

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou (UMMTO)

Faculté du Génie de la Construction

Département de Travaux Publics



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Voies et Ouvrages d'Art

Thème

**ETUDE D'UN PONT A POUTRES MULTIPLES EN BETON
PRECONTRAIT PAR POST TENSION SITUE A OUED MENAIFA
COMMUNE DE BARHOUN WILAYA DE M'SILA
Modélisation avec CSI BRIDGE**

Présenté par :

M. HAMITOUCHE IDIR

Devant le jury composé de :

M. RAHMOUNI	Ouassim	Maitre de conférences à l'UMMTO	Président.
Mme HERMIME	Tassadit	Maitre de conférences (e) à l'UMMTO	Examinatrice.
Mme HELLAL	Ourida	Maitre de conférences à l'UMMTO	Encadrante.

REMERCIEMENTS

Tout d'abord, je tiens à remercier Dieu, notre créateur, pour la force, la volonté, la patience et le courage qu'il m'a donnés afin d'accomplir ce travail.

J'exprime mes profonds remerciements à mon encadrante, Mme HELLAL Ourida, pour son soutien, sa disponibilité et son aide précieux tout au long de ce projet.

Je remercie chaleureusement les membres du jury pour l'honneur qu'ils m'ont fait en jugeant ce modeste travail. Je remercie également tous les enseignants qui ont contribué à ma formation durant mes années d'études.

Remerciement spéciale pour les enseignants M. CHATBI et M. KAHLOUCHE pour leur disponibilité et leurs patiences.

Un grand merci va aussi à mes amis pour leur soutien, leur compréhension, leur patience et leurs encouragements.

Enfin, je remercie toutes les personnes, proches ou éloignées, qui ont apporté leur aide et leur soutien pendant la réalisation de ce travail.

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail à toutes les personnes qui ont croisé mon chemin, m'ont soutenu, encouragé et inspiré tout au long de cette aventure académique.

À mes chers parents, pour leur amour inconditionnel, leur soutien indéfectible et leur patience.

À mes frères et sœurs, pour leur présence et leur soutien quotidien.

À tous ceux que j'aime, qui m'ont donné la force d'aller jusqu'au bout.

À mes enseignants, pour leur savoir, leur pédagogie et leur disponibilité.

À mes collègues et amis, pour leurs échanges, leurs conseils et leur amitié.

C'est avec profonde gratitude que je rends hommage à chacun d'eux pour leur rôle essentiel dans la réalisation de ce mémoire.

RESUME :

Le présent travail porte sur l'étude d'un ouvrage d'art à poutres multiples en béton précontraint par post-tension, situé à Oued Menaifa commune de Barhoun dans la wilaya de M'sila. Ce travail comporte la présentation du site de réalisation, les principales caractéristiques de l'ouvrage, le pré-dimensionnement, la détermination des charges et surcharges, le calcul des éléments de la superstructure (poutres, hourdis,). Un traitement numérique de modélisation de l'ensemble des éléments constituant l'ouvrage et d'analyse est effectué à l'aide du logiciel CSI Bridge 2024. Les résultats obtenus sont ensuite expliqués sous forme de tableaux et schémas représentant l'essentiel de notre étude, qui ont servi pour le calcul du ferrailage de la dalle et le dimensionnement de la précontrainte.

MOT CLE :

Pont, Poutres, Béton précontrainte, Post-tension, Charges et surcharges, Modélisation avec CSI BRIDGE, Ferrailage.

ABSTRACT :

The present work concerns the study of a post-tensioned concrete multiple-beam structure located at Oued Menaifa in the commune of Barhoun in the wilaya of M'sila. This work includes a presentation of the construction site, the main characteristics of the structure, pre-dimensioning, determination of loads and surcharges, and calculation of the superstructure elements (beams, hourdis, etc.). Digital modeling and analysis of all the elements making up the structure is carried out using CSI Bridge 2024 software. The results obtained are then explained in the form of tables and diagrams representing the essence of our study, which were used to calculate the reinforcement of the slab and the dimensioning of the prestressing.

KEYWORD :

Bridges, Beams, Prestressed concrete, Post-tensioning, Loads and surcharges, Modeling with CSI BRIDGE, Reinforcement.

