

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 des 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 du tablier d'un passage supérieur, tronçon n°01, lot n°06, du
projet de réalisation de la ligne ferroviaire minière Annaba-Boucheougouf-
Tébessa-**

Djebel Onk-Bled El Hadba, au PK 112+149,80

Présenté par :

M^r HOUALI Ahmed

Devant le jury composé de :

Mme HERMIME Tassadit	Maître de conférences à l'UMMTO	Présidente.
Mme HELLAL Ourida	Maître de conférences à l'UMMTO	Examinatrice.
Mme KHAL Nassima	Maître 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 KHAL NASSIMA de son précieux conseil et son aide durant toute la période du travail.

Aussi, je tiens à exprimer vivement mes gratitudes et mes reconnaissances aux membres de jury qui m'ont fait l'honneur D'examiner mon travail et de l'enrichir par leurs propositions :

➤ Mme. HERMIME TASSADIT.

➤ Mme HELLAL OURIDA

➤ Mme. KHAL NASSIMA.

Je tiens à exprimer mes sincère remerciements à tous les professeurs qui m'ont enseigné et qui par leurs compétences m'ont soutenu dans la poursuite de mes études.

Je remercie l'entreprise COSIDER et spécialement M. MAZOUZI IMAD pour leur aide à l'accès à la documentation de ce projet.

Enfin, mes remerciements s'adressent aussi à tous ceux qui m'ont aidé, encourager et m'ont soutenu.

Dédicaces

Au nom d'Allah, le tout miséricordieux, le très miséricordieux Tout d'abord je tiens à remercier le tout puissant « Allah » de m'avoir donné le courage et la patience pour arriver à ce stade afin de réaliser ce modeste travail que je le dédie à :

Mes très chers parents qui m'ont soutenu et encouragé durant toute ma vie Mon frère et ma sœur a toute ma famille et mes proches.

Et a tous mes amis en particulier : mes copains de chambre durant tout mon parcours universitaire M. MELLAL IDIR et M. HOUALI RAYANE, que j'ai passé avec eux des moments inoubliable

A toute la promotion 2024/2025 : ANIS ; SYPHAX ; MENNAD ; KOCEILA ; et IDIR.

À Tous mes enseignants du cycle primaire à l'université de Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.

HOUALI Ahmed.

Résumé

Ce mémoire de fin d'études porte l'étude du tablier du passage supérieur relatif au projet de réalisation de la ligne ferroviaire minière Annaba-Bouchegouf-Tébessa-Djebel Onk-Bled El Hadba, au PK 112+149,80. Le pont étudié, est à poutres multiples en béton précontraint, il est composé d'une seule travée isostatique de 33.40 m de longueur et de 7.10 m de largeur. Il comprend deux voies de circulation et la dalle en béton armé et repose sur cinq (05) poutres.

L'objectif principal de cette étude, est de mener une analyse détaillée du tablier, en étudiant le comportement des différents éléments structuraux qui le composent, sous diverses sollicitations. Le calcul de ces sollicitations a été élaboré avec le logiciel Robot Structural Analysis Professional 2021, ce qui a procuré une base critique pour le ferrailage et le dimensionnement des éléments porteurs du tablier étudié. L'étude a été achevée par l'étude de la précontrainte ainsi que la vérification des pertes, afin de confirmer que le dimensionnement répond aux exigences de l'ouvrage.

Mots clés : Pont à poutres, logiciel Robot, tablier, béton précontraint, dimensionnement.

ABSTRACT

This master thesis examines the deck of the overpass relating to the project to build the Annaba-Bouchegouf-Tébessa-Djebel Onk-Bled El Hadba mining railway line, at PK 112+149.80. The bridge under study is a multi-beam prestressed concrete bridge consisting of a single isostatic span 33.40 m long and 7.10 m wide. It comprises two traffic lanes and a reinforced concrete slab and rests on five (05) beams.

The main objective of this study is to conduct a detailed analysis of the deck, studying the behaviour of its various structural elements under different loads. These stresses were calculated using Robot Structural Analysis Professional 2021 software, which provided a critical basis for the reinforcement and dimensioning of the load-bearing elements of the deck under study. The study was completed by examining the prestressing and verifying the losses to confirm that the dimensioning meets the requirements of the structure.

Keywords: Beam bridge, Robot software, deck, prestressed concrete, dimensioning.

ملخص

تتناول هذه الأطروحة دراسة جسر المرور العلوي المتعلق بمشروع إنشاء خط السكك الحديدية المعدني بين أنباع-بوشغوف-تيسة-جبال أونك-بلد الحضية، عند الكيلومتر 112+149,80. الجسر المدروس عبارة عن جسر متعدد العوارض من الخرسانة المسبقة الإجهاد، ويتكون من فتحة واحدة متوازنة بطول 33.40 متر وعرض 7.10 متر. ويشمل مسارين للمرور ولوحدًا من الخرسانة المسلحة ويستند على خمسة (05) عوارض

الهدف الرئيسي من هذه الدراسة هو إجراء تحليل مفصل للسطح، من خلال دراسة سلوك العناصر الهيكلية المختلفة التي يتكون منها، تحت ضغوط مختلفة. تم حساب هذه الضغوط باستخدام برنامج

Robot Structural Analysis Professional 2021

، مما وفر أساسًا مهمًا لتسليح وتصميم العناصر الحاملة للسطح المدروس. تم إنهاء الدراسة من خلال دراسة الإجهاد المسبق والتحقق من الخسائر، للتأكد من أن التصميم يلبي متطلبات العمل

لكلمات المفتاحية: جسر، خرسانة مسبقة الإجهاد، الأبعاد ; Robot ; جسر ذو عوارض

Table des matières

Remerciements	
Dédicaces	
Résumé	
Tables des matières	
Listes des symboles	

Chapitre I : présentation de l'ouvrage

<i>I.1. Introduction</i>	2
<i>I.2. Présentation et description de l'ouvrage</i>	2
Présentation de l'ouvrage	2
Description de l'ouvrage	3
<i>I.3. Structure du pont</i>	3
Superstructure	3
Infrastructure.....	Error! Bookmark not defined.
<i>I.4. Données du projet</i>	5
I.4.1. Données fonctionnelles.....	5
I.4.2. Données naturelles	7
c) Données sismologiques	9
d) Données climatiques	10
e) Données Géomorphologiques	11
f) Données hydrogéologiques	12
<i>I.5. Conclusion</i>	13

Chapitre II: caractéristiques des matériaux

<i>II.1. Introduction</i>	15
<i>II.2. Etats limites</i>	15
<i>II.3. Béton</i>	15
II.3.1. Résistance caractéristique à la compression	16
II.3.2. Résistance caractéristique a la traction	17
II.3.3. Contrainte admissible du béton	17
II.3.4. Module de déformation longitudinale du béton E.....	18
II.3.5. Coefficient de Poisson.....	18
<i>II.4. Acier</i>	19
II.4.1. Aciers actifs	19

II.4.2. Aciers passifs	20
II.5. Conclusion.....	21

chapitre III: pré dimensionnement du tablier

III.1. Introduction	22
III.2. Pré-dimensionnement de la poutre	22
III.3. Pré-dimensionnement de la dalle.....	25
Définition de l'hourdis	25
III.4. Caractéristiques géométriques des poutres	27
Notations utilisées.....	27
III.5. Caractéristiques géométriques des sections brutes.....	28
III.4.1. Poutre sans hourdis	28
III.4.2. Poutre avec hourdis	31
III.6. Section géométriques des sections nettes.....	33
III.7. Conclusion.....	34

Chapitre IV : calcul des charges et surcharges

IV.1. Introduction	35
IV.2. Caractéristiques du pont étudié.....	35
IV.3. Calcul des charges	36
IV.3.1. Charge permanentes	36
IV.3.1.2. Complément des charges permanentes (CCP).....	39
IV.3.2. Charges d'exploitations	40
IV.4. Conclusion.....	49

Chapitre V : modélisation de tablier

V.1. Introduction	51
V.2. Présentation de logiciel.....	51
V.3. Etapes de modélisation.....	51
V.4. Définition des différentes charges permanentes et d'exploitation.....	57
Définition des charges permanentes	57
Définition des charges d'exploitations.....	61
Définition des charges roulantes :	63
V.3.7. Combinaisons des charges.....	66
V.3.8. Résultats : Efforts internes dans les poutres	68
V.5. Conclusion.....	71

Chapitre VI : étude de platelage

VI.1. Introduction	71
VI.2. Etude du platelage.....	71

VI.2.1. Résultats cartographiques	71
VI.3. <i>Ferraillage de la dalle</i>	75
VI.3.1. Dans le sens longitudinal.....	75
VI.3.2. Dans le sens transversal	80
VI.4. <i>Conclusion</i>	85

Chapitre VII : étude de la précontrainte

VII.1. <i>Introduction</i>	86
VII.2. <i>Principales méthodes de précontrainte</i>	86
VII.3. <i>Détermination de l'effort la précontrainte</i>	86
Précontrainte minimale	86
VII.4. <i>Calcul de nombre des câbles</i>	88
VII.5. <i>Vérification des sections</i>	89
VII.6. <i>Détermination du nombre de câble à l'about</i>	90
VII.7. <i>Trace des câbles</i>	91
Positionnement.....	91
Principe	91
VII.8. <i>Application au projet</i>	91
Angle de relevage	93
Longueur totale du câble	95
VII.10. <i>Les caractéristiques géométriques nettes</i>	96
VII.11. <i>Calcul des pertes</i>	97
VII.11.1. Pertes instantanées	97
VII.11.1.1. Pertes dues au frottement du câble sur la gaine	97
VII.11.1.2. Perte par recul d'ancrage.....	98
VII.11.1.3. Pertes par raccourcissement instantané du béton	104
VII.11.2. Pertes différées.....	110
VII.11.2.1. Perte due au retrait du béton	110
VII.11.2.2. Perte due à la relaxation des aciers « BPEL 91 Art 3.3.23 »	112
VII.11.2.3. Perte dues au fluage « BPEL 91 Art 3.3.22 »	113
Pertes différés totales	120
VII.12. <i>Représentations des résultats finaux</i>	121
Tension finale probable	121
Pertes totales	121
VII.13. <i>Conclusion</i>	123

Liste des tableaux

Tableau III- 1 : caractéristiques géométriques de la section d'about sans hourdis
Tableau III- 2 : Caractéristiques géométriques de la section intermédiaire sans hourdis
Tableau III- 3 : Caractéristiques géométriques de la section médiane sans hourdis
Tableau III- 4 : caractéristiques géométriques des poutres intermédiaires avec hourdis
Tableau III- 5 : Caractéristiques géométriques des poutres de rive
Tableau III- 6 : caractéristiques géométriques des sections nettes des poutres intermédiaires et de rives

Tableau IV-1 : Classes de pont
Tableau IV-2 : caractéristiques de la poutre
Tableau IV-3 : valeurs coefficient a_1
Tableau IV-4 : valeur de L_{V0}
Tableau IV-5 : Caractéristiques du système Bc
Tableau IV-6 : Valeurs de bc
Tableau IV-7 : valeurs de bt
Tableau IV-8 : caractéristiques de système Mc120.

Tableau VII. 1 : caractéristiques géométriques nettes de la section médiane
Tableau VII.2 : récapitulatif de longueur des câbles
Tableau VII.3 : caractéristiques géométriques nettes de la poutre
Tableau VII. 4 : Récapitulatif des pertes par frottement « $\Delta\sigma_f(x)$ » (MPa)
Tableau VII.5 : Récapitulatif des pertes par recul d'ancrage « $\Delta\sigma_g(x)$ » (MPa)
Tableau VII.6 : Pertes par raccourcissement instantané du béton (1^{ère} famille)
Tableau VII.7 : Pertes subies par la 1^{ère} famille lors de la mise en tension de la 2^{ème} famille
Tableau VII. 8 : Pertes instantanées totales à différentes sections « $\Delta\sigma_{inst}(x)$ » (MPa).
Tableau VII. 9 : Tensions initiales probables « $\sigma_{pi}(x)$ » (MPa).
Tableau VII.10 : Valeurs des pertes dues au retrait de béton « $\Delta\sigma_r$ » (MPa).
Tableau VII.11 : Récapitulatif des pertes par relaxation dans les câbles « $\Delta\sigma_p(x)$ » (MPa).
Tableau VII.12 : Récapitulatif des pertes par fluage « $\Delta\sigma_{fl}(x)$ ».
Tableau VII.13 : Pertes différées totales « $\Delta\sigma_{diff}(x)$ » dans les différentes sections
Tableau VII.14 : tensions finales probable
Tableau VII.15 : récapitulatif des pertes totales
Tableau VII.16 : récapitulatif des pertes total (%)

Liste des symboles

f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à la compression à j jours.

f_{tj} : Résistance caractéristique du béton à la traction à j jours.

γ_b : Coefficient de sécurité du béton.

F_{bu} : Résistance caractéristique du béton à l'ELU.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite de compression du béton.

E_{ij} : Module d'élasticité longitudinal instantané du béton.

E_{vj} : Module d'élasticité longitudinal différé du béton.

F_e : Limite élastique des aciers passifs.

E_s : Module d'élasticité longitudinal de l'acier passif

σ_s : Contrainte de traction de l'acier passif.

$\bar{\sigma}$: Contrainte limite de traction de l'acier passif.

E_p : Module d'élasticité longitudinal de l'acier actif.

γ_b : Coefficient de sécurité de l'acier.

f_{prg} : Limite de rupture garantie des aciers actifs.

F_{peg} : Limite élastique garantie des aciers actifs.

f : Coefficient de frottement en courbe.

A_p : Section des aciers actifs

\emptyset : Diamètre de la gaine.

φ : Coefficient de frottement en ligne.

h_p : Hauteur de la poutre.

e_p : Épaisseur de l'âme.

Δ : axe coïncide avec la fibre inférieure extrême

Z : bras de levier : ordonnée du centre de gravité de la section considérée par rapport à l'axe (Δ)

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

I_G : Moment d'inertie de la section par rapport à son centre de gravité

S_{Δ} : moment statique de la section considérée par rapport à l'axe (Δ)

R : Rayon de giration

B : section de l'élément

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

B : Section brute

b : Largeur de la table de compression

V' : Distance entre le centre de gravité de la section et la fibre inférieure.

V : Distance entre le centre de gravité de la section et la fibre supérieure.

I : Moment d'inertie de la section.

Bbr : Section brute.

ρ_b : Masse volumique du béton.

Lc: Largeur chargeable.

Lv : Largeur d'une voie.

a1: Coefficient dépendant de la classe du pont et du nombre de voies chargées.

a2: Coefficient dépendant de la largeur de la voie.

G: Charge permanente.

bc: Coefficient de pondération du convoi Bc.

n: Nombre de voies.

Q: Charge d'exploitation.

δ : Coefficient de majoration dynamique (poutre).

δ' : Coefficient de majoration dynamique

R: Résultantes des charges.

T: Effort tranchant.

P1 : Précontrainte minimale en section sous critique.

P2 : Précontrainte minimale en section sur critique.

Pmin : Précontrainte minimale.

P : Valeur caractéristique maximale de la précontrainte.

PII : Valeur caractéristique minimale de la précontrainte.

Bn : Section nette.

In : Moment d'inertie de la section nette.

Ibr : Moment d'inertie de la section brute.

$\bar{\sigma}_{bt1}$: Contrainte limite de traction du $\diamond \diamond bt1$ béton dans la fibre inférieure.

$\bar{\sigma}_{bt2}$: Contrainte limite de traction du béton dans la fibre supérieure.

P0 : Effort à l'origine.

n : Nombre de câbles

eP : Excentricité du câble moyen.

d : enrobage des armatures

$\bar{\sigma}_{ci}$ et $\bar{\sigma}$: Contraintes admissibles de compression respectivement sur la fibre inf. et sup.

$\bar{\sigma}_{ts}$ et $\bar{\sigma}$: Contraintes admissible de traction respectivement sur la fibre sup. et inf.

η : Coefficient de scellement relatif à une armature

n : nombre des barres.

\emptyset : Diamètre d'une barre.

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

On appelle « Pont » tout ouvrage de franchissement en élévation, construit in-situ permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel (rivière, fleuve, ...), ou une autre voie de circulation. On distingue selon le type d'usage de l'ouvrage : Pont-route, Pont-rail, Passerelles et Pont-canal. On distingue également en fonction du type de travées du pont trois catégories : Ponts à travées indépendantes (isostatique), Ponts à travées multiples (hyperstatique) et Ponts en Cantilever (avec rotules).

Grâce aux innovations technologiques et aux moyens puissants de réalisation, en plus des demandes croissantes de communication, la construction d'ouvrages d'art, particulièrement, les ponts sont en pleine expansion. Néanmoins, leur conception requière des études détaillées, qui doivent respecter certaines règles tant sur le plan technique qu'esthétique, et ce, afin de garantir leur performance, leur sécurité ainsi que leur durabilité.

Ce mémoire consiste à faire l'étude et la conception d'un tablier de pont à poutres multiples en béton précontraint, qui est constitué d'une seule travée, de longueur totale de 33.4 m et de largeur de 7,10 m. Cette présente étude entre dans le cadre de la réalisation d'un passage supérieur de la ligne ferroviaire minière Annaba-Boucheougouf-Tébessa-Djebel Onk-Bled El Hadba. Pour cela, les calculs établis sont conformes aux règlements en vigueur, à savoir le règlement parasismique Algérien des ouvrages d'art RPOA 2008, DTR, BAEL, BPEL,...etc.

Dans cette optique, ce travail qui est structuré comme suit : Dans le premier chapitre, la présentation et les données du projet seront décrites. Au deuxième chapitre, les différentes caractéristiques des matériaux utilisés seront déterminées. Le troisième chapitre sera consacré au pré-dimensionnement des éléments constructifs du tablier tels que les poutres, dalle, ...etc, selon les directives appropriées. Ensuite, dans le quatrième chapitre, les différentes charges et surcharges appliquées sur l'ouvrage seront évaluées. Quant au cinquième chapitre, il sera consacré pour la modélisation du tablier. Le sixième chapitre porte sur l'étude de platelage ; dans ce chapitre, le ferrailage de la dalle en béton sera détaillé. Pour le septième chapitre ; il abordera l'étude de la précontrainte avec une présentation générale, la détermination du nombre de câbles et leur allure, aussi, les pertes de précontrainte seront calculées, suivi de la justification les contrainte normales et tangentielles. Enfin, le présent travail sera accompli par une conclusion générale.

Chapitre I Présentation de l'ouvrage

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

Description de l'ouvrage

Il s'agit d'un pont à poutres multiples, composé d'une seule travée isostatique en béton précontraint.

- Longueur totale de l'ouvrage : 33,61 mètres.
- Longueur de la travée : 33,61 mètres.
- Larguer total de tablier : 7,10 mètres.
- Largeur des trottoirs : 0,75 mètre chacun.
- Nombre des poutres : cinq poutres.
- Longueur d'une poutre : 33,40 mètres.
- Nombre de voie : deux voies.
- Largueur d'une voie : 2,80 mètres.

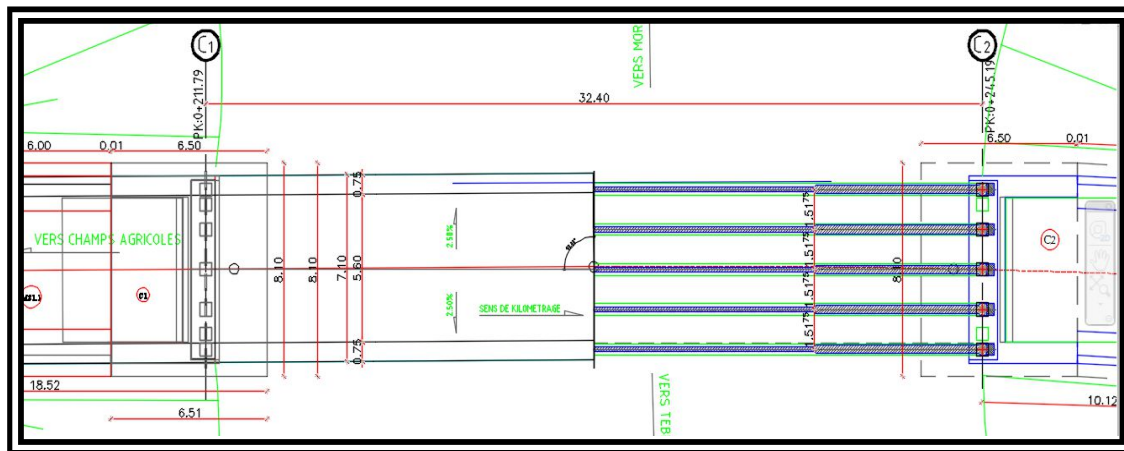


Figure I-2 : vue en plan du pont étudié

I.3. Structure du pont

Superstructure

a) Portée

La portée de l'ouvrage, consiste en un pont à une seule travée de 33,61 mètres, pour une longueur totale de 33,61 mètres. Il est aligné sur une trajectoire droite avec un angle de biais de 78,89 GRADS.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

b) Tablier

Le tablier de pont se compose d'une seule travée de 33,61 mètres de longueur, elle est constituée de cinq poutres principales, espacées de 1,51 m d'entre axe. Les charges ramenées par le tablier sont transmises aux appuis par l'intermédiaire des appareils d'appui.

c) Poutres préfabriquées

Les poutres préfabriquées en béton précontraint, sont constituées de trois sections distinctes : la section d'about, la section intermédiaire et la section médiane. Ces poutres reposent sur des appareils d'appuis en élastomère fretté.

d) Hourdis

L'hourdis est une dalle en béton armé ou en béton précontraint, qui sert de couverture pour le pont, en effet, elle est destinée à recevoir la couche de roulement et les surcharges d'un pont, et à transmettre ces dernières aux poutres. La dalle a une épaisseur de 20 cm.

d) Dalle de transition

Constituée de béton armé, est positionnée stratégiquement aux extrémités du pont, dans le but de contrer tout risque de variation de niveau entre la chaussée et la structure du pont.

e) Appareils d'appuis

Les appareils d'appuis interviennent directement dans le fonctionnement de la structure. Placés entre le tablier et les appuis, leur rôle est de transmettre les actions verticales dues à la charge permanente et aux charges d'exploitation et de permettre les mouvements de rotation (effets des charges d'exploitation et des déformations différées du béton).

Dans notre cas on a utilisé des appareils d'appuis de type élastomère fretté.

g) Equipements

- **Les corniches** : élément d'aspect architectural, la corniche permet, d'une part, de couronner le bord latéral extérieur de l'hourdis et le protège, et d'autre part, elle permet l'ancrage d'autres équipements notamment les barrières, les lampadaires, etc.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

- **Les barrières** : permettent la protection des personnes et des biens contre les chutes dans l'obstacle franchit.
- **Les gargouilles** : dispositifs d'évacuation des eaux pluviales hors de l'ouvrage.
- **Les joints de chaussées** : permettent de lutter contre les fissurations de la chaussée.
- **Les systèmes d'étanchéité** : protège l'hourdis contre l'infiltration des substances nocifs telles que : l'eau de ruissellement, l'huile de moteur, ...etc.
- **Les trottoirs** : dispositifs de sécurité et de confort de la circulation piétonnière.

I.4. Données du projet

Lors de l'étude d'un pont, la connaissance de toutes les données relatives au franchissement est nécessaire, et ce, afin de permettre au concepteur de choisir l'ouvrage le mieux adapté.

I.4.1. Données fonctionnelles

Ces données sont fixées par le maître de l'ouvrage, on distingue :

a) Tracé en plan

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessinée sur un plan de situation et repérée par les coordonnées de ces points caractéristiques.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

c) Profil en travers

Le profil en travers présente l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements du pont dans le sens transversal. Il doit être étudié soigneusement car il est très difficile de le modifier.

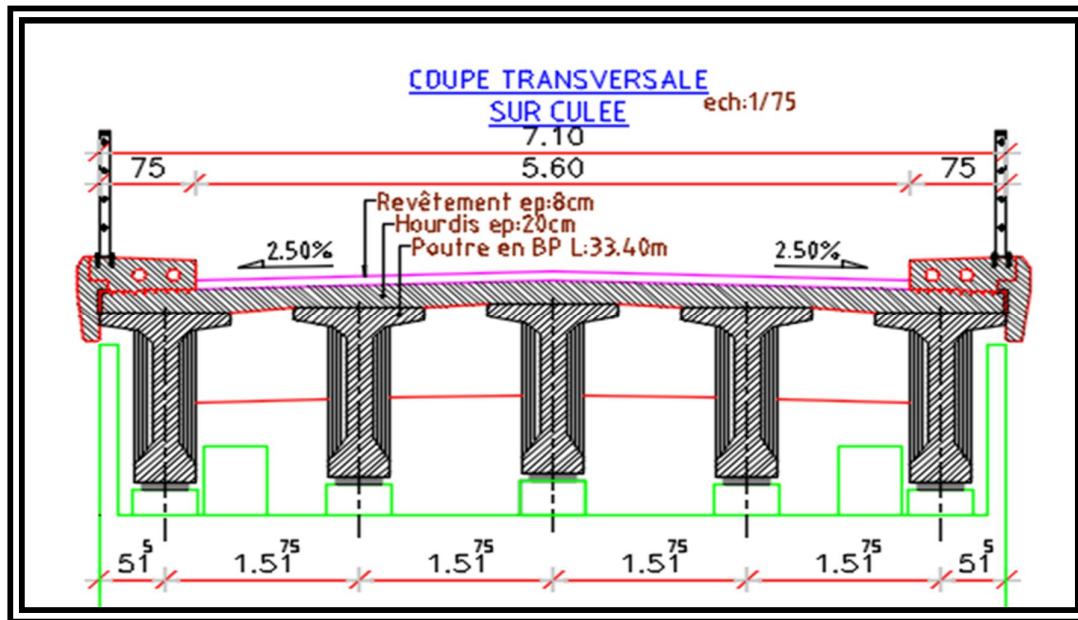


Figure I-5 : coupe transversale du projet.

I.4.2. Données naturelles

a) Données géologiques

D'après la carte géologique de Morsott au 1/50.000, le terrain d'étude est couvert par les formations suivantes :

- Alluvion actuelles et récentes.
- Limons actuels et récents de l'Oued Ksob.
- Limons récents.
- Croûte calcaire.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage



Figure I-6 : Carte géologique de Morsott (1/50 000).

b) Données géotechniques

Les données géotechniques sont fondamentales dans l'étude d'un ouvrage. Non seulement elles déterminent le type de fondation des appuis, mais elles constituent l'un des éléments du choix de la solution pour le franchissement projeté. Elles sont obtenues à partir d'une reconnaissance qui doit donner les informations désirées sur le terrain naturel.

Selon le programme établi dans le cadre de ce projet, le L.T.P. Est (Laboratoire des Travaux Publics de l'Est) a procédé à l'exécution de :

- Un (01) sondage carotté de 30.00m de profondeur (SC 17), équipé par un piézomètre.
- Deux (02) sondages pressiométriques de 30.00m de profondeur chacun, avec des essais pressiométriques réalisés chaque 1.00m.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

La reconnaissance géotechnique du sol se résume comme suit :

- Le sondage carotté a mis en évidence la présence des formations géologiques suivantes :
- ✓ Argile limoneuse marneuse brune.
- ✓ Tuf légèrement argileux avec la présence de galets et graviers.
- ✓ Argile limoneuse rouge.
- ✓ Le toit de ces formations est recouvert par une couche de remblai dont l'épaisseur est de l'ordre de 2.50m.
- ✓ La mesure piézométrique effectuée sur site a indiqué un niveau d'eau de l'ordre de (-16.25) m.
- Les résultats obtenus à partir des essais pressiométriques donnent des valeurs de modules de déformation (E) et de pressions limites nette (PL*) assez élevées à très élevées.
- Les résultats des essais de laboratoire effectués, indiquent un sol fin, dense à très dense, non saturé, peu plastique à très plastique et peu gonflant à gonflant.
- La présence des sulfates a été décelée sous forme de traces, ce qui révélé un sol non agressif, donc l'utilisation d'un ciment spécial ne s'impose pas.
- D'après, la classification du sol selon le DTR-BI.2, la formation géologique rencontrée est une formation moyennement compacte, facilement attaquable à la pioche (pelle mécanique selon le volume à terrasser).
- D'après le DTR-Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art-RPOA 2008, le site se situe en classe S2 (Site Ferme) cette classification à été définie à partir des caractéristiques pressiométriques déduites des essais réalisés sur site.

c) Données sismologiques

En ce qui concerne la sismicité, elle a été déterminée en se référant aux règles parasismiques algériennes applicables au domaine des ouvrages d'art (RPOA 2008). La zone d'étude et toute la Wilaya de Tébessa est classée en zone sismique I, caractérisée comme zone de faible sismicité.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

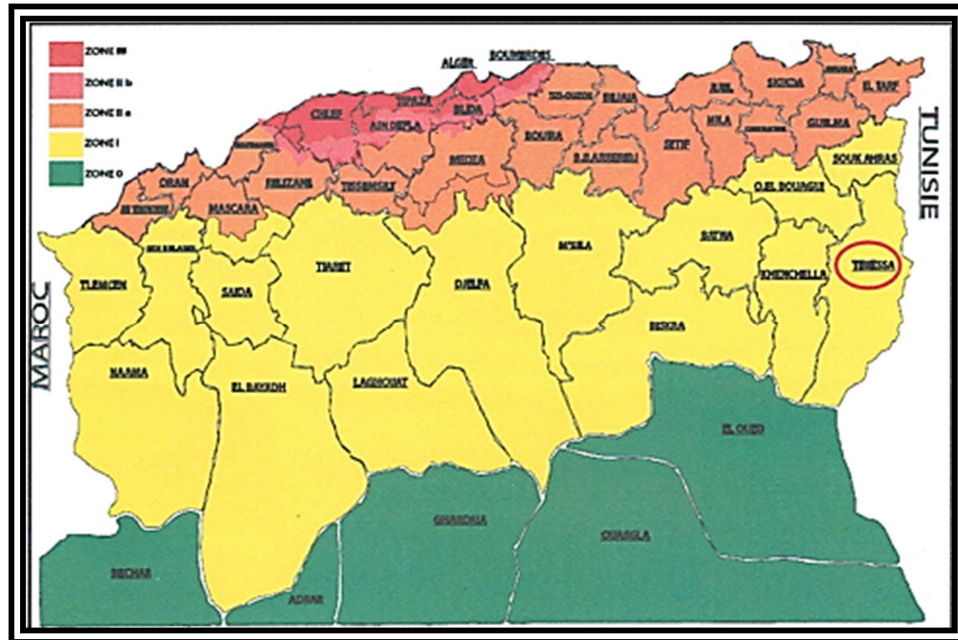


Figure I-7 : Carte de zonage sismique de l' Algérie.

d) Données climatiques

- Climat

Le climat qui règne dans la région appartient au domaine semi-aride. Il est caractérisé par un hiver froid et l'écart de température quotidien est relativement important.

La période estivale, se caractérise par un été chaud et sec, où l'écart de température entre le jour et la nuit peut dépasser 15°C. La moyenne quotidienne en été peut atteindre 35°C.

- Pluviométrie

Pour la pluviométrie, notre site fait partie d'une zone où les précipitations annuelles moyennes sont entre 500 et 600mm. Les précipitations journalières maximales annuelles de fréquence décennale varient entre 50 à 60mm.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

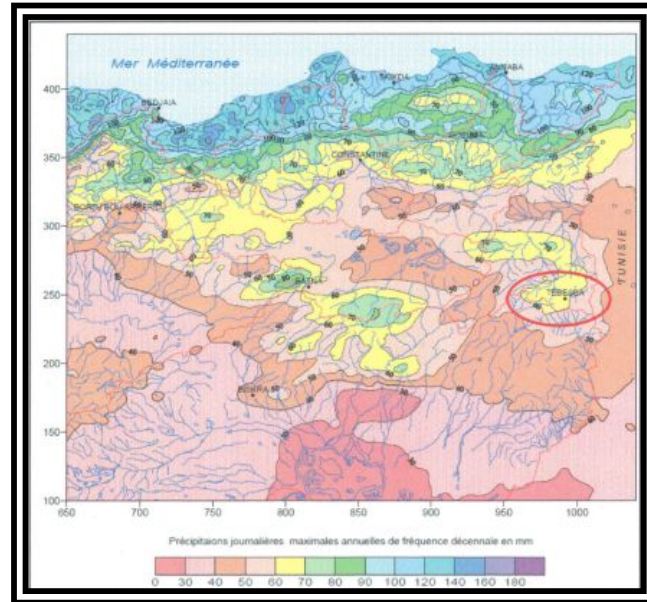


Figure I-8 : Précipitations journalières maximales annuelles de fréquence décennale humide dans l'Est algérien.

e) Données Géomorphologiques

La plaine de Tébessa-Morsott, correspond à un grand fossé d'effondrement qui s'élève à une altitude de 800 m, entourée de part et d'autre, par deux grands ensembles de masses calcaires, séparées par des dépressions. L'évolution morphologique dans cette région a conduit à un façonnement de reliefs typique pour un terrain sédimentaire, caractérisé par un contraste lithologique qui se matérialise par l'opposition des pentes très faibles au centre de la plaine (2%) et les pentes fortes aux niveaux des bordures (18%).

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

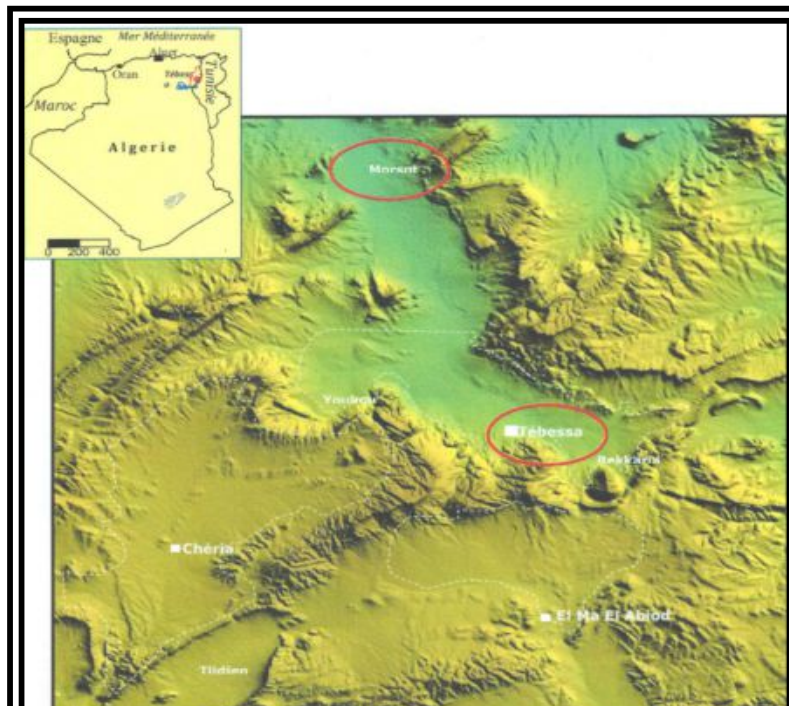


Figure I-9 : Présentation et situations des plaines objets du présent projet.

f) Données hydrogéologiques

Notre projet d'étude est partagé entre deux bassins versants :

- ✓ Au Nord sur la plaine de Tébessa le bassin versant Medjerda d'une superficie de 7 785km². Notre site est attribué au sous bassin Oued Chabro (
- ✓ Au Sud sur la plaine de El-Ma- El Abiod le bassin versant Chott Melrhir zone Nord – Est d'une superficie de 27 939 km². Notre site est attribué au sous bassin Oued OUM EL KSOB

Chacune des deux plaines est drainée par un Oued qui prend naissance par la confluence des ravins des piedmonts qui l'entourent :

- La plaine de Tébessa est drainée par Oued Kébir à écoulement vers le nord, est considéré comme limite administrative pour plusieurs communes qui les traverse, il prend naissance à l'Est de la plaine entre El-Kouif (rive Nord) et Bekkaria (rive Sud), au centre il traverse entre la commune de Boulhaf Eddir (rive Nord) et les communes de Tébessa, Hammamet et Bir D'hab (rive Sud), il parcourt un long trajet pour atteindre son exutoire a la commune de El-Aouinet. .

