 2$
1	1.51	3.81	11.89	17.21	34.42
2	1.55	3.26	12.44	17.25	34.5
3	1.59	3.84	11.86	17.29	34.58

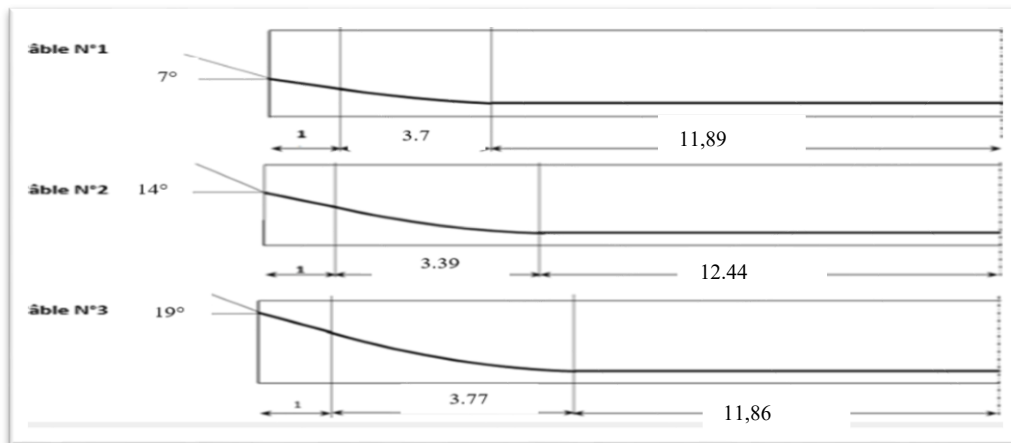


Figure VIII.9. Tracer des câbles de la première famille

❖ Câble moyen fictif

- Section d'about : $t_{moy} = \frac{\sum t_i}{n}$

- Section à X_m de l'appui : $t_i = d' + a_i \cdot X_i^2$ avec $X_i = d_c + 1 - (X)$

Remarque :

À la section médiane $t_i = d'$

Exemple de calcul

Câble N° (1): $t_1 = 0,50$ m

Câble N° (2): $t_2 = 0.8218$ m

Câble N° (3): $t_3 = 1.1436$ m

- **Position du câble moyen à l'about :**

$$t_{\text{moy}} = \frac{\sum t_i}{n} = \frac{0,50 + 0.8218 + 1.1436}{3} = 0.8218\text{m}$$

- **Section à 1 m de l'appui :**

Câble n° (1) :

$$X_1 = d_{c_1} + 1 - X, \text{ avec } X = 0$$

$$X_1 = 3.70 + 1 - 0 = 4.70 \text{ m}$$

$$t_1 = d' + a_1 \cdot X_1^2$$

$$t_1 = 0.15 + 0.017 \times 4.70^2$$

$$t_1 = 0.53 \text{ m}$$

Câble n° (2) :

$$X_2 = d_{c_2} + 1 - X, \text{ avec } X = 0$$

$$X_2 = 3.39 + 1 - 0 = 4.39 \text{ m}$$

$$t_2 = d' + a_2 \cdot X_2^2$$

$$t_2 = 0.15 + 0.033 \times 4.39^2$$

$$t_2 = 0.79 \text{ m}$$

Câble n° (3) :

$$X_3 = d_{c_3} + 1 - X, \text{ avec } X = 0$$

$$X_3 = 3.77 + 1 - 0 = 4.77 \text{ m}$$

$$t_3 = d' + a_3 \cdot X_3^2$$

$$t_3 = 0.15 + 0.046 \times 4.77^2$$

$$t_3 = 1.197 \text{ m}$$

Tableau VIII.3. Câble moyen fictif

N° Cables	t_i	$X = 0$	$X = 1$	$X = \frac{L}{4}$	$X = \frac{L}{2}$
Cables 1	t_1	0,50	0.53	0.38	0.376
Cables 2	t_2	0.8218	0.79	0.53	5.5
Cables 3	T_3	1.1436	1.2	0.80	0.74

VIII.4. Caractéristiques géométriques des sections nettes

VIII.4.1. Composante de la précontrainte à la section d'appui

$$V = \sum p_i \cdot \sin \alpha_i = p \cdot \sum \sin \alpha$$

Soit P la force de la précontrainte d'un câble :

$$\begin{cases} N = \sum p_i \cos \alpha_i = p \cdot \sum \cos \alpha \end{cases}$$



Figure VIII.10. Composante de la force précontrainte

Z : la distance du point d'application de la composante N par rapport au centre de gravité de la poutre.

Z_i : la distance du point d'application de la résultante N par rapport à la fibre inférieure de la section ($Z_i = t_i$).

$$P \cdot \sum Z_i \cdot \cos \alpha_i = N \cdot Z \implies Z = \frac{\sum Z_i \cdot \cos \alpha_i}{\sum \cos \alpha_i}$$

Avec : $N = P \sum \cos \alpha_i$

1. Section d'about (poutre seul)

Tableau VIII.4. Composantes de la précontrainte à l'about (poutre seule)

N° du câble	α (°)	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	Z_i (m)	$Z_i \times \cos \alpha$	Z_i^2 (m ²)
1	7	0.122	0.993	0.5	0.497	0.25
2	14	0.242	0.97	0.8218	0.797	0.675
3	19	0.42	0.94	1.1436	1.07	1.31
Σ	/	/	2.903	3.2918	2.364	2.235

$$Z = \frac{\sum Z_i \cdot \cos \alpha_i}{\sum \cos \alpha_i} = \frac{2.364}{2.903} = 0.81 \text{ m}$$

Pour tracer les fuseaux limites, il faut déterminer les caractéristiques géométriques de quelques sections particulières de la poutre, ceci en retranchant celles des gaines aux caractéristiques brutes.

$$B_{\text{gaine}} = n \cdot \frac{\pi \phi_{\text{gaine}}^2}{4} \quad \text{Avec : } \phi_{\text{gaine}} = 8 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie de la gaine par rapport à l'axe (Δ) passant par la fibre inférieure de la poutre est donnée par :

$$I_{(\Delta)g} = \frac{n \cdot \pi \phi_g^4}{64} + \frac{\pi \phi_g^2}{4} \cdot \sum Z_i^2$$

n : Nombre de câbles

$$I_{(\Delta)g} = \frac{3 \cdot \pi \cdot 0.08^4}{64} + \frac{3.14 \times 0.08^2}{4} \times 2.235 = 1123.47 \text{ cm}^4$$

Section des gaines :

$$B_{\text{gaine}} = \frac{\pi \phi_{\text{gaine}}^2}{4} = \frac{\pi \times 8^2}{4} = 50.24$$

Dans notre cas :

$$B_{\text{gaine}} = n \cdot 28.26 = 3 \times 50.24 = 150.75 \text{ cm}^2$$

$$S\Delta = Z \times B = 81 \times 150.75 = 12210.75 \text{ cm}^3$$

Tableau VIII.5. Caractéristiques géométriques de la gaine (poutre seule)