TABLE DES MATIERES

Remerciements	
Dédicaces	
Résumé	
Abstract	
Liste des figures	
Liste des tableaux	
Liste des symboles	

Introduction générale.....	-1-
----------------------------	-----

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1	Introduction	- 2 -
I.2	Présentation de l'ouvrage	- 2 -
I.2.1	Situation de l'ouvrage	- 2 -
I.2.2	Données relatives du projet	- 3 -
I.2.2.1	Trace en plan	- 3 -
I.2.2.2	Profil en long :.....	- 3 -
I.2.2.3	Profil en travers	- 3 -
I.2.3	Données naturels et environnementales :	- 4 -
I.2.4	Programme des investigations géotechniques :.....	- 8 -
I.3	Conclusion :.....	- 9 -

CHAPITRE II : CARACATERISTIQUES DES MATERIAUX

II.1	Introduction :.....	- 10 -
II.2	Béton :	- 10 -
II.2.1	La résistance à la compression :.....	- 10 -
II.2.2	La résistance à la traction :	- 10 -
II.2.3	Contraintes admissibles :.....	- 11 -
II.2.3.1	Contrainte admissible à l'état limite ultime (ELU) :.....	- 11 -
II.2.3.2	Contrainte admissible a l'état limite de service(ELS) :.....	- 11 -
II.2.3.3	Coefficient de poisson ν :.....	- 11 -
II.2.3.4	Module de déformation longitudinal du béton E :	- 12 -
II.2.3.5	Module de déformation transversale de béton G :	- 12 -
II.3	Aciers :	- 12 -
II.3.1	Les aciers actifs :.....	- 12 -
II.3.2	Caractéristiques géométriques des câbles :	- 12 -
II.3.3	Caractéristiques mécaniques :	- 12 -
II.4	Les aciers passifs :.....	- 13 -
II.4.1	Diagramme des contraintes déformations :	- 13 -
II.4.2	Contrainte de l'acier a l'ELU :.....	- 13 -
II.4.3	Contrainte de l'acier a l'ELS :.....	- 14 -
II.5	Conclusion :.....	- 14 -

CHAPITRE III: PREDIMENSIONNEMENT DE L'OUVRAGE

III.1	Introduction :	- 16 -
III.2	Prédimensionnement de l'ouvrage :	- 16 -
III.2.1	Prédimensionnement de la poutre :	- 16 -
III.2.1.1	Hauteur de la poutre « h_p » :	- 16 -
III.2.1.2	Espacement entre axes des poutres « λ » :	- 16 -
III.2.1.3	Nombre de poutre :	- 17 -
III.2.1.4	Epaisseur de l'âme « b_0 » :	- 17 -
III.2.1.5	Dimensions du talon :	- 17 -
III.2.1.6	Table de compression :	- 18 -
III.2.1.7	Dimensions du gousset :	- 18 -
III.2.2	Prédimensionnement de la dalle :	- 20 -
III.2.3	Caractéristiques géométriques des poutres :	- 21 -
	Notions utilisee :	- 21 -
III.2.3.1	Caractéristique géométrique des sections brutes :	- 23 -
III.2.3.2	Sections géométriques des sections nettes :	- 26 -
III.2.4	Prédimensionnement de la pile :	- 26 -
III.2.4.1	Chevêtre :	- 26 -
III.2.4.2	Fûts :	- 27 -
III.2.4.3	Semelle :	- 27 -
III.2.5	Prédimensionnement de la culée :	- 27 -
III.2.5.1	Mur garde grève :	- 28 -
III.2.5.2	Mur de front :	- 28 -
III.2.5.3	Mur de retour :	- 28 -
III.2.5.4	Corbeau :	- 28 -
III.2.5.5	Semelle :	- 29 -
III.3	Conclusion :	- 29 -