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

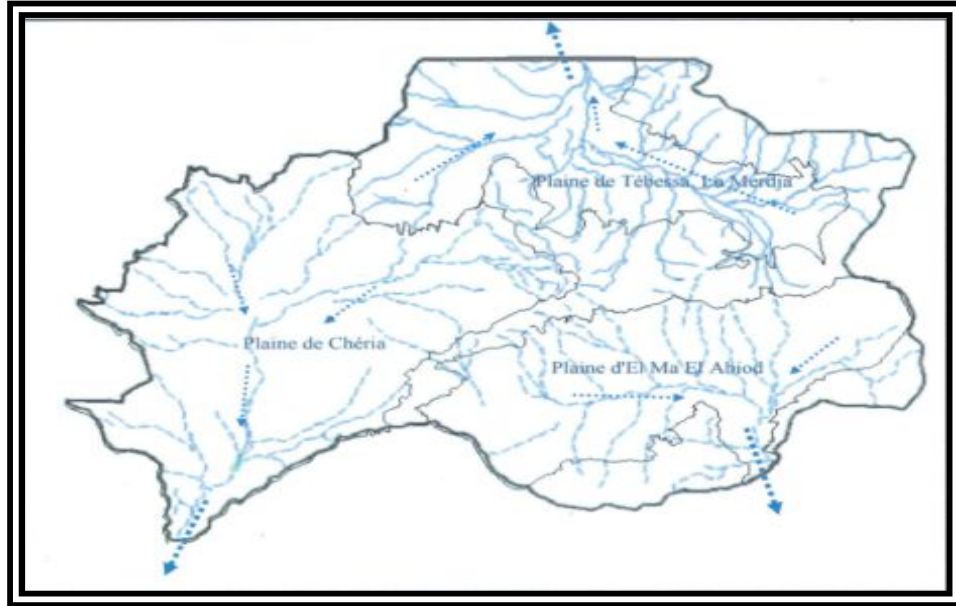


Figure I-10 : Réseau hydrographique de la région d'étude

I.5. Conclusion

Dans ce chapitre, une présentation générale du projet et une collecte des données fonctionnelles et naturelles essentielles pour une orientation efficace de l'étude du projet, ont été effectuées. Les caractéristiques des principaux matériaux utilisés dans la construction de l'ouvrage étudié, feront l'objet du chapitre II suivant.

CHAPITRE II

Caractéristiques des matériaux

II.1. Introduction

Les ponts doivent être conçus de telle manière à respecter les règlements visant à étudier les prescriptions applicables à leur structure et aux matériaux qui les composent. Ces prescriptions ont pour rôle de fixer une limite à l'audace des constructeurs, tout en imposant des seuils ou « états limites » pour le dimensionnement des éléments constituant ces constructions, et ce, afin d'aboutir à la réalisation d'ouvrages stables et durables, d'une part, d'autre part, économiques.

Ce chapitre porte sur la présentation des caractéristiques des matériaux utilisés dans la conception des ponts, tout en mettant l'accent sur les principales propriétés physiques et mécaniques essentielles, notamment celle du béton et l'acier.

Pour le calcul des caractéristiques de ces matériaux, les référentiels principaux sont les normes BAEL91 révisé99 et BPEL91.

II.2. Etats limites

Un état limite est un état au-delà duquel la structure cesse de remplir ces fonctions en cas de modification défavorable d'une action. Il existe deux états de limites :

II.2.1. Etat limite ultime (ELU) : Correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction et dont le dépassement de cet état conduit à la ruine de la structure.

II.2.2. Etat limite de service (ELS) : c'est l'état qui définit les conditions limites d'exploitation et de durabilité, par une limitation des déformations et d'ouverture des fissures et de compression dans le béton.

II.3. Béton

Le béton est un matériau hétérogène composé d'un mélange de ciment ou liant, granulats, eau et éventuellement d'adjuvants. Sa qualité dépend de la qualité de ces constituants, des techniques de fabrication et de mise en œuvre. À titre d'exemple, sa résistance mécanique est influencée par la qualité du ciment, dosage en ciment, teneur en eau, l'âge, la température, l'humidité, la durée de chargement, ...etc.

Le béton utilisé dans la construction sera conforme aux règles BAEL 99 , le dosage est de 350 à 400 kg/m³ et d'un ciment CPJ 450 qui sera utilisé pour toutes les parties de l'ouvrage en superstructure (tablier) ,il devra satisfaire la norme NF P 15/30.

Pour le tablier du projet étudié, un béton de résistance caractéristique à la compression $f_{c28} = 40$ MPa est utilisé.

La figure 1 ci-dessous, illustre le diagramme des contrainte-déformation du béton.

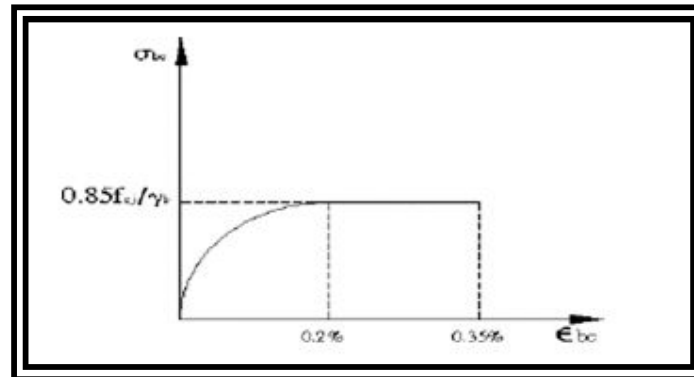


Figure II-1 : Diagramme contrainte déformation du béton

II.3.1. Résistance caractéristique à la compression

Un béton est défini par sa résistance caractéristique notée f_{c28} . Pour les bétons traditionnels, l'allure de la croissance de la résistance du béton f_{cj} en fonction de son âge ($j =$ nombre de jours) est donnée par la formule du BPEL :

➤ Si $J \leq 28$ jours

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad \text{Quand } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} \quad \text{Quand } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

➤ si $J > 28$ jours :

On admet, pour les calculs, qu'au-delà de 28 jours, la résistance plafonne à sa valeur f_{c28} , bien qu'en pratique elle continue à augmenter.

$$f_{cj} = f_{c28}$$

f_{cj} : la résistance à la compression à j jour.

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton.

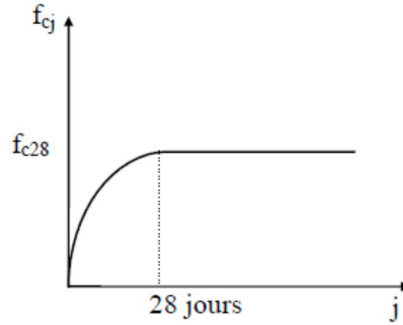


Figure II-2 : Evolution de f_{c28} en fonction de l'âge du béton

Pour mon projet, les résistances caractéristiques à la compression à 28 jours f_{c28} sont :

- Pour le tablier : $f_{c28} = 40$ MPa
- Pour les fondations : $f_{c28} = 30$ MPa

II.3.2. Résistance caractéristique à la traction

Les règles BAEL et BPEL proposent la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj}$$

Donc, pour notre projet, on a :

$$f_{c28} = 40\text{MPa} \rightarrow f_{t28} = 0.6 + 0.06 * 40 \rightarrow f_{t28} = 3\text{MPa}$$

$$f_{c28} = 30\text{MPa} \rightarrow f_{t28} = 0.6 + 0.06 * 30 \rightarrow f_{t28} = 2.4\text{MPa}$$

II.3.3. Contrainte admissible du béton

On se fixe à la valeur de contrainte qui ne peut être dépassée en aucun point de l'ouvrage, cette contrainte est appelée contrainte admissible.

$$\text{➤ ELU : } f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$\gamma_b = 1.5$ combinaisons fondamentales.

$\gamma_b = 1.15$ combinaisons accidentelles.

$$f_{bu} = \frac{0.85 * 40}{1.5} = 22.66\text{MPa}$$

$$f_{b_u} = \frac{0.85 * 40}{1.15} = 29.56 MPa$$

➤ **ELS :**

Les états limites de service sont les états au-delà desquels les conditions normales d'exploitation et de durabilité ne sont plus satisfaites. On s'intéresse à la limite de déformation instantanées ou différées et d'ouverture des fissures.

La contrainte de calcul doit satisfaire la condition suivante :

$$\sigma_b = \begin{cases} 0.5f_{c28} & \text{en service} \\ 0.6f_{c28} & \text{en construction} \end{cases}$$

- Pour le tablier, on a : $f_{c28} = 40$ MPa : $\sigma_b = 0.6 * 40 = 24$ Mpa (Notre ouvrage est en cours de construction)

II.3.4. Module de déformation longitudinale du béton E

À une contrainte normale appliquée pendant moins de 24 heures, le module de déformation instantanée du béton à l'âge de j jours est calculé comme suit :

$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_{c_j}}$$

Soit pour le tablier : $f_{c28} = 40$ MPa : $E_{i28} = 11000^3 \sqrt{f_{c28}} = 11000^3 \sqrt{40} = 37619$ MPa

Les déformations différées du béton correspondant à des charges de longue durée d'application (réglementairement plus de 24 heures), elles comprennent le retrait et le fluage, la déformation finale du béton

Le module de déformation différée est donné par la formule :

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

Soit pour notre tablier : $f_{c28} = 40$ MPa : $E_{v28} = 3700^3 \sqrt{40} = 12654$ Mpa

II.3.5. Coefficient de Poisson

Le coefficient de poisson ν représente le rapport entre la déformation transversale et longitudinale, d'une pièce soumise à une variation de dimension.

Ce coefficient est pris égale à:

- $v = 0,2$ à l'état limite de service (ELS).
- $v = 0$ à l'état limite ultime (ELU).

II.4. Acier

Les aciers utilisés dans les ouvrages en béton précontraint sont de deux natures différentes :

- Les aciers actifs, qui créent et maintiennent la précontrainte sur le béton.
- Les aciers passifs, nécessaires pour reprendre les efforts tranchants pour limiter la fissuration.

II.4.1. Aciers actifs

Les armatures actives sont des armatures en acier à haute résistance qu'on utilise pour constructions en béton précontraint. Elles sont classées par catégories : fils, barres et torons.

Le procédé utilisé est le procédé de « FRESSIENET », la précontrainte est réalisée par post-tension. Les câbles utilisés sont **12T15**

La précontrainte initiale où la tension à l'origine à prendre en compte dans les calculs est donnée par la formule suivante :

Selon le BPEL : $P_0 = \min (0,8 f_{prg} ; 0,9 f_{peg})$

Avec :

$f_{prg} = 1860$ MPa : La limite de rupture garantie de l'acier de précontrainte.

$f_{peg} = 1581$ MPa : La limite d'élasticité de l'acier de précontrainte.

Donc :

$$P_0 = \min(1488,1422.9)$$

$$P_0 = 1422.9 \text{ Mpa}$$

- **Pour le calcul des pertes de précontrainte**
 - Coefficient de frottement angulaire : $f = 0.18 \text{ rad}^{-1}$
 - Coefficient de frottement linéaire : $\varphi = 0.02 \text{ m}^{-1}$

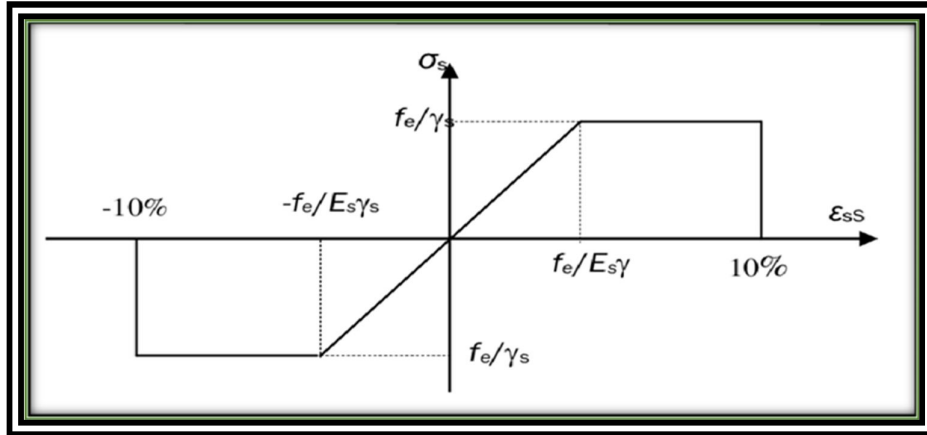


Figure II-3 : Diagramme de déformation des contraintes des aciers actifs.

II.4.2. Aciers passifs

Les armatures passives sont des aciers à haute adhérence de nuance feE500.

- La limite d'élastique égale a : $f_e = 500\text{MPa}$
- Le module d'élasticité est : $E_s = 200000\text{ MPa}$

Pour les justifications à l'ELU, la contrainte de traction admissible est :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$\gamma_s = 1.15$ situation durable → alors : $\sigma_s = 434.78\text{ MPa}$

$\gamma_s = 1.00$ situation accidentelle → alors : $\sigma_s = 500\text{MPa}$

Pour les justifications à l'ELS, la contrainte de traction admissible dépend de type de fissuration :

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable :

$$\sigma_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e, \sqrt[110]{n f_{t28}} \right]$$

- Fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_s = \min \left[\frac{1}{2} f_e, \sqrt[90]{n f_{t28}} \right]$$

- Avec :

$n=1 \rightarrow$ Treillis soudés et ronds lisses.

$n=1.6 \rightarrow$ Aciers à haute adhérence.

$f_{t28} = 3 \text{ Mpa}$

AN :

On utilise la formule de fissuration préjudiciable avec des aciers à haute adhérence :

$$\sigma_s = \min \left[\frac{2}{3} * 500, \sqrt[110]{1.6 * 3} \right]$$

$$\sigma_s = \min[333.33, 240.99]$$

$$\sigma_s = 240.99 \text{ MPa}$$

II.5. Conclusion

Dans ce chapitre, est présenté, l'ensemble des caractéristiques des matériaux utilisés pour la conception du pont étudié, à savoir le béton et les armatures, qui doivent répondre aux exigences prescrites par la réglementation en vigueur. La caractérisation de ces matériaux est cruciale, car ils conditionnent en grande partie, le dimensionnement de l'ouvrage d'art étudié et qui fera l'objet des chapitres suivants.

Chapitre III

Pré-dimensionnement du tablier

III.1. Introduction

Vu que mon étude ne porte que sur la superstructure du pont, ce chapitre se concentre spécifiquement sur les caractéristiques du tablier, tel que l'hourdis, les poutres. L'étude de cette partie de l'ouvrage est essentielle pour assurer la résistance et la fonctionnalité globale du pont. Le pré-dimensionnement de la superstructure est réalisé selon les directives appropriées.

III.2. Pré-dimensionnement de la poutre

Les poutres comportent une table de compression constituant la partie supérieure et un large talon, constituant la partie inférieure, ces deux éléments sont reliés par une âme de faible épaisseur.

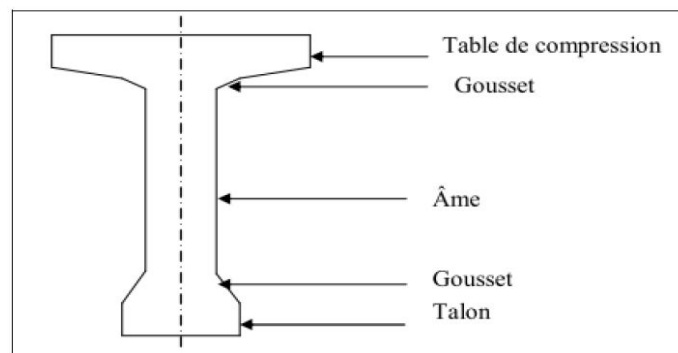


Figure III-1: Coupe transversale d'une poutre

III.2.1. Hauteur de la poutre

La hauteur des poutres est un paramètre très important, car si la hauteur des poutres préfabriquée est trop grande, elle 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 précontrainte, et même des sections de béton.

Selon le document SETRA, pour une poutre de pont de longueur supérieure ou égale à 20,00 mètres ($L \geq 20\text{m}$), la hauteur est déterminée par la condition suivante :

$$\frac{L}{22} - 0.20 \leq H_p \leq \frac{L}{18} + 0.50$$

Avec :

L : longueur de travée = 33.40 mètres.

H : hauteur de la poutre.

Application numérique :

$$\frac{33.40}{22} - 0.20 \leq H_p \leq \frac{33.40}{18} + 0.50$$

$$1,35 \leq H_p \leq 2,35$$

Donc on prend : $H_p = 1,50 \text{ m}$

III.2.2. Nombre de poutres

Le nombre de poutres dépend de la relation entre la largeur du tablier et l'espacement entre les poutres. On utilise cette équation :

$$N_p = \frac{L_a}{\lambda} + 1$$

Avec :

L_a : distance entraxe des appuis de rives. ($l_a = 7.10 \text{ metres}$)

λ : Espacement entre les poutres en section transversal. ($\lambda = 1.5 \text{ mètres}$)

Application numérique :

$$N_p = \frac{7.10}{1.50} + 1 = 5 \text{ poutres.}$$

Donc : $N_p = 5$ poutres

III.2.3. Table de compression

- **Largeur de table de compression**

Pour alléger les poutres, afin de faciliter la manutention, on peut réduire la largeur des tables de compression. Pour prévenir tout risque de déversement pendant les opérations de manutention, la largeur ne doit pas dépasser les 60% de la hauteur.

Elle est calculée comme suit :

$$0.6H_p \leq b$$

Avec :

H_p : hauteur de la poutre ($H_p = 1.50 \text{ m}$)

Donc :

$$0.6 * 1.50 \leq b$$

On prend : $b = 1.03$ mètres.

- **Epaisseur de la table de compression**

$$0.10 \text{ m} \leq e \leq 0.15 \text{ m}$$

On prend : $e = 0.11$ m

III.2.4. Talon

Le talon d'une poutre constitue la fibre inférieure de la structure, son dimensionnement se fait par la flexion et doit permettre de loger les câbles de précontrainte dans de bonnes conditions d'enrobage et d'espacement. Sa largeur b_t est généralement comprise entre 0.4 m et 0.7 m.

Donc on fixe : $b_t = 0.47m$

Et son épaisseur est comprise entre 0.1m et 0.2m.

Donc on fixe : $e_t = 0.15m$

III.2.5. Epaisseur de l'âme

- **Section d'about b_0**

Il est nécessaire d'augmenter l'épaisseur de l'âme de la poutre afin de mieux résister à l'effort tranchant maximal à l'appui ; et également pour assurer un positionnement optimal de l'ancrage des câbles.

On fixe : $b_0 = 47cm$

- **Section intermédiaire**

Près des appuis, les âmes sont dimensionnées pour supporter les forces de cisaillement, ce qui nécessite souvent un renforcement de leur épaisseur.

$$25cm \leq b_0 \leq 35cm$$

On fixe : $b_0=35$ cm.

- **Section médiane**

L'âme de la poutre doit garantir la résistance à l'effort tranchant et faciliter le bon placement du béton.

$$18\text{cm} \leq b_0 \leq 25\text{cm}$$

On fixe : $b_0 = 21\text{cm}$

III.2.6. Gousset

Le gousset doit avoir une pente suffisante pour assurer un bon bétonnage du talon. D'après le guide S.E.T.R.A on prend :

- Pour la poutre médiane

$$\frac{b_t - b_0}{2} \leq h_g \leq \frac{3}{2} \left(\frac{b_t - b_0}{2} \right)$$

$$\frac{47 - 21}{2} \leq h_g \leq \frac{3}{2} \left(\frac{47 - 21}{2} \right)$$

$$13 \leq h_g \leq 19.5$$

On prend : $h_g = 16\text{ cm}$

- Pour la poutre intermédiaire

$$\frac{47 - 35}{2} \leq h_g \leq \frac{3}{2} \left(\frac{47 - 35}{2} \right)$$

$$6 \leq h_g \leq 9$$

On prend : $h_g = 9\text{ cm}$

III.3. Pré-dimensionnement de la dalle

Définition de l'hourdis

L'hourdis est une dalle en béton armé ou en béton précontraint, qui sert de couverture pour le pont, en effet, elle est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité) et les surcharges (civiles, militaires et exceptionnelles) d'un pont, et à transmettre ces dernières aux poutres.

On distingue deux types :

- Hourdis intermédiaire : L'hourdis intermédiaire est coulé entre les poutres, dans le prolongement des tables de compression.



Figure III-2: Hourdis intermédiaire

- Hourdis général : c'est une dalle habituellement coulée sur des coffrages perdus sur toute la largeur du tablier. Ces coffrages se présentent sous la forme de dalles en mortier de fibres ou en béton armé.

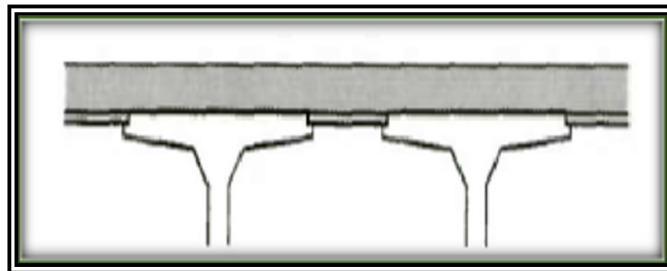


Figure III-3 : Hourdis général

Dans notre cas, l'hourdis adopté est l'hourdis général.

- **Largeur de la dalle**

C'est la largeur de pont qui égale à : $l_d = 7,10 \text{ m}$

- **Longueur de la dalle**

C'est la longueur parallèle à l'axe du pont, elle est égale à la longueur des poutres :

$$L_d = 33,40 \text{ m}$$

- **Epaisseur de la dalle**

Selon le guide SETRA « Pont-route à poutres préfabriquées précontraintes par adhérence », les valeurs à adopter pour l'épaisseur du hourdis sont de l'ordre de 18 à 20 cm.

Dans notre projet on prend : $e = 20 \text{ cm}$

III.4. Caractéristiques géométriques des poutres

Notations utilisées

Δ : axe coïncide avec la fibre inférieure extrême.

Z : bras de levier : ordonnée du centre de gravité de la section considérée par rapport à l'axe (Δ).

B : section de l'élément.

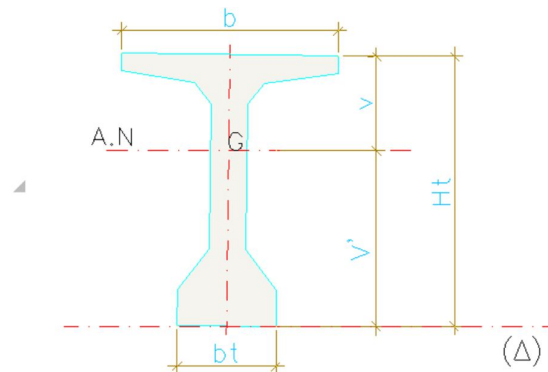


Figure III-4 : section transversale d'une poutre portant différents paramètres

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

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

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

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

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

h : hauteur du rectangle ou du triangle considéré.

b : hauteur du rectangle ou du triangle considéré.

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).

$$S_{\Delta} = B * Z$$

R : Rayon de giration.

$$R = \frac{I_G}{B}$$

P : Rendement géométrique de la section.

$$P = \frac{I_G}{B * V * V'}$$

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

$$V = h_t - V'$$

$$V' = \frac{S_{\Delta}}{B}$$

III.5. Caractéristiques géométriques des sections brutes

III.4.1. Poutre sans hourdis

III.4.1.1. Section d'about

Elle est présentée sur la figure 4 ci-dessous :

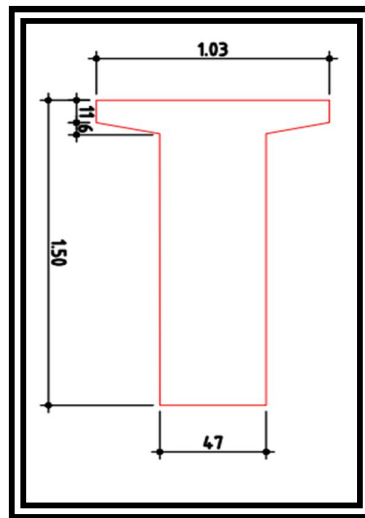


Figure III-5 : Section d'about sans hourdis.

Les caractéristiques géométriques de la section d'about sans hourdis sont présentées dans le tableau 1 ci-dessous :

	Largeur (cm)	Hauteur (cm)	B (cm)	Z (cm)	$S\Delta = B \times Z$ Z (cm ³)	I0 (cm ³ xcm)	$I\Delta = I0+BxZ^2$ (cm ⁴)	Hp (cm)
1	103	11	1133	144,5	163718,50	11424,4167	23668748	150
2	28	6	168	136	22848,00	336,0000	3107664	
3	47	139	6533	69,5	454043,50	10518674,4167	42074698	
Total			7834		224918,50	12606,4167	31993129,667	

IG	V'	V	R ²	P
16466481.7995	81.7730	68.2270	2101.9252	0,3767

TableauIII- 7 : caractéristiques géométriques de la section d’about sans hourdis.

III.4.1.2. Section intermédiaire

Elle est présentée sur la figure 5 ci-dessous :

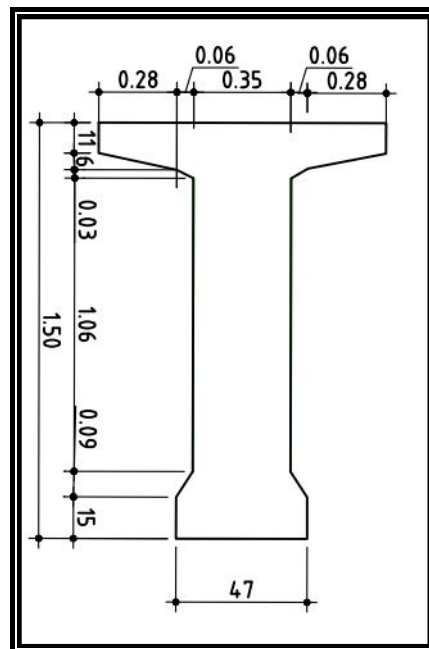


Figure III-6 : Sections i intermédiaire sans hourdis.

Les caractéristiques géométriques de la section intermédiaire sans hourdis sont présentées dans le tableau 2 ci-dessous :

Désignation	Largeur (cm)	Hauteur (cm)	B (cm)	Z (cm)	$S\Delta = B \times Z$ (cm ³)	I0 (cm ³ xcm)	$I\Delta = I0+BxZ^2$ (cm ⁴)	Hp (cm)
1	103	11	1133	144,5	163718,50	11424,417	23668748	150
2	28	6	168	136	22848,00	504,000	3107832	
3	6	6	36	136	4896,00	108,000	665964	
4	6	3	18	131,5	2367,00	13,500	311274	
5	35	124	4340	77	334180,00	5560986,667	31292847	
6	6	9	54	19,5	1053,00	364,500	20898	
7	47	15	705	7,5	5287,50	13218,750	52875	
Total			6454		534350,00	5586619,8333	59120437,3333	

IG	V'	V	R ²	P
14879668,4303	82,7936	67,2064	2305,4956	0,4143

TableauIII- 8 : Caractéristiques géométriques de la section intermédiaire sans hourdis.

III.4.1.3. Section médiane

La section médiane est présentée sur la figure 6 ci-dessous :

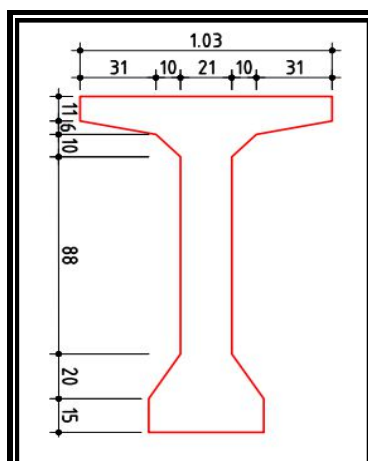


Figure III-7: Section médiane sans hourdis.

Les caractéristiques géométriques de la section médiane sans hourdis sont présentées dans le tableau 3 ci-dessous :

Désignation	Largeur (cm)	Hauteur (cm)	B (cm)	Z (cm)	$S_{\Delta} = B \times Z$ (cm ³)	I ₀ (cm ³ xcm)	I _Δ = I ₀ +BxZ ² (cm ⁴)	Hp (cm)
1	103	11	1133	144,5	163718,50	11424,42	23668748	150
2	31	6	186	136	25296,00	558,00	3440814	
3	10	6	60	136	8160,00	180,00	1109940	
4	10	10	100	128	12800,00	833,33	1639233	
5	21	124	2604	128	333312,00	3336592,00	46000528	
6	13	20	260	79	20540,00	8666,67	1631327	
7	47	15	705	25	17625,00	13218,75	453844	
Total			5048		581451,50	3371473,1667	77944433,4167	

IG	V'	V' ²	R ²	P
10970216,5283	115,1845	34,8155	2173,1808	0,5419

Tableau III- 9 : Caractéristiques géométriques de la section médiane sans hourdis.

III.4.2. Poutre avec hourdis

III.4.2.1. Poutres intermédiaires

Les caractéristiques géométriques des poutres intermédiaires sont récapitulées dans le tableau 4 ci-dessous :

Colonne I	désignation	dimension	B (cm)	Z (cm)	$S\Delta = B \times Z$ Z (cm ³)	I_0 (cm ³ xcm)	$I\Delta = I_0 + B \times Z^2$ (cm ⁴)	Hp (cm)
section	Poutre		7834		647012,5	9386599,583	68558898,33	150
d'about	Hourdi	150*20	3000	140	420000	195312,5	58995312,5	
	Poutre + Hourdi		10834		1067012,5	9581912,083	127554210,8	
section	Poutre		6454		532772,5	5330675,417	58507972,92	
Intermédiaire	Hourdi	150*20	3000	140	420000	195312,5	58995312,5	
	Poutre + Hourdi		9454		952772,5	5525987,917	117015945,8	
section	Poutre		5048		447945,5	3219122,25	51961629,5	
médian	Hourdi	150*20	3000	140	420000	195312,5	58995312,5	
	Poutre + Hourdi		8048		867945,5	3414434,75	110956942	

Colonne I	IG	V'	V	R ²	P
section d'about	22466923,11	98,48740078	51,51259922	228119,769	0,408752694
section intermédiaire	20995696,55	100,7798286	49,22017136	208332,3303	0,447711193
section médiane	17352395,41	107,8461108	42,15388917	160899,5936	0,499501093

Tableau III- 10 : caractéristiques géométriques des poutres intermédiaires avec hourdis.

III.4.2.2. Poutres de rives

Les caractéristiques géométriques des poutres de rive sont récapitulées dans le tableau 5 ci-dessous :

Colonne1	désignation	dimension	B (cm)	Z (cm)	S Δ = B x Z (cm ³)	I0 (cm ³ xcm)	I Δ = I0+BxZ ² (cm ⁴)	Hp (cm)
section	Poutre		7834		647012,5	9386599,583	68558898,33	150
d'about	Hourdi	150*20	3000	140	420000	195312,5	58995312,5	
	Poutre + Hourdi		10834		1067012,5	9581912,083	127554210,8	
section	Poutre		6454		532772,5	5330675,417	58507972,92	
Intermédiaire	Hourdi	150*20	3000	140	420000	195312,5	58995312,5	
	Poutre + Hourdi		9454		952772,5	5525987,917	117015945,8	
section	Poutre		5048		447945,5	3219122,25	51961629,5	
médian	Hourdi	150*20	3000	140	420000	195312,5	58995312,5	
	Poutre + Hourdi		8048		867945,5	3414434,75	110956942	

Colonne1	IG	V'	V	R ²	P
section d'about	14528032,3	82,5491943	67,4508057	175992,4179	0,404275902
section intermédiaire	12212189,93	88,73722266	61,26277734	137621,9534	0,445011967
section médiane	17352395,41	107,8461108	42,15388917	160899,5936	0,646885397

TableauIII- 11 : Caractéristiques géométriques des poutres de rive.

III.6. Section géométriques des sections nettes

Les caractéristiques des sections nettes sont obtenues à partir des caractéristiques des sections brutes, en excluant la contribution des trous des armatures longitudinales (câbles) à la résistance, malgré leur remplissage ultérieur avec du mortier injecté. Cette simplification peut être appliquée de manière standard.

$$B_{nette} = B_{brute} - 5\%B_{brute} = 95\%B_{brute}$$

$$S_{\Delta(nette)} = S_{\Delta(brute)} - 8\%S_{\Delta(brute)} = 92\%S_{\Delta(brute)}$$

$$I_{\Delta(\text{nette})} = I_{\Delta(\text{brute})} - 10\%I_{\Delta(\text{brute})} = 90\%I_{\Delta(\text{brute})}$$

Les caractéristiques géométriques des sections nettes des poutres intermédiaires et de rives rive sont récapitulées dans le tableau 6 ci-dessous :

Colonne1	Colonne2	Colonne3	Colonne4	Colonne5	Colonne6	Colonne7	Colonne8	Colonne9	Colonne10
		Rive et inter médiane							
		Rive et inter médiane							
B(cm2)	7442,3	6131,3	4795,6	10279	9008,85	7704,5	10279	9008,85	7704,5
SΔ(cm3)	589361,2	491602	534935,38	981651,5	876550,7	798509,86	981651,5	876550,7	798509,86
I0 cm^4	9477391,35	5027957,85	534935,38	8623720,875	4973389,125	3072991,275	8623720,875	4973389,125	3072991,28
IG(cm4)	16466481,8	14879668,43	10970216,5	22330950,65	21289336,45	18067991,2	22330950,65	21289336,45	18067991,2
V'(cm)	81,77304059	82,79361636	115,184529	98,61483364	100,4716334	107,02164	98,61483364	100,4716334	107,02164
V (cm)	68,22695941	67,20638364	34,8154715	51,38516636	49,52836655	51,38516636	42,97836005	51,38516636	42,97836
r²(cm²)	2101,925172	2305,495573	2173,18077	2063,858655	2245,000153	2227,865746	2063,858655	2245,000153	2227,86575
p (%)	0,376748115	0,414340049	0,54191282	0,407286427	0,451147865	0,405116235	0,486953918	0,434845665	0,48435922

TableauIII- 12 : caractéristiques géométriques des sections nettes des poutres intermédiaires et de rives.

III.7. Conclusion

Dans ce chapitre, le pré-dimensionnement des poutres a été effectué, pour assurer la résistance et la fonctionnalité optimales des ponts.

Le tablier comporte :

- L'épaisseur de la dalle est de 20 cm, la hauteur de la poutre est de 1.5 m.
- L'épaisseur de l'âme est de 47cm à l'about, de 21 cm pour la section médiane et de 35 cm pour la section intermédiaire.

On procèdera ensuite au calcul des charges et surcharges que le pont doit supporter dans le chapitre IV suivant.