Désignation	B (cm ²)	Z (cm)	S _Δ (cm ³)	I _Δ (cm ⁴)
Section brute	8080	81	647012,5	68558898,3
Gaines	50.24		12210.75	1123.47
Section nette	8029.76		634801.75	6854774.83
V' (cm)	V (cm)	I _G (cm ⁴)	ρ (%)	e _p (cm)
79.1	70.9	18269805.19	0.41	10.1

$$V' = \frac{S_{\Delta}}{B} = \frac{634801.75}{8029.76} = 79.1 \text{ cm}$$

$$V = h - V' = 150 - 79.1 = 70.9 \text{ cm}$$

$$I_G = I_{\Delta} - \frac{S_{\Delta}^2}{B} = 6854774.83 - \frac{634801.75^2}{8029.76} = 18269805.19 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{I_G}{B \cdot V \cdot V'} = \frac{18269805.19}{8029.76 \times 79.1 \times 70.9} = 0.41 \%$$

$$e_p = Z - V' = 81 - 79.1 = 1.9 \text{ cm}$$

2. Section d'about (poutre + hourdis) :

On procède de la même manière que précédemment, les tableaux ci-dessous résument les valeurs calculées.

Tableau VIII.6. Caractéristiques de la section d'about + hourdis

Désignation	B (cm ²)	Z (cm)	S _Δ (cm ³)	I _Δ (cm ⁴)
Section brute	11830	81	1049508	134871785,8
Gaines	50.24		12210.75	1123.47
Section nette	1779.76		1037297.25	134870662.3
V' (cm)	V (cm)	I _G (cm ⁴)	ρ (%)	e _p (cm)
87.68	62.32	474750540.8	48.82	-6.68

$$V' = \frac{S_{\Delta}}{B} = \frac{1037297.25}{1779.76} = 87.68 \text{ cm}$$

$$V = h - V' = 150 - 87.68 = 62.32 \text{ cm}$$

$$I_G = I_{\Delta} - \frac{S_{\Delta}^2}{B} = 134870662.3 - \frac{1041623.46^2}{1779.76} = 474750540.8 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{I_G}{B.V.V'} = \frac{474750540.8}{1779.76 \times 87.68 \times 62.32} = 48.82 \%$$

$$e_P = Z - V' = 81 - 87.68 = -6.68 \text{ cm}$$

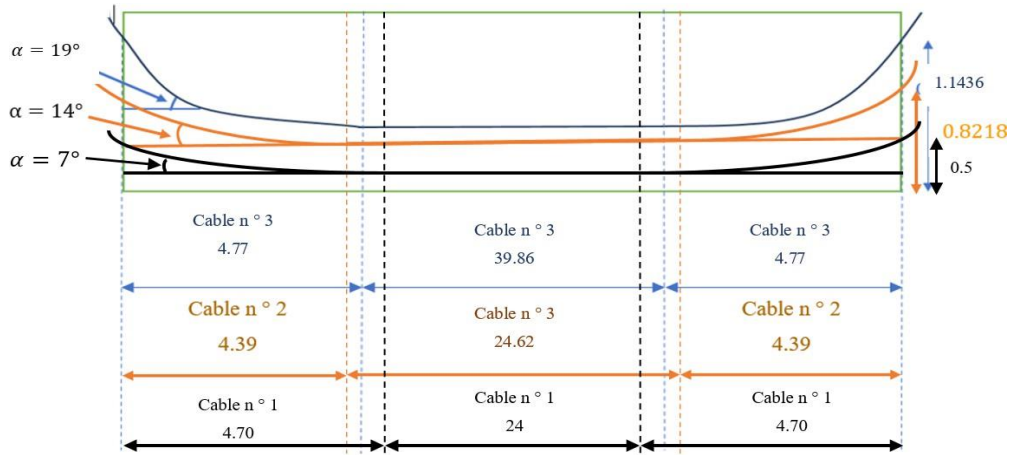


Figure VIII.11. Disposition des câbles

VIII.5. Calcul des pertes de précontrainte

Les pertes de précontrainte correspondent, de manière générale, à l'écart entre la force exercée par le vérin au moment de la mise en tension et celle réellement présente à un point déterminé de l'armature à un instant donné. Pour déterminer avec exactitude les valeurs initiales et finales de cette force, il est indispensable de suivre attentivement l'évolution de ces pertes. Celles-ci se répartissent en deux grandes catégories :

1. Pertes instantanées

Elles se produisent lors de la mise en tension. Elles sont dues aux :

- Pertes par frottements
- Pertes par recul des encrages
- Pertes par raccourcissement instantané du béton

2. Pertes différées

Elles se produisent durant l'exploitation de l'ouvrage, elles sont dues aux :

- Pertes par retrait de béton.
- Pertes par relaxation des aciers.
- Pertes par fluage du béton.

Tableau VIII.7. Caractéristiques de câbles

Contrainte de rupture garantie	$f_{prg} = 1860 \text{ MPa}$
Contrainte élastique garantie	$f_{peg} = 1643 \text{ MPa}$
Diamètre extérieure de la gaine	$\phi = 80 \text{ mm}$
Relaxation des câbles à 1000 heures	$\rho_{1000} = 2.5\%$
Coefficient de frottement en ligne	$\varphi = 0.002 \text{ m}^{-1}$
Coefficient de frottement en courbe	$\text{f} = 0.18 \text{ rd}^{-1}$

VIII.5.1. Pertes instantanées

VIII.5.1.1. Pertes par frottement

Lorsque le câble est mis en tension, il entre en contact avec la gaine, ce qui provoque un frottement responsable d'une diminution de sa tension.

La tension à n'importe quel point d'abscisse (x) après la mise en tension peut être exprimée comme suit :

$$\sigma_P(x) = \sigma_{P_0} \cdot e^{-(f\alpha - \varphi x)}$$

Avec :

σ_{P_0} : Tension à l'origine $\sigma_{P_0} = 1485 \text{ MPa}$

Donc, la perte par frottement est :

$$\Delta\sigma_\varphi(x) = \sigma_{P_0} - \sigma_{P_0} \cdot e^{-(f\alpha - \varphi x)}$$

Tableau VIII.8. Perte par frottement

Section	α	σ_{P_0} (MPa)	$X = 0.00L$		$X = 1m$		$X = 0.25L$		$X = 0.5L$	
			X	$\Delta\sigma_\varphi(x)$	X	$\Delta\sigma_\varphi(x)$	X	$\Delta\sigma_\varphi(x)$	X	$\Delta\sigma_\varphi(x)$
Câble1	7	1485	0.00	32.26	1	29.35	8.35	7.79	16.7	-17.09
Câble2	14	1485	0.00	36.81	1	60.96	8.35	39.88	16.7	15.54
Câble3	19	1485	0.00	86.14	1	83.34	8.35	62.59	16.7	38.63
Moyenne de 3 câble				51.74		57.88		36.75		12.36

VIII.5.1.2. Pertes par recul d’ancrage

Les pertes de tension observées dans les câbles de précontrainte, dues au glissement des torons dans les clavettes et au déplacement de ces dernières dans les plaques d’ancrage lors du verrouillage.