CHAPITRE IV: EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

IV.1	Introduction :	- 31 -
IV.2	Charges permanente :	- 31 -
IV.3	Charges variables :	- 31 -
IV.4	Caractéristiques du pont :	- 31 -
IV.4.1	Largeur roulable « L_r » :	- 31 -
IV.4.2	Largeur chargeable « L_c » :	- 31 -
IV.4.3	Classe du pont :	- 32 -
IV.4.4	Nombre de voies « N » :	- 32 -
IV.4.5	Largeur d'une voie « L_v » :	- 32 -
IV.5	Evaluation des charges :	- 32 -
	Calcule les charges permanente :	- 33 -
IV.5.1.1	La dalle :	- 33 -
IV.5.1.2	La Poutre :	- 33 -
	Eléments non porteurs :	- 35 -
IV.5.2.1	Système de la charge A(L) :	- 36 -
IV.5.2.2	Système Bc :	- 37 -
IV.5.2.3	Système bt :	- 38 -
IV.5.2.4	Système Br :	- 40 -
IV.5.2.5	Système $Mc120$:	- 40 -
IV.5.2.6	Système convoi exceptionnel D240 :	- 41 -

IV.6	Conclusion	- 42 -
------	------------	--------

CHAPITRE V:MODELISATION DE L'OUVRAGE

V.1.	Introduction	- 44 -
V.2.	Présentation de l'ouvrage	- 44 -
V.3.	Modélisation	- 44 -
V.3.1	Objectif de la modélisation	- 44 -
V.3.2	Présentation de logiciel	- 44 -
V.3.3	Méthodologie de modélisation	- 45 -
V.4.	Résultats d'analyse	- 86 -
V.5.	Conclusion	- 88 -

CHAPITRE VI : ETUDE DU PATELAGE

VI.1	Introduction	- 89 -
VI.2	Résultats cartographiques	- 89 -
VI.3	Ferraillage du patelage	- 93 -
VI.3.1	Sens transversal	- 93 -
VI.3.2	Sens longitudinal	- 97 -
VI.4	Conclusion	- 102 -

CHAPITRE VII: ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

VII.1	Introduction	- 103 -
VII.2	Principe de la précontrainte	- 103 -
VII.3	Types de précontrainte	- 103 -
VII.3.1	Précontraint par post tension	- 104 -
VII.3.1.1	Dimensionnement de la précontrainte	- 104 -
VII.3.1.2	Précontrainte minimale	- 104 -
VII.3.1.3	Calcul du nombre de câble	- 106 -
VII.3.1.4	Vérification des sections	- 106 -
VII.3.1.5	Vérification des contraintes a la mise en tension	- 106 -
VII.3.2	Positionnement des câbles	- 107 -
VII.4	Application au projet	- 108 -
Calcul des pertes de tension		- 110 -
VII.5	Pertes instantanées	- 111 -
VII.5.1	Pertes dues au frottement	- 111 -
VII.5.2	Pertes dues au recul d'ancrage	- 111 -
VII.5.3	Pertes dues au raccourcissement instantané du béton	- 114 -
VII.6	Pertes différées	- 116 -
VII.6.1	Perte due à la relaxation de l'acier	- 116 -
VII.6.2	Perte due au retrait du béton	- 117 -
VII.6.3	La perte par fluage différées	- 118 -
VII.7	La tension finale probable	- 120 -
VII.8	Conclusion	- 120 -
	Conclusion générale	- 120 -
	Bibliographie	-123-
	Annexes	-124

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Figure I. 1.Situation du projet	- 2 -
Figure I. 2.Tracée en plan du projet	- 3 -
Figure I. 3.Profil en long du projet.....	- 3 -
Figure I. 4.Profil en travers du projet.....	- 4 -
Figure I. 5.Morphologie en pente légère.....	- 4 -
Figure I. 7.Structure alluvial de la région de barhoume.	- 5 -
Figure I. 6.Esquisse géologique de la région d'étude extrait de la carte géologique de l'Algérie.....	- 5 -
Figure I. 8.Carte géologique de la région du Hodna. D'après Houerou et Claudin 1972.....	- 6 -
Figure I. 9.Schéma le bassin d'El-Hodna.....	- 7 -
Figure I. 10.Carte de zonage sismique du territoire national (RPa 2024).....	- 8 -

CHAPITRE II : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

Figure II. 1.Diagramme des contraintes-déformations du béton a L'E.L. U	- 11 -
Figure II. 2.Diagramme contrainte déformation de l'acier passif	- 13 -
Figure II. 3.Situation durable et accidentelles	- 13 -