Chapitre IV

CHARGES ET SURCHARGES

IV.1. Introduction

Dans ce chapitre, les charges et les surcharges que le pont doit supporter seront calculées, car il a une fonction porteuse. Les actions appliquées à un ouvrage peuvent être permanentes ou variables.

Les charges permanentes, incluent le poids propre de l'ouvrage et toute charge fixe ou constante, pour les charges variables, elles cernent les charges dues à la circulation et aux conditions environnementales changeantes.

Dans cette étude, chaque type de charge sera scruté en détails, afin de comprendre pleinement son impact sur la résistance aux efforts le sollicitant suivants :

- Les charges permanentes (CP) et compléments de charges permanentes (CCP).
- Les surcharges routières.
- Les surcharges sur trottoir.
- Les surcharges dues au vent, au séisme, et au freinage.
- Force centrifuges.
- Combinaisons de charges.

IV.2. Caractéristiques du pont étudié

-Largeur totale : 7.10 mètres.

-Largeur roulable : $L_r = 5.60$ mètres.

-Largeur chargeable : puisque on n'a pas de glissière donc $L_r = L_c = 5.60$ mètres.

-Nombre de voies :

$$N = \frac{L_c}{3} = \frac{5.60}{3} = 1.86$$

Donc on prend : $N = 2$ voies.

-Largeur de la voie

$$L_v = \frac{L_c}{2} = \frac{5.60}{2} = 2.80 \text{ metres}$$

-Classe du pont

La classe du pont est fonction de la largeur roulable.

La classe	largeur roulable
1	$L_r \geq 7m$
2	$5,5m < L_r < 7m$
3	$L_r \leq 5,5m$

Tableau IV-1 : Classes de pont.

Comme la largeur roulable "Lr" du pont est supérieure à 5.60 m, donc selon le règlement R.C.P.R 2008, notre pont est de classe **2**.

IV.3. Calcul des charges

IV.3.1. Charge permanentes

Il s'agit de toutes les charges qui ne subissent pas ou alors très peu de variations durant la vie de l'ouvrage. Nous citons :

- Le poids propre de la structure porteuse.
- Le complément de charges permanentes (CCP) (poids propre des équipements) : la charge d'étanchéité, revêtements, trottoirs, garde-corps, signalisation et éclairage.

IV.3.1.1. Eléments porteurs

a) Poutres

On a trois sections sur la poutre

Section d'about : $S_1 = 0.782 \text{ m}^2$

Section intermédiaire : $S_2 = 0.654 \text{ m}^2$

Section médiane : $S_3 = 0.511 \text{ m}^2$

Demi-différences de l'âme

$$a_1 = \frac{47-35}{2} = 6cm \quad a_2 = \frac{35-21}{2} = 7cm$$

❖ Section d'about

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

Dans mon projet c'est 50cm.

Donc :

$$L_1 = L_n + 1.20m = 0.50m + 1.20m$$

$$L1 = 1.70\text{m}$$

L_n : c'est la distance entre l'axe d'appareil d'appui et l'extrémité de la poutre.

❖ **Section intermédiaire**

$$L2 = \frac{L'}{4}$$

$$L' = 2(L2 + a_2) + L3 = L_{total} - 2(L1 + a_1) = 33.40 - 2(1.70 + 0.06)$$

$$L' = 29.88$$

Alors : $L2 = \frac{29.88}{4} = 7.47\text{m}$

❖ **Section médiane :**

$$L' = 2(L2 + a_2) + L3$$

$$L3 = L' - 2(L2 + a_2) = 29.88 - 2(7.47 + 0.07)$$

$$L3 = 14.80\text{m}$$

❖ **Section équivalente de la poutre**

$$S_{eq} = \frac{1}{L} \left[2 * \left(L1 * S1 + \frac{S1 + S2}{2} * a_1 \right) + 2 * \left(L2 * S2 + \frac{S2 + S3}{2} * a_2 + L3 * S3 \right) \right]$$

$$S_{eq} = \frac{1}{33.40} \left[2 * \left(1.70 * 0.782 + \frac{0.782 + 0.654}{2} * 0.06 \right) + 2 * \left(7.50 * 0.654 + \frac{0.654 + 0.511}{2} * 0.07 + 15 * 0.511 \right) \right]$$

$$S_{eq} = 0,60 \text{ m}^2$$

Le poids propre de la poutre :

$$P_p = \gamma_b * S_{eq}$$

$$P_p = 2.5 * 0.60$$

$$P_p = 1.508 \text{ t/ml}$$

Le poids de toutes les poutres :

$$P_{total} = \text{nombre des poutres} * P_p$$

$$P_{total} = 5 * 1.508 = 7.54 \text{ t/ml}$$

Section	γ_{ba} (t/m ³)	S (m ²)	L (m)	P (t)
About	2,5	0.782	1.70	3.3235
Intermédiaire	2,5	0,654	7.47	12.2134
Médiane	2,5	0,511	14.8	18.907

Tableau IV-2 : caracteristiques de la poutre.

$$P_i = \gamma_{ba} * S_i * L_i$$

Le poids total d'une poutre :

$$P_p = (P1*2) + (P2*2) + P3$$

$$P_p = (3.3235*2) + (12.2134*2) + 18.907$$

$$P_p = 49.9808 \text{ t}$$

Le poids total des poutres :

$$P_{total} = P_p * \text{nombre de poutres}$$

$$P_{total} = 49.9808 * 5 = 249.9 \text{ t}$$

b) Hourdis

L'épaisseur de l'hourdis est de 20cm.

$$P_d = \gamma_b * S_h * L_p$$

$$P_d = 2.5 * (0.20 * 7.10) * 33.40$$

$$P_d = 118.57 \text{ t}$$

Ou avec cette méthode :

Le poids de la dalle qui revient à la poutre de rive :

$$P_r = 0.20 * 2.5 * 1.15$$

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

$$P_i = 0.20 * 2.5 * 1.60$$

Le poids propre de la dalle qui revient à toutes les poutres :

$$P_d = P_i * N_p$$

$$P_d = 0.80 * 3 + 0.575 * 2$$

Le poids total des éléments porteurs :

CP= (P total des poutres +P dalle)

CP= 249.9+118.57

CP= 368.47t

IV.3.1.2. Complément des charges permanentes (CCP)

a) Revêtement :

La structure comprend une couche de revêtement bitumineux d'une épaisseur de 8cm, de masse volumique de 2.2 t/m³.

Donc :

$$P_r = e * L_r * \rho_b$$

$$Pr = 0.08 * 5.60 * 2.2$$

$$Pr = 0.986 \text{ t/ml}$$

Donc, la charge par tonne vaut :

$$Pr = 0.986 * 33.40 = 32.92 \text{ t}$$

b) Trottoir

Nous disposons de deux trottoirs qui sont parfaitement identiques, et chaque trottoir a une largeur de 0.75 m, avec une épaisseur de e = 0.25 m.

Donc :

$$G_{trottoir} = \gamma_b * S_i * L$$

$$G_{trottoir} = (2.5 * (0.75 * 0.25) * 33.40) * 2$$

$$G_{trottoir} = 31.31 \text{ t}$$

$$G_{trottoir} = 31.31 / 33.40 = 0.937 \text{ t/ml}$$

c) Garde-corps

Le poids du garde-corps est : G_{GC} = 0.1 t/ml.

Dans notre projet on dispose deux garde-corps.

Donc : G_{GC} = 0.1 * 2 = 0.2 t/ml

$$G_{GC} = 0.2 * 33.40 = 6.68 \text{ t}$$

d) Corniche

$$G_{corniche} = \gamma_b * S_i * L_i$$

$$G_{corniche} = 2.5 * 0.111 * 33.40$$

$$G_{corniche} = 9.268 \text{ t}$$

$$CCP = 32.92 + 31.31 + 6.68 + 9.268 = 80.178 \text{ t}$$

Poids total de tablier :

$$G = CP + CCP$$

$$G = 368.47 + 80.178$$

$$\mathbf{G = 448.648 \text{ t}}$$

IV.3.2. Charges d'exploitations

Sauf indication contraire, les charges d'exploitation doivent être classées comme actions variables. Il convient de considérer les charges d'exploitation comme des actions quasi-statiques. Les modèles de chargement peuvent inclure des effets dynamiques s'il n'y a pas de risque de résonance ou d'autre réponse dynamique significative de la structure. Si l'on peut s'attendre à des effets de résonance dus à des mouvements rythmés et synchronisés de personnes, à des mouvements ou à des sauts, il convient de déterminer le modèle de chargement pour une analyse dynamique particulière. Les actions provoquant une accélération significative de la structure ou d'éléments structuraux doivent être classées comme actions dynamiques et prises en compte dans une analyse dynamique.

Selon le RCPR on distingue plusieurs systèmes d'exploitation :

- La surcharge de type A (L).
- Système B.
- La surcharge militaire Mc 120.
- La surcharge exceptionnelle convois D 240 t.
- Les surcharges sur trottoirs.

a) Système de charge A

La charge A est donnée en fonction de la longueur chargée :

$$A = a_1 * a_2 * A_l$$

La charge $A(l)$ est exprimée en 'KN/m²' et elle est donnée en fonction de la longueur chargée, L est exprimée en 'm', elle est donnée par la formule suivante :

$$A(l) = 2,3 + \left(\frac{360}{(L + 12)} \right) (KN/m^2)$$

Avec :

L : La portée de travée = 33,4 m

$$A(l) = 10,22 (KN/m^2) = 1.022 (t/m^2)$$

Les valeurs du coefficient a_1 sont données par le tableau 3 ci-dessous

Nombre de voies chargées (N)		1	2	3	4	5	Largeur conventionnelle LV0 (m)
Classe du pont	1	1	1	0.9	0.75	0.70	3.5
	2	1	0.9	-	-	-	3
	3	0.9	0.8	-	-	-	2.75

Tableau IV-3 : valeurs coefficient a_1

$$\left. \begin{array}{l} \text{nombre de voies: deux voies} \\ \text{classe du pont: deuxieme classe} \end{array} \right\} a_1 = 0.9$$

Le coefficient a_2 est donne par la formule suivante :

$$a_2 = \frac{L_{v0}}{L_v}$$

Avec :

L_v : largeur d'une voie.

L_{v0} : fonction de la classe du pont.

Le tableau 4 ci-dessous, donne les valeurs de L_{v0}

1 ^{re} classe	2 ^{me} classe	3 ^{me} classe
3,5 m	3m	2,75m

Tableau IV-4 : valeur de L_{v0}

$$L_v = 2.80 \text{ m}$$

$$L_{v0} = 3 \text{ m}$$

AN :

$$a_2 = \frac{3}{2.80} = 1.07$$

La valeur de A est fonction des voies chargées :

Cas d'une voie chargé :

$$A = 0.9 * 1.07 * 1.022 * 1$$

$$A = 0.984 \text{ t/m}^2$$

Cas deux voies chargés :

$$A = 0.9 * 1.07 * 1.022 * 2$$

$$A = 1.968 \text{ t/m}^2$$

b) Système de charge B

Le système de charges B comprend trois systèmes distincts dont il y a lieu d'examiner indépendamment les effets pour chaque élément des ponts : Le système Bc se compose de camions types, Le système Br se compose d'une roue isolée, Le système Bt se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux tandems.

Les deux premiers systèmes Bc et Br, s'appliquent à tous les ponts quel que soit leur classe, le système Bt ne s'applique qu'aux ponts de première ou de deuxième classe.

- **Système Bc**

Un camion type du système Bc comporte trois essieux, tous à roues simples munies de pneumatiques

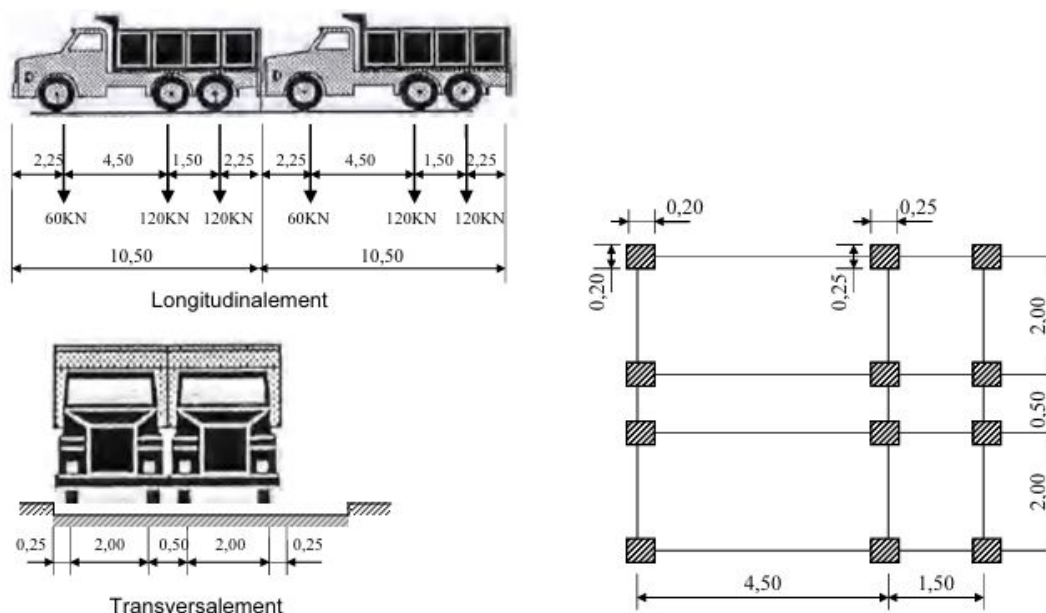


Figure IV-1: système Bc

Le tableau 5 ci-dessous, donne les caractéristiques du système Bc

Désignation	Valeur	Unité
Masse totale	30	t
Masse portée par chacun des essieux arrière	12	t
Masse portée par l'essieu avant	6	t
Longueur d'encombrement	10,5	m
Largeur d'encombrement	2,5	m
Distance des essieux arrière	1,5	m
Distance de l'essieu avant au premier essieu arrière	4,5	m
Distance de l'axe en axe des deux roues d'un essieu	2	m
Surface d'impact d'une roue arrière	Carré de 0,25m de coté	m
Surface d'impact d'une roue avant	Carré de 0,20m de coté	m

Tableau IV-5 : Caractéristiques du système Bc

- **Coefficient de majoration dynamique**

D’après l’article 6.2.1.1 du R.C.P.R 2008, pour le calcul des charges permanentes, on a pris en considération le coefficient de majoration pour ce système. Il est déterminé par la formule suivante :

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

Avec :

L= porté de travée = 33.40 m

G : poids total de tablier = 425,265

Q : la charge de véhicule pondéré

Q= max (Bc*bc*n*2 ; Bt*bt*n*2 ; Br)

Le coefficient bc est en fonction de classe de pont et nombre de files considéré.

Nombre de fils considéré		1	2	3	4	5
Classe du pont	1ère	1,20	1,10	0,95	0,80	0,70
	2eme	1,00	1,00	-	-	-
	3eme	1,00	0,8	-	-	-

Tableau IV-6 : Valeurs de bc

deuxieme classe } bc = 1.00
duex voies chargés }

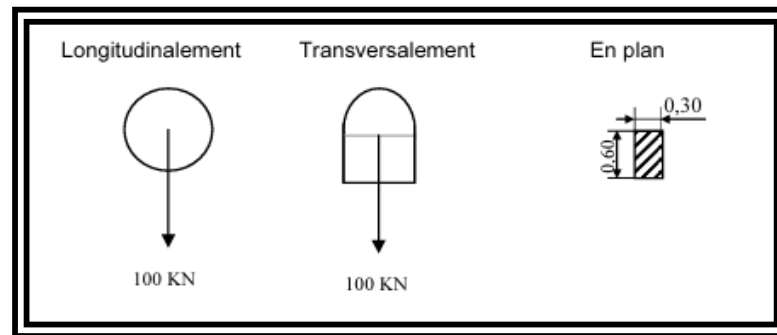
$$B_c = 2 * B_c * n * bc$$

$$B_c = 2 * 30 * 2 * 1$$

$$B_c = 120 t$$

- **Système Br**

La roue isolée, qui constitue le système Br porte une charge de 100 kilo Newtons. Sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le côté transversal mesure 0,60 m et le côté longitudinal 0,30 m.



Le rectangle d'impact de la roue Br, disposé normalement à l'axe longitudinal de la chaussée, peut être placé n'importe où sur la largeur roulable. Dans les ponts biais il est loisible de diriger suivant le biais le rectangle d'impact.

- **Système Bt**

Un tandem du système Bt comporte deux essieux tous deux à roues simples munies de pneumatiques et répondant aux caractéristiques suivantes :

- Charge portée par chaque essieu : 160 KN
- Distance des deux essieux : 1,35 m
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu : 2 m

Le tableau 7 ci-dessous, donne les valeurs de bt

Classe du pont	b_t
Première classe	1,2
Deuxième classe	1

Tableau IV-7 : valeurs de b_t

Selon le RCPR :

$$B_t = 2 * 16 * n * b_t$$

Notre pont est de deuxième classe : $b_t = 1$

$$B_t = 2 * 16 * 2 * 1$$

$$B_t = 64 \text{ t}$$

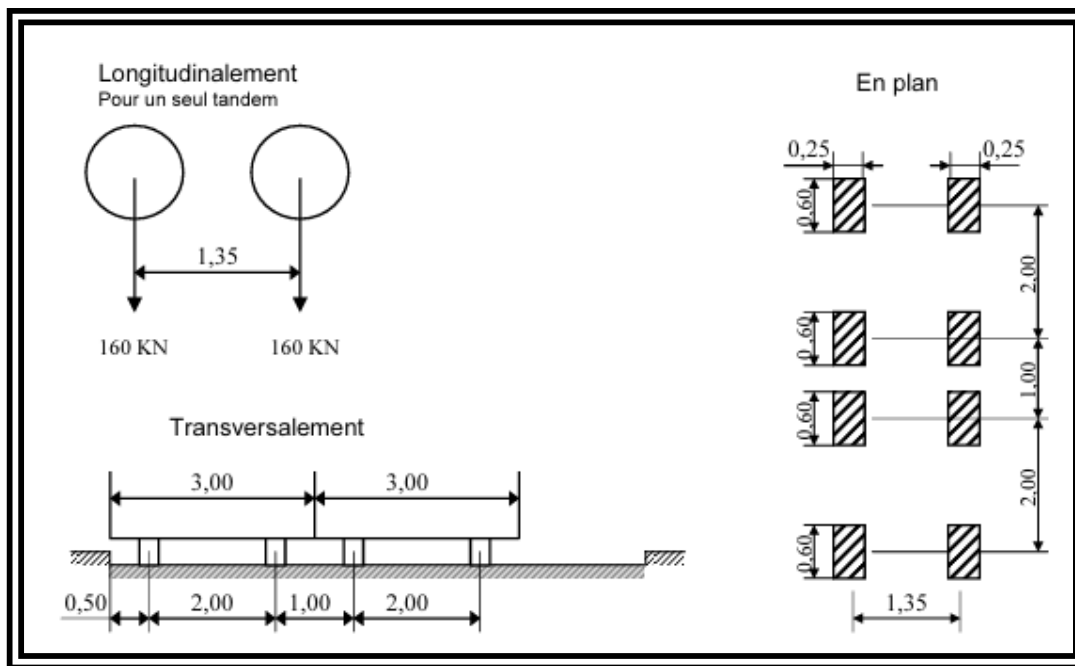


Figure IV-3: système B_t

c) **Mc120**

Un véhicule type du système Mc 120 comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques suivantes :

Désignation	Valeur	Unité
Charge totale	110	t
Longueur d'une chenille	6.10	m
Largeur d'une chenille	1.0	m
Distance d'axe en axe des deux chenilles	3.30	m

Tableau IV-8 : caractéristiques de système Mc120.

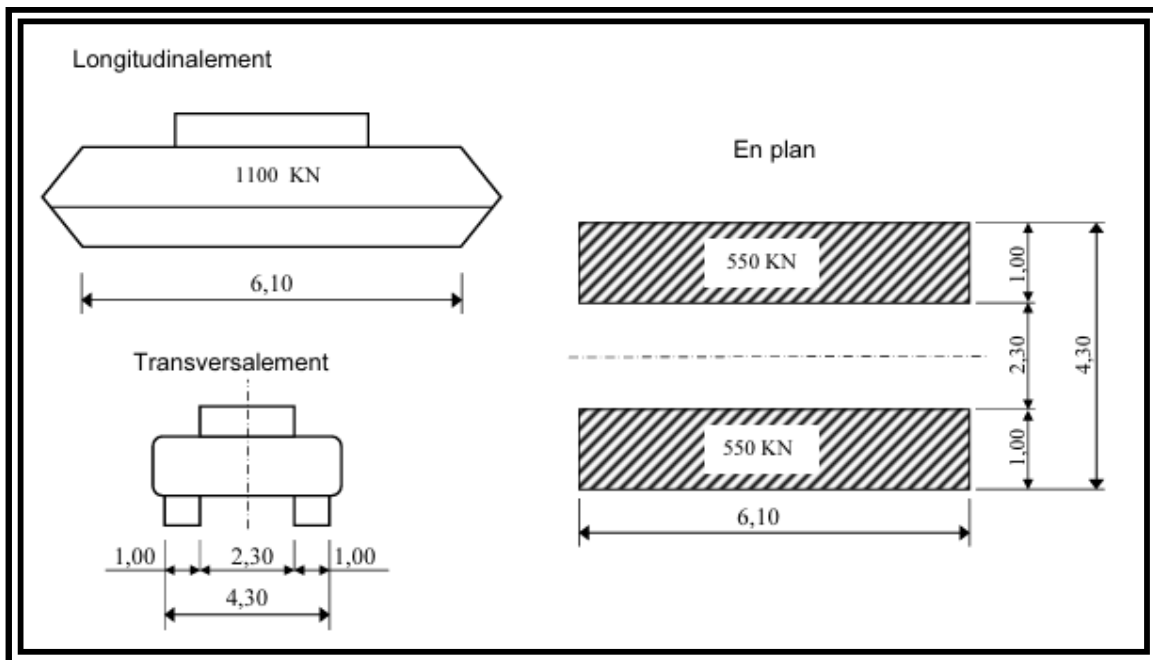


Figure IV-4 : Convoi Mc120

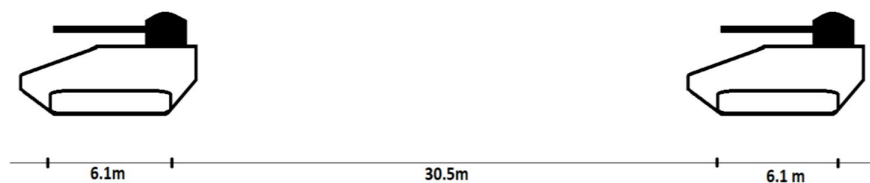


Figure IV-5 : la distance entre deux véhicules type Mc120

Les véhicules des systèmes Mc peuvent circuler en convoi ; dans le sens transversal, un seul convoi est supposé circuler quelque soit la largeur de la chaussée ; dans le sens longitudinal, le

nombre de 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.

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

Le coefficient de majoration dynamique :

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

Avec :

$$L = 33.40 \text{ m}$$

$$G = 425,265$$

$$Q = 110 \text{ t}$$

$$= 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 * 33.40} + \frac{0.6}{1 + 4 * \frac{425.264}{110}}$$

$$\delta = 1.088$$

d) D240

Le convoi type D240 comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 2400 KN, de poids total. (240 t)

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.

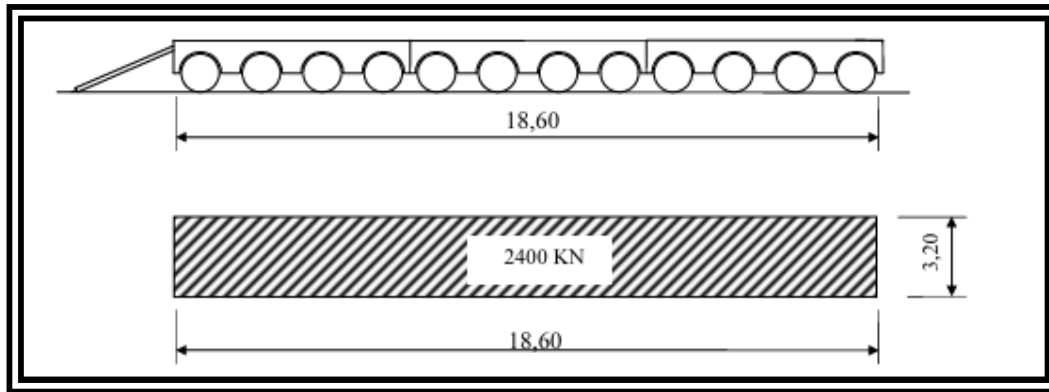


Figure IV- 6 : système D240.

e) Surcharge sur trottoir

Les trottoirs supportent des charges différentes selon le rôle de l'élément structural considéré et selon qu'il s'agit de ponts portant à la fois une ou des chaussées et un ou des trottoirs, ou de ponts réservés exclusivement à la circulation des piétons.

Les charges qui sont utilisées dans la justification des éléments de tabliers prennent le nom de charges locales, celles qui servent à la justification des fermes maîtresses sont appelées charges générales.

Les diverses charges de trottoirs ne sont pas frappées de majorations pour effets dynamiques. Selon le fascicule 61 titre 02, une charge uniforme de 450 kilogrammes par mètre carré est supportée par les trottoirs de tous les ouvrages.

$$q = 0,45 \times 0,75 = 0,337 \text{ t/ml.}$$

Nous avons deux trottoirs donc :

$$q = 0,337 \times 2 = 0,674 \text{ t/ml.}$$

IV.4. Conclusion

Dans ce chapitre, les différentes charges et surcharges que notre ouvrage doit supporter ont été déterminées. En effet, il représente une étape fondamentale dans l'étude et la conception de notre ouvrage car il assure une base solide pour le dimensionnement optimal de la structure.

Chapitre V

MODELISATION DU TABLIER

V.1. Introduction

La modélisation des ponts consiste à représenter mathématiquement et géométriquement l'ensemble de la structure, afin de prédire son comportement sous différentes sollicitations. Elle permet de simuler les efforts internes, les déformations, les déplacements et les contraintes dans les différents éléments du pont. Grâce à ces simulations, les ingénieurs peuvent vérifier la sécurité, l'efficacité structurelle, et optimiser la conception avant même le début de la construction.

Dans ce projet, le logiciel ROBOT Structural Analysis 2021 a été utilisé. Dans la présente étude, nous modéliserons spécifiquement le tablier du pont. Les résultats fournis par ce logiciel tels que les moments et les efforts tranchants, sont essentiels pour guider la conception et le dimensionnement des éléments porteurs.

V.2. Présentation de logiciel

Robot Structural Analysis Professional, développé par Autodesk, est un logiciel d'analyse et de dimensionnement des structures, utilisé pour les ouvrages en béton armé, en acier, et pour les structures complexes telles que les ponts.

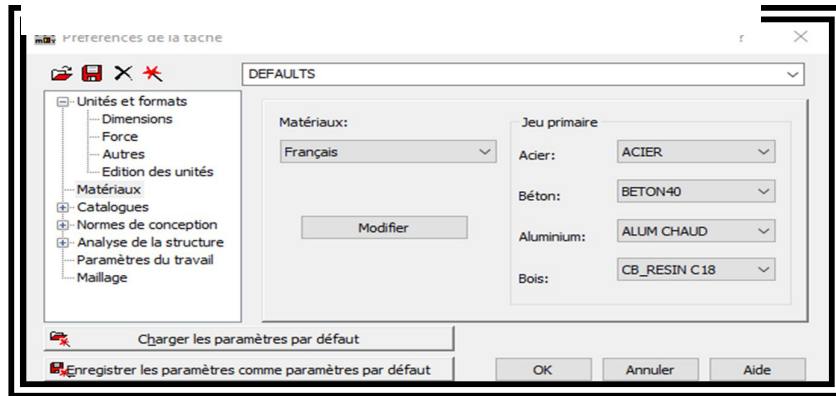
Le logiciel permet d'effectuer des analyses structurelles avancées en utilisant la méthode des éléments finis. Il est conçu pour simuler le comportement mécanique des structures soumises à diverses charges (poids propre, surcharge d'exploitation, vent, neige, séisme, etc.), puis dimensionner les éléments selon les normes.

V.3. Etapes de modélisation

Les étapes de modélisation du tablier du pont sont les suivantes :

➤ Etape 01 : Définition des éléments

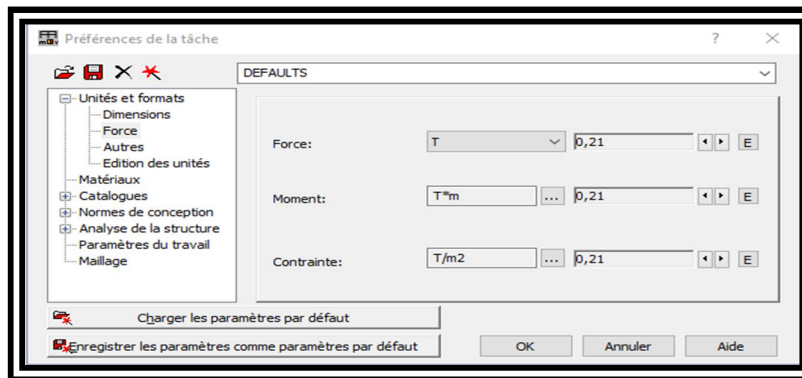
Le logiciel nécessite la définition des caractéristiques « préférences de tâche », on va configurer les paramètres spécifiques à notre projet, comprenant :



- Définition des caractéristiques des matériaux.

Figure V-1: réglages des caractéristiques des matériaux

- Définition des unités



FigureV- 2: réglages des unités de forces

- Définition des normes et des règlements

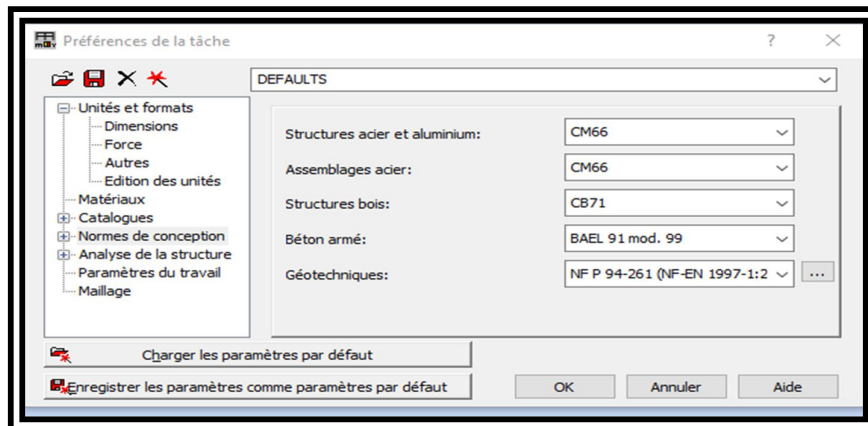


Figure V-3 : réglages des normes de conception

- Réglages des charges

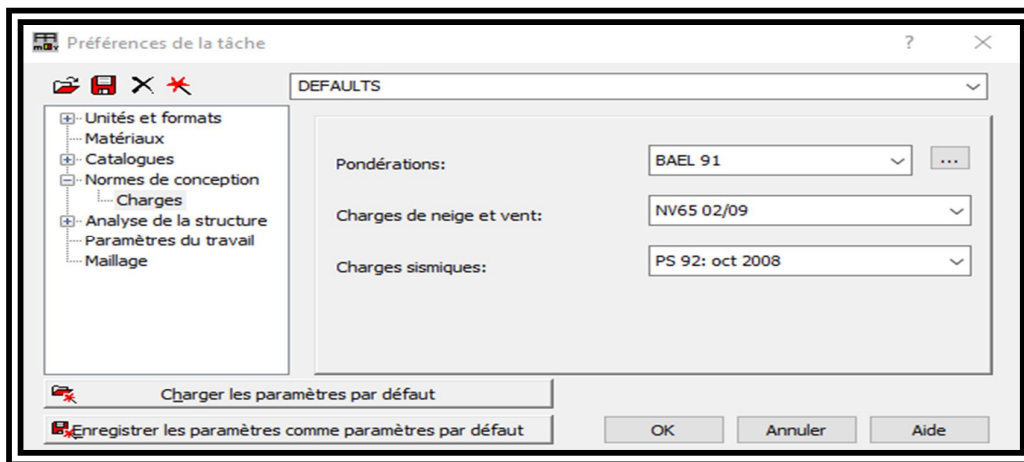


Figure V-4 : Réglages des charges

➤ Etape 02 : Définition des lignes de construction

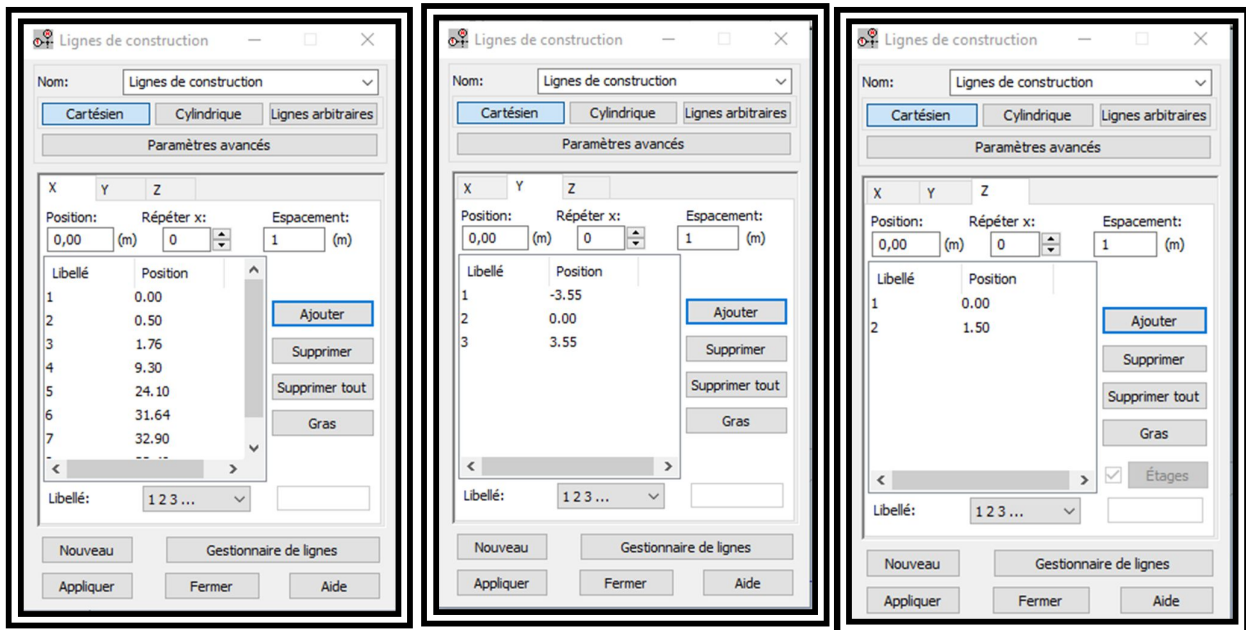


Figure V-5 : Définitions des lignes de construction

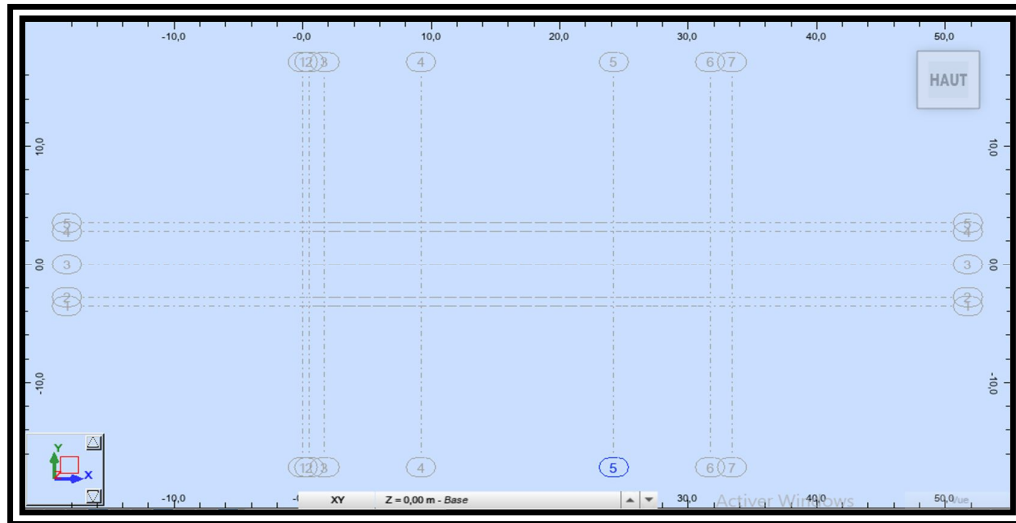


Figure V-6 : Affichage des lignes de construction

➤ **Etape 03 : Introduction des sections des éléments**

On définit les sections des différentes poutres, ensuite on les importe en fichier dxf, après les avoir définis précédemment sur Autocad.