Ce phénomène, appelé tassement, peut varier entre 1 et 12 mm selon la méthode de précontrainte et la capacité d’ancrage. Il entraîne un raccourcissement des câbles et une perte de tension localisée, limitée par une longueur d’influence au-delà de laquelle le frottement empêche le glissement.

1. Câble N°1

La tension à l’origine $\sigma_{P_0} = \sigma_A = 1485\text{MPa}$

$\sigma_i = \sigma_{P_0}(1 - f\alpha - \varphi x)$ avec $\alpha = 0$ (Tronçon rectiligne).

$$\sigma_B = 1485 \times (1 - 0.18 \times 0 - 2 \times 10^{-3} \times 1) = 1482.03\text{MPa}$$

$$\sigma_C = 1485 \times (1 - 0.18 \times 0.122 - 2 \times 10^{-3} \times 3.7) = 1441.4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_D = 1485 \times (1 - 0.18 \times 0.122 - 2 \times 10^{-3} \times 16.7) = 1402.79 \text{ MPa}$$

$$g.Ep = 7 \times 10^{-3} \times 2 \times 10^5 = 1400 \text{ MPa.m}$$

➤ **Calcul des aires**

$$S_1 = \frac{1}{2} \times (\sigma_{P_0} - \sigma_B)$$

$$S_1 = \frac{1}{2} \times (1485 - 1482.03) = 1.485 \text{ MPa.m}$$

$$S_2 = 1 \times (\sigma_{P_0} - \sigma_C)$$

$$S_2 = (1485 - 1441.4) \times 1 = 43.6 \text{ MPa.m}$$

$$S_3 = (1485 - 1441.4) \times \frac{3.7}{2} = 86.66 \text{ MPa.m}$$

$$S = 2 \times \sum S_i = 2 \times (1.485 + 43.6 + 86.66) = 263.49 \text{ MPa.m}$$

$g.Ep = 1400 \text{ MPa} > S = 263.49 \text{ MPa} \rightarrow$ Il se produit une chute de tension $\Delta\sigma_M$

$$g.Ep = S + \Delta\sigma_M \times AD$$

$$\Delta\sigma_M = (1400 - 263.49) / 16.7 = 68.1 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_M = 68.1 \text{ MPa}$$

Le graphique ci-dessous illustre la chute de tension dans le câble n°1, avant et après le verrouillage de l’ancrage.

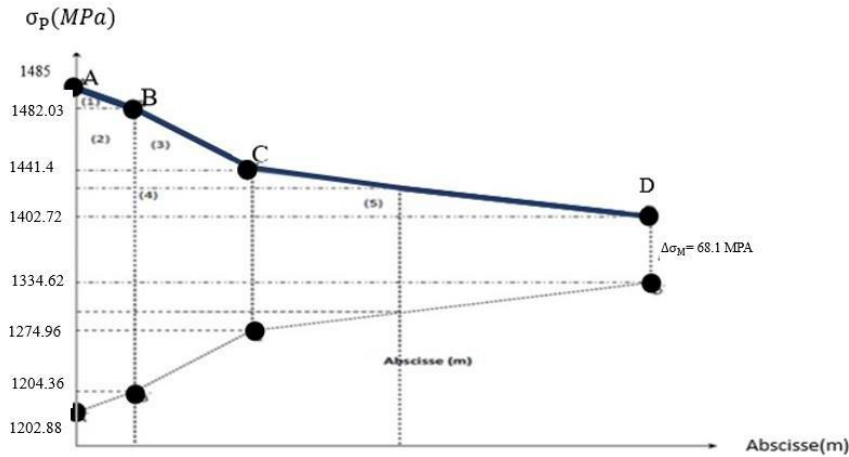


Figure VIII.12. Diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble n°1

2. Câble N° 2 :

$\sigma_i = \sigma_{P_0}(1 - f\alpha - \varphi x)$ avec $\alpha = 0$ (Tronçon rectiligne).

$$\sigma_B = 1485 \times (1 - 0.18 \times 0 - 2 \times 10^{-3} \times 1) = 1482.03 \text{ MPa}$$

$$\sigma_C = 1485 \times (1 - 0.18 \times 0.224 - 2 \times 10^{-3} \times 3.39) = 1415.1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_D = 1485 \times (1 - 0.18 \times 0.244 - 2 \times 10^{-3} \times 16.7) = 1375.5 \text{ MPa}$$

$$g.Ep = 7 \times 10^{-3} \times 2 \times 10^5 = 1400 \text{ MPa.m}$$

➤ Calcul des aires

$$S_1 = \frac{1}{2} \times (\sigma_{P_0} - \sigma_B)$$

$$S_1 = \frac{1}{2} \times (1485 - 1482.03) = 1.485 \text{ MPa.m}$$

$$S_2 = 1 \times (\sigma_{P_0} - \sigma_C)$$

$$S_2 = (1485 - 1415.1) \times 1 = 69.9 \text{ MPa.m}$$

$$S_3 = (1485 - 1415.1) \times 3.39/2 = 118.48 \text{ MPa.m}$$

$$S = 2 \times \sum S_i = 2 \times (1.485 + 69.9 + 118.48) = 379.73 \text{ MPa.m}$$

$g.Ep = 1400 \text{ MPa} > S = 379.73 \text{ MPa} \rightarrow$ Il se produit une chute de tension $\Delta\sigma_M$

$$g.Ep = S + \Delta\sigma_M \times AD$$

$$\Delta\sigma_M = (1400 - 379.73)/16.7 = 61.1 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_M = 61.1 \text{ MPa}$$

Le graphique ci-dessous illustre la chute de tension dans le câble n°2, avant et après le verrouillage de l'ancrage.