CHAPITRE III : PREDIMENSIONNEMENT DE L'OUVRAGE

Figure III. 1.Elément de poutre.....	- 16 -
Figure III. 2.Gousset de la table de compression des poutres intermédiaire et la médiane.....	- 18 -
Figure III. 3.Gousset de la table de compression des poutres d'about	- 19 -
Figure III. 4.Gousset de talon.....	- 19 -
Figure III. 5.Hourdis intermédiaire.....	- 20 -
Figure III. 6.Hourdis générale	- 20 -
Figure III. 7.Notations utilisées	- 21 -
Figure III. 8.Caractéristique géométrique de la poutre	- 22 -
Figure III. 9.Section d'about.....	- 23 -
Figure III. 10.Section intermédiaire	- 24 -
Figure III. 11.Coupe longitudinal de pile.....	- 27 -
Figure III. 12.Coupe longitudinal de culée.....	- 28 -

CHAPITRE IV : CALCUL DES CHARGES ET DES SURCHARGES

Figure IV.1. Longueur de la poutre	-33-
Figure IV.2. Poutre intermédiaire et la poutre médiane	-34-
Figure IV.3. Dimension de la corniche	-35-
Figure IV.4. La charge A(L)	-36-
Figure IV.5. Système Bc.....	-37-
Figure IV.6. Système Bt.....	-39-
Figure IV.7. Système de charge Br.....	-40-
Figure IV.8. Système de charge Mc 120.....	-41-
Figure IV.9. Système D240	-42-

CHAPITRE V : MODELISATION DE L'OUVRAGE

Figure V. 1.Vue de l'ensemble de l'ouvrage.....	-44-
Figure V. 2.Préface du Logiciel CSI Bridge.....	-45-
Figure V. 3.Première page de logiciel	-45-
Figure V. 4.Choix d'unité et de modèle.....	-46-

Figure V. 5. Création d'une ligne de construction	-46-
Figure V. 6.Choix D'unité et de longueur de tablier.....	-47-
Figure V. 7.Représentation de l'axe de projet.....	-47-
Figure V. 8. Définir les voie (voie 1).....	-48-
Figure V. 9.Définition de la voie 2.....	-49-
Figure V. 10.Définition de la voie spéciale D240.....	-50-
Figure V. 11 Vue des trois voies	-50-
Figure V. 12.Caractéristiques du béton 35.....	-51-
Figure V. 13. Caractéristiques de béton C27.....	-52-
Figure V. 13.choix de section.....	-53-
Figure V. 14.Définition des futs.....	-53-
Figure V. 15.Définition de la culée de pont.....	-54-
Figure V. 16.Définition du chevêtre.....	-54-
Figure V. 17.Définition de la poutre.....	-55-
Figure V.19.Définition de la section d'appui.....	-56-
Figure V. 20. Définition de la section intermédiaire.....	-57-
Figure V. 21.Définition de la section médiane	-58-
Figure V. 22.Définir les variations de poutre complète.....	-59-
Figure V. 23.Liste des types de tablier.....	-60-
Figure V. 24.définition des paramètres du tablier.....	-61-
Figure V. 25.Définition l'appui simple.....	-62-
Figure V. 26.Définition l'appui double.....	-63-
Figure V.27.Définition l'appui fondation.....	-63-
Figure V. 28. Les caractéristiques de la culée 1.....	-64-
Figure V. 29. Définition des culée 2.....	-65-
Figure V. 30. Définitions des piles.....	-65-
Figure V. 31. Définition les sections des piles.....	-66-
Figure V. 32.Définition de model de charge.....	-67-
Figure V. 33.Définitions les charges roulables.....	-67-
Figure V. 34.Définition la charge BC.....	-68-
Figure V. 35.Définition de charge B_r	-69-
Figure V.36. Définition de la charges B_t	-70-
Figure V. 37.Définition de la charge MC120.....	-71-
Figure V. 38.Définition de la charge D240.....	-72-
Figure V. 39. Définition de garde de corps gauche.....	-73-
Figure V. 40. Définition de garde de corps droite.....	-74-
Figure V. 41. Définition des deux corniches.....	-75-
Figure V. 42.Définitions de la charge revêtement