Section d'about avec une largeur de talon : $D= 47\text{cm}$

Section intermédiaire avec une largeur de talon : $D= 35\text{cm}$

Section médiane avec une largeur de talon : $D=21\text{ cm}$

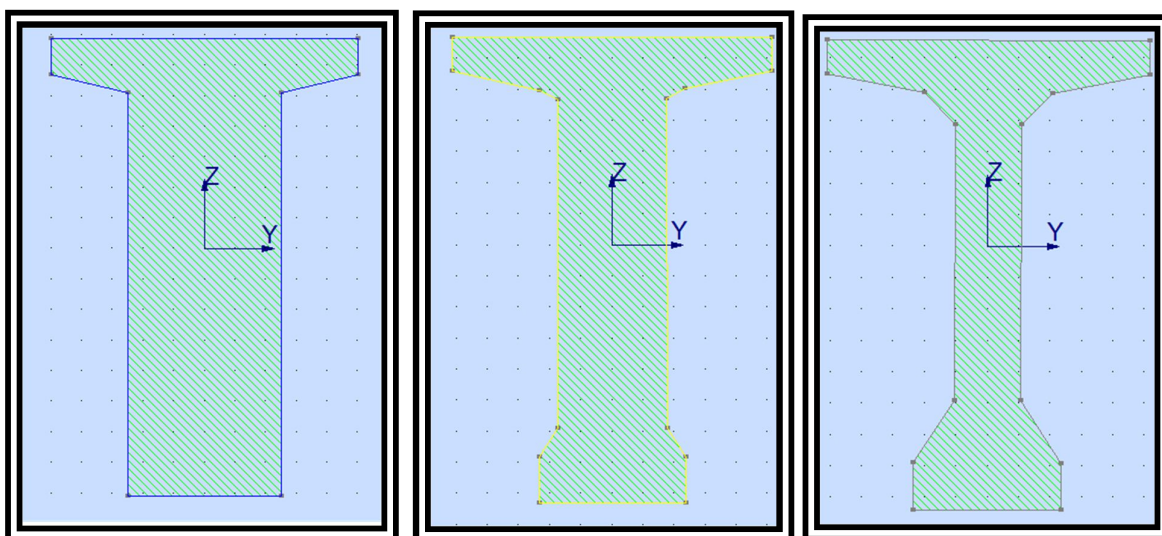


Figure V-7 : Différentes sections de la poutre

Après avoir importé les sections et dessiner les barres, le résultat s'affiche comme indiqué sur la figure ci-dessous

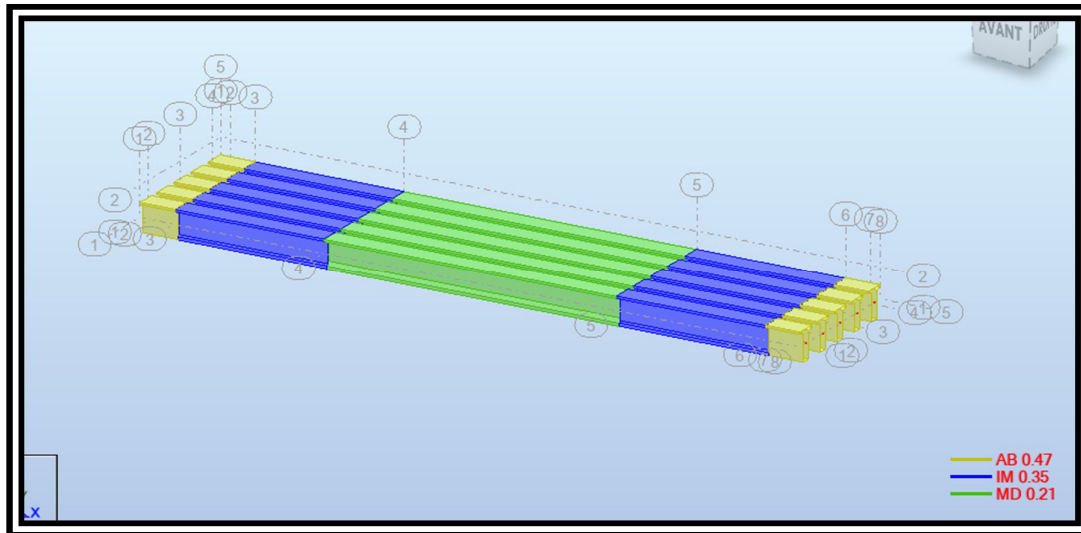


Figure V-8 : Aperçu des poutres

➤ Etape 04 : Introduction de la dalle

On crée un contour pour tout le tablier avant d'ouvrir la barre des panneaux, ensuite on crée un nouveau et on déclare l'épaisseur de la dalle qui est de 20 cm.

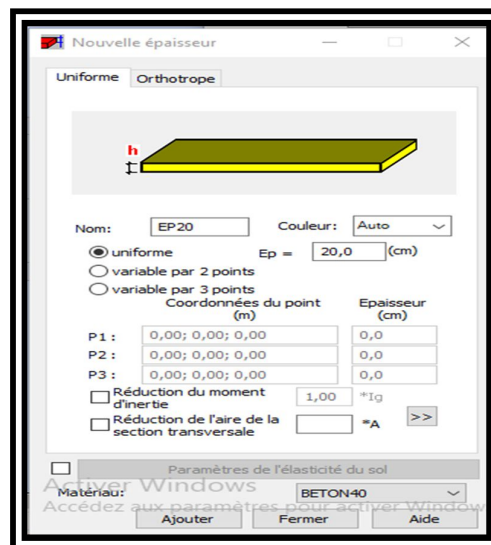


Figure V-9 : Définition de la dalle

La figure 10 ci-dessous, représente un aperçu de la dalle

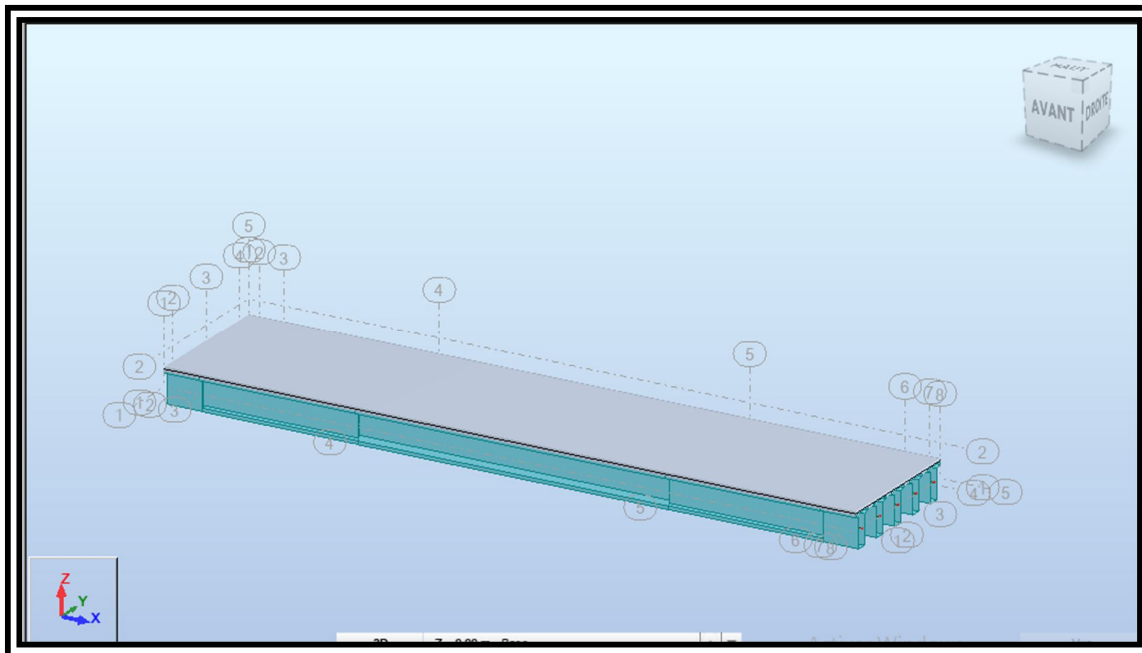
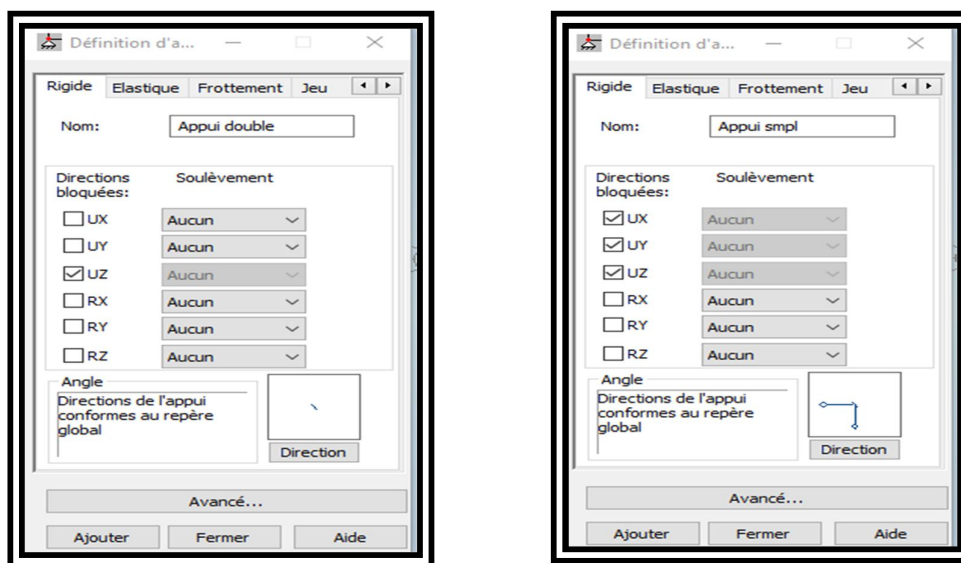


Figure V-10 : aperçu de la dalle

➤ Etape 05 : Introduction des appareils d'appui

On définit deux lignes de construction pour positionner ces appareils d'appui sur l'axe X, à savoir : $X = 0,5$ m et $X = 32.90$ m.

On va créer deux appuis : un appui double et un appui simple.



FigureV-11 : Définition des appuis

La figure 12 ci-dessous, présente un aperçu sur les appareils d'appui

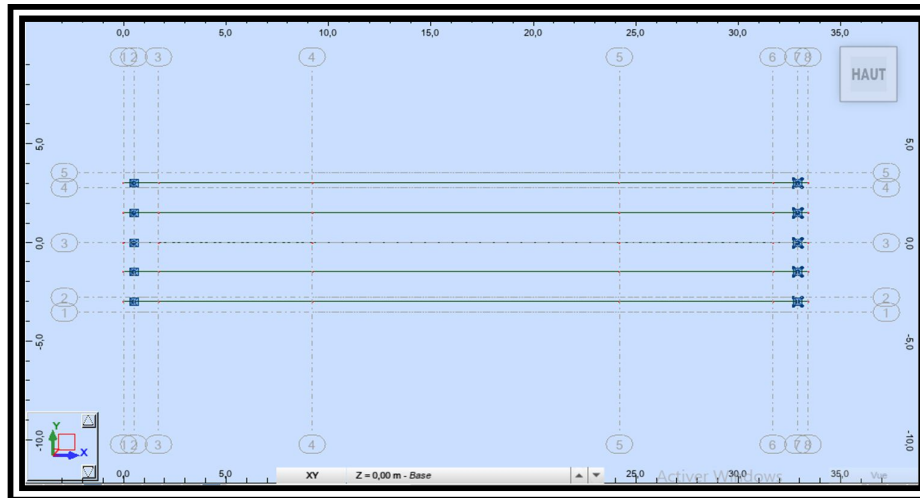


Figure V-12 : aperçu des appareils d'appui

V.4. Définition des différentes charges permanentes et d'exploitation

Les charges permanentes relatives au tablier sont : G revêtement, G corniche, G trottoir, G garde-corps, et aussi les charges d'exploitation (Q trottoir, Q Al, ...).

Définition des charges permanentes

- G_{trottoir}

On a $G_{\text{trottoir}} = 0.935 \text{ t/ml}$ (les deux trottoirs)

Donc pour un seul trottoir on a : $G_{\text{trottoir}} = 0.935/2 = 0.467 \text{ t/ml}$

$G_{\text{trottoir}} = 0.467/0.75 = 0.62 \text{ t/m}^2$

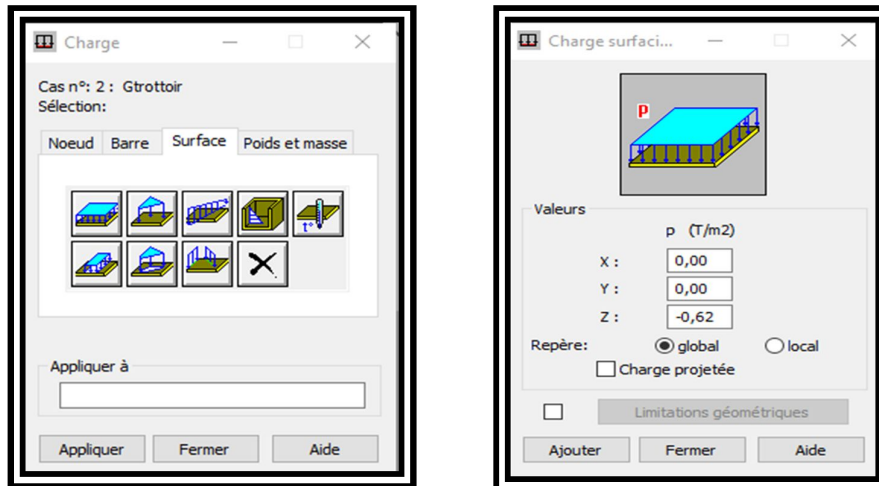


Figure V-13 : définition de G_{grottoir}

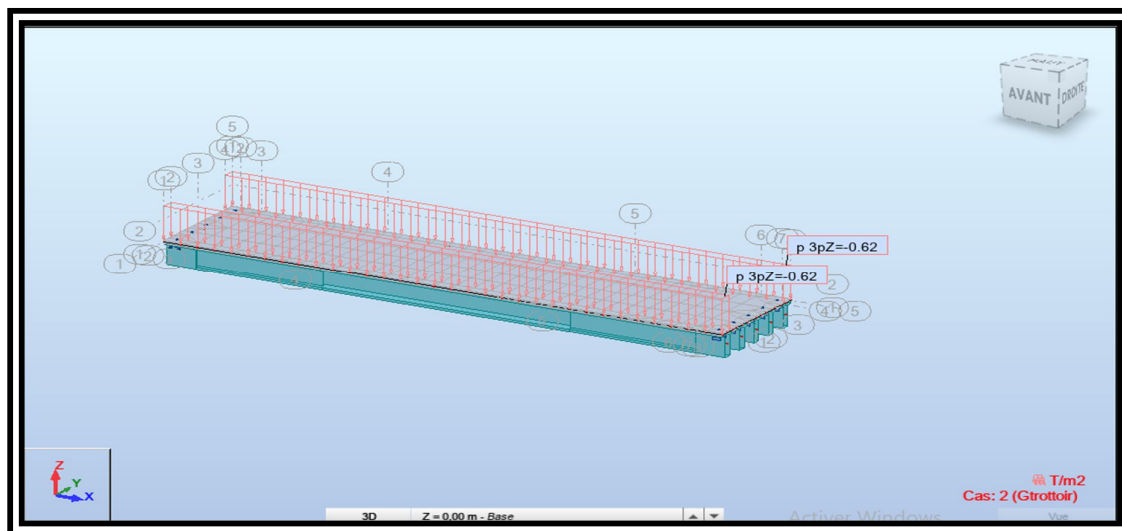


Figure V-14 : chargement sous G_{grottoir}

- $G_{\text{revêtement}}$

On a : $G_{\text{revêtement}} = 1.075 \text{ t/ml}$

Puisque cette charge est surfacique donc : $G_{\text{revêtement}} = 1.075/5.60 = 0.18 \text{ t/m}^2$

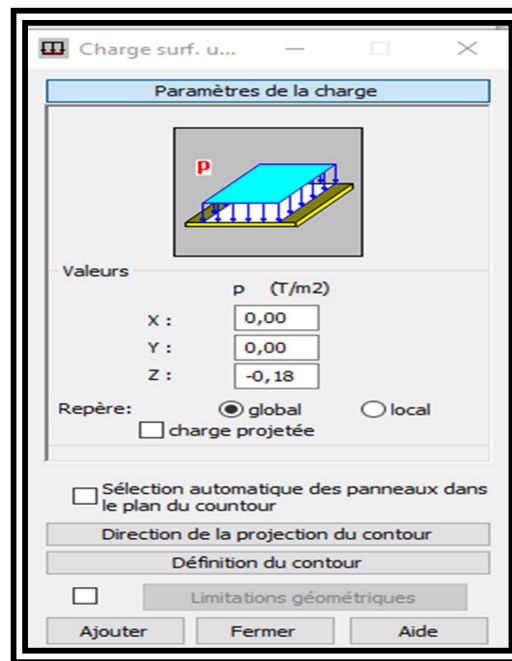


Figure V-15 : définition d $G_{\text{revêtement}}$

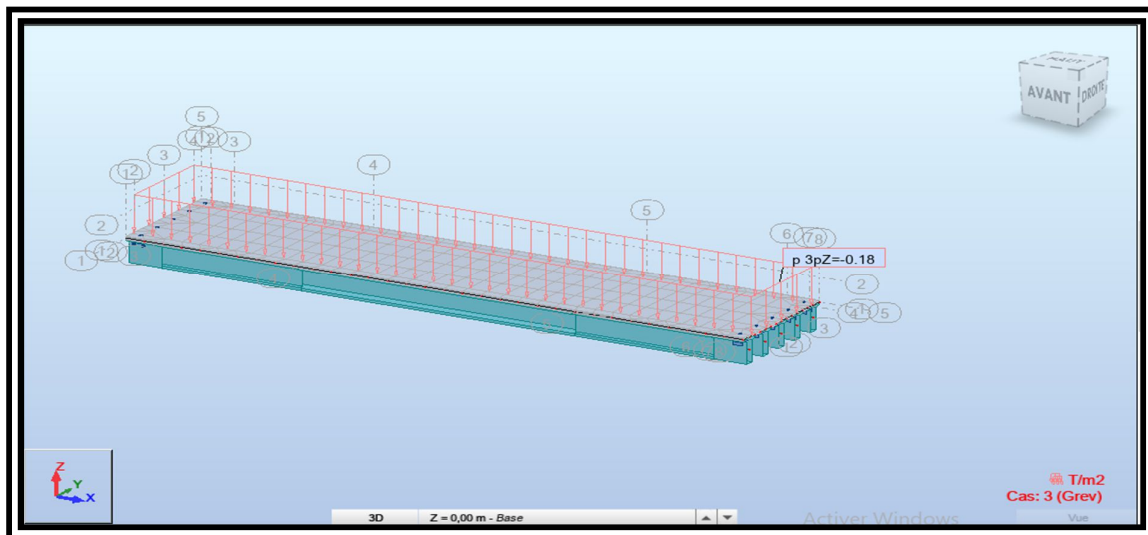


Figure V-16 : Chargement sous $G_{\text{revêtement}}$

- G_{corniche} :

On a : $G_{\text{corniche}} = 0.555 \text{ t/ml}$ (pour les deux corniches)

Une seule corniche et la charge est une charge linéaire : $G_{\text{corniche}} = 0.555/2 = 0.277 \text{ t/ml}$

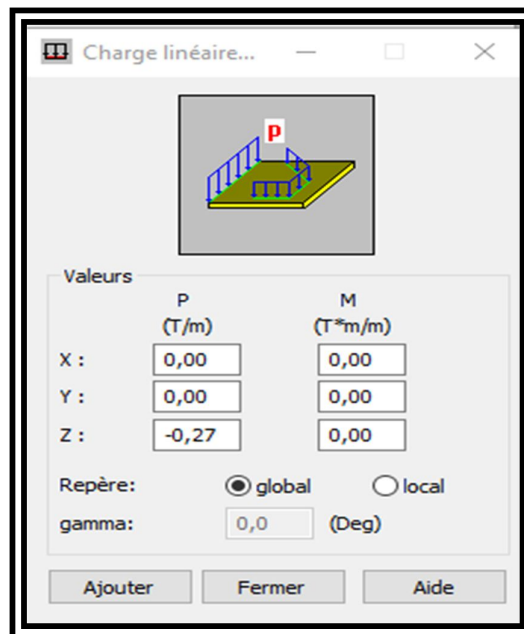


Figure V-17 : définition de G_{corniche}

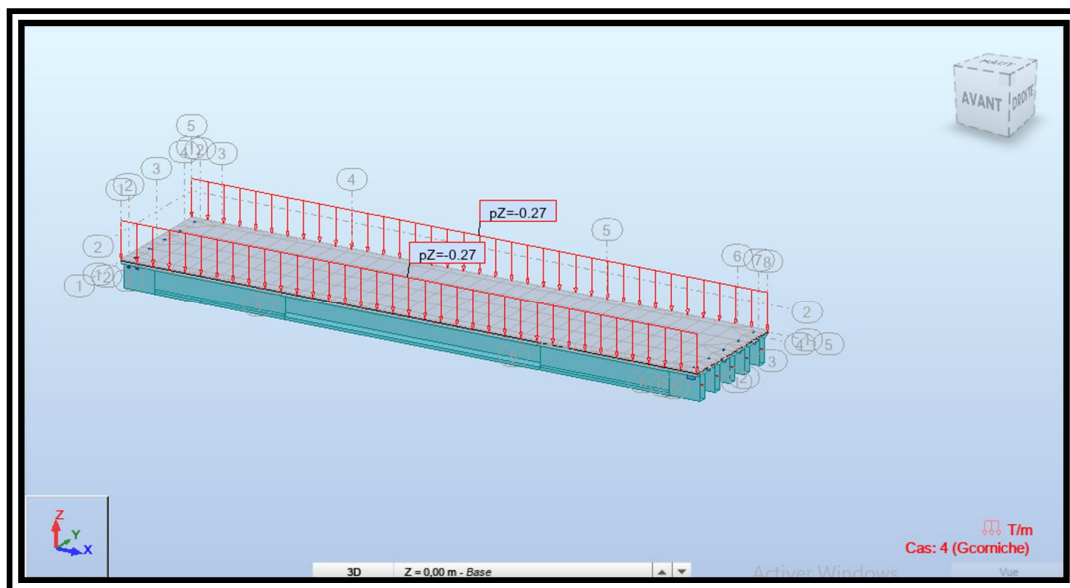


Figure V-18 : Chargement sous G_{corniche}

- $G_{\text{garde-corps}}$:

On a : $G_{\text{garde-corps}} = 0.1 \text{ t/ml}$

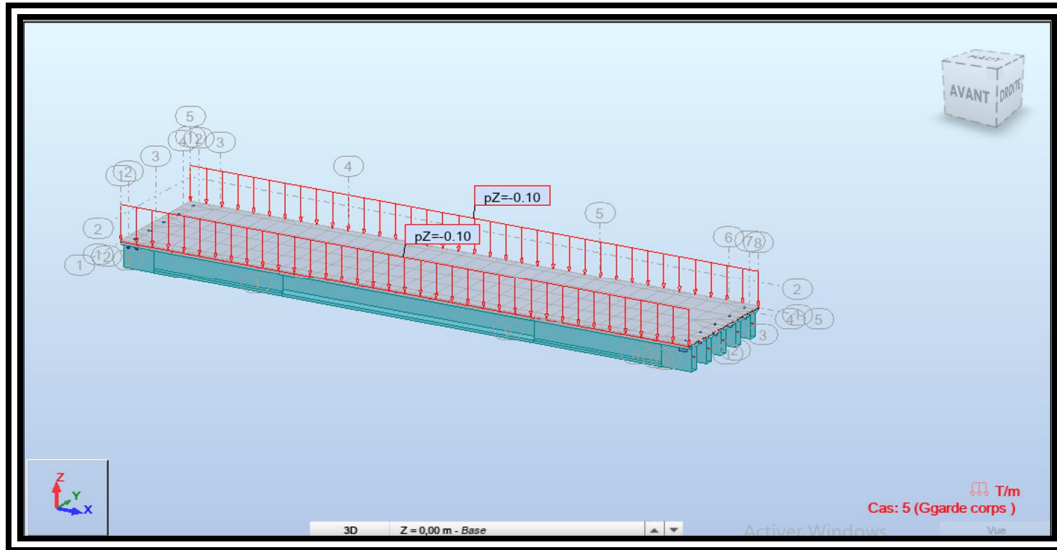


Figure V-19 : Chargement sous $G_{\text{garde-corps}}$

Définition des charges d'exploitations

- Surcharge Q_{trottoir}

On a $Q_{\text{trottoir}} = 0.45 \text{ t/m}^2$

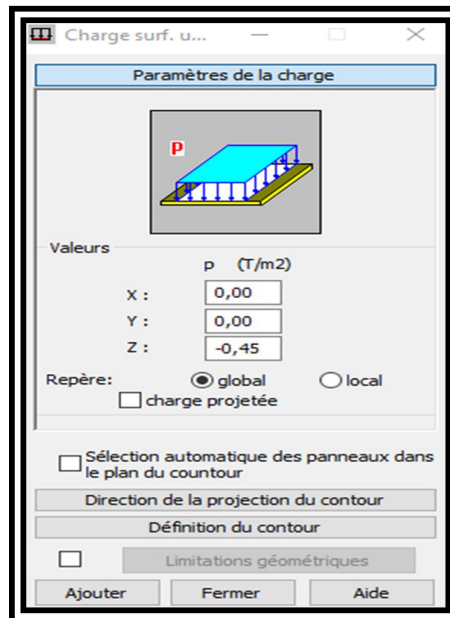


Figure V-20 : Définition de Q_{trottoir}

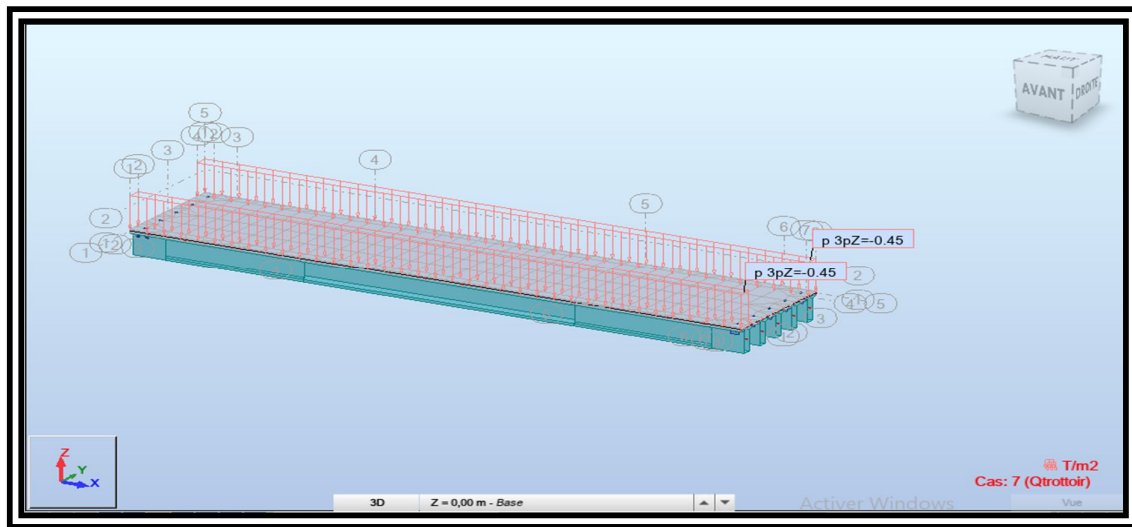


Figure V-21 : Chargement sous Q_{trottoir}

- Surcharge Q_{A1} :

On a : $Q_{A1} = 0.98 \text{ t/m}^2$

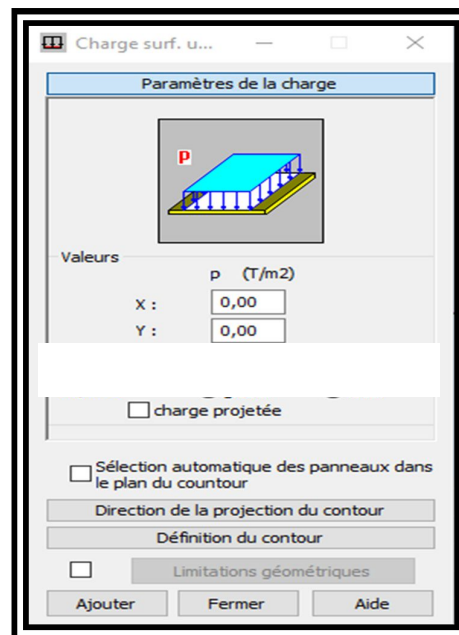


Figure V-22 : définition de Q_{A1}

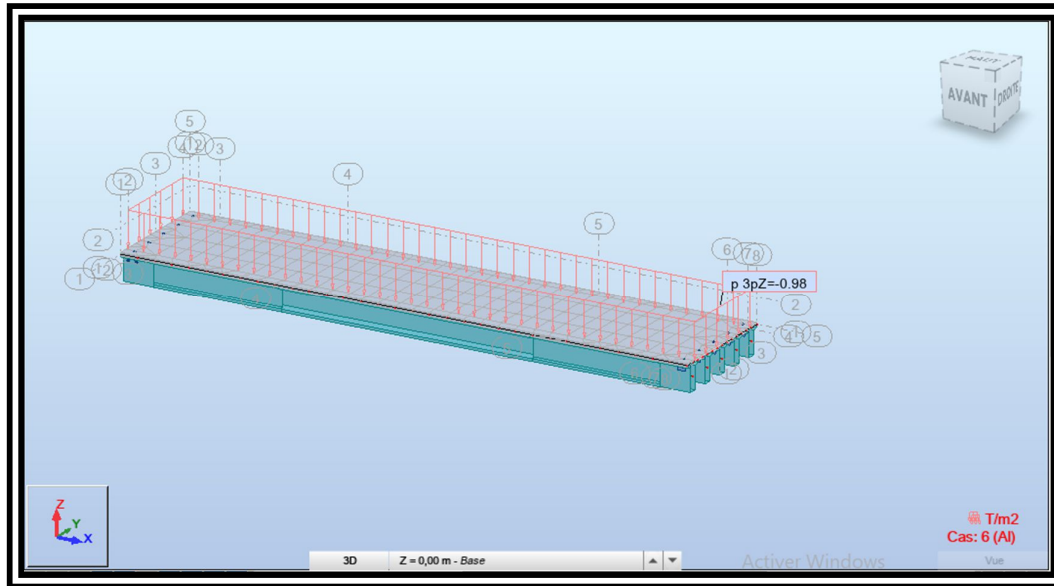


Figure V-23 : Chargement sous de Q_{AI}

Définition des charges roulantes :

Les charges roulantes s'agissent des chargements : Bc2v, D240, Mc120 ; sont définis comme suit :