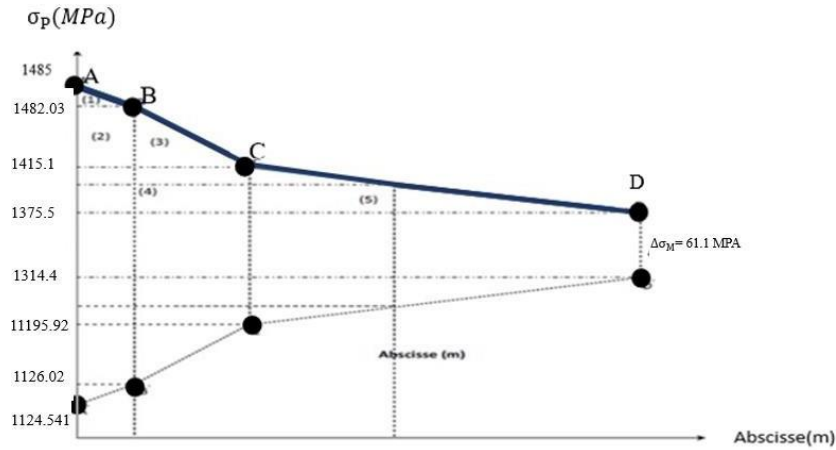


Figure VIII.13. Diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble n°2

3. Câble N° 3

$\sigma_i = \sigma_{P_0}(1 - f\alpha - \varphi x)$ avec $\alpha = 0$ (Tronçon rectiligne).

$$\sigma_B = 1485 \times (1 - 0.18 \times 0 - 2 \times 10^{-3} \times 1) = 1482.03 \text{ MPa}$$

$$\sigma_C = 1485 \times (1 - 0.18 \times 0.34 - 2 \times 10^{-3} \times 3.77) = 1473.8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_D = 1485 \times (1 - 0.18 \times 0.34 - 2 \times 10^{-3} \times 16.7) = 1435.4 \text{ MPa}$$

$$g.Ep = 7 \times 10^{-3} \times 2 \times 10^5 = 1400 \text{ MPa.m}$$

➤ **Calcul des aires**

$$S_1 = \frac{1}{2} \times (\sigma_{P_0} - \sigma_B)$$

$$S_1 = \frac{1}{2} \times (1485 - 1482.03) = 1.485 \text{ MPa.m}$$

$$S_2 = 1 \times (\sigma_{P_0} - \sigma_C)$$

$$S_2 = (1485 - 1473.8) \times 1 = 11.27 \text{ MPa.m}$$

$$S_3 = (1485 - 1473.8) \times 3.77/2 = 21.11 \text{ MPa.m}$$

$$S = 2 \times \sum S_i = 2 \times (1.485 + 11.27 + 21.11) = 67.73 \text{ MPa.m}$$

$g.Ep = 1400 \text{ MPa} > S = 67.73 \text{ MPa} \rightarrow$ Il se produit une chute de tension $\Delta\sigma_M$

$$g.Ep = S + \Delta\sigma_M \times AD$$

$$\Delta\sigma_M = (1400 - 67.73)/16.7 = 79.78 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_M = 79.78 \text{ MPa}$$

Le graphique ci-dessous illustre la chute de tension dans le câble n°3, avant et après le verrouillage de l'ancrage.

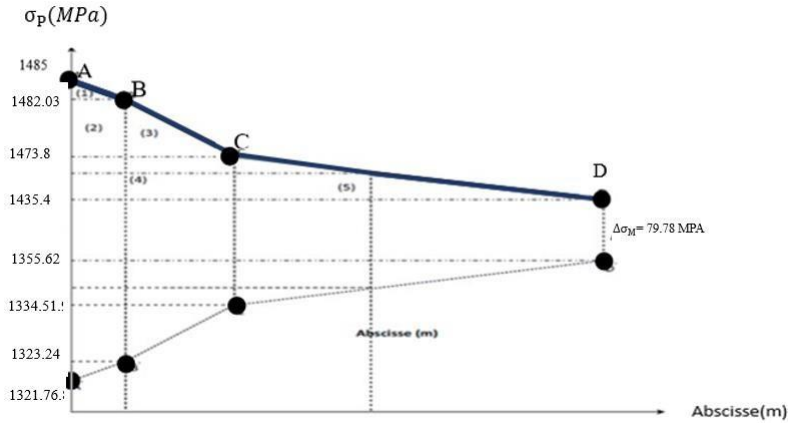


Figure VIII.14. Diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble n°3

❖ Pertes par recul d'ancrage

1. Câble 1

$$\Delta\sigma_{R.encer} \left(x = \frac{1}{2}L\right) = \Delta\sigma_M$$

$$\Delta\sigma_{R.encer} \left(x = \frac{1}{2}L\right) = 68.1 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{R.encer}(x) = 1 \times (\sigma_c - \sigma_D) \times 2 + \Delta\sigma_M$$

$$\Delta\sigma_{R.encer} \left(x = \frac{1}{4}L\right) = (1441.4 - 1402.72) \times 2 + 68.1 = 145.46 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{R.encer}(x = 1 \text{ m}) = (\sigma_B - \sigma_{B'})$$

$$\Delta\sigma_{R.encer}(x = 1 \text{ m}) = (1482.03 - 1204.36) = 277.67 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{R.encer}(x = 0) = (\sigma_{P_0} - \sigma_{A'})$$

$$\Delta\sigma_{R.encer}(x = 0.00L \text{ m}) = (1485 - 1202.88) = 282.12 \text{ MPa}$$

2. Câble 2

$$\Delta\sigma_{R.encer} \left(x = \frac{1}{2}L\right) = \Delta\sigma_M$$

$$\Delta\sigma_{R.encer} \left(x = \frac{1}{2}L\right) = 61.1 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{R.encer}(x) = 1 \times (\sigma_c - \sigma_D) \times 2 + \Delta\sigma_M$$

$$\Delta\sigma_{R.encer} \left(x = \frac{1}{4}L\right) = (1415.1 - 1375.5) \times 2 + 61.1 = 140.3 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{R.encer}(x = 1 \text{ m}) = (\sigma_B - \sigma_{B'})$$

$$\Delta\sigma_{R.encer}(x = 1 \text{ m}) = (1482.03 - 1126.02) = 356.01 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{R.encer}(x = 0) = (\sigma_{P_0} - \sigma_{A'})$$

$$\Delta\sigma_{R.encer}(x = 0.00L \text{ m}) = (1485 - 1124.54) = 360.46 \text{ MPa}$$

3. Câble 3

$$\Delta\sigma_{R. encr} (x = \frac{1}{2}L) = \Delta\sigma_M$$

$$\Delta\sigma_{R. encr} (x = \frac{1}{2}L) = 79.78 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{R. encr} (x = \frac{1}{4}L) = 1 \times (\sigma_c - \sigma_D) \times 2 + \Delta\sigma_M$$

$$\Delta\sigma_{R. encr} (x = \frac{1}{4}L) = (1473.8 - 1435.4) \times 2 + 79.78 = 156.58 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{R. encr}(x = 1 \text{ m}) = (\sigma_B - \sigma_{B'})$$

$$\Delta\sigma_{R. encr}(x = 1 \text{ m}) = (1482.03 - 1323.24) = 158.79 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{R. encr}(x = 0) = (\sigma_{P_0} - \sigma_{A'})$$

$$\Delta\sigma_{R. encr}(x = 0L \text{ m}) = (1485 - 1321.76) = 163.24 \text{ MPa}$$

Tableau VIII.9. Résumé pertes par recul d’ancrage

$\Delta\sigma_{R. encr}$				
Section	0.00L	1 m	$\frac{1}{4}L$	$\frac{1}{2}L$
Abscisse (m)	0	1	8.35	16.7
Câble 1	282.12	277.67	145.46	68.1
Câble 2	360.46	356.01	140.3	61.1
Câble 3	163.24	158.79	156.58	79.78
Moyenne des 3 Câbles	268.61	264.16	147.45	69.66

VIII.5.1.3. Raccourcissement instantané du béton

Lorsque plusieurs câbles sont présents dans une poutre au moment de la mise en tension, ils sont tendus successivement. Chaque opération de mise en tension provoque un raccourcissement du béton, ce qui engendre une diminution de la tension dans les câbles déjà tendus et ancrés auparavant.