Bc2v

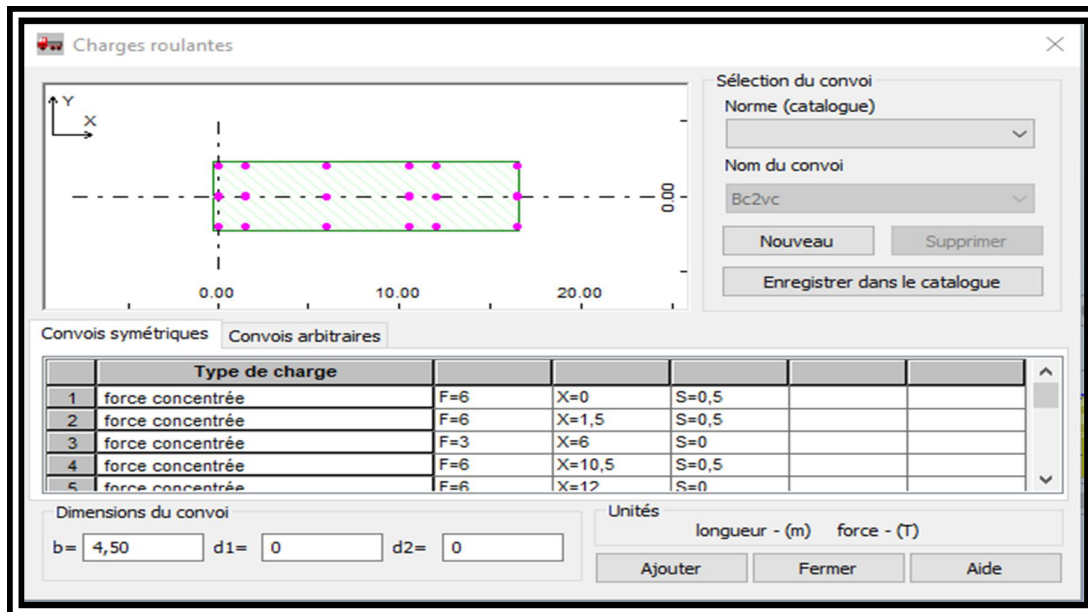


Figure V-24 : définition de la charge Bc

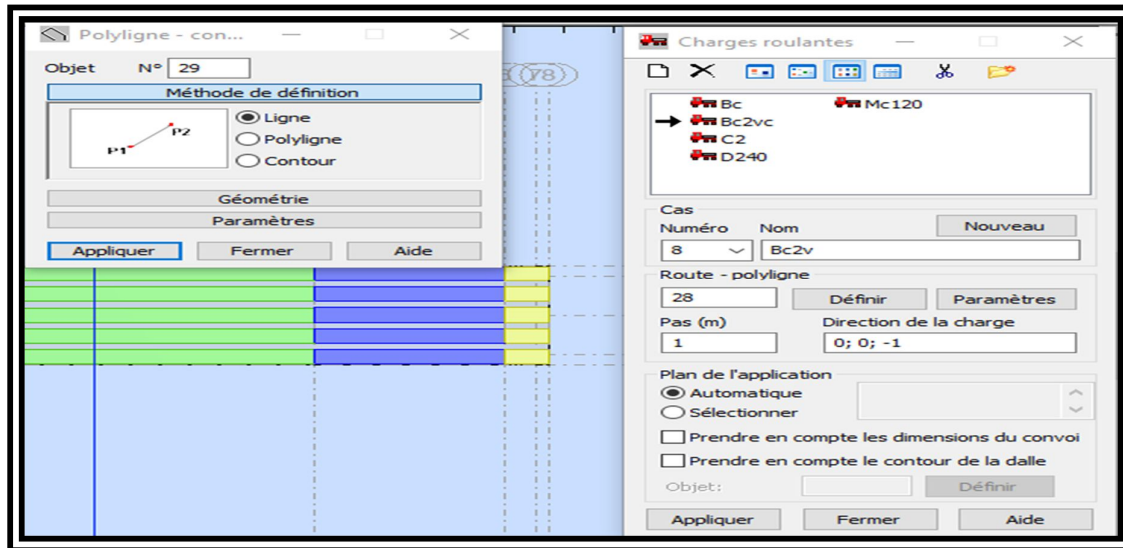


Figure V-25 : Introduction de la charge Bc

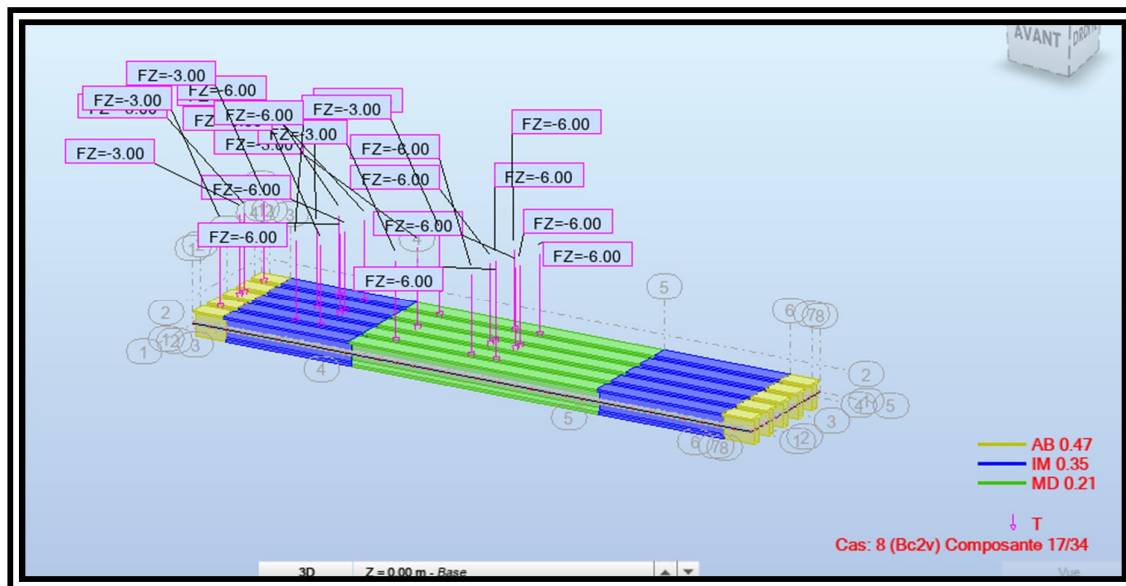


Figure V-26 : Aperçu de la charge Bc

➤ D240

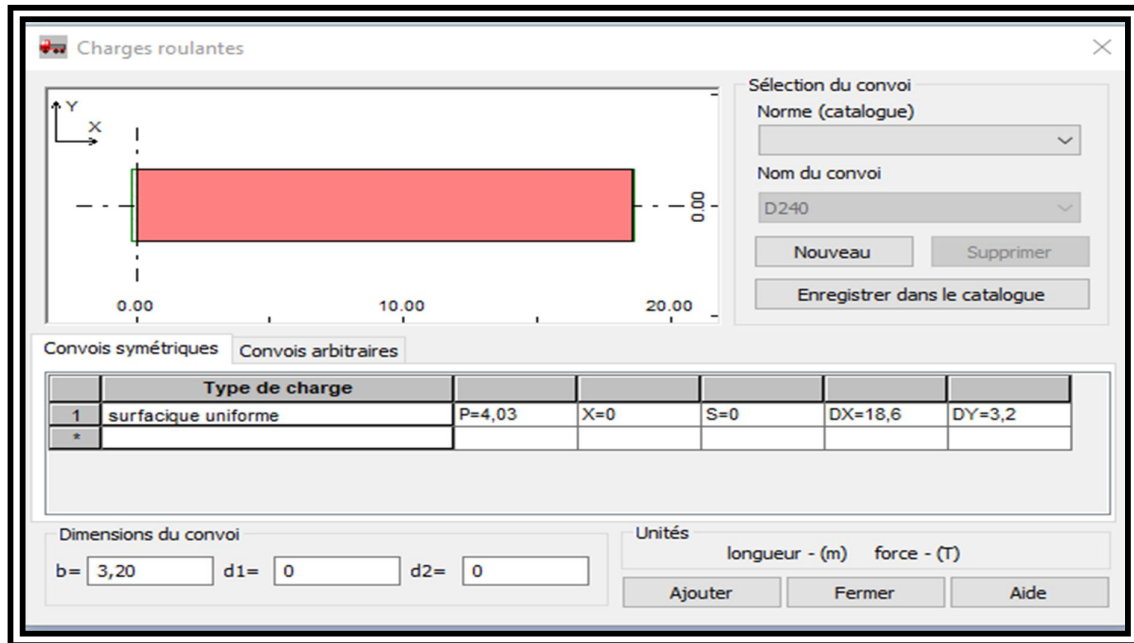


Figure V-27 : Définition de la charge D240

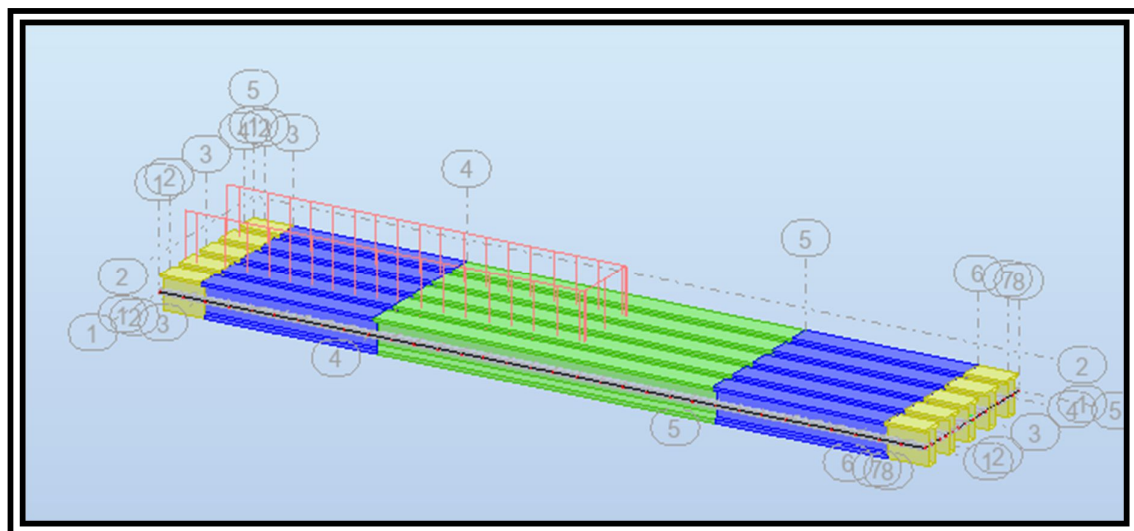


Figure V-28 : Aperçu de la charge D240

➤ Mc120

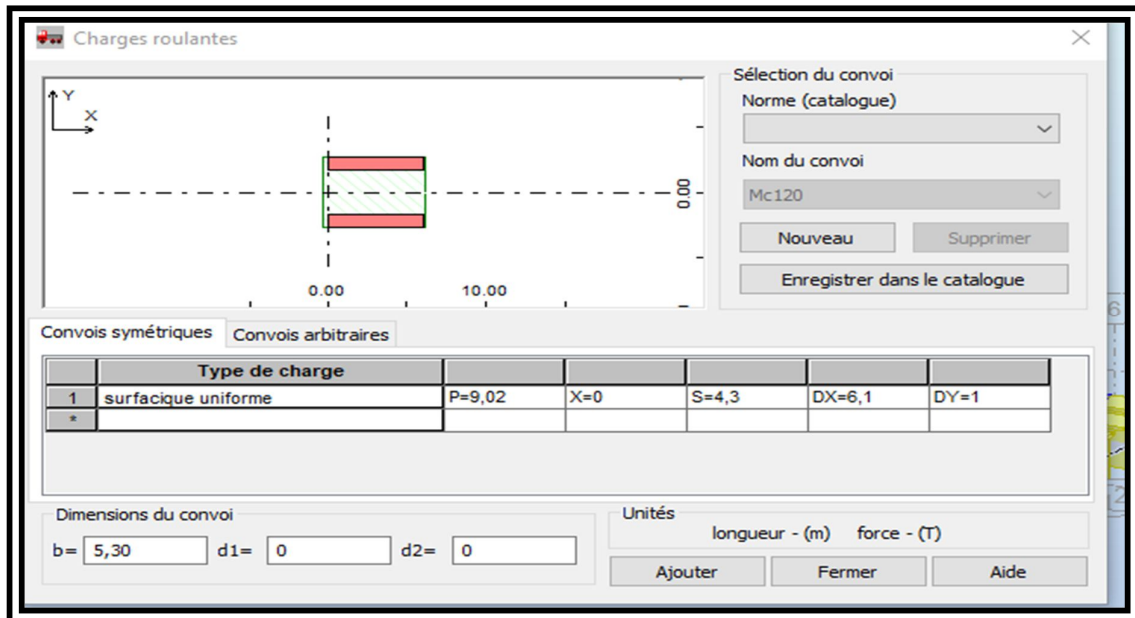


Figure V-29 : Définition de la charge Mc120

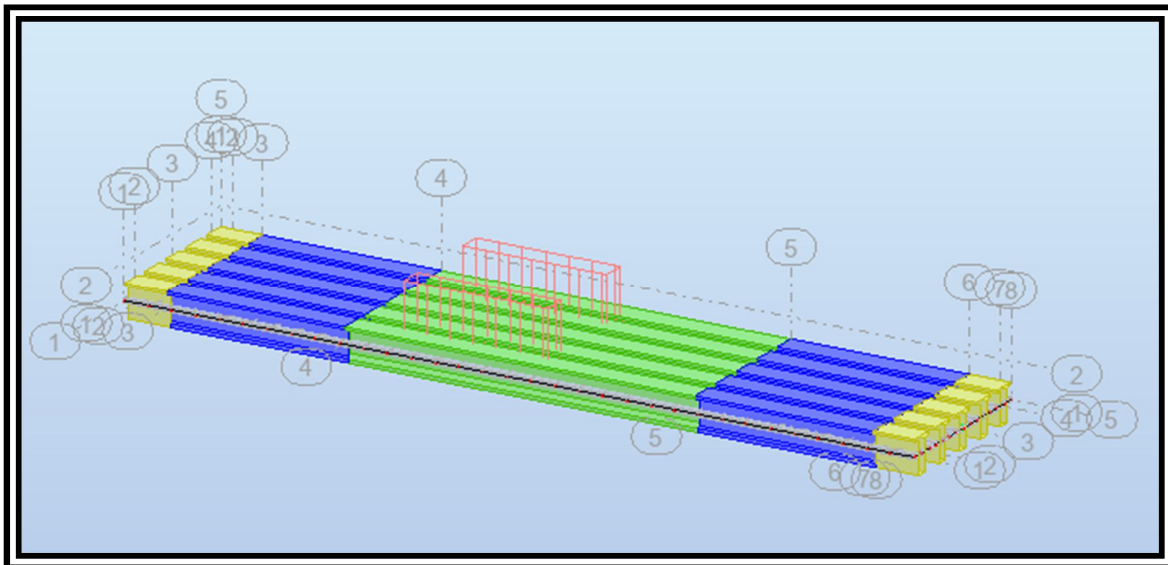


Figure V-30 : Aperçu de la charge Mc120

V.3.7. Combinaisons des charges

Pour le calcul des efforts dans la structure, nous prenons en considération les combinaisons de charges selon le B.P.E.L (béton précontraint aux états-limites).

Pondérations	Combinaisons
ELU	$1.35 G + 1.6 (Q_t + A_l)$
	$1.35 G + 1.6 (Q_t + B_c)$
	$1.35 (G + M_c120)$
	$1.35 (G + D240)$
ELS	$G + 1.2 (Q_t + A_l)$
	$G + 1.2 (Q_t + B_c)$
	$G + D240$
	$G + M_c120$

Tableau V-1 : Différentes combinaisons selon le fascicule 62

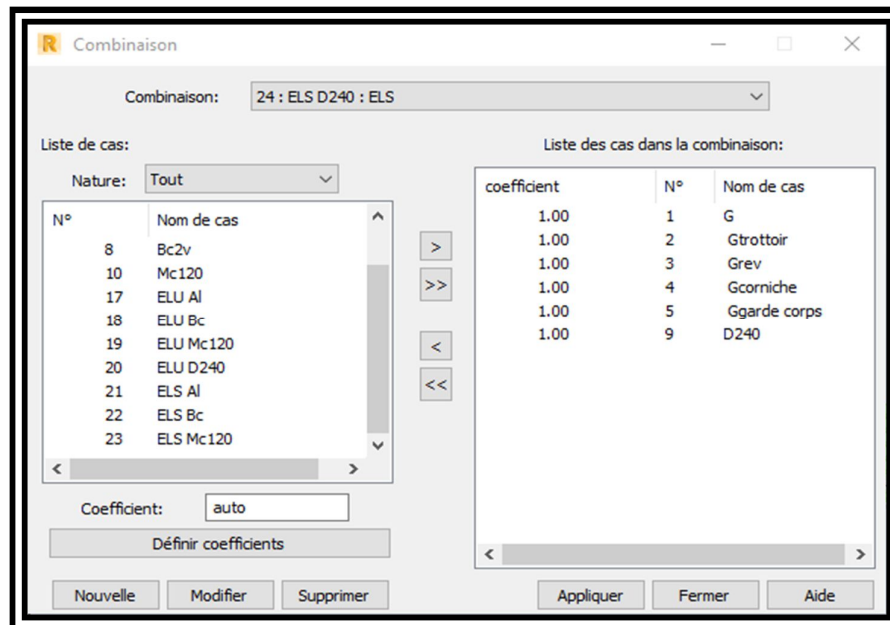


Figure V-31 : Différentes combinaisons de charges

V.3.7. Lancement du calcul

On lance le calcul afin d'avoir les différents moments et efforts agissant sur le tablier du pont.

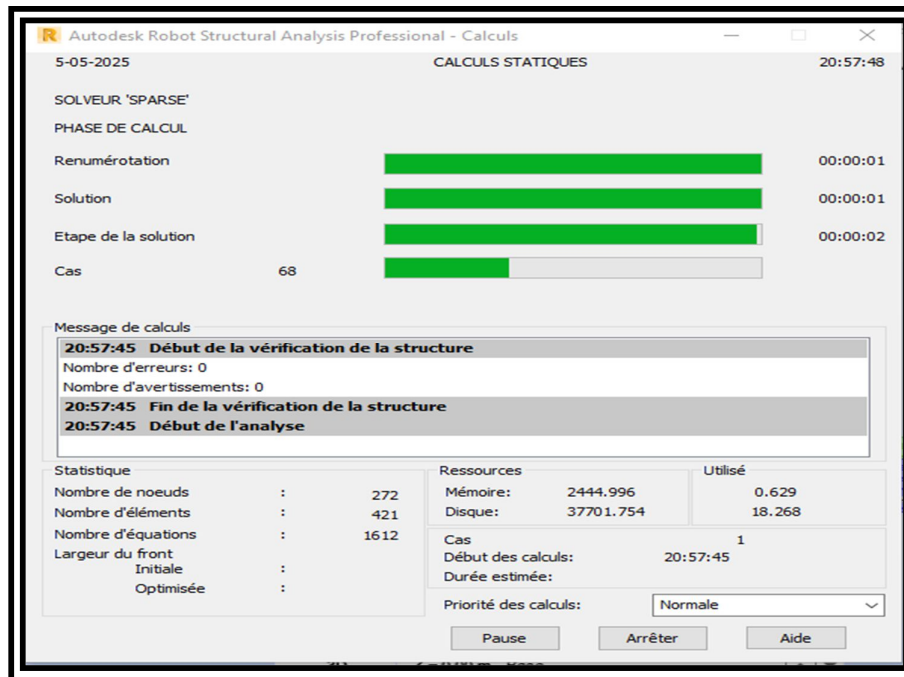


Figure V-32 : Lancement du calcul

V.3.8. Résultats : Efforts internes dans les poutres

V.3.8.1. ELU

- **Moment fléchissant**

Après avoir lancé le calcul, on constate que la combinaison la plus défavorable à L'ELU est 1.35 (G+D240).

La figure 33 ci-dessous présente l'allure et la valeur maximale de moment fléchissant à L'ELU

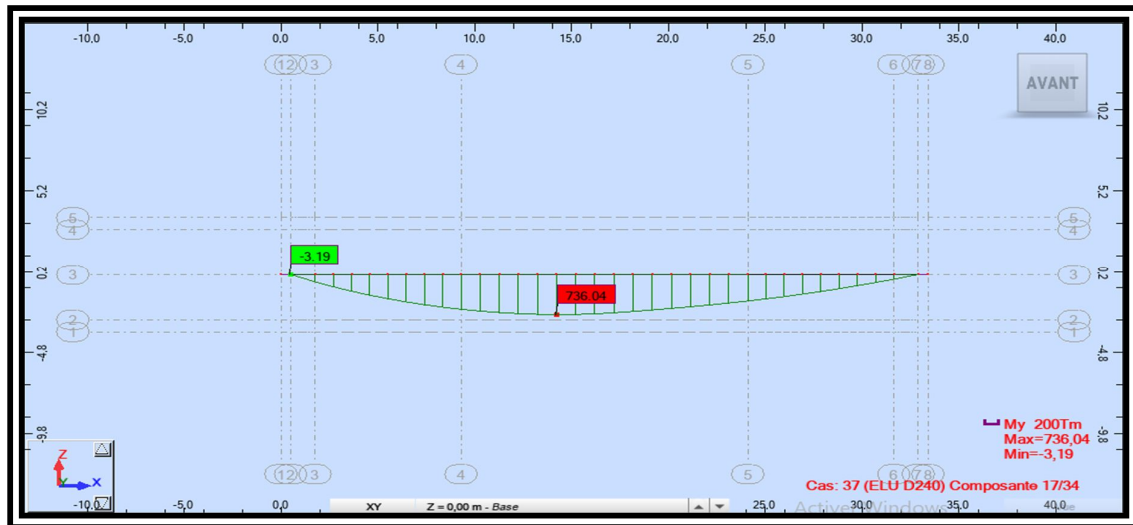


Figure V-33 : Diagramme du moment fléchissant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU

- Effort tranchant

L'effort tranchant maximal est donné par la combinaison la plus défavorable à l'ELU $1.35G+1.6(AI+Q \text{ trot})$.

La figure 34 ci-dessous présente l'allure et la valeur maximale de l'effort tranchant à l'ELU.

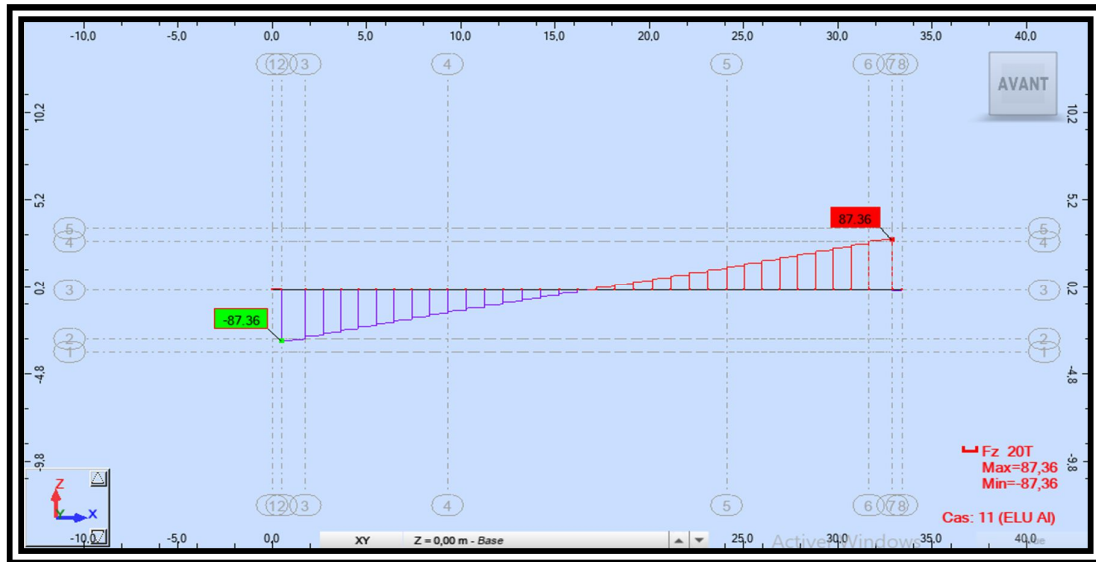


Figure V-34 : Diagramme de l'effort tranchant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU

V.3.8.2. ELS

- **Moment fléchissant**

La combinaison la plus défavorable à l'ELS est G+D240

La figure 35 ci-dessous présente l'allure et la valeur maximale de moment fléchissant à l'ELS

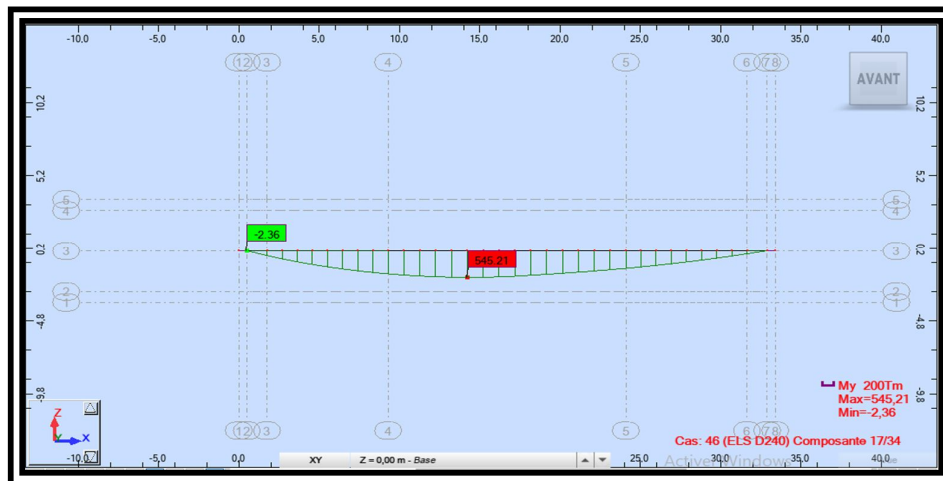


Figure V-36: Diagramme du moment fléchissant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS

- Effort tranchant

L'effort tranchant maximal est donné par la combinaison la plus défavorable à l'ELU $G+1.2(AI+Q \text{ trot})$

La figure 36 ci-dessous présente l'allure et la valeur maximale de l'effort tranchant à l'ELS.

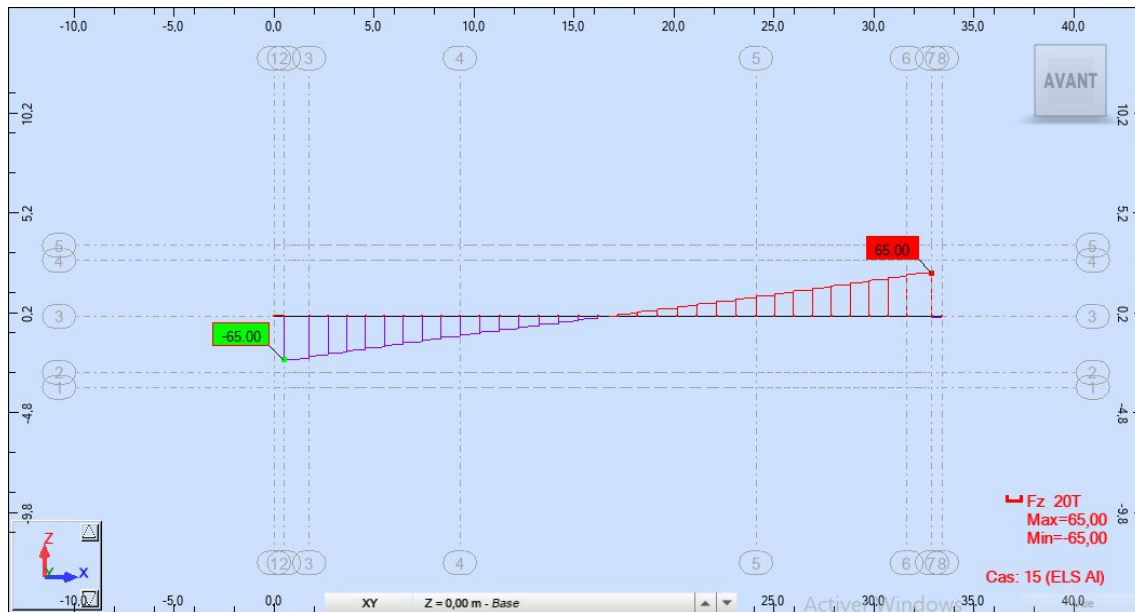


Figure V-36 : Diagramme de l'effort tranchant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS

V.5. Conclusion

Le logiciel Robot Structural Analysis Professional 2021 utilisé dans ce chapitre, a permis de calculer avec précision les moments, les efforts tranchants et autres forces internes dans la structure, fournissant ainsi une base critique pour le ferrailage et le dimensionnement des éléments porteurs du tablier étudié.

Chapitre VI

Étude du platelage

VI.1. Introduction

Le platelage est constitué d'une dalle en béton armé, il a pour fonction la couverture du pont, la réception des charges et surcharges et les transmettre aux poutres. L'étude de cette dalle nécessite l'étude des flexions suivantes :

- Flexion transversale.
- Flexion longitudinale.

VI.2. Etude du platelage

Les résultats des différentes sollicitations étudiées dalle (moments fléchissant et efforts tranchants) lors la modélisation de la dans le sens longitudinal et transversal, sont obtenus avec le logiciel ROBOT BAT

VI.2.1. Résultats cartographiques

Les moments fléchissant et les efforts tranchants maximaux (longitudinaux et transversaux) à l'ELU et l'ELS sont obtenus et sont donnés dans les figures ci-après.