Chaque câble subit une perte moyenne due au non simultanéité de la mise en tension. La perte est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{Pi}(x) = \frac{n - 1}{2n} \cdot \sigma_{bn}(x) \cdot \frac{E_p}{E_{bij}}$$

Avec :

$\Delta\sigma_{Pi}(x)$: Perte de tension moyenne de n câbles.

E_{bij} : Module instantané de déformation du béton

$$E_{bij} = 11000^3 \sqrt{f_{cj}}$$

$$\sigma_{bn} = \frac{Mg \cdot e_p}{I_G} + n \cdot A_p \cdot \frac{\sigma_{pi}(x)}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot (e_p)^2}{I_G}\right)$$

e_p : Excentricité du câble équivalent à la section considérée.

$\sigma_{pi}(x)$: Contrainte normale dans le câble après toute pertes déjà d.

n : Nombre de câble par familles.

E_p : Module d'élasticité longitudinale de câble.

I_G : Inertie de la poutre seule

$Mg(x)$: Moment dû au poids propre de la poutre seule à l'abscisse (x).

Après développement, la formule précédente s'écrit sous la forme :

$$\Delta\sigma_{rac}(x) = \frac{E_p}{3E_{bij}} \cdot \frac{Mg \cdot e_p}{I_G} + \frac{E_p}{3E_{bij}} \cdot \frac{n \cdot A_p \cdot (\sigma_{Po} - \Delta\sigma_{\varphi}(x) - \Delta\sigma_g(x))}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot (e_p)^2}{I_G}\right)$$

- **Section d'about :**

$$B = 8029.76 \text{ cm}^2$$

$$f_{c14} = 29.91 \text{ MPA}$$

$$E_{bi(14)} = 11000^3 \sqrt{29.91} = 34145.34 \text{ MPa}$$

$$A_p = 1800 \text{ mm}^2.$$

$$e_p = 10.1$$

$$I_G = 18269805.19 \text{ cm}^4$$

$$E_p = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$$

$$q = 1.56 \text{ t/ml}$$

$$Mg = \frac{q \cdot L}{8} \cdot X - \frac{q \cdot x^2}{8}$$

$$\text{pour } x = 0 \quad ; \quad Mg = \frac{1.56 \cdot 33.4}{8} \cdot 0 - \frac{1.56 \cdot 0^2}{8} \quad ; \quad Mg = 0 \text{ t.m}$$

$$\text{pour } x = 1 \text{ m} \quad ; \quad Mg = \frac{1.56 \cdot 33.4}{8} \cdot 1 - \frac{1.56 \cdot 1^2}{8} \quad ; \quad Mg = 6.32 \text{ t.m}$$

$$\text{pour } x = \frac{1}{4}L \quad ; \quad Mg = \frac{1.56 \cdot 33.4}{8} \cdot \left(\frac{1}{4} \times 33.4\right) - \frac{1.56 \cdot \left(\frac{1}{4} \times 33.4\right)^2}{8} \quad ; \quad Mg = 40.79 \text{ t.m}$$

$$\text{pour } x = \frac{1}{2}L \quad ; \quad Mg = \frac{1.56 \cdot 33.4}{8} \cdot \left(\frac{1}{2} \times 33.4\right) - \frac{1.56 \cdot \left(\frac{1}{2} \times 33.4\right)^2}{8} \quad ; \quad Mg = 54.38 \text{ t.m}$$

Pour les différentes sections, les pertes par raccourcissement instantané du béton sont récapitulées dans le tableau suivant :

$$\Delta\sigma_{rac}(x) = \frac{E_p}{3E_{bij}} \cdot \frac{M_g \cdot e_p}{I_g} + \frac{E_p}{3E_{bij}} \cdot \frac{n \cdot A_p \cdot (\sigma_{Po} - \Delta\sigma_{\varphi}(x) - \Delta\sigma_g(x))}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot (e_p)^2}{I_g}\right)$$

$$\Delta\sigma_{rac}(0) = \frac{2 \times 10^5}{3 \times 34145.34} \times \frac{0 \times (10.1)}{18269805.19} + \frac{2 \times 10^5}{3 \times 34145.34} \times \frac{3 \times 1800 \times (1485 - 51.74 - 268.61)}{8029.76 \times 10^2} \times \left(1 + \frac{8029.76 \times 10^2 \times (10.1)^2}{18269805.19}\right)$$

$$\Delta\sigma_{rac}(0) = 83.7$$

$$\Delta\sigma_{rac}(1) = \frac{2 \times 10^5}{3 \times 34145.34} \times \frac{6.32 \times (10.1)}{18269805.19} + \frac{2 \times 10^5}{3 \times 34145.34} \times \frac{3 \times 1800 \times (1485 - 57.88 - 264.16)}{8029.76 \times 10^2} \times \left(1 + \frac{8029.76 \times 10^2 \times (10.1)^2}{18269805.19}\right)$$

$$\Delta\sigma_{rac}(1) = 83.57 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{rac}\left(\frac{1}{4}L\right) = \frac{2 \times 10^5}{3 \times 34145.34} \times \frac{40.79 \times (10.1)}{18269805.19} + \frac{2 \times 10^5}{3 \times 34145.34} \times \frac{3 \times 1800 \times (1485 - 36.75 - 147.45)}{8029.76 \times 10^2} \times \left(1 + \frac{8029.76 \times 10^2 \times (10.1)^2}{18269805.19}\right)$$

$$\Delta\sigma_{rac}\left(\frac{1}{4}L\right) = 93.48 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{rac}\left(\frac{1}{2}L\right) = \frac{2 \times 10^5}{3 \times 34145.34} \times \frac{54.38 \times (10.1)}{18269805.19} + \frac{2 \times 10^5}{3 \times 34145.34} \times \frac{3 \times 1800 \times (1485 - 12.36 - 69.66)}{8029.76 \times 10^2} \times \left(1 + \frac{8029.76 \times 10^2 \times (10.1)^2}{18269805.19}\right)$$

$$\Delta\sigma_{rac}\left(\frac{1}{2}L\right) = 12.89 \text{ MPa}$$

Tableau VIII.10. Résumé pertes par raccourcissement de béton.