➤ A L'ELU

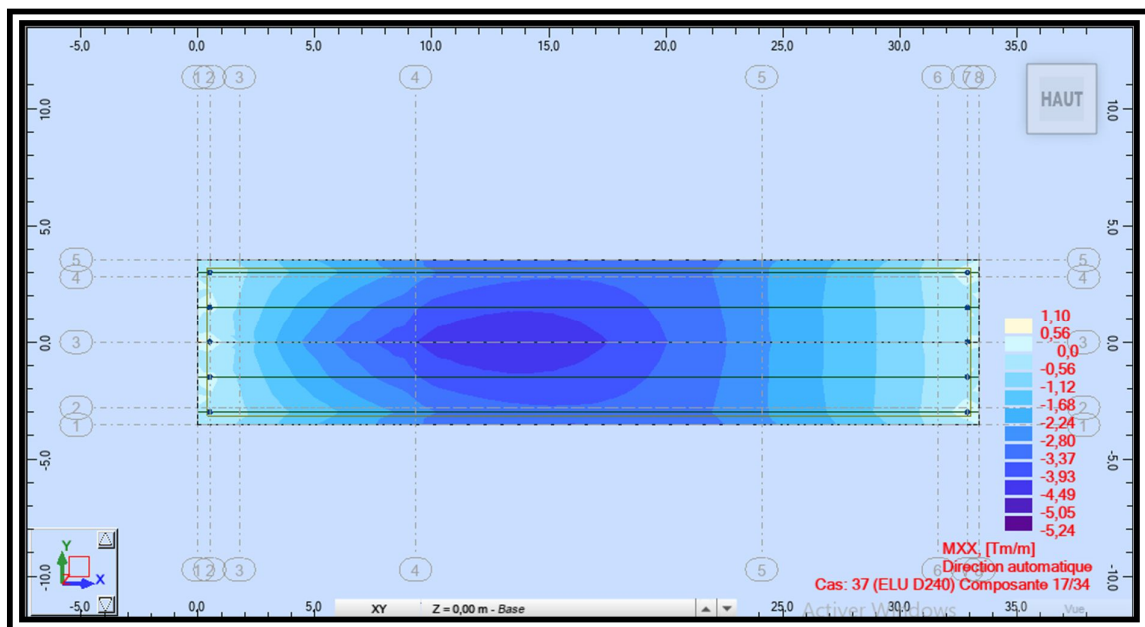


Figure VI-1 : Moment maximal longitudinal

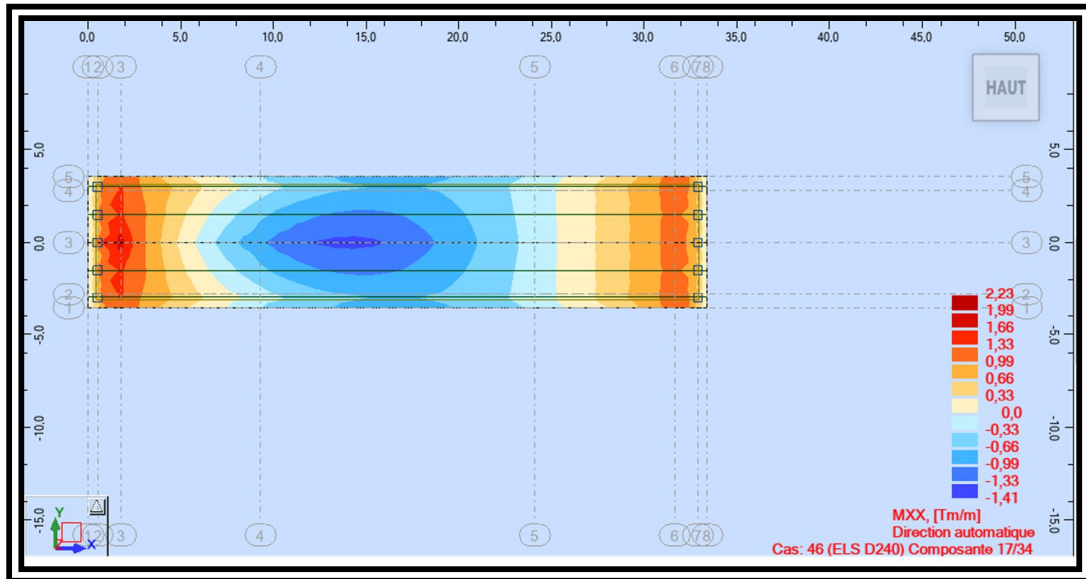


Figure VI-2 : Effort tranchant longitudinal

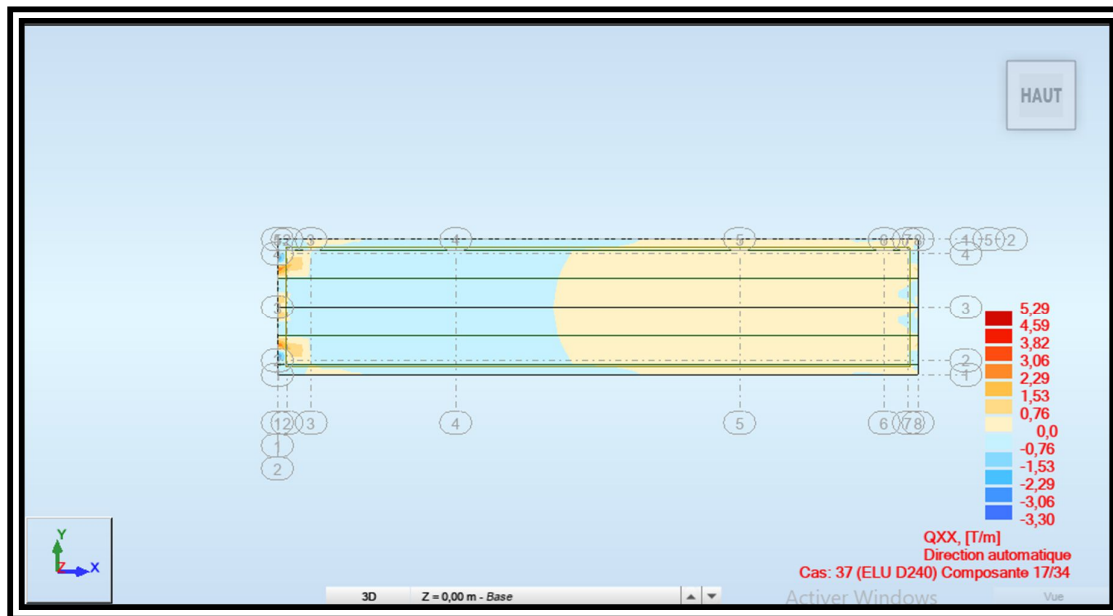


Figure VI-3 : Moment maximal transversal

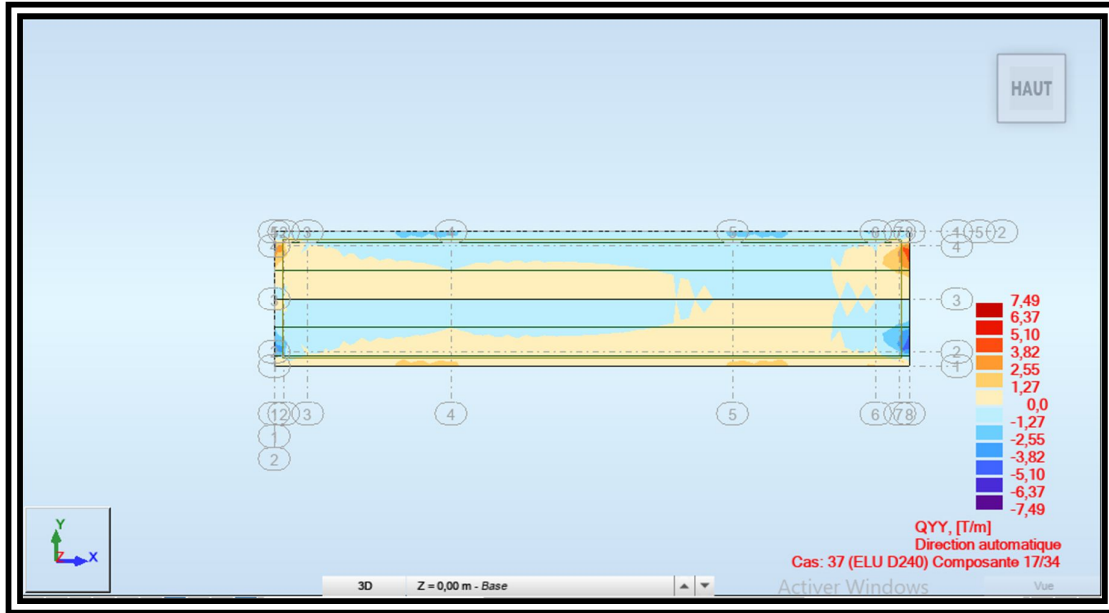


Figure VI-4 : Effort tranchant transversal

➤ ELS

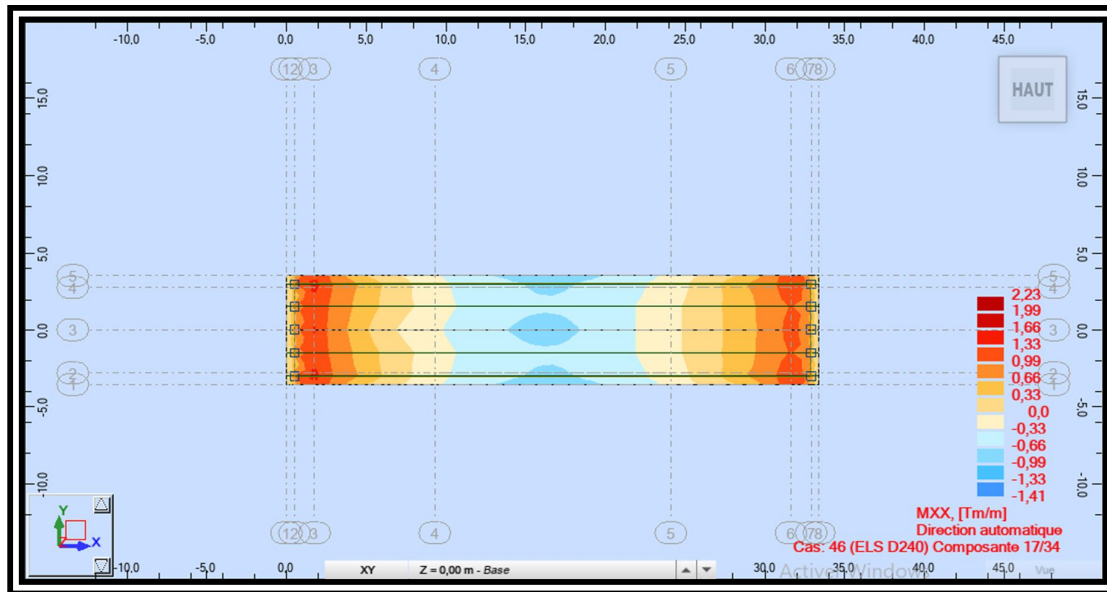


Figure VI-5 : Moment maximal longitudinal

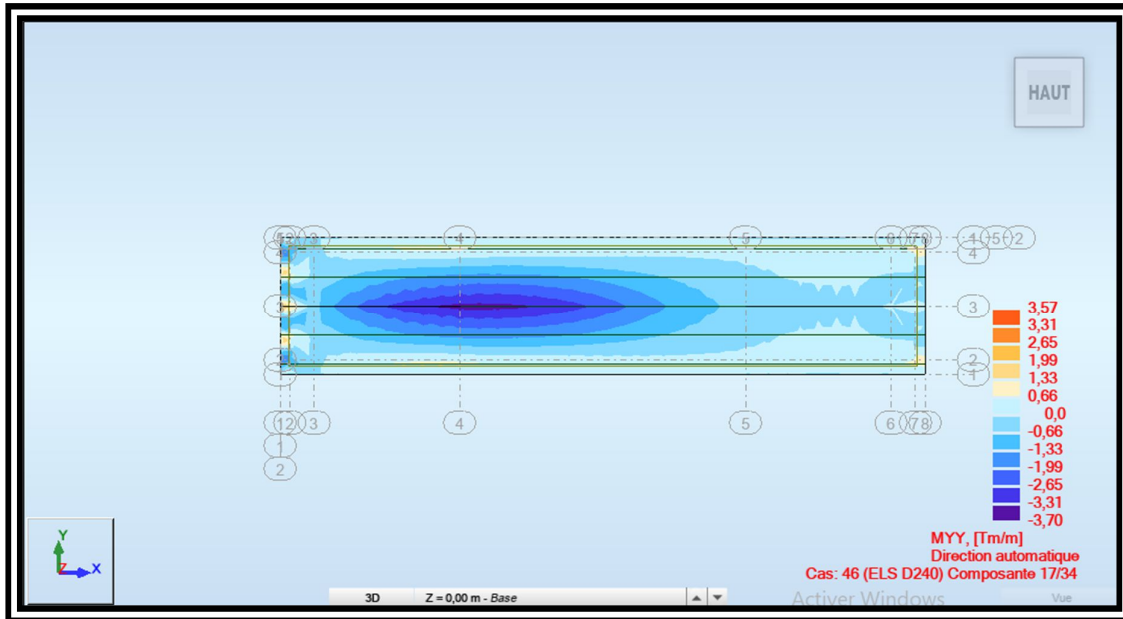


Figure VI-6 : Moment maximal transversal

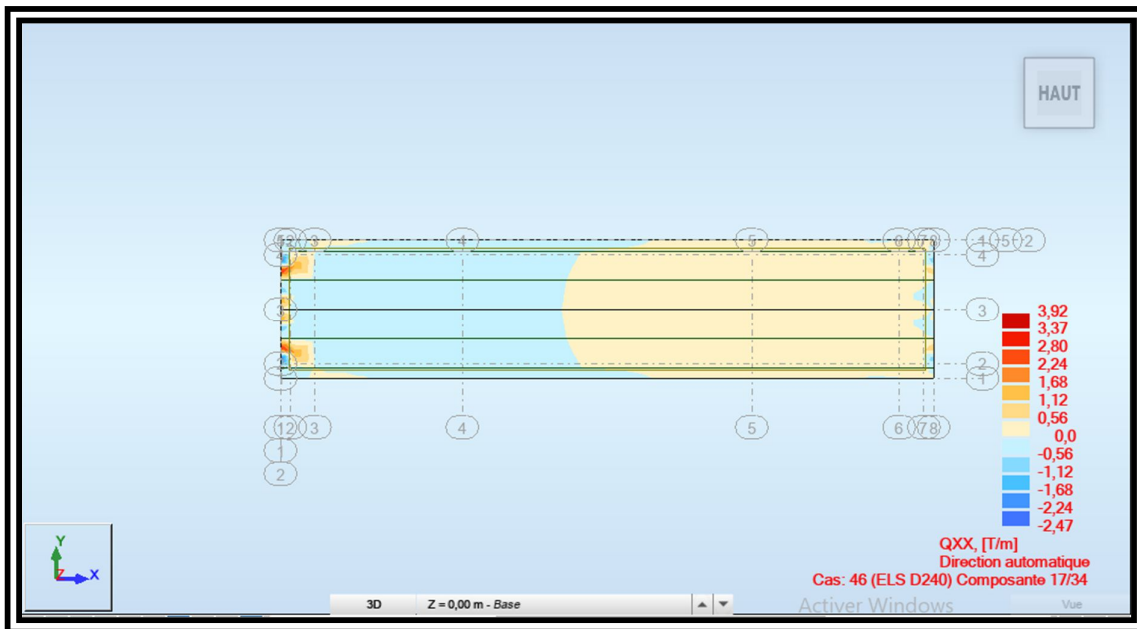


Figure VI-7 : Effort tranchant maximal longitudinal

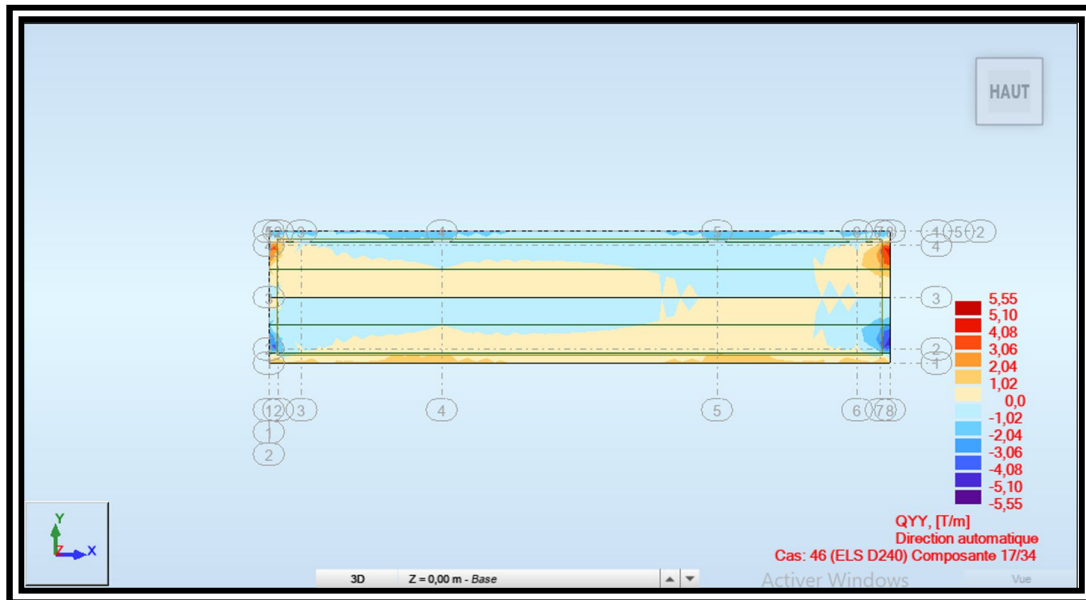


Figure VI-8 : Effort tranchant maximal transversal

VI.3. Ferrailage de la dalle

La dalle sera calculée sous la flexion simple

VI.3.1. Dans le sens longitudinal

a) Aux appuis

➤ ELU

On a : $M_u = 1.10 \text{ t.m}$

$$f_{bc} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 * 40}{1.5} = 22.66 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bc}} = \frac{1.10 * 10^4}{100 * 18^2 * 22.66} = 0.015$$

$\mu \leq 0.186 \rightarrow$ pivot A

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.015)}) = 0.018$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 * 0.018 = 0.992$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{110 * 10^4}{0.992 * 18 * 434.78} = 1.42 \text{ cm}^2$$

➤ ELS

On a : $M_s = 2.23 \text{ t.m}$

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

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 * 40 = 24 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{nf_{tj}}\right) = \min(333.33; 240.99) = 240.99 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 0.6 + 0.06 * 40 = 3 \text{ MPa}$$

n : 1.6 (fissuration préjudiciable)

$$\mu_s = \frac{M_s}{b * d^2 * \overline{\sigma}_{st}} = \frac{2.23 * 10^4}{100 * 18^2 * 240.99} = 0.0029$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.0029)}) = 0.00375$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 * 0.00375 = 0.999$$

$$z_1 = d * \beta = 18 * 0.999 = 17.99$$

$$A_s = \frac{M_s}{z_1 * \overline{\sigma}_{st}} = \frac{2.23 * 10^4}{17.99 * 240.99} = 5.14 \text{ cm}^2$$

Pour les armatures tendues A : $A = \text{Max}(A_u ; A_s) = \max(1.42 ; 5.14)$

Donc : $A = 5.14 \text{ cm}^2$

Soit 5HA12 (5.65 cm²)

-Vérification de la non fragilité du béton

Il faut vérifier si : $A \geq A_{min}$

$$A_{min} = \left(0.23 * \frac{f_{t28}}{f_c}\right) * b * d$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 0.6 + 0.06 * 40 = 3\text{MPa}$$

$$A_{min} = \left(0.23 * \frac{3}{500}\right) * 100 * 18 = 2.484\text{cm}^2$$

On a : $A = 5.65 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 2.484 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée.

-Vérification de l'effort tranchant

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b * d} < \min\left(0.15 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right)$$

T_u : l'effort tranchant max a L'ELU(Qxx).

On a : $T_u = 5.29\text{t}$; $\gamma_b = 1.5$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b * d} < \min\left(0.15 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right)$$

$$\tau_u = \frac{5.29 * 10^2}{100 * 18} < \min\left(0.15 * \frac{40}{1.5}; 4\text{MPa}\right)$$

$\tau_u = 0.29 \text{ MPa} < \min(4\text{MPa}; 4\text{MPa}) \rightarrow$ Condition vérifiée.

-Vérification a la contrainte d'adhérence

Il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 * d * \Sigma u} \leq \overline{\tau_{se}} = 2 * \psi_s * f_{t28} \quad (\text{B.A.E.L (A6.1, 3)})$$

Avec :

ψ_s : Coefficient de scellement relatif à une armature

τ_{se} : Contrainte d'adhérence.

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

Σu : Somme des périmètres utiles des barres.

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

n : nombre des barres.

\emptyset : Diamètre d'une barre.

Donc : $\psi_s = 1.5(\text{HA})$

$$\Sigma u = 5 * 3.14 * 12 = 188.4 \quad \text{et} \quad \overline{\tau_{se}} = 2 * 1.5 * 3 = 9 \text{MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{5.29 * 10^4}{0.9 * 180 * 188.4} = 1.73 \text{MPa} \leq \overline{\tau_{se}} = 9 \text{MPa} \quad \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

b) En travée

➤ ELU

$$M_u = 5.24 \text{t.m}$$

$$f_{bc} = 22.66 \text{MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bc}} = \frac{5.24 * 10^4}{100 * 18^2 * 22.66} = 0.0714$$

$\mu \leq 0.186 \rightarrow$ pivot A

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.0714)}) = 0.0928$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 * 0.0928 = 0.963$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{5.24 * 10^4}{0.962 * 18 * 434.78} = 6.96 \text{cm}^2$$

➤ ELS

$$M_s = 1.41 \text{t.m}$$

$$\overline{\sigma_{st}} = 240.99 \text{MPa}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b * d^2 * f_{bc}} = \frac{1.41 * 10^4}{100 * 18^2 * 22.66} = 0.0192$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.0192)}) = 0.0243$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 * 0.0243 = 0.990$$

$$z_1 = d * \beta = 18 * 0.990 = 17.82$$

$$A_s = \frac{M_s}{z_1 * \overline{\sigma_{st}}} = \frac{1.41 * 10^4}{17.82 * 240.99} = 3.29 \text{cm}^2$$

Pour les armatures tendues A : $A = \text{Max} (A_u ; A_s) = \text{max} (6.96; 3.29)$

Donc : $A = 6.96 \text{ cm}^2$

Soit 5HA14 (7.70 cm^2)

-Vérification de la non fragilité du béton

Il faut vérifier si : $A \geq A_{\min}$

$$A_{\min} = \left(0.23 * \frac{f_{t28}}{f_e} \right) * b * d$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 * 40 = 3 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = \left(0.23 * \frac{3}{500} \right) * 100 * 18 = 2.484 \text{ cm}^2$$

On a : $A = 6.96 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 2.484 \text{ cm}^2$

La condition est vérifiée.

-Vérification de l'effort tranchant

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b * d} \leq \min \left(0.15 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right)$$

$T_u = 3.30t$

$$\tau_u = \frac{3.30 * 10^2}{100 * 18} \leq \min \left(0.15 * \frac{40}{1.5}; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\tau_u = 0.183 \leq 4 \text{ MPa}$$

-Vérification a la contrainte d'adhérence

Il faut vérifier que

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 * d * \Sigma u} \leq \overline{\tau_{se}} = 2 * \psi_s * f_{t28} \quad (\text{B.A.E.L (A6.1,3)})$$

Avec :

ψ_s : Coefficient de scellement relatif à une armature

τ_{se} : Contrainte d'adhérence.

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

$\sum u$: Somme des périmètres utiles des barres.

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

n : nombre des barres.

ϕ : Diamètre d'une barre.

Donc : $\psi_s = 1.5(\text{HA})$

$$\sum u = 5 * 3.14 * 14 = 219.8$$

$$\overline{\tau_{se}} = 2 * 1.5 * 3 = 9 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = \frac{3.30 * 10^4}{0.9 * 180 * 219.8} = 0.927 \text{ Mpa} \leq \overline{\tau_{se}} = 9 \text{ Mpa}$$

La condition est vérifiée.

VI.3.2. Dans le sens transversal

a) Aux appuis

➤ ELU

$$M_u = 4.82 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bc}} = \frac{4.82 * 10^4}{100 * 18^2 * 22.66} = 0.066$$

$\mu \leq 0.186 \rightarrow$ pivot A

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.066)}) = 0.0849$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 * 0.0849 = 0.966$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{4.82 * 10^4}{0.966 * 18 * 434.78} = 6.38 \text{ cm}^2$$

➤ ELS

$M_s = 3.57 \text{ t.m}$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b * d^2 * f_{bc}} = \frac{3.57 * 10^4}{100 * 18^2 * 22.66} = 0.049$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.049)}) = 0.062$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 * 0.062 = 0.975$$

$$z_1 = d * \beta = 18 * 0.975 = 17.55$$

$$A_s = \frac{M_s}{z_1 * \sigma_{st}} = \frac{3.57 * 10^4}{17.55 * 240.99} = 8.44 \text{ cm}^2$$

Pour les armatures tendues A : $A = \text{Max}(A_u ; A_s) = \text{max}(6.38 ; 8.44)$

Donc : $A = 8.44 \text{ cm}^2$

Soit 5HA16 (10.05 cm²)

-Vérification de la non fragilité de béton

Il faut vérifier si : $A \geq A_{min}$

$$A_{min} = \left(0.23 * \frac{f_{t28}}{f_c}\right) * b * d$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 0.6 + 0.06 * 40 = 3 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = \left(0.23 * \frac{3}{500}\right) * 100 * 18 = 2.484 \text{ cm}^2$$

On a : $A = 8.44 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 2.484 \text{ cm}^2$

La condition est vérifiée.

-Vérification de l'effort tranchant

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b * d} \leq \min\left(0.15 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right)$$

$$T_u = 6.54t$$

$$\tau_u = \frac{7.49 * 10^2}{100 * 18} \leq \min\left(0.15 * \frac{40}{1.5}; 4\text{MPa}\right)$$

$$\tau_u = 0.42 \leq 4 \text{ Mpa}$$

La condition est vérifiée.

-Vérification de la contrainte d'adhérence

Il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 * d * \Sigma u} \leq \overline{\tau_{se}} = 2 * \psi_s * f_{t28} \quad (\text{B.A.E.L (A6.1,3)})$$

Avec :

ψ_s : Coefficient de scellement relatif à une armature

τ_{se} : Contrainte d'adhérence.

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

Σu : Somme des périmètres utiles des barres.

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

n : nombre des barres.

\emptyset : Diamètre d'une barre.

$$\text{Donc : } \psi_s = 1.5(\text{HA})$$

$$\Sigma u = 5 * 3.14 * 16 = 251.2$$

$$\overline{\tau_{se}} = 2 * 1.5 * 3 = 9\text{MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{7.49 * 10^4}{0.9 * 180 * 251.2} = 1.84\text{MPa} \leq \overline{\tau_{se}} = 9 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

b) En travée

➤ ELU

$$M_u = 5.00 \text{ t.m}$$

$$f_{bc} = 22.66 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bc}} = \frac{5 * 10^4}{100 * 18^2 * 22.66} = 0.068$$

$\mu \leq 0.186 \rightarrow$ pivot A

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.068)}) = 0.088$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 * 0.088 = 0.965$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{5 * 10^4}{0.965 * 18 * 434.78} = 6.62 \text{ cm}^2$$

➤ ELS

$$M_s = 3.70 \text{ t.m}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 240.99 \text{ MPa}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b * d^2 * f_{bc}} = \frac{3.70 * 10^4}{100 * 18^2 * 22.66} = 0.050$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.050)}) = 0.065$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 * 0.065 = 0.974$$

$$z_1 = d * \beta = 18 * 0.974 = 17.53$$

$$A_s = \frac{M_s}{z_1 * \bar{\sigma}_{st}} = \frac{3.70 * 10^4}{17.53 * 240.99} = 8.76 \text{ cm}^2$$

Pour les armatures tendues A : $A = \text{Max}(A_u ; A_s) = \text{max}(6.62 ; 8.76)$

Donc : $A = 8.76 \text{ cm}^2$

Soit 5HA16 (10.05 cm²)

-Vérification de la non fragilité de béton

Il faut vérifier si : $A \geq A_{min}$

$$A_{min} = \left(0.23 * \frac{f_{t28}}{f_c}\right) * b * d$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 0.6 + 0.06 * 40 = 3\text{MPa}$$

$$A_{min} = \left(0.23 * \frac{3}{500}\right) * 100 * 18 = 2.484\text{cm}^2$$

$$A = 8.76 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 2.484 \text{ cm}^2$$

-Vérification de l'effort tranchant

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b * d} < \min\left(0.15 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right)$$

$$T_u = 7.49\text{t}$$

$$\tau_u = \frac{7.49 * 10^2}{100 * 18} \leq \min\left(0.15 * \frac{40}{1.5}; 4\text{MPa}\right)$$

$$\tau_u = 0.42 \leq 4 \text{ Mpa}$$

La condition est vérifiée.

-Vérification de la contrainte d'adhérence

Il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 * d * \Sigma u} \leq \overline{\tau_{se}} = 2 * \psi_s * f_{t28} \quad (\text{B.A.E.L (A6.1,3)})$$

Avec :

ψ_s : Coefficient de scellement relatif à une armature

τ_{se} : Contrainte d'adhérence.

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

$\sum u$: Somme des périmètres utiles des barres.

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

n : nombre des barres.

ϕ : Diamètre d'une barre.

Donc : $\psi_s = 1.5(HA)$

$$\sum u = 5 * 3.14 * 16 = 251.2$$

$$\overline{\tau_{se}} = 2 * 1.5 * 3 = 9 \text{Mpa}$$

$$\tau_{se} = \frac{7.49 * 10^4}{0.9 * 180 * 251.2} = 1.84 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{se}} = 9 \text{ MPa}$$

VI.4. Conclusion

Le ferrailage de la dalle en béton armé de notre tablier soumis aux différentes sollicitations calculées avec le logiciel ROBOT, est récapitulé dans le tableau 1 comme suit :

Sens longitudinale		Sens transversale	
Nappe inferieure	Nappe supérieure	Nappe inferieure	Nappe supérieure
5HA14	5HA12	5HA16	5HA16

TableauVI- 1 : Récapitulatif du ferrailage

Chapitre VII

Etude de la précontrainte

VII.1. Introduction

L'étude de la précontrainte se fera pour la poutre la plus sollicitée et dans la section la plus dangereuse.

Pour dimensionner la précontrainte, nous proposons de choisir une valeur minimale de précontrainte, appelée "P min". Cette valeur sera déterminée dans la section la plus sollicitée de l'ouvrage.

VII.2. Principales méthodes de précontrainte

- **Précontrainte par pré-tension :** Dans cette méthode, les armatures en acier sont tendues avant que le béton ne soit coulé autour d'elles. Une fois le béton durci, les forces de tension sont relâchées, ce qui crée une compression permanente dans le béton. Cela se fait généralement en usine, avant que les éléments préfabriqués ne soient transportés sur le site de construction.
- **Précontrainte par post-tension :** Ce mode de précontrainte consiste à la mise en tension des câbles déjà enfilés dans des gaines après coulage et durcissement du béton à l'aide d'un vérin hydraulique. Une fois que la tension voulue est atteinte, le câble ainsi tendu est bloqué avec un système d'ancrage à travers lequel on injecte un coulis de mortier pour protéger les câbles contre la corrosion. N.B : Pour le cas de notre ouvrage, on utilise la précontrainte par post-tension.

VII.3. Détermination de l'effort la précontrainte

L'étude de la précontrainte se concentrera sur la poutre la plus sollicitée et dans la section la plus critique.

Précontrainte minimale

$$P_{min} = \text{Max}(P_1; P_2)$$

Avec :

P1 : Précontrainte minimale en section sous critique.

P2 : Précontrainte minimale en section sur critique.

Les moments développés dans la section médiane à l'ELU sont

$$M_{max} = 736.04 \text{ t.m (Moment maximale sous l'effet de G+D240)}$$

$M_{\min} = 273 \text{ t.m}$ (Moment minimale sous l'effet de G)

$$\Delta M = M_{\max} - M_{\min} = 736.04 - 273 = 463.04 \text{ t.m}$$

	B(Cm ²)	IG(Cm ⁴)	V' (Cm)	V(Cm)	P(%)	H(Cm)
poutre avec hourdis	7702,6	22260147,56	112,28	57.71	44%	170

Tableau VII. 1 : caractéristiques géométriques nettes de la section médiane.

Les contraintes limitent

$$\overline{\sigma}_{t1} = -f_{t28} = -(0.6 + 0.06f_{c28}) = -3 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = -1.5 * f_{t28} = -1.5 * 3 = -4.5 \text{ Mpa}$$

En sections sous critique

$$P_1 = \frac{\Delta M}{\rho * h} + \frac{B}{h} * (V * \overline{\sigma}_{t1} + V' * \overline{\sigma}_{st})$$

$$P_2 = \frac{M_{\max} + \rho * B * V \overline{\sigma}_{t1}}{\rho * V + V' - d'}$$

d': enrobage des armatures.

$$d' = h - 0.9h = 150 - 0.9 * 150 = 15 \text{ cm}$$

AN :

$$P_1 = \frac{463.04 * 10^3}{0.44 * 150} + \frac{8108}{150} * (57.71 * (-3) + 112.29 * (-4.5))$$

$$P_1 = -29656.51 \text{ KN}$$

$$P_2 = \frac{736.04 * 10^3 + 0.44 * 7702,6 * 57.71 * (-3 * 10^{-1})}{0.44 * 57.71 + 112.29 - 15}$$

$$P_2 = 5496,83$$

Donc :

$$P_{\min} = \text{Max}(-29656.51; 5496.83)$$

$$P_{\min} = 5496.83 \text{ KN}$$

VII.4. Calcul de nombre des câbles

Les câbles d'about doivent être tirés à 100% de P_0 avant le coulage de la dalle. On a estimé les pertes de précontrainte à 32 %.

$$P_{min} = 0.68 * P_0$$

$$P_0 = \frac{P_{min}}{0.68} = \frac{5594.65}{0.68} = 8083.57 \text{ KN}$$

Le nombre des câbles est déterminé par la formule suivante :

$$n = \frac{P_0}{P_{01}}$$

$$P_{01} = \sigma_{p0} * A$$

On choisit comme armatures de précontrainte les câbles 12T15 de type FREYSSINET

$$f_{prg} = 1860 \text{ MPa}$$

$$f_{peg} = 1640 \text{ MPa}$$

$$E_p = 195000 \text{ MPa}$$

Diamètre normal du câble = cm.

Diamètre extérieur de la gaine = cm.

Section nominal du câble = $150 \times 12 = 1800 \text{ mm}^2$.

$$\sigma_{p0} = \min \begin{cases} 0.8f_{prg} = 0.8 * 1860 = 1488 \\ 0.9f_{peg} = 0.9 * 1640 = 1476 \end{cases}$$

$$\sigma_{p0} = 1476 \text{ MPa}$$

Donc :

$$P_{01} = 1476 * 1800 = 2656800 \text{ N}$$

$$P_{01} = 2656800 * 10^3 = 2656.8 \text{ KN}$$

$$n = \frac{8083.57}{2656.8} = 3.04$$

Soit $n = 3$ câble de 12T15.

$$P_{min} = 3 * 2656.8 = 7970.4 \text{ KN}$$

VII.5. Vérification des sections

$$\begin{cases} \frac{P}{S} + \frac{P * e_0 * V}{I} + \frac{M_{min} * V}{I} \geq \bar{\sigma}_{ts} \\ \frac{P}{S} - \frac{P * e_0 * V'}{I} - \frac{M_{min} * V'}{I} \leq \bar{\sigma}_{Cl} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \frac{P}{S} + \frac{P * e_0 * V}{I} + \frac{M_{max} * V}{I} \geq \bar{\sigma}_{cs} \\ \frac{P}{S} - \frac{P * e_0 * V'}{I} - \frac{M_{max} * V'}{I} \leq \bar{\sigma}_{tl} \end{cases}$$

$\bar{\sigma}_{Cl}$ et $\bar{\sigma}_{cs}$: Contraintes admissibles de compression respectivement sur la fibre inf. et sup.

$\bar{\sigma}_{ts}$ et $\bar{\sigma}_{tl}$: Contraintes admissible de traction respectivement sur la fibre supérieur et inférieur.

a) Vérification des contraintes à la mise en tension

En construction, la mise en tension se fait au 14eme jour (50%).

Contrainte limite

➤ En compression

$$\bar{\sigma}_{Cl} = \bar{\sigma}_{cs} = 0.6f_{c14}$$

On doit calculer $f_{c14} : f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} * f_{c28}$

$$\text{Donc : } f_{c14} = \frac{14}{4.76+0.83*14} * 40 = 34.19 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{Cl} = \bar{\sigma}_{cs} = 0.6 * 34.19 = 20.51 \text{ MPa}$$

➤ En traction

$$\bar{\sigma}_t = \begin{cases} \bar{\sigma}_{ts} = -1.5 * f_{t14} = -1.5 * 2.65 = -3.975 \\ \bar{\sigma}_{tl} = -f_{t14} = -2.65 \end{cases}$$

$$f_{t14} = 0.6 + 0.06f_{c14} = 0.6 + 0.06 * 34.19 = 2.65 \text{ MPa}$$

$$P = 0.94P_{min} = 7970.4 * 0.94 = 7492.18 \text{ KN}$$

b) Vérification des contraintes en fibre supérieure

$$\sigma_{ts} = \frac{P}{S} + \frac{P * e_0 * V}{I} + \frac{M_{min} * V}{I} \geq \bar{\sigma}_{ts} = -3.975$$

$$\text{Avec : } e_0 = -(V' - d') = -(84.26 - 15) = -69.26 \text{ cm}$$

Note : à la mise en tension la poutre n'est soumise qu'à son poids propre $G = 1.496 \text{ t/ml}$.

$$M_{\min} = M_G = \frac{q * L^2}{8} = \frac{1.496 * 33.40^2}{8} = 208.61 \text{ t.m}$$

$$\sigma_{ts} = \frac{7492.18}{4852.6} + \frac{7492.18 * (-69.26) * 65.73}{12328084.5} + \frac{2086.1 * 10^2 * 65.73}{12328084.5} \geq \overline{\sigma}_{ts} = -3.975$$

$$\sigma_{ts} = -0.1094 \text{KN} / \text{cm}^2 = -0.1094 * 10 = -1.094 \text{ MPa} \geq \overline{\sigma}_{ts} = -3.975 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée.

c) Vérification des contraintes en fibre inférieur

$$\sigma_{CI} = \frac{P}{S} - \frac{P * e_0 * V'}{I} - \frac{M_{\min}}{I} \leq \overline{\sigma}_{CI} = 20.51 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{CI} = \frac{7492.18}{4852.6} - \frac{7492.18 * (-69.26) * 84.26}{12328084.5} - \frac{2086.1 * 10^2 * 84.26}{12328084.5} \leq \overline{\sigma}_{CI} = 20.51 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{CI} = 3.67 = 36.7 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{CI} = 20.51 \text{ MPa}$$

Condition non vérifiée.

D'après ce résultat, donc on ne peut pas disposer tous les câbles à l'about, la mise en tension se fera donc en deux familles.

VII.6. Détermination du nombre de câble à l'about

$$\sigma_{ts} = \frac{P}{S} + \frac{P * e_0 * V}{I} + \frac{M_{\min} * V}{I} \geq \overline{\sigma}_{ts} = -3.975$$

$$\sigma_{CI} = \frac{P}{S} - \frac{P * e_0 * V'}{I} - \frac{M_{\min} * V'}{I} \leq \overline{\sigma}_{CI} = 20.51 \text{ MPa}$$

$$P = 0.94 P_{\min} = 0.94 * 2656.8 * n$$

n : c'est le nombre de câble qu'on dispose à l'about.

$$\begin{aligned} \sigma_{ts} &= \frac{0.94 * 2656.8 * n}{4852.6} + \frac{(0.94 * 2656.8 * n) * (-69.2) * 65.73}{12328084.5} + \frac{2086.1 * 10^2 * 65.73}{12328084.5} \geq \overline{\sigma}_{ts} \\ &= -3.975 \end{aligned}$$

$$\sigma_{ts} = (0.51n - 0.92n + 1.11) * 10 \geq \overline{\sigma}_{ts} = -3.975$$

$$\sigma_{ts} = -4.1n \geq \overline{\sigma}_{ts} = -3.975 - 11.1$$

$$\sigma_{ts} = -4.1n \geq \overline{\sigma}_{ts} = -15.075$$

$$n \leq \frac{-15.075}{-4.1}$$

$$n \leq 3.67$$

$$\sigma_{Cl} = \frac{0.94 * 2656.8 * n}{4852.6} - \frac{P * e_0 * V'}{I} - \frac{M_{min}}{I} \leq \overline{\sigma_{Cl}} = 20.51 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{Cl} = \frac{0.94 * 2656.8 * n}{4852.6} - \frac{(0.94 * 2656.8 * n) * (-69.2) * 84.26}{12328084.5} - \frac{2086.1 * 10^2 * 84.26}{12328084.5} \geq \overline{\sigma_{Cl}}$$

$$= 20.51$$

$$\sigma_{Cl} = (0.51n + 1.18n - 1.32) * 10 \geq \overline{\sigma_{Cl}} = 20.51$$

$$16.9n \leq 20.51 + 13.2$$

$$n \geq \frac{33.71}{16.9}$$

$$n \geq 1.99$$

Donc d'après les résultats obtenus on prend deux câbles à l'about.

- 1^{ère} famille : 2 câbles à l'about.
- 2^{ème} famille : 1 câble en extrados.

VII.7. Trace des câbles

Positionnement

On dispose deux câbles à l'about, et un seul câble a l'extrados.

Principe

On introduit une force de précontrainte « N » avec une certaine excentricité « e » en vue de créer un équilibre entre le moment dû à la précontrainte et les moments extérieurs, ces derniers sont maximums et positifs au droit de la section médiane de la poutre et vont en s'annulant vers les appuis. La meilleure solution pour contrebalancer les moments extérieurs est de faire en sorte que le moment dû à la précontrainte soit maximum et négatif dans la section médiane et, diminue en allant vers les appuis.

VII.8. Application au projet

- Câble d'about

D'après le document SETRA, le positionnement des câbles se fait comme suit :

Les câbles seront disposés de façon à faire coïncider la résultante des forces de la précontrainte avec le centre de gravité de la section d'about.

Comme le moment est nul à l'appui, nous pouvons donc écrire :

$$P_1 * d + P_2(e + d) = 2 * P_1 * V'$$

$$d = \frac{2 * V' - e}{2} = \frac{(2 * 104.02) - 50}{2} = 79.02 \text{ cm}$$

$$d' = 150 - (79.02 + 50) = 20.98 \text{ cm}$$

La disposition à adopter est donnée comme suit :

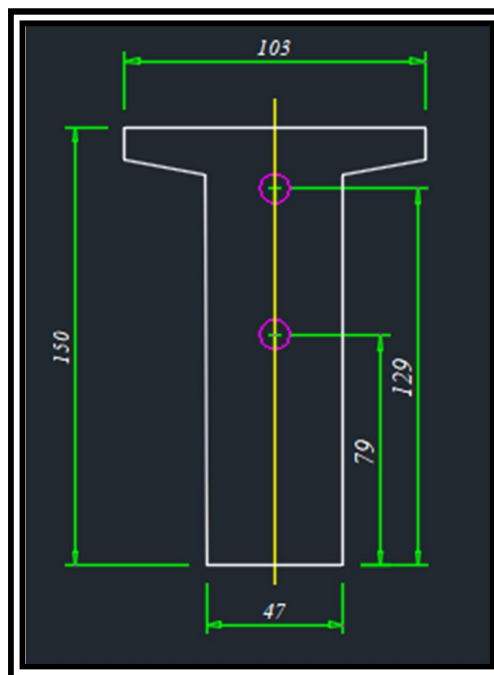


Figure VII-1 : Disposition des câbles à l'about

- **Câble extradós**

La distance entre deux câbles est fixée selon les recommandations du BPEL qui dans notre cas est égale ou supérieure au diamètre de gaine, nous prenons l'espacement égale à 8.5cm, le diamètre de la gaine étant $\Phi=8.5\text{cm}$.