Section	0.00L	1 m	$\frac{1}{4}L$	$\frac{1}{2}L$
$\Delta\sigma_{rac}(x)$ (MPa)	83.7	83.57	93.48	12.89

Les pertes totales dues aux pertes instantanées :

$$\Delta\sigma_{inst} = \Delta\sigma_{R.encl} + \Delta\sigma_f + \Delta\sigma_{rac}$$

Tableau VIII.11. Pertes totales dues aux pertes instantanées

Section	0.00L	1 m	$\frac{1}{4}L$	$\frac{1}{2}L$
$\Delta\sigma_f$ (MPa)	51.74	57.88	36.75	12.36
$\Delta\sigma_{R.encer}$ (MPa)	261.61	264.16	147.45	69.66
$\Delta\sigma_{rac}(x)$ (MPa)	83.7	83.57	93.48	12.89
$\Delta\sigma_{inst}(x)$ (MPa)	397.05	405.61	277.68	94.91

VIII.5.2. Pertes différées

VIII.5.2.1. Pertes dues à la relaxation de l'acier

$$\Delta\sigma_{relax} = \frac{6}{100} \times \rho 1000 [u(x) - u_0] \times \sigma_{pi}(x)$$

Avec :

$\rho 1000$ (%) : Relaxation garantie à 1 000 h en % = 2.5%,

u_0 : Coefficient valant 0,43 pour les armatures à très basse relaxation, 0,30 pour les armatures à relaxation normale.

$\sigma_{pi}(x)$: Contrainte initiale (contrainte après les pertes instantanées).

$\sigma_{Po} = 1485$ MPa

$\sigma_{pi}(x) = \sigma_{Po} - \Delta\sigma_{inst}$

f_{prg} : Contrainte de rupture garantie.

$f_{prg} = 1860$ MPa

$$u(x) = \frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}}$$

$$\Delta\sigma_{relax} = \frac{6}{100} \times \rho 1000 \left[\frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}} - u_0 \right] \times \sigma_{pi}(x)$$

Tableau VIII.12. Pertes par relaxation des aciers

x(m)	X=0	X=1m	X=0,25L	X=0,5L
$\sigma_{pi}(x)$	1087.95	1079.39	1207.32	1390.09
f prg	1860	1860	1860	1860
$u_{(x)}$	0.58	0.58	0.64	0.74
u_0	0,43	0,43	0,43	0,43
$\rho_{1\ 000}(\%)$	2,5	2,5	2,5	2,5
$\Delta\sigma_{relax}$	24.48	24.29	38.03	64.64

VIII.5.2.2. Pertes dues au retrait du béton

$$\sigma_r = \epsilon_r(1 - r(t))E_p$$

Avec :

$$r(t) = \frac{t}{t + 9r_m} : \text{Loi d'évolution du retrait}$$

Section About :

$$r_m = \frac{B}{U} : \text{Rayon de section} \quad r_m = \frac{\text{aire de section}}{\text{périmètre de section}}$$

Section d'about

$$U = 13 \times 2 + 131 \times 2 + 27.5 \times 2 + 50 + 105 = 498 \text{ cm}$$

$$r_m = \frac{B}{U} = \frac{8080}{498} = 16.22$$

Section intermédiaire

$$U = 13 \times 2 + 102 \times 2 + 27.5 \times 2 + 14.5 \times 2 + 50 + 105 = 469 \text{ cm}$$

$$r_m = \frac{6745}{469} = 14.38$$

Section médiane :

$$U = 13 \times 2 + 86 \times 2 + 27.5 \times 2 + 50 + 105 = 408 \text{ cm}$$

$$r_m = \frac{5451}{408} = 13.36$$

r_m : Rayon moyen de la section, exprimé en centimètres.

$r(t)$: Une fonction du temps variant de 0 à 1, quand le temps t varie de 0 à l'infini à partir du bétonnage.

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

1. Section About

$$r(14) = \frac{14}{14 + 9 \times 16.22} = 0.088$$

$$a\sigma_r = 3 \times 10^{-4}(1 - 0,088) \times 2 \times 10^5 = 54.72 \text{ MPa}$$

2. Section intermédiaire

$$r(14) = \frac{14}{14 + 9 \times 14.38} = 0,098$$

$$a\sigma_r = 3 \times 10^{-4}(1 - 0,098) \times 2 \times 10^5 = 54.12 \text{ MPa}$$

3. Section médiane

$$r(14) = \frac{14}{14 + 9 \times 13.38} = 0,104$$

$$a\sigma_r = 3 \times 10^{-4}(1 - 0,104) \times 2 \times 10^5 = 53.76$$

ϵ_r : est le retrait final du béton $\epsilon_r = \epsilon_r = 3 \times 10^{-4}$ (nord Algérien). « B.P.E.L 91 Art2.1.51 »

E_p : Module d'élasticité des armatures $2 \times 10^5 \text{ MPa}$

Tableau VIII.13. Perte due au retrait du béton

	$X=0$	$X=1 \text{ m}$	$X=0,25L$	$X=0,5L$
$a\sigma_r(\text{MPa})$	54.72	54.72	54.12	53.76

VIII.5.2.3. Pertes par fluage

$$a\sigma_{fl} = (\sigma_b + \sigma_M) \cdot \frac{E_p}{E_{bij}}$$

σ_b : Contrainte normale du béton après les pertes instantanées.

σ_M : Contrainte maximale de compression du béton.

E_p : Module d'élasticité des armatures $2 \times 10^5 \text{ MPa}$.

$$M_g = \frac{GL^2}{8}$$

E_{bij} : Module instantané du béton au jour « j » ;

$$E_{bi28} = 11000^3 \sqrt{f_{c28}} = 11000^3 \sqrt{35} = 35982 \text{ MPa}$$

Soit, comme exemple de calcul, la perte à la section médiane ($x = L$) :

$$\sigma_M(X) = \frac{M_g \cdot e_p}{I_G} + n \cdot A_p \cdot \frac{\sigma_{pi}}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot (e_p)^2}{I_G}\right)$$

On considère, à ce niveau, que le pont reçoit la totalité des charges qui lui sont revenues, donc :

$$G = 1,56 \text{ T/ml (poutre seule)}$$

$$B = 8029.76 \text{ m}^2$$

$$I_G = 18269805.19$$

$$e_p = 10.1$$

$$A_p = 1800 \text{ mm}^2.$$

Donc :

$$\sigma_M(X) = \frac{M_g \cdot e_p}{I_G} + n \cdot A_p \cdot \frac{\sigma_{pi}}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot (e_p)^2}{I_G}\right)$$

$$\sigma_M(0 \text{ m}) = \frac{0}{18269805.19} + 3 \times 1800 \times \frac{1087.95}{8029.76 \times 10^2} \times \left(1 + \frac{8029.76 \times (10.1)^2}{18269805.19}\right)$$

$$\sigma_M(0 \text{ m}) = 39.8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_M(1 \text{ m}) = \frac{6.32 \times 10^4 \times (10.1)}{18269805.19} + 3 \times 1800 \times \frac{1079.39}{8029.76 \times 10^2} \times \left(1 + \frac{8029.76 \times (10.1)^2}{18269805.19}\right)$$