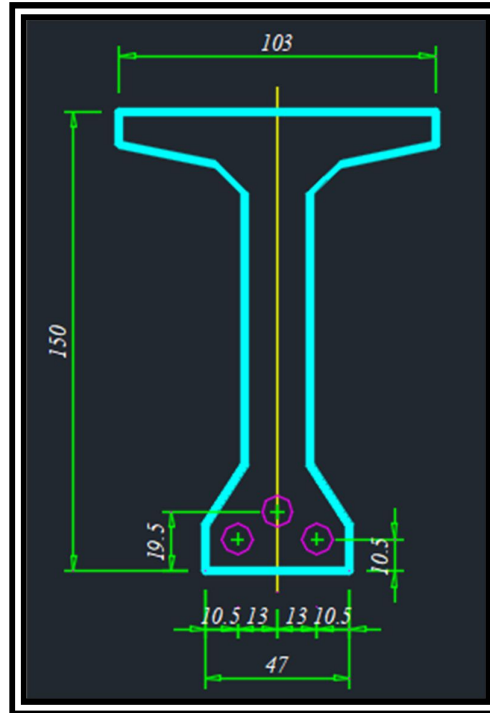


Figure VII-2 : disposition des câbles a la section médiane

Angle de relevage

- Câble d'about

Dans la zone d'about, les contraintes de cisaillement sont importantes. De ce fait, les câbles sont relevés dans le but de développer des efforts verticaux ($P_i \sin \alpha_i$) afin de diminuer l'effort tranchant.

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

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

L'optimum théorique de l'angle de relevage est donné par la formule suivante :

$$\alpha_{opt} = \text{Arc sin} \left(\frac{V_M + V_m}{2P} \right)$$

Avec :

V_m : effort tranchant minimum à l'appui sous le poids propre.

V_M : effort tranchant maximum à l'appui sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS.

L'expression de l'effort tranchant limite que peut supporter la section d'about est donnée par :

$$\bar{V} = \tau * b_n * (0.8h)$$

Où :

b_n : largeur de la section d'about telle que : $b_n = b_0 - n * k * \phi$

n : nombre de gaines par lit ($n=1$)

$k=0.5$ Pour post-tension avec injection de coulis de ciment

$\phi = 85 \text{ cm}$ (Diamètre de la gaine)

$b_0 = 47 \text{ cm}$

ce qui donne : $b_n = 47 - 1 * 0.5 * 85 = 4.5 \text{ cm}$

$$\tau = 0.4f_{tj} \left(f_{tj} + \frac{2}{3}\sigma_x \right)$$

Avec

τ : Contrainte tangentielle limitée en état limite de service.

$F_{tj} = f_{t28} = 0.6 + 0.06 * 40 = 3 \text{ MPa}$

$$\sigma_x = \frac{P}{B_n}$$

D'où : $P = n * P_0 * 0.68 = 2 * 2656.8 * 0.68 = 3613.25 \text{ KN}$

Et : $B_n = B_0 - \frac{2 * \pi * \phi^2}{4} = 7442.3 - \frac{2 * 3.14 * 8.5^2}{4} = 7328.87 \text{ cm}^2$

$$\sigma_x = \frac{3613.25}{7328.87} = 0.49 * 10 = 4.9 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\tau = \left[0.4 * 3 \left(3 + \frac{2}{3} * 4.9 \right) \right]^{\frac{1}{2}} = 2.742 \text{ MPa}$$

Ce qui donne :

$$\bar{V} = 2.742 * 4.5 * (0.8 * 150) = 1480.68 \text{ KN}$$

Donc :

$$\text{Arc sin} \left(\frac{653.4 - 1480.68}{3613.25} \right) \leq \alpha \leq \text{Arc sin} \left(\frac{353.2 + 1480.68}{3613.25} \right)$$

$$-13.24 \leq \alpha \leq 30.50$$

Et :

$$\alpha_{opt} = \text{Arc sin} \left(\frac{653.4 + 353.2}{2 * 3613.25} \right) = 8.007$$

Donc on fixe :

$$\alpha_1 = 9^\circ ; \alpha_2 = 14^\circ$$

VII.9. Allure des câbles

- **Câble d'about :**

Exemple de calcul :

$$dc = \frac{2}{\tan \alpha} * (t - d' - A * \tan \alpha) = \frac{2}{\tan 9} (0.79 - 0.15 - \tan 9) = 6.08m$$

$$a = \frac{\tan \alpha}{2 * dc} = \frac{\tan 9}{2 * 6.08} = 0.013$$

- **Câble extradós :**

$$dc = \frac{2 * (V' - d')}{\tan \alpha} = \frac{2 * (0.8427 - 0.15)}{\tan 25} = 297.06 \text{ cm} = 2.97 \text{ m}$$

$$a = \frac{\tan \alpha}{2 * dc} = \frac{\tan 25}{2 * 2.97} = 0.079$$

La disposition des câbles est illustrée dans le tableau suivant :

	N° câble	α (°)	$\tan \alpha$	t(cm)	d'(cm)	dc(m)	a
1ère famille	1	9	0.158	79	15	6.08	0.013
	2	14	0.249	129	15	7.15	0.017
2ème famille	3	25	0.466	150	19.5	2.97	0.079

Tableau VII.2 : récapitulatif de longueur des câbles

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.

$$L_c = \frac{1}{4a} \left[\ln(2 * a * dc + \sqrt{1 + (2 * a * dc)^2}) + 2 * a * dc \sqrt{1 + (2 * a * dc)^2} \right]$$

$$L_r = \frac{0.5 + A}{\cos \alpha}$$

$$L_d = d_1$$

Calcul :

N° Câbles	Lr (m)	Lc (m)	Ld (m)	Lt	Lt x 2
1	1.52	6.10	10	17.62	35.24
2	1.54	7.19	10	18.73	37.46
3	1.65	3.08	8	12.73	25.46

$$L_c = \frac{1}{4 * 0.013} \left[\ln(2 * 0.013 * 6.08 + \sqrt{1 + (2 * 0.013 * 6.08)^2}) + 2 * 0.013 * 6.08 \sqrt{1 + (2 * 0.013 * 6.08)^2} \right] = 6.10 \text{ m}$$

$$L_r = \frac{0.5 + 1}{\cos 9} = 1.52 \text{ m}$$

$$L_d = 10 \text{ m}$$

VII.10. Les caractéristiques géométriques nettes

Les caractéristiques nettes de la poutre seule et de la poutre plus hourdis sont représentés dans le tableau suivant :

Section	Poutre seule			Poutre + hourdis		
	About	Intermédiaire	Médiane	About	Intermédiaire	Médiane
B(cm²)	7442,3	6131,3	4852,6	10292,3	8981,3	7702,6
IG(cm⁴)	16466481,8	14879668,43	12328084,5	28316147,78	8521325,91	22260147,6
V'(cm)	81,77304059	82,79361636	84,2658575	104,0255215	107,1263486	112,287864
V (cm)	88,22695941	87,20638364	65,7341425	57,71213616	65,97447849	57,7121362
r²(cm²)	2101,925172	2305,495573	2413,4856	2613,637417	901,3460874	2745,45481

Tableau VII.3 : caractéristiques géométriques nettes de la poutre.

VII.11. Calcul des pertes

VII.11.1. Pertes instantanées

VII.11.1.1. Pertes dues au frottement du câble sur la gaine

Lors de la mise en tension du câble, celui-ci entre en contact avec la gaine, ce qui génère des frottements et entraîne une réduction de la tension dans le câble. 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} : Contrainte de tension à l'origine $\sigma_{P_0} = 1476$ MPa ; ($\sigma_{P_0} = \text{Min}(0,8f_{prg} ; 0,9f_{peg})$)

f : Coefficient de frottement angulaire. f : 0,18 rad⁻¹

α : L'angle de relevage du câble sur la distance (x) en rad.

φ : Coefficient de frottement linéaire $\varphi : 2 \times 10^{-3} \text{m}^{-1}$

La perte de tension par frottement est estimée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_f(x) = \sigma_{P_0} - \sigma_{P_0} \cdot e^{-(f\alpha + \varphi x)}.$$

Position	α (°)	α (rad)	x= 0,00 m		x= 0,50 m		x= 8,35 m (0,25 L)		x= 16,70 m (0,5 L)	
			$\sigma_p(x)$	$\Delta\sigma_f(x)$	$\sigma_p(x)$	$\Delta\sigma_f(x)$	$\sigma_p(x)$	$\Delta\sigma_f(x)$	$\sigma_p(x)$	$\Delta\sigma_f(x)$
1	9	0,157	1434,87	41,13	1433,44	42,56	1411,11	64,89	1387,74	88,26
2	15	0,244	1412,58	63,42	1411,16	64,84	1389,18	86,82	1366,18	109,82
3	25	0,436	/	/	/	/	1341,99	134,01	1319,76	156,24
Valeur moyenne des 2 câbles	/	/	/	52,28	/	54,2	/	75,85	/	99,04
Valeur moyenne des 3 câbles	/	/	/	/	/	/	/	95,24	/	118,11

Tableau VII. 4 : Récapitulatif des pertes par frottement « $\Delta\sigma_f(x)$ » (MPa).

VII.11.1.2. Perte par recul d'ancrage

Lors du transfert de l'effort de tension du vérin à l'ancrage, il se produit un léger mouvement du câble vers le béton. Ce mouvement dépend du type d'ancrage utilisé, il se varie entre 1 mm et 12 mm suivant la puissance de l'ancrage (et donc le type de câble) et la méthode de précontrainte employée.

L'influence diminue à partir de l'ancrage jusqu'à s'annuler à une distance « x » dite distance d'influence du recul d'ancrage à partir de laquelle la tension demeure inchangée.

➤ Câble N°1

La tension à l'origine $\sigma_{p_0} = \sigma_A = 1476$ MPa

$$\sigma_i = \sigma_{p_0}(1 - \alpha - \varphi x) \text{ avec } \alpha = 0 \text{ (Tronçon rectiligne).}$$

$$\sigma_B = 1476(1 - 0,18 \times 0 - 2 \times 10^{-3} \times 1) = 1473,05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_C = 1476(1 - 0,18 \times 0,157 - 2 \times 10^{-3} \times 5,93) = 1416,78 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \sigma_D &= 1476(1 - 0,18 \times 0,157 - 2 \times 10^{-3} \times 10,77) = 1402,49 \text{ MPa. } E_p = 5 \times 10^{-3} \times 1,9 \times 10^5 \\ &= 950 \text{ MPa.m} \end{aligned}$$

- Calcul des aires

$$S_1 = (1476 - 1473,05) \times \frac{1}{2} = 1,475 \text{ MPa.m}$$

$$S_2 = (1473,05 - 1416,78) \times 1 = 56,27 \text{ MPa.m}$$

$$S_3 = (1473,05 - 1416,78) \times \frac{(5,93 - 1)}{2} = 138,70 \text{ MPa.m}$$

$$S_4 = (1416,78 - 1402,49) \times 5,93 = 84,74 \text{ MPa.m}$$

$$S_5 = (1416,78 - 1402,49) \times \frac{(10,77 - 5,93)}{2} = 34,58 \text{ MPa.m}$$

$$S_{\text{total}} = 315,76 \text{ MPa.m}$$

$$S = 2 \times \sum S_i = 2 \times 315,76 = 631,53 \text{ MPa.m}$$

$$g \cdot E_p > S \Rightarrow$$

Il se produit une chute de tension $\Delta\sigma_M$

$$g \cdot E_p = S + \Delta\sigma_M \times (AD) \Rightarrow \Delta\sigma_M = \frac{g \cdot E_p - S}{(AD)} \Rightarrow \Delta\sigma_M = \frac{950 - 631,53}{10,77} = 29,57 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_M = 29,57 \text{ MPa}$$

On voit ci-après :

Le diagramme de chute de tension avant et après blocage d'ancrage dans le câble N°1 :

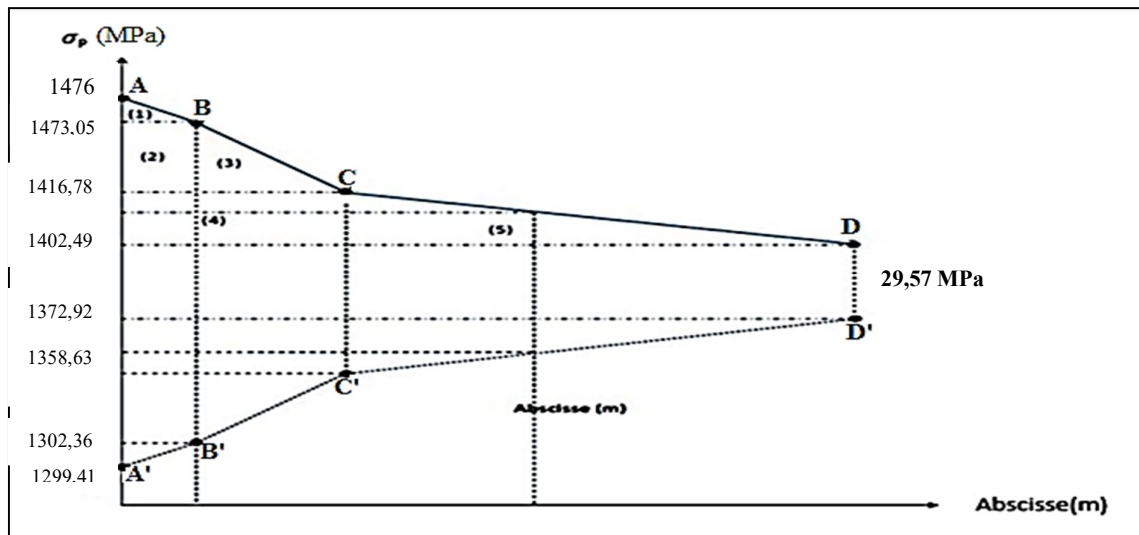


Figure VIII.5: Diagramme de chute de tension avant et après blocage d'ancrage dans le câble N°1.

➤ Câble N°2

La tension à l'origine $\sigma_{P_0} = \sigma_A = 1476$ MPa.

$$\sigma_i = \sigma_{P_0}(1 - f\alpha - \varphi x) \text{ avec } \alpha = 0 \text{ (Tronçon rectiligne).}$$

$$\sigma_B = 1476(1 - 0,18 \times 0 - 2 \times 10^{-3} \times 1) = 1473,05 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_C = 1476(1 - 0,18 \times 0,261 - 2 \times 10^{-3} \times 7,24) = 1385,29 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_D = 1476(1 - 0,18 \times 0,261 - 2 \times 10^{-3} \times 9,46) = 1378,73 \text{ MPa}$$

$$g. E_p = 5 \times 10^{-3} \times 1,9 \times 10^5 = 950 \text{ MPa. m}$$

- Calcul des aires

$$S_1 = (1476 - 1473,05) \times \frac{1}{2} = 1,48 \text{ MPa. m}$$

$$S_2 = (1473,05 - 1385,29) \times 1 = 87,76 \text{ MPa. m}$$

$$S_3 = (1473,05 - 1385,29) \times \frac{(7,24 - 1)}{2} = 273,81 \text{ MPa. m}$$

$$S_4 = (1385,29 - 1378,73) \times 7,24 = 47,49 \text{ MPa. m}$$

$$S_5 = (1385,29 - 1378,73) \times \frac{(9,46 - 7,24)}{2} = 7,28 \text{ MPa. m}$$

$$S = 2 \times \sum S_i = 2 \times 417,82 = 835,64 \text{ MPa. m}$$

$g. E_p > S \Rightarrow$ Il se produit une chute de tension $\Delta\sigma_M$

$$g. E_p = S + \Delta\sigma_M \times (AD) \Rightarrow \Delta\sigma_M = \frac{g. E_p - S}{(AD)} \Rightarrow \Delta\sigma_M = \frac{950 - 835,64}{9,46} = 12,08 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_M = 12,08 \text{ MPa}$$

On voit ci-après :

Le diagramme de chute de tension avant et après blocage d'ancrage dans le câble N°2 :

g. $E_p < S \Rightarrow$ le point M n'appartient pas à (BC).

Le point M appartient à (CD).

- Détermination de la longueur d'influence « x »

$$g \cdot E_p = S_{\text{aire (ABCMC'B'A')}})$$

$$S_1 = 1,48 \text{ MPa} \cdot \text{m}$$

$$S_2 = 128,83 \text{ MPa} \cdot \text{m}$$

$$S_3 = 283,43 \text{ MPa} \cdot \text{m}$$

$$S_4 = (1344,22 - \sigma_M) \times 5,40$$

$$S_5 = (1344,22 - \sigma_M) \frac{(x - 5,40)}{2}$$

$$\frac{1}{2}S = 413,74 + (1344,22 - \sigma_M) \left(5,40 + \frac{(x-5,40)}{2} \right).$$

$$S = 827,48 + (1344,22 - \sigma_M)(5,40 + x)$$

$$\sigma_M = \sigma_{P0}(1 - f\alpha - \varphi x) = 1476 \times (1 - 0,18 \times 0,436 - 2 \times 10^{-3} \cdot x)$$

$$\sigma_M = 1360,16 - 2,952 \cdot x$$

Donc :

$$S = 827,48 + (1344,22 - [1360,16 - 2,952 \cdot x])(5,40 + x)$$

$$S = 827,48 + (-86,07 + 2,952 x^2)$$

$$S = 2,952 x^2 + 741,41$$

$$2,952 x^2 + 741,41 = 0 \Rightarrow x = 15,21 \text{ m}$$

$$\sigma_M = 1360,16 - 2,952 \times 15,21$$

$$\sigma_M = 1315,1 \text{ MPa} \cdot \text{m}$$

On voit ci-après :

Le diagramme de chute de tension avant et après blocage d'ancrage dans le câble N°3 :

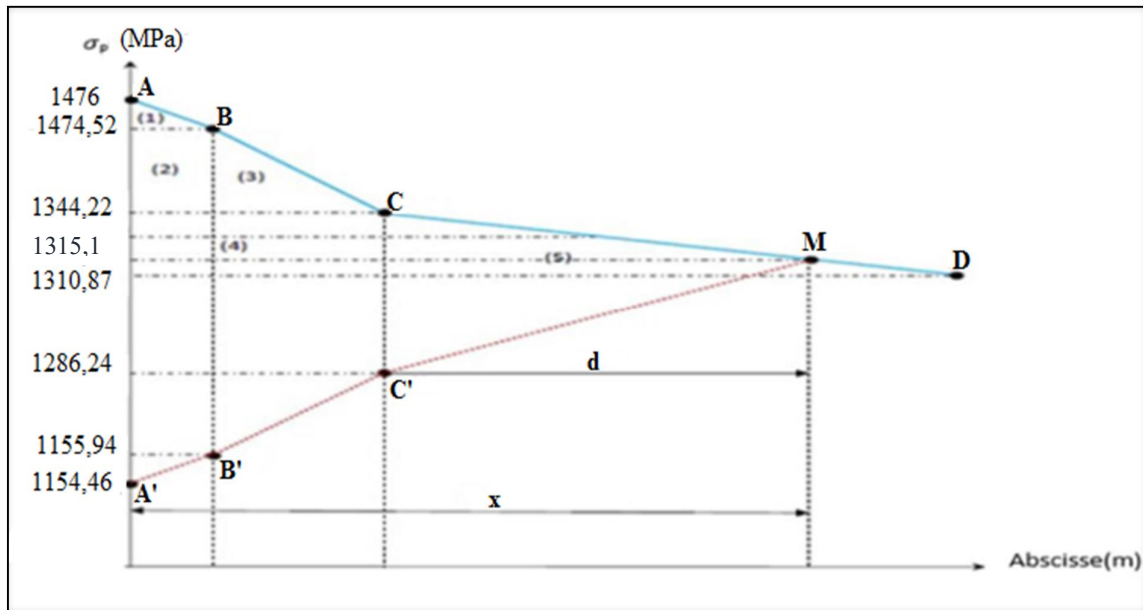


Figure VII.4: Diagramme de chute de tension avant et après blocage d'ancrage dans le câble N°3

- Pertes par recul d'ancrage

Câble N°1

$$\Delta\sigma_g (x = 16,70 \text{ m}) = 29,57 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_g (x = 8,35 \text{ m}) = (1409,64 - 1402,49) \times 2 + 29,57 = 43,87 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_g (x = 1 \text{ m}) = (1473,05 - 1302,36) = 170,69 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_g (x = 0,00 \text{ m}) = (1476 - 1299,41) = 176,59 \text{ MPa} .$$

Câble N°2

$$\Delta\sigma_g (x = 16,70 \text{ m}) = 15,75 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_g (x = 8,35 \text{ m}) = (1382,01 - 1378,73) \times 2 + 15,75 = 22,31 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_g (x = 1 \text{ m}) = (1473,05 - 1268,66) = 204,39 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_g (x = 0,00 \text{ m}) = (1476 - 1265,71) = 210,29 \text{ MPa} .$$

Câble N°3

$$\Delta\sigma_g (x = 16,70 \text{ m}) = 0,00 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_g (x = 8,35 \text{ m}) = (1335,51 - 1310,87) \times 2 + 0,00 = 49,34 \text{ MPa} .$$

Tableau VII.5 : Récapitulatif des pertes par recul d'ancrage « $\Delta\sigma_g(x)$ » (MPa).

Section	$\Delta\sigma_g(x)$			
	0,00L	1	0,25L	0,5L
Abscisse (m)	x = 0,00	x = 1	x = 8,35	x = 16,7
Câble 1	176,59	170,69	43,87	29,57
Câble 2	210,29	204,39	22,31	15,75
Câble 3	/	/	49,34	0
Valeur moyenne des 2 câbles	193,44	187,54	33,08	22,66
Valeur moyenne des 3 câbles	/	/	38,50	22,66

VII.11.1.3. Pertes par raccourcissement instantané du béton

Lorsqu'une contrainte est appliquée sur le béton, celui-ci subit une déformation immédiate. En conséquence, les armatures de précontrainte subissent également une déformation, ce qui entraîne une perte de tension.

La mise en tension des câbles se fera en une deux phase :

- La première famille sera tendue au 7^{ème} et au 28^{ème} jour (n = 2 câbles).
- La deuxième famille sera tendue au 28^{ème} jour (n = 1 câble).

➤ Câbles de la 1^{ère} famille

Chaque câble de la première famille subit une perte moyenne due à la 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.

$$\sigma_{bn}(x) = \frac{M_g \cdot e_p}{I_n} + n \cdot A_p \frac{\sigma_{Pi}(x)}{B_n} \cdot \left(1 + \frac{B_n \cdot (e_p)^2}{I_n} \right)$$

$\sigma_{Pi}(x)$: Contrainte normale dans le câble après toute pertes.

e_p : Excentricité du câble équivalent à la section considérée.

n : Nombre de câble par famille.

A_p : Section nominale du câble.

E_{bij} : Module instantané de déformation du béton .

E_p : Module d'élasticité longitudinale de câble.

I_n : Inertie de la poutre seule

$M_g(x)$: Moment dû au poids propre de la poutre seule à l'abscisse (x).

Après développement, la formule précédente s'écrit sous la forme :

$$\Delta\sigma_{Pi}(x) = \frac{E_p}{3E_{bij}} \cdot \frac{M_g \cdot e_p}{I_n} + \frac{E_p}{3E_{bij}} \cdot \frac{n \cdot A_p \cdot (\sigma_{Po} - \Delta\sigma_\varphi(x) - \Delta\sigma_g(x))}{B_n} \cdot \left(1 + \frac{B_n \cdot (e_p)^2}{I_n}\right)$$

- Position (x = 0 m)

$$B_n = 7442,3 \text{ cm}^2$$

$$f_{c14} = 34,18 \text{ MPa}$$

$$E_{bij} = 11000^3 \sqrt{f_{cj}} \Rightarrow E_{bi(7)} = 11000^3 \sqrt{34,18} = 35640 \text{ MPa}$$

$$A_p = 1800 \text{ mm}^2$$

$$I_n = 0,164 \text{ m}^4$$

$$E_p = 1,9 \times 10^5 \text{ MPa}$$

Calcul de l'excentricité « e_p »

$$e_p = y_i - V'_n$$

$$V'_n = 0,82 \text{ m}$$

$$y_{(1;2)} = 0,105 \text{ m}$$

$$e_p = 0,84 - 0,82 = 0,005 \text{ m} \Rightarrow e_p = 50 \text{ mm}$$

Calcul du moment « $M_g(x)$ »

$$M_g(x) = \frac{P \cdot x}{2} \cdot (L - x); \text{ pour } x = 0 \Rightarrow M_g(0) = 0 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Application numérique

$$\Delta\sigma_{Pi}(0) = 0 + \frac{1,9 \times 10^5}{3 \times 35640} \times \frac{2 \times 1800(1476 - 52,28 - 193,44)}{7442,3 \times 10^2} \times \left(1 + \frac{7442,3 \times 10^2 \times 50^2}{0,164 \times 10^{12}}\right)$$

$$\Delta\sigma_{Pi}(0) = 10,67 \text{ MPa}.$$

- Position (x = 0,25L)

$$B_n = 4852,6 \text{ cm}^2$$

Calcul de l'excentricité « e_p »

$$e_p = y_i - V'_n$$

$$V'_n = 0,828 \text{ m}$$

$$y_{(1,2)} = 0,12 \text{ m}$$

$$e_p = 0,105 - 0,828 = -0,723 \text{ m}$$

$$e_p = -723 \text{ mm}$$

Calcul du moment « $M_g(x)$ »

$$M_g(x) = \frac{P \cdot x}{2} \cdot (L - x); \text{ pour } x = 8,35 \text{ m} \Rightarrow M_g(0,25L) = \frac{1,508 \times 8,35}{2} \times (33,4 - 8,35)$$

$$M_g(0,25L) = 157,71 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Application numérique

$$\Delta\sigma_{Pi}(0,25L) = \frac{1,9 \times 10^5}{3 \times 35640} \times \frac{157,71 \times 10^7 \times (-723)}{0,164 \times 10^{12}} + \frac{1,9 \times 10^5}{3 \times 35640} \\ \times \frac{2 \times 1800(1476 - 75,85 - 33,08)}{4852,6 \times 10^2} \times \left(1 + \frac{4852,6 \times 10^2 \times (-723)^2}{0,164 \times 10^{12}}\right).$$

$$\Delta\sigma_{Pi}(0,25L) = 33,46 \text{ MPa}$$

- Position ($x = 0,5L$)

$$B_n = 4852,6 \text{ cm}^2$$

Calcul de l'excentricité « e_p »

$$e_p = y_i - V'_n$$

$$V'_n = 0,828 \text{ m}$$

$$y_{(1,2)} = 0,105 \text{ m}$$

$$e_p = 0,105 - 0,828 = -0,723 \text{ m}$$

$$e_p = -723 \text{ mm}$$

Calcul du moment « $M_g(x)$ »

$$M_g(x) = \frac{P \cdot x}{2} \cdot (L - x); \text{ pour } x = 16,7 \text{ m} \Rightarrow M_g(0,5L) = \frac{1,508 \times 16,7}{2} \times (33,4 - 16,7)$$

$$M_g(0,5L) = 210,28 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Application numérique

$$\Delta\sigma_{Pi}(0,5L) = \frac{1,9 \times 10^5}{3 \times 35640} \times \frac{210,28 \times 10^7 \times (-723)}{0,164 \times 10^{12}} + \frac{1,9 \times 10^5}{3 \times 35640} \\ \times \frac{2 \times 1800(1476 - 99,04 - 22,66)}{4852,6 \times 10^2} \times \left(1 + \frac{4852,6 \times 10^2 \times (-723)^2}{0,164 \times 10^{12}}\right).$$

$$\Delta\sigma_{Pi}(0,5L) = 29 \text{ MPa}.$$

Les pertes par raccourcissement instantané du béton sont récapitulées dans le tableau suivant :

	Section	0,00L	0,25L	0,5L
Câbles de la 1 ^{ère} famille	$\Delta\sigma_{pi}(x)$ (MPa)	10,67	33,46	29

Tableau VII.6: Pertes par raccourcissement instantané du béton (1^{ère} famille)

➤ **Câble de la 2^{ème} famille**

La mise en tension de la 2^{ème} famille des câbles se fera après la mise en place des poutres et le coulage de l'hourdis, donc la section résistante est celle de la poutre + hourdis.

• **Perte subie par la 1^{ère} famille lors de la mise en tension de la 2^{ème} famille**

La perte subie par chaque câble de la 1^{ère} famille est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{Pi}(x) = \sigma_{bn2}(x) \cdot \frac{E_p}{E_{bij}}$$

Avec :

$\Delta\sigma_{Pi}(x)$: Variation de contrainte dans le béton due aux câbles de la 2^{ème} famille.

$$\sigma_{bn2}(x) = \frac{M_g \cdot e_p}{I_n} + n \cdot A_p \frac{\sigma_{Pi}(x)}{B_n} \cdot \left(1 + \frac{B_n \cdot (e_p)^2}{I_n} \right)$$

Après transformation, la relation précédente devient :

$$\Delta\sigma_{Pi}(x) = \frac{E_p}{3E_{bij}} \cdot \frac{M_g \cdot e_p}{I_n} + \frac{E_p}{3E_{bij}} \cdot \frac{n \cdot A_p \cdot (\sigma_{Po} - \Delta\sigma_\varphi(x) - \Delta\sigma_g(x))}{B_n} \cdot \left(1 + \frac{B_n \cdot (e_p)^2}{I_n} \right)$$

• **Position (x = 0,25L)**

Caractéristiques géométriques de la section nette :

$$B_n = 7702,6 \text{ cm}^2$$

$$f_{c28} = 40 \text{ MPa}$$

$$E_{bij} = 11000^3 \sqrt{f_{cj}} \Rightarrow E_{bi(7)} = 11000^3 \sqrt{40} = 37619,47 \text{ MPa}$$

$$A_p = 1800 \text{ mm}^2$$

$$I_n = 0,223 \text{ m}^4$$

$$E_p = 1,9 \times 10^5 \text{ MPa}$$

Calcul de l'excentricité « e_p »

$$e_p = y_i - V'_n$$

$$V'_n = 1,123 \text{ m}$$

$$y_3 = 1,50 \text{ m}$$

$$e_p = 1,50 - 1,123 = 0,377 \text{ m}$$

$$e_p = 377 \text{ mm}$$

Calcul du moment « $M_g(x)$ »

$$M_g(x) = \frac{P \cdot x}{2} \cdot (L - x); \text{ pour } x = 8,35\text{m} \Rightarrow M_g(0,25L) = \frac{1,508 \times 8,35}{2} \times (33,4 - 8,35)$$

$$M_g(0,25L) = 157,71 \text{ t.m}$$

Application numérique

$$\Delta\sigma_{Pi}(0,25L) = \frac{1,9 \times 10^5}{3 \times 37619,47} \times \frac{157,71 \times 10^7 \times (377)}{0,223 \times 10^{12}} + \frac{1,9 \times 10^5}{3 \times 37619,47} \\ \times \frac{3 \times 1800(1476 - 95,24 - 38,50)}{7702,6 \times 10^2} \times \left(1 + \frac{7702,6 \times 10^2 \times (377)^2}{0,223 \times 10^{12}}\right).$$

$$\Delta\sigma_{Pi}(0,25L) = 28,08 \text{ MPa.}$$

- Position ($x = 0,5L$)

Caractéristiques géométriques de la section nette :

$$B_n = 7702,6 \text{ cm}^2$$

$$A_p = 1800 \text{ mm}^2$$

$$I_n = 0,223 \text{ m}^4$$

$$E_p = 1,9 \times 10^5 \text{ MPa}$$

$$e_p = 377 \text{ mm}$$

Calcul du moment « $M_g(x)$ »

$$M_g(x) = \frac{P \cdot x}{2} \cdot (L - x); \text{ pour } x = 16,7\text{m} \Rightarrow M_g(0,5L) = \frac{1,508 \times 16,7}{2} \times (33,4 - 16,7)$$

$$M_g(0,5L) = 210,28 \text{ t.m}$$

Application numérique

$$\Delta\sigma_{Pi}(0,5L) = \frac{1,9 \times 10^5}{3 \times 37619,47} \times \frac{210,28 \times 10^7 \times (377)}{0,223 \times 10^{12}} + \frac{1,9 \times 10^5}{3 \times 37619,47} \\ \times \frac{3 \times 1800(1476 - 118,11 - 22,66)}{7702,6 \times 10^2} \times \left(1 + \frac{7702,6 \times 10^2 \times (377)^2}{0,223 \times 10^{12}}\right).$$

$$\Delta\sigma_{Pi}(0,5L) = 29,45 \text{ MPa.}$$

Les pertes par raccourcissement instantané du béton sont récapitulées dans le tableau suivant :

	Section	0,00L	0,25L	0,5L
Câble de la 2 ^{ème} famille	$\Delta\sigma_{pi}(x)$ (MPa)	/	28,08	29,45

Tableau VII.7: Pertes subies par la 1^{ère} famille lors de la mise en tension de la 2^{ème} famille

VII.11.1.4. Pertes instantanées totales « $\Delta\sigma_{inst}(x)$ »

En appliquant la formule suivante, on trouve les résultats des pertes instantanées totales

$$\Delta\sigma_{inst}(x) = \Delta\sigma_f(x) + \Delta\sigma_g(x) + \Delta\sigma_{pi}(x)$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Section		0,00L	0,25L	0,5L
Abscisse (m)		x = 0,00	x = 8,35	x = 16,7
Câbles de la 1 ^{ère} famille	$\Delta\sigma_f(x)$	52,28	75,85	99,04
	$\Delta\sigma_g(x)$	193,44	33,08	22,66
	$\Delta\sigma_{pi}(x)$	10,67	33,46	29
	$\Delta\sigma_{inst}(x)$	256,39	142,39	150,7
Câbles de la 2 ^{ème} famille	$\Delta\sigma_f(x)$	/	95,24	118,11
	$\Delta\sigma_g(x)$	/	38,50	22,66
	$\Delta\sigma_{pi}(x)$	/	28,08	29,45
	$\Delta\sigma_{inst}(x)$	/	161,82	170,22

Tableau VII. 8 : Pertes instantanées totales à différentes sections « $\Delta\sigma_{inst}(x)$ » (MPa).

VII.11.1.5. Tensions initiales probables « $\sigma_{pi}(x)$ »

Les tensions initiales probables pour chaque famille de câble et aux différentes sections, sont représentés dans le tableau ci-dessus, après l'application de la formule suivante :

$$\sigma_{pi}(x) = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{inst}(x)$$

Section		0,00L	0,25L	0,5L
Abscisse (m)		x = 0,00	x = 8,35	x = 16,7
Câbles de la 1 ^{ère} famille	$\sigma_{p0}(x)$	1476,00		
	$\sigma_{inst}(x)$	256,39	142,39	150,7
	$\sigma_{pi}(x)$	1219,64	1333,61	1325,3
Câbles de la 2 ^{ème} famille	$\sigma_{p0}(x)$	1476,00		
	$\sigma_{inst}(x)$	/	161,82	170,22
	$\sigma_{pi}(x)$	/	1314,18	1305,78

Tableau VII. 9 : Tensions initiales probables « $\sigma_{pi}(x)$ » (MPa).