$$\sigma_M(1 \text{ m}) = 39.84 \text{ MPa}$$

$$\sigma_M\left(\frac{1}{4}L \text{ m}\right) = \frac{40.79 \times 10^4 \times (10.1)}{18269805.19} + 3 \times 1800 \times \frac{1207.32}{8029.76 \times 10^2} \times \left(1 + \frac{8029.76 \times (10.1)^2}{18269805.19}\right)$$

$$\sigma_M\left(\frac{1}{4}L \text{ m}\right) = 44.75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_M\left(\frac{1}{2}L \text{ m}\right) = \frac{54.38 \times 10^4 \times (10.1)}{18269805.19} + 3 \times 1800 \times \frac{1390.09}{8029.76 \times 10^2} \times \left(1 + \frac{8029.76 \times (10.1)^2}{18269805.19}\right)$$

$$\sigma_M\left(\frac{1}{2}L \text{ m}\right) = 51.56 \text{ MPa}$$

D'après le **B.P.E.L 91, [art3.3.24]** la perte différée totale « Δ_d » est égale à :

$$a_{\sigma d} = a_{\sigma r} + a_{\sigma fl} + \frac{5}{6} a_{\sigma relax}$$

$$a_{\sigma d(0 \text{ m})} = 54.72 + a_{\sigma fl} + \frac{5}{6} \times 24.48$$

$$a_{\sigma d(0 \text{ m})} = 75.12 + a_{\sigma fl}$$

$$a_{\sigma d(1 \text{ m})} = 54.72 + a_{\sigma fl} + \frac{5}{6} \times 24.29$$

$$a_{\sigma d(1 \text{ m})} = 74.96 + a_{\sigma fl}$$

$$a_{\sigma d\left(\frac{1}{4}L \text{ m}\right)} = 54.12 + a_{\sigma fl} + \frac{5}{6} \times 38.03$$

$$a_{\sigma d\left(\frac{1}{4}L \text{ m}\right)} = 85.81 + a_{\sigma fl}$$

$$a_{\sigma d} \left(\frac{1}{2}L \right) = 53.76 + a\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \times 64.64$$

$$a_{\sigma d} \left(\frac{1}{2}L \right) = 107.63 + a\sigma_{fl}$$

$\sigma_{pi} - a_{\sigma d} = \sigma_{p\infty}$: tension finale à la section about.

$$a_{\sigma fl}(X) = \left[2 \sigma_M - n \times A_p \times \frac{a_{\sigma d}}{B} \times \left(1 + \frac{B \times (ep)^2}{I_G} \right) \right] \times \frac{E_p}{E_{bij}}$$

$$a_{\sigma fl}(0m) = \left[2 \times 39.8 - 3 \times 1800 \times \frac{75.12 + a\sigma_{fl}}{8029.76 \times 10^2} \times \left(1 + \frac{8029.76 \times (10.1)^2}{18269805.19} \right) \right] \times \frac{2 \times 10^5}{35982}$$

$$a_{\sigma fl}(0m) = 78.1$$

$$a_{\sigma fl}(1m) = \left[2 \times 39.84 - 3 \times 1800 \times \frac{74.96 + a\sigma_{fl}}{8029.76 \times 10^2} \times \left(1 + \frac{8029.76 \times (10.1)^2}{18269805.19} \right) \right] \times \frac{2 \times 10^5}{35982}$$

$$a_{\sigma fl}(1m) = 78.14$$

$$a_{\sigma fl} \left(\frac{1}{4}L \right) = \left[2 \times 44.75 - 3 \times 1800 \times \frac{85.81 + a\sigma_{fl}}{8029.76 \times 10^2} \times \left(1 + \frac{8029.76 \times (10.1)^2}{18269805.19} \right) \right] \times \frac{2 \times 10^5}{35982}$$

$$a_{\sigma fl} \left(\frac{1}{4}L \right) = 87.74$$

$$a_{\sigma fl} \left(\frac{1}{2}L \right) = \left[2 \times 51.56 - 3 \times 1800 \times \frac{107.63 + a\sigma_{fl}}{8029.76 \times 10^2} \times \left(1 + \frac{8029.76 \times (10.1)^2}{18269805.19} \right) \right] \times \frac{2 \times 10^5}{35982}$$

$$a_{\sigma fl} \left(\frac{1}{2}L \right) = 100.91$$

Tableau VIII.14. Pertes par fluage

	X=0	X=1m	X=0,25L	X=0,5L
$a_{\sigma d}(\text{MPa})$	$75.12 + a\sigma_{fl}$	$74.96 + a\sigma_{fl}$	$85.81 + a\sigma_{fl}$	$107.63 + a\sigma_{fl}$
$M_g(\text{T.m})$	0	6.32	40.79	54.38
$\sigma_M(\text{MPa})$	39.8	39.84	44.75	51.56
$a_{\sigma fl}(\text{MPa})$	78.1	78.14	87.74	100.91

Les pertes différées totales sont données par l'expression suivante (BPEL) :

$$\Delta\sigma_{df} = \Delta\sigma_{relax} + a\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \Delta\sigma_{racc}$$

Tableau VIII.15. Pertes totales dues aux pertes différées

X (m)	X=0	X=1m	X=0,25L	X=0,5L
$\Delta\sigma_{\text{relax}}$	24.48	24.29	38.03	64.64
$\Delta\sigma_{\text{T}}$	54.72	54.72	54.12	53.76
$a\sigma_{\text{fl}}$	78.1	78.14	87.74	100.91
$a\sigma_{\text{df}}$	172.33	172.1	203.67	176.29

VII.6. Tension finale probable

$$\sigma_{p\infty} = \sigma_{\text{pi}}(x) - a\sigma_{\text{df}}(x)$$

$$\% \text{ de perte} = \frac{\sigma_{p0} - \sigma_{p\infty}}{\sigma_{p0}}$$

$$\sigma_{p0} = 1485 \text{ MPa}$$

Tableau VIII.16. La tension finale probable

X (m)	X=0	X=1m	X=0,25L	X=0,5L
$\sigma_{\text{pi}}(x)$	1087.95	1079.39	1207.32	1390.09
$a\sigma_{\text{df}}$	172.33	172.1	203.67	176.29
$\sigma_{p\infty}$	915.62	907.29	1003.65	1213.19
$\sum\sigma_{\text{Final}} \%$	28.74	29.39	21.89	18.30

VIII.7. Conclusion

Il apparaît que les pertes totales varient entre 18.3 % et 29.89 % de σ_{p0} , soit des valeurs inférieures à celle de 32 % de σ_{p0} prise en compte pour le calcul de P_0 .

Conclusion générale

Conclusion générale

Ce travail m'a permis de faire le lien entre les connaissances acquises durant les cinq ans de ma formation à l'UMMTO et de compléter celle-ci par d'autres théories et d'application dans le cas pratique.

Dans le cadre de ce projet, je me suis consacré à la conception, la modélisation et le dimensionnement d'un pont à poutres en béton précontraint par post tension, destiné à franchir un oued. L'analyse a porté sur les différents éléments constitutifs de l'ouvrage, à savoir : le tablier (composé de la dalle et des poutres) et les appuis (piles et culées). Cette étude a été menée conformément aux normes et règlements en vigueur, notamment le BAEL, le BPEL, le RPOA, ainsi que les recommandations de SETRA.

L'approche technique adoptée repose sur les données issues des études topographiques, géotechniques et hydrauliques réalisés lors de la phase d'avant-projet sommaire.

Le dimensionnement de la précontrainte a abouti à une famille de câbles formée de trois câbles ancrés à l'about qui sont de type FREYSSINET 12T15, mis en tension selon la méthode de post tension. L'estimation initiale des pertes de tension est fixée à 32 %, qui a été confirmée, car les pertes réelles calculées se sont révélées inférieures à ce taux.

L'étude de la superstructure de ce projet s'est appuyée sur une modélisation réalisée à l'aide du logiciel de calcul et d'analyse CSI Bridge 2024. Cet outil m'a permis d'obtenir les différents efforts nécessaires au dimensionnement et à l'armature des éléments concernés.

La réalisation de ce travail a été une expérience des plus enrichissantes. Il m'a permis de faire mes premiers pas dans le monde professionnel grâce à un contact direct avec les ingénieurs et les diverses problématiques concrètes auxquelles ils ont confronté.

En fin, je souhaite que ce modeste travail puisse servir, entre autres, de modèle à suivre dans le cadre de la conception et du dimensionnement des ponts à poutres en béton précontraint par post tension.

Bibliographies

Règlements

BAEL 91 mod 99.

BPEL 91 rév 9.

RPOA 2008.

Document SETRA (ponts à poutres préfabriquées précontrainte par post tension).

Fascicule 61 titre II.

Livre

Etude D'un Pont en BP Routier Traversant la Voie Ferré Au PK66+560 (Slimane Merdaci, Fatima Zohra Sadeg, Fatima Zohra Louhadj, 2016)

Thèse d'étude

Laour, Nahla. Conception et étude d'un ouvrage d'art (passage inférieur) au PK52+242. Mém. Ing., Ouvrages d'art, Alger, ENSTP-FJ, 2024

Taleb, Thanina et Talbi, Hadjila. Etude d'un pont à poutres multiples en béton Précontraint par post-tension.

Conception et étude d'un pont à poutre multiple en béton précontraint, (Université Mouloud Mammeri Tizi Ouzou, 2016) Ben Messaoud, Redouane

Logiciels

Microsoft Word 2019

AutocCAD 2019

CSI Bridge 2024

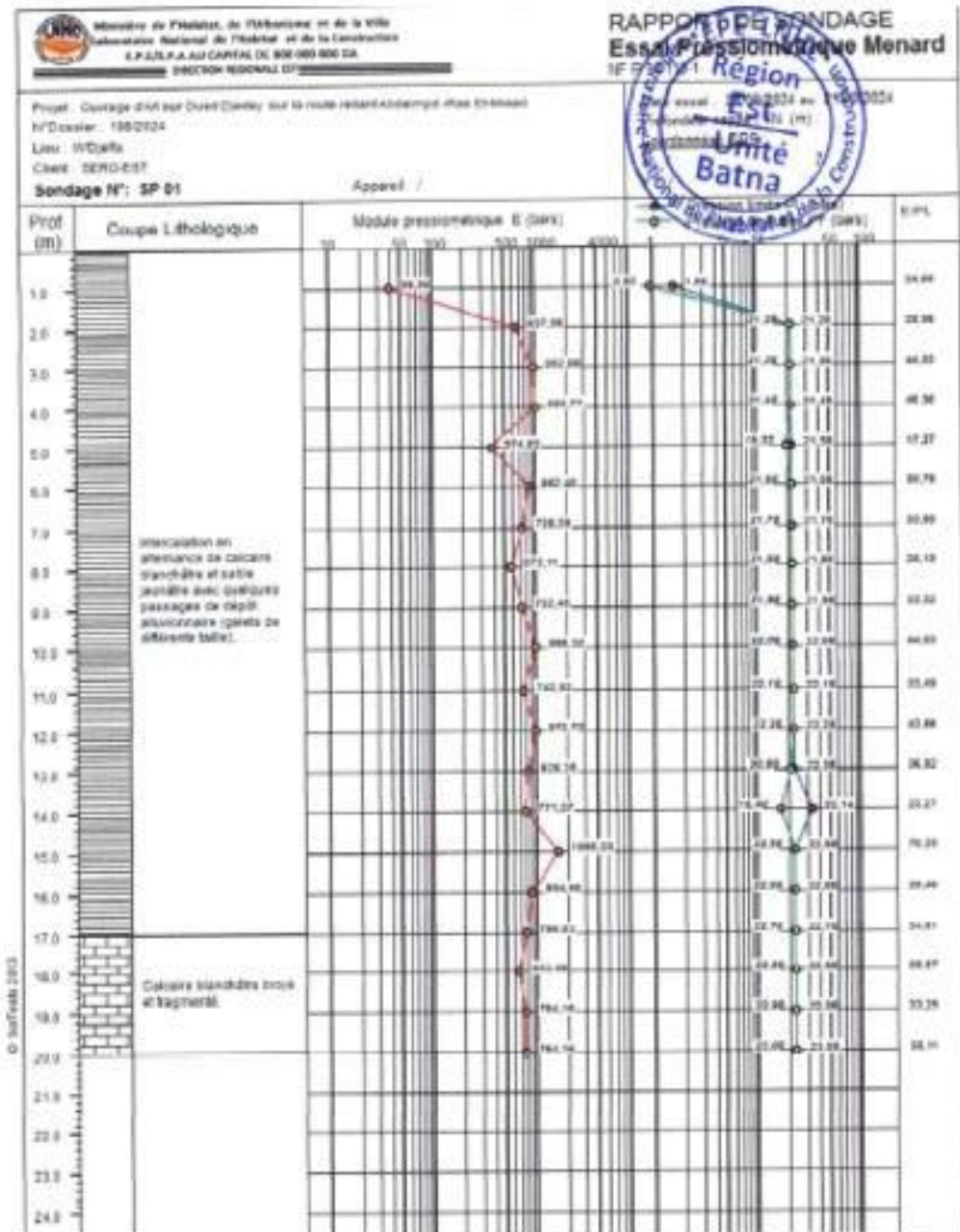
Excel 2019

ANNEXES

Section en cm² de 1 à 20 armatures de de diamètre Ø en mm.

Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,5
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,1
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,7
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,2
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,6	163,4
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,6	175,9
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,6	188,5
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,7	201,1
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,7	213,6
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,8	226,2
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	92,27	152,8	238,8
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,8	251,3

Résultats de sondage pressiométrique pour le sondage SP 01



Résultats de sondage pressiométrique pour le sondage SP 02