VII.11.2. Pertes différées

Elles sont dues à l'évolution, dans le temps, de l'état de déformation et de contraintes des matériaux, ceci en présence du retrait et fluage du béton ainsi que la relaxation des aciers.

VII.11.2.1. Perte due au retrait du béton

Le béton subit un raccourcissement dû à l'évaporation de l'eau excédentaire, ce qui détend les câbles de précontrainte, entraînant une perte de tension. Cette perte de tension peut être mesurée par un coefficient de retrait, qui est déterminé par la relation suivante :

$$\Delta\sigma_r = \varepsilon_r \cdot [1 - r(t_0)] \cdot E_p$$

Avec :

$$r(t_0) = \frac{t}{t + 9r_m} : \text{Loi d'évolution du retrait.}$$

$$r_m = \frac{B}{U} : \text{Rayon moyen de la section.}$$

B : aire de la section nette.

U : périmètre de la section.

t : âge du béton à la mise en tension des câbles.

ε_r : Le retrait final du béton tel que $\varepsilon_r(t) = \varepsilon_r \times r(t) = 3 \times 10^{-4}$ « BPEL 91 Art 2.1.51 »

Section d'about :

$$r_m = \frac{7442,3}{496,2} = 14,99 \text{ cm}$$

Section intermédiaire :

$$r_m = \frac{6131,3}{507,2} = 12,09 \text{ cm}$$

Section médiane :

$$r_m = \frac{4852,6}{517,1} = 9,38 \text{ cm}$$

➤ **Perte dans les câbles de la 1^{ère} famille.**

- Section d'about :

$$r(j_7) = \frac{7}{7 + 9r_m} = \frac{7}{7 + 9 \times 14,99} = 0,049$$

$$\text{Donc : } \Delta\sigma_{r(1)} = 3 \times 10^{-4} \times [1 - 0,049] \times 1,9 \times 10^5 = 54,21 \text{ MPa}$$

- Section intermédiaire :

$$r(j_7) = \frac{7}{7 + 9r_m} = \frac{7}{7 + 9 \times 12,09} = 0,06$$

$$\text{Donc : } \Delta\sigma_{r(1)} = 3 \times 10^{-4} \times [1 - 0,06] \times 1,9 \times 10^5 = 53,58 \text{ MPa}$$

- Section médiane :

$$r(j_7) = \frac{7}{7 + 9r_m} = \frac{7}{7 + 9 \times 9,38} = 0,076$$

$$\text{Donc : } \Delta\sigma_{r(1)} = 3 \times 10^{-4} \times [1 - 0,076] \times 1,9 \times 10^5 = 52,67 \text{ MPa}$$

➤ **Perte dans le câble de la 2^{ème} famille**

- Section intermédiaire :

$$r(j_{28}) = \frac{28}{28 + 9r_m} = \frac{28}{28 + 9 \times 12,09} = 0,20$$

$$\text{Donc : } \Delta\sigma_{r(2)} = 3 \times 10^{-4} \times [1 - 0,20] \times 1,9 \times 10^5 = 45,60 \text{ MPa}$$

- Section médiane:

$$r(j_{28}) = \frac{28}{28 + 9r_m} = \frac{28}{28 + 9 \times 9,38} = 0,25$$

$$\text{Donc : } \Delta\sigma_r(2) = 3 \times 10^{-4} \times [1 - 0,25] \times 1,9 \times 10^5 = 42,75 \text{ MPa .}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	Section	0,00L	0,25L	0,5L
Câbles de la 1 ^{ère} famille	7 ^{ème} jour	54,21	53,58	52,67
Câble de la 2 ^{ème} famille	28 ^{ème} jour	/	45,60	42,75

Tableau VII.10 : Valeurs des pertes dues au retrait de béton « $\Delta\sigma_r$ » (MPa).

La perte totale moyenne due au retrait du béton, pour l'ensemble des câbles à ($x = 0,5L$) est égale à :

$$\Delta\sigma_{r(\text{moy})} = \frac{2 \times 52,67 + 1 \times 42,75}{3} = 49,36 \text{ MPa .}$$

VII.11.2.2. Perte due à la relaxation des aciers « BPEL 91 Art 3.3.23 »

La relaxation est un phénomène de diminution progressive de la tension des câbles dans le temps. La perte par relaxation est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

ρ_{1000} (%) : Relaxation des aciers garantie à 1000 heures = 2,5%

μ_0 : Coefficient 0,43 pour les armatures de très basse relation (TBR).

$\sigma_{pi}(x)$: Tension probable après tout pertes instantanées.

f_{prg} : Contrainte de rupture garantie ; ($f_{prg} = 1860$ MPa).

➤ Perte dans les câbles de la 1^{ère} famille

- Position ($x = 0$ m)

$$\Delta\sigma_p(0) = \frac{6}{100} \times 2,5 \times \left(\frac{1219,64}{1860} - 0,43 \right) \times 1219,64 = 41,29 \text{ MPa .}$$

- Position ($x = 0,25$ L)

$$\Delta\sigma_p(0,25L) = \frac{6}{100} \times 2,5 \times \left(\frac{1333,61}{1860} - 0,43 \right) \times 1333,61 = 57,40 \text{ MPa} .$$

- Position (x = 0,5 L)

$$\Delta\sigma_p(0,5L) = \frac{6}{100} \times 2,5 \times \left(\frac{1325,3}{1860} - 0,43 \right) \times 1325,3 = 56,15 \text{ MPa} .$$

➤ **Perte dans le câble de la 2^{ème} famille**

- Position (x = 0,25 L)

$$\Delta\sigma_p(0,25L) = \frac{6}{100} \times 2,5 \times \left(\frac{1314,18}{1860} - 0,43 \right) \times 1314,18 = 54,49 \text{ MPa} .$$

- Position (x = 0,5 L)

$$\Delta\sigma_p(0,5L) = \frac{6}{100} \times 2,5 \times \left(\frac{1305,78}{1860} - 0,43 \right) \times 1305,78 = 53,17 \text{ MPa} .$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Section		0,00L	0,25L	0,5L
Abscisse (m)		x = 0,00	x = 8,35	x = 16,7
Câbles de la 1 ^{ère} famille	$\sigma_{pi}(x)$	1219,64	1333,61	1325,3
	$\Delta\sigma_p(x)$	41,29	57,40	56,15
Câble de la 2 ^{ème} famille	$\sigma_{pi}(x)$	/	1314,18	1305,78
	$\Delta\sigma_p(x)$	/	54,49	53,17

Tableau VII.11 : Récapitulatif des pertes par relaxation dans les câbles « $\Delta\sigma_p(x)$ » (MPa).

VII.11.2.3. Perte dues au fluage « BPEL 91 Art 3.3.22 »

Sous l'action d'une contrainte permanente, le béton subit des déformations au cours du temps.

Les câbles étant ancrés dans le béton vont subir les mêmes déformations, ce qui engendre une chute de leur tension.

Le BPEL 91 propose la formule suivante pour le calcul de ces pertes :

$$\Delta\sigma_{fl}(x) = (\sigma_b + \sigma_M) \frac{E_p}{E_{bij}}$$

Avec :

σ_b : Contrainte finale dans le béton au niveau du câble moyen.

σ_M : Contrainte maximale de compression du béton au niveau du câble moyen.

➤ **Perte dans les câbles de la 1^{ère} famille**

• **Position (x = 0 m)**

La Contrainte maximale de compression du béton au niveau du câble moyen peut être calculée par la formule suivante :

$$\sigma_M(x) = n \cdot A_p \cdot \sigma_{pi}(x) \cdot \left(\frac{1}{B_n} + \frac{e_p^2}{I_n} \right) + \frac{M_g(x) \cdot e_p}{I_n}$$

Avec :

$$\sigma_{pi}(x) = 1219,64 \text{ MPa}$$

$$B_n = 7442,3 \text{ cm}^2$$

$$A_p = 1800 \text{ mm}^2$$

$$I_n = 0,164 \text{ m}^4$$

$$e_p = 50 \text{ mm}$$

$$E_{bij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \Rightarrow E_{bi(28)} = 11000 \sqrt[3]{40} = 37619,47 \text{ MPa}$$

$$E_p = 1,9 \times 10^5 \text{ MPa}$$

n = 2 câbles

Calcul du moment « $M_g(x)$ »

$$M_g(x) = \frac{P \cdot x}{2} \cdot (L - x); \text{ pour } x = 0 \Rightarrow M_g(0) = 0 \text{ t.m}$$

Application numérique

$$\sigma_M(0) = 2 \times 1800 \times 1219,64 \times \left(\frac{1}{7442,3 \times 10^2} + \frac{(50)^2}{0,164 \times 10^{12}} \right) + 0$$

$$\sigma_M(0) = 5,97 \text{ MPa} .$$

- La contrainte dans le béton est obtenue, lorsque toutes les pertes sont produites, donc :

$$\sigma_b(x) = n \cdot A_p \cdot (\sigma_\infty(x)) \cdot \left(\frac{1}{B_n} + \frac{e_p^2}{I_n} \right)$$

Calcul de la tension finale probable « $\sigma_\infty(x)$ » ; d'après le BPEL 91, est égale à :

$$\sigma_\infty(x) = \sigma_{pi}(x) - \Delta\sigma_{diff}(x)$$

$$\sigma_\infty(x) = \sigma_{pi}(x) - \left(\Delta\sigma_r(x) + \frac{5}{6} \Delta\sigma_p(x) + \Delta\sigma_{fl}(x) \right)$$

$$\sigma_\infty(0) = 1219,64 - \left(54,21 \frac{5}{6} 41,29 + \Delta\sigma_{fl}(x) \right)$$

$$\sigma_\infty(0) = 1131,02 - \Delta\sigma_{fl}(x)$$

Donc :

$$\sigma_b(0) = 2 \times 1800 \times (1131,02 - \Delta\sigma_{fl}) \times \left(\frac{1}{7442,3 \times 10^2} + \frac{50^2}{0,164 \times 10^{12}} \right)$$

$$\sigma_b(0) = 3600 \times (1131,02 - \Delta\sigma_{fl}) \times (1,36 \times 10^{-6})$$

$$\sigma_b(0) = 4,89 \times 10^{-3} \times (1127,87 - \Delta\sigma_{fl})$$

$$\sigma_b(0) = 5,52 - 4,89 \times 10^{-3} \Delta\sigma_{fl}$$

D'où :

$$\Delta\sigma_{fl}(0) = (5,97 + 5,52 - 4,89 \times 10^{-3} \Delta\sigma_{fl}) \times \frac{1,9 \times 10^5}{37619,47}$$

$$\Delta\sigma_{fl}(0) = (11,49 - 4,89 \times 10^{-3} \Delta\sigma_{fl}) \times 5,05$$

$$\Delta\sigma_{fl}(0) = 57,99 \text{ MPa} .$$

- **Position (x = 0,25L)**

Calcul de $\sigma_M(x)$

Avec :

$$\sigma_{pi}(x) = 1333,61 \text{ MPa}$$

$$B_n = 4852,6 \text{ cm}^2$$

$$A_p = 1800 \text{ mm}^2$$

$$I_n = 0,164 \text{ m}^4$$

$$e_p = -723 \text{ mm}$$

Calcul du moment « $M_g(x)$ »

$$M_g(x) = \frac{P \cdot x}{2} \cdot (L - x)$$

$$\text{pour } x = 8,35\text{m} \Rightarrow M_g(8,35) = \frac{1,508 \times 8,35}{2} \cdot (33,4 - 8,35)$$

$$M_g(0,25L) = 157,71 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Application numérique

$$\sigma_M(0,25L) = 2 \times 1800 \times 1 \times 1333,61 \left(\frac{1}{4852,6 \times 10^2} + \frac{(-723)^2}{0,164 \times 10^{12}} \right) + \frac{157,71 \times 10^7 \times (-723)}{0,164 \times 10^{12}}$$

$$\sigma_M(0,25L) = 18,18 \text{ MPa}$$

- La contrainte dans le béton est obtenue, lorsque toutes les pertes sont produites, donc :

$$\begin{aligned} \sigma_b(x) &= n \cdot A_p \cdot (\sigma_{pi}(x) - \Delta\sigma_{diff}(x)) \cdot \left(\frac{1}{B_n} + \frac{e_p^2}{I_n} \right) + \frac{M_g(x) \cdot e_p}{I_n} \sigma_b(0,25L) \\ &= \sigma_M(x) - n \cdot A_p \cdot \Delta\sigma_{diff}(x) \cdot \left(\frac{1}{B_n} + \frac{e_p^2}{I_n} \right) \end{aligned}$$

D'où :

$$\Delta\sigma_{\text{fl}}(0,25L) = \left[\sigma_{\text{M}}(x) + \left[\sigma_{\text{M}}(x) - n \cdot A_{\text{P}} \cdot \Delta\sigma_{\text{diff}}(x) \cdot \left(\frac{1}{B_{\text{n}}} + \frac{e_{\text{p}}^2}{I_{\text{n}}} \right) \right] \right] \times \frac{E_{\text{p}}}{E_{\text{bij}}}$$

$$\Delta\sigma_{\text{fl}}(0,25L) = \left[2 \sigma_{\text{M}}(x) - n \cdot A_{\text{P}} \cdot \Delta\sigma_{\text{diff}}(x) \cdot \left(\frac{1}{B_{\text{n}}} + \frac{e_{\text{p}}^2}{I_{\text{n}}} \right) \right] \times \frac{E_{\text{p}}}{E_{\text{bij}}}$$

D'après le BPEL 91, la perte différée « $\Delta\sigma_{\text{diff}}(x)$ » est égale à :

$$\Delta\sigma_{\text{diff}}(x) = \Delta\sigma_{\text{r}}(x) + \frac{5}{6} \Delta\sigma_{\text{p}}(x) + \Delta\sigma_{\text{fl}}(x)$$

$$\Delta\sigma_{\text{diff}}(0,25L) = 53,58 + \frac{5}{6} \times 56,16 + \Delta\sigma_{\text{fl}}$$

$$\Delta\sigma_{\text{diff}}(0,25L) = 100,38 + \Delta\sigma_{\text{fl}}$$

$$\Delta\sigma_{\text{fl}}(0,25L) = \left[2 \times 18,18 - 2 \times 1800 \times (100,38 + \Delta\sigma_{\text{fl}}) \times \left(\frac{1}{4852,6 \times 10^2} + \frac{(-723)^2}{0,164 \times 10^{12}} \right) \right] \times \frac{1,9 \times 10^5}{37619,47}$$

$$\Delta\sigma_{\text{fl}}(0,25L) = [36,36 - 3600 \times (100,38 + \Delta\sigma_{\text{fl}}) \times (5,248 \times 10^{-6})] \times 5,05$$

$$\Delta\sigma_{\text{fl}}(0,25L) = 159,01 \text{ MPa} .$$

• **Position (x = 0,5L)**

Calcul de $\sigma_{\text{M}}(x)$

Avec :

$$\sigma_{\text{pi}}(x) = 1325,3 \text{ MPa}$$

$$B_{\text{n}} = 4852,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{p}} = 1800 \text{ mm}^2$$

$$I_{\text{n}} = 0,164 \text{ m}^4$$

$$e_{\text{p}} = -723 \text{ mm}$$

$$M_{\text{g}}(0,5L) = 210,28 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Application numérique

$$\sigma_{\text{M}}(0,5L) = 2 \times 1800 \times 1325,3 \times \left(\frac{1}{4852,6 \times 10^2} + \frac{(-723)^2}{0,164 \times 10^{12}} \right) + \frac{210,28 \times 10^7 \times (-723)}{0,164 \times 10^{12}}$$

$$\sigma_{\text{M}}(0,5L) = 15,77 \text{ MPa} .$$

• La contrainte dans le béton est obtenue, lorsque toutes les pertes sont produites, donc :

$$\sigma_{\text{b}}(x) = n \cdot A_{\text{P}} \cdot (\sigma_{\text{Pi}}(x) - \Delta\sigma_{\text{diff}}(x)) \cdot \left(\frac{1}{B_{\text{n}}} + \frac{e_{\text{p}}^2}{I_{\text{n}}} \right) + \frac{M_{\text{g}}(x) \cdot e_{\text{p}}}{I_{\text{n}}}$$

$$\sigma_{\text{b}}(0,5L) = \sigma_{\text{M}}(x) - n \cdot A_{\text{P}} \cdot \Delta\sigma_{\text{diff}}(x) \cdot \left(\frac{1}{B_{\text{n}}} + \frac{e_{\text{p}}^2}{I_{\text{n}}} \right)$$

D'où :

$$\Delta\sigma_{\bar{n}}(0,5L) = \left[\sigma_M(x) + \left[\sigma_M(x) - n \cdot A_P \cdot \Delta\sigma_{\text{diff}}(x) \cdot \left(\frac{1}{B_n} + \frac{e_p^2}{I_n} \right) \right] \right] \times \frac{E_p}{E_{\text{bij}}}$$

$$\Delta\sigma_{\bar{n}}(0,5L) = \left[2 \sigma_M(x) - n \cdot A_P \cdot \Delta\sigma_{\text{diff}}(x) \cdot \left(\frac{1}{B_n} + \frac{e_p^2}{I_n} \right) \right] \times \frac{E_p}{E_{\text{bij}}}$$

D'après le BPEL 91, la perte différée « $\Delta\sigma_{\text{diff}}(x)$ » est égale à :

$$\Delta\sigma_{\text{diff}}(x) = \Delta\sigma_r(x) + \frac{5}{6} \Delta\sigma_p(x) + \Delta\sigma_{\bar{n}}(x)$$

$$\Delta\sigma_{\text{diff}}(0,5L) = 52,67 + \frac{5}{6} \times 56,15 + \Delta\sigma_{\bar{n}}$$

$$\Delta\sigma_{\text{diff}}(0,5L) = 99,46 + \Delta\sigma_{\bar{n}}$$

$$\Delta\sigma_{\bar{n}}(0,5L) = \left[2 \times 15,77 - 2 \times 1800 \times (99,46 + \Delta\sigma_{\bar{n}}) \times \left(\frac{1}{4852,6 \times 10^2} + \frac{(-723)^2}{0,164 \times 10^{12}} \right) \right] \times \frac{1,9 \times 10^5}{37619,47}$$

$$\Delta\sigma_{\bar{n}}(0,5L) = [31,54 - 3600 \times (99,46 + \Delta\sigma_{\bar{n}}) \times (5,248 \times 10^{-6})] \times 5,05$$

$$\Delta\sigma_{\bar{n}}(0,5L) = [29,22 - (1,94 + 0,02 \Delta\sigma_{\bar{n}})] \times 5,05$$

$$\Delta\sigma_{\bar{n}}(0,5L) = 137,87 \text{ MPa. .}$$

➤ Perte dans le câble de la 2^{ème} famille

De la même façon on calculera les pertes dans le câble la 2^{ème} famille, Seulement que le nombre de câbles change et la section résistante sera dans ce cas la poutre avec hourdis.

• Position ($x = 0,25L$)

Calcul de $\sigma_M(x)$

Avec :

$$\sigma_{pi}(0,25L) = 1314,18 \text{ MPa}$$

$$B_n = 7702,6 \text{ cm}^2$$

$$A_p = 1800 \text{ mm}^2$$

$$I_n = 0,223 \text{ m}^4$$

$$e_p = -723 \text{ mm}$$

$$n = 3 \text{ câbles}$$

Calcul de $M_g(x)$:

$$M_g^{p+d}(0,25L) = \frac{P \cdot x}{2} \cdot (L - x)$$

$$\text{pour } x = 8,35\text{m} \Rightarrow M_g^{p+d}(0,25L) = \frac{2,375 \times 8,35}{2} \times (33,4 - 8,35) = 248,39 \text{ t.m}$$

Application numérique

$$\sigma_M(0,25L) = 3 \times 1800 \times 1314,18 \times \left(\frac{1}{7702,6 \times 10^2} + \frac{(-723)^2}{0,223 \times 10^{12}} \right) + \frac{248,39 \times 10^7 \times (-723)}{0,223 \times 10^{12}}$$

$$\sigma_M(0,25L) = \text{MPa}$$

- La contrainte dans le béton est obtenue, lorsque toutes les pertes sont produites, donc :

$$\sigma_b(x) = n \cdot A_P \cdot (\sigma_{pi}(x) - \Delta\sigma_{diff}(x)) \cdot \left(\frac{1}{B_n} + \frac{e_p^2}{I_n} \right) + \frac{M_g(x) \cdot e_p}{I_n}$$

$$\sigma_b(0,25L) = \sigma_M(x) - n \cdot A_P \cdot \Delta\sigma_{diff}(x) \cdot \left(\frac{1}{B_n} + \frac{e_p^2}{I_n} \right)$$

D'où :

$$\Delta\sigma_{fl}(0,25L) = \left[\sigma_M(x) + \left[\sigma_M(x) - n \cdot A_P \cdot \Delta\sigma_{diff}(x) \cdot \left(\frac{1}{B_n} + \frac{e_p^2}{I_n} \right) \right] \right] \times \frac{E_p}{E_{bij}}$$

$$\Delta\sigma_{fl}(0,25L) = \left[2 \sigma_M(x) - n \cdot A_P \cdot \Delta\sigma_{diff}(x) \cdot \left(\frac{1}{B_n} + \frac{e_p^2}{I_n} \right) \right] \times \frac{E_p}{E_{bij}}$$

D'après le BPEL 91, la perte différée « $\Delta\sigma_{diff}(x)$ » est égale à :

$$\Delta\sigma_{diff}(x) = \Delta\sigma_r(x) + \frac{5}{6} \Delta\sigma_p(x) + \Delta\sigma_{fl}(x)$$

$$\Delta\sigma_{diff}(0,25L) = 45,60 + \frac{5}{6} \times 54,49 + \Delta\sigma_{fl}$$

$$\Delta\sigma_{diff}(0,25L) = 91,01 + \Delta\sigma_{fl}$$

$$\Delta\sigma_{fl}(0,25L) = \left[2 \times 18,18 - 3 \times 1800 \times (91,01 + \Delta\sigma_{fl}) \times \left(\frac{1}{7702,6 \times 10^2} + \frac{(-723)^2}{0,223 \times 10^{12}} \right) \right] \times \frac{1,9 \times 10^5}{37619,47}$$

$$\Delta\sigma_{fl}(0,25L) = [36,36 - 5400 \times (91,01 + \Delta\sigma_{fl}) \times (3,64 \times 10^{-6})] \times 5,05$$

$$\Delta\sigma_{fl}(0,25L) = [36,36 - (1,79 + 0,02 \Delta\sigma_{fl})] \times 5,05$$

$$\Delta\sigma_{fl}(0,25L) = 174,68 \text{ MPa}$$

- **Position (x = 0,5L)**

Calcul de $\sigma_M(x)$

Avec :

$$B_n = 7702,6 \text{ cm}^2$$

$$A_P = 1800 \text{ mm}^2$$

$$I_n = 0,223 \text{ m}^4$$

$$e_p = -723 \text{ mm}$$

$$n = 3 \text{ câbles}$$

$$\sigma_{pi}(0,5L) = 1305,78 \text{ MPa}$$

Calcul de $M_g(x)$:

$$M_g^{p+d}(0,5L) = \frac{PL^2}{8} = \frac{2,383 \times 33,4^2}{8} = 333,29 \text{ t.m}$$

Application numérique

$$\sigma_M(0,5L) = 3 \times 1800 \times 1305,78 \times \left(\frac{1}{7702,6 \times 10^2} + \frac{(-723)^2}{0,223 \times 10^{12}} \right) + \frac{332,29 \times 10^7 \times (-723)}{0,223 \times 10^{12}}$$

$$\sigma_M(0,5L) = 14,94 \text{ MPa .}$$

- La contrainte dans le béton est obtenue, lorsque toutes les pertes sont produites, donc :

$$\sigma_b(x) = n \cdot A_P \cdot (\sigma_{Pi}(x) - \Delta\sigma_{diff}(x)) \cdot \left(\frac{1}{B_n} + \frac{e_p^2}{I_n} \right) + \frac{M_g(x) \cdot e_p}{I_n}$$

$$\sigma_b(0,5L) = \sigma_M(x) - n \cdot A_P \cdot \Delta\sigma_{diff}(x) \cdot \left(\frac{1}{B_n} + \frac{e_p^2}{I_n} \right)$$

D'où :

$$\Delta\sigma_{fl}(0,5L) = \left[\sigma_M(x) + \left[\sigma_M(x) - n \cdot A_P \cdot \Delta\sigma_{diff}(x) \cdot \left(\frac{1}{B_n} + \frac{e_p^2}{I_n} \right) \right] \right] \times \frac{E_p}{E_{bij}}$$

$$\Delta\sigma_{fl}(0,5L) = \left[2 \sigma_M(x) - n \cdot A_P \cdot \Delta\sigma_{diff}(x) \cdot \left(\frac{1}{B_n} + \frac{e_p^2}{I_n} \right) \right] \times \frac{E_p}{E_{bij}}$$

D'après le BPEL 91, la perte différée « $\Delta\sigma_{diff}(x)$ » est égale à :

$$\Delta\sigma_{diff}(x) = \Delta\sigma_r(x) + \frac{5}{6} \Delta\sigma_p(x) + \Delta\sigma_{fl}(x)$$

$$\Delta\sigma_{diff}(0,5L) = 42,75 + \frac{5}{6} \times 53,17 + \Delta\sigma_{fl}$$

$$\Delta\sigma_{diff}(0,5L) = 87,06 + \Delta\sigma_{fl}$$

$$\Delta\sigma_{fl}(0,5L) = \left[2 \times 14,94 - 3 \times 1800 \times (87,06 + \Delta\sigma_{fl}) \times \left(\frac{1}{7702,6 \times 10^2} + \frac{(-723)^2}{0,223 \times 10^{12}} \right) \right] \times \frac{1,9 \times 10^5}{37619,47}$$

$$\Delta\sigma_{fl}(0,5L) = [29,88 - 5400 \times (87,06 + \Delta\sigma_{fl}) \times (3,64 \times 10^{-6})] \times 5,05$$

$$\Delta\sigma_{fl}(0,5L) = [29,88 - (1,71 + 0,02 \Delta\sigma_{fl})] \times 5,05$$

$$\Delta\sigma_{fl}(0,5L) = 142,35 \text{ MPa.}$$

➤ Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Section	$\Delta\sigma_{fl}(x)$		
	0,00L	0,25L	0,5L
Abscisse (m)	x = 0,00	x = 8,35	x = 16,7
Câbles de la 1 ^{ère} famille	57,99	159,01	137,87
Câbles de la 2 ^{ème} famille	/	174,68	142,35

Tableau VII.12: Récapitulatif des pertes par fluage « $\Delta\sigma_{fl}(x)$ ».

Pertes différées totales

Les pertes différées totales pour chaque famille de câble et aux différentes sections, sont représentés dans le tableau ci-dessus, après l'application de la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{diff}(x) = \Delta\sigma_r(x) + \frac{5}{6} \Delta\sigma_p(x) + \Delta\sigma_{fl}(x)$$

Section		0,00L	0,25L	0,5L
Abscisse (m)		x = 0,00	x = 8,35	x = 16,7
Câbles de la 1 ^{ère} famille	$\Delta\sigma_r(x)$	54,21	53,58	52,67
	$\Delta\sigma_p(x)$	41,29	57,40	56,15
	$\Delta\sigma_{fl}(x)$	57,99	174,68	137,87
	$\Delta\sigma_{diff}(x)$	146,61	276,09	237,33
Câble de la 2 ^{ème} famille	$\Delta\sigma_r(x)$	/	45,60	42,75
	$\Delta\sigma_p(x)$	/	54,49	53,17
	$\Delta\sigma_{fl}(x)$	/	174,68	142,35
	$\Delta\sigma_{diff}(x)$	/	265,68	229,40

Tableau VII.13 : Pertes différées totales « $\Delta\sigma_{diff}(x)$ » dans les différentes sections.

VII.12. Représentations des résultats finaux

Tension finale probable

Donc, les tensions finales probables pour chaque famille de câble et aux différentes sections, sont représentés dans le tableau ci-dessus, après l'application de la formule suivante :

$$\sigma_{\infty}(x) = \sigma_{pi}(x) - \sigma_{diff}(x)$$

Pertes totales

En appliquant la formule suivante, on trouve les résultats des pertes totales :

$$\sigma_{tot}(x) = \sigma_{inst}(x) + \sigma_{diff}(x)$$

En appliquant la formule suivante, on trouve les pourcentages des pertes totales :

$$\sigma_{tot}(\%) = \left(\frac{\sigma_{tot}(x)}{\sigma_{p0}} \right) * 100\%$$

Section		0,00L	0,25L	0,5L
Abscisse (m)		x = 0,00	x = 8,35	x = 16,7
Câbles de la 1 ^{ère} famille	$\Delta\sigma_{pi}(x)$	1219,64	1333,61	1325,3
	$\Delta\sigma_{diff}(x)$	146,61	279,09	237,33
	$\Delta\sigma_{\infty}(x)$	1073,03	1054,52	1087,97
Câble de la 2 ^{ème} famille	$\Delta\sigma_{pi}(x)$	/	1314,18	1305,78
	$\Delta\sigma_{diff}(x)$	/	265,68	229,40
	$\Delta\sigma_{\infty}(x)$	/	1048,5	1076,38

Tableau VII.14 : tensions finales probable

Section		0,00L	0,25L	0,5L
Abscisse (m)		x = 0,00	x = 8,35	x = 16,7
Câbles de la 1 ^{ère} famille	$\Delta\sigma_{inst}(x)$	256,39	142,39	150,7
	$\Delta\sigma_{diff}(x)$	146,61	279,09	237,33
	$\Delta\sigma_{tot}(x)$	403	421,48	388,03
	$\Delta\sigma_{tot}(\%)$	27,30	28,55	26,29
Câble de la 2 ^{ème} famille	$\Delta\sigma_{inst}(x)$	/	161,82	170,22
	$\Delta\sigma_{diff}(x)$	/	265,68	229,40
	$\Delta\sigma_{tot}(x)$	/	427,5	399,62
	$\Delta\sigma_{tot}(\%)$	/	28,35	27,07

Tableau VII.15 : récapitulatif des pertes totales

Les valeurs des pertes totales sont représentées dans le tableau suivant :

Section	0,00L	0.25L	0.50L
Abscisse	X= 0.00	X=8,35	X=16.7
$\Delta\sigma_{tot}(x)$	403	424,49	393,82
$\Delta\sigma_{tot}(\%)$	27,30	28,75	26,68
Vérification	Vérifié	Vérifié	Vérifié

Tableau VII.16 : récapitulatif des pertes total (%)

VII.13. Conclusion

Les calculs effectués on abouti que sont vérifiés et les pertes sont inférieurs à 32% qu'on a estimé au début, et elles varient entre 26,68 et % 28,75 % de σ_{p0} , et qu'elles sont inférieures à la valeur prise en considération lors du calcul de P_0 qui est 32 % de σ_{p0} .

Cette différence entre les pertes réelles et les pertes prévues offre des perspectives positives, telles qu'une réduction potentielle des coûts énergétiques et une amélioration des performances globales du système.

Conclusion générale

L'ouvrage d'art étudié dans le cadre de mon projet de fin d'études, est le tablier du passage supérieur relatif au projet de réalisation de la ligne ferroviaire minière Annaba-Boucheougouf-Tébessa-Djebel Onk-Bled El Hadba., qui est un pont à poutres multiples en béton précontraint par post-tension.

A la lumière de cette étude, je retiens que, pour le calcul de la superstructure d'un pont, et afin d'assurer la sécurité, la durabilité et la fonctionnalité de l'ouvrage, une succession d'étapes s'impose, tout d'abord, la connaissance des différentes données relatives au projet étudié, ainsi que les différents matériaux qui le constitue et leurs principales caractéristiques, pour se repérer. Puis, le pré-dimensionnement des éléments qui le constitue et l'analyse des différentes sollicitations provoquées par les charges et surcharges qui lui sont appliqués ont été effectués de manière optimale, et ce, en respectant les normes et règlements en vigueur, tels que BAEL, RPOA, BPEL, S.E.T.R.A., etc. Par la suite, la modélisation du tablier a été élaborée à l'aide du logiciel ROBOT Structural Analysis Professional 2021. Enfin, le dimensionnement de la dalle sous la flexion simple, ainsi que le dimensionnement de la précontrainte en post-tension a été effectué, tout en vérifiant les pertes de tension.

En somme, ce modeste travail, m'a été, d'une part, une opportunité précieuse pour mettre en pratique sur un cas réel, les connaissances théoriques et techniques acquises durant ma formation, et qui sont indispensables pour la concrétisation de mon projet, avec une bonne maîtrise des règlements en vigueur et logiciels appliqués dans le domaine des travaux publics. D'autre part, de bénéficier de l'expérience des professionnels du domaine et d'acquérir une méthodologie rationnelle pour la conception des ouvrages d'art.

Finalement, et après avoir jugé ce travail, je me permets de le prendre comme bagage préliminaire pour entamer le monde professionnel.

➤ **Règlement :**

- Guide SETRA, pont à poutres préfabriquées précontrainte par post-tension, centre technique des ouvrages d'art, France, 1996.
- BPEL 91 révisé 99 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint, suivant la méthode des états limites, Avril 1992.
- Fascicule 61 Titre II. - BAEL 91 modifié 99 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limites, Février 2000.
- RPOA 2008 : règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art, ministre des travaux publics, 2008.
- R.C.P.R : règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.

➤ **Thèses et PFE :**

- LACHIM ; HAMAZ.D ; 2024 PFE (Étude d'un pont a poutre en béton précontraint par post-tension) ; UMMTO.
- ALLILECHE.A ; DERMECHE.S ; 2020 PFE (Étude d'un pont a poutre en béton précontraint par post-tension) ; UMMTO.
- LARIBI.A ; KESSOUAR.T ; 2023 PFE (Étude d'un pont a poutre en béton précontraint par post-tension) ; UMMTO.
- DOUDJEDID.T ; LAZIZ.Y ; 2021 PFE (Étude d'un pont a poutre en béton précontraint par post-tension) ; UMMTO.

➤ **Cours :**

- Cours béton précontrainte, Master I et Master II Cours de pont, Master I.
- Cours de béton, licence III et master I.
- T.P (Autodesk structure analyse ROBOT).

➤ **Livres :**

- CALGARO ; (2000) PROJET DE CONSTRUCTION DES PONTS. 28 RUE DES saints pères
- Robert CHAUSSIN, « Béton précontraint », Technique de l'ingénieur, C 2360, 1990.

➤ **Sites :**

- [Dispositif de retenue métallique générique français N2-W5-A - Solosar](#)
- <https://fr.scribd.com/document/448357516/Cours-Dimensionnement-des-ponts-pdf>.
- <https://dspace.ummo.dz/browse/title?scope=d8fa8cd3-ff83-42d3-9bdc-a3bf211babda>

➤ **Logiciels :**

- Microsoft Word 2016.
- Microsoft Excel 2016.
- Robot Autodesk Structural Analyses Professional 2021 : Logiciel de calcul.
- AutoCAD 2017 : Logiciel de dessin.

Annexe

Section réelles d'armatures en cm² de 1 à 20 armatures de diamètre \emptyset en mm

\emptyset	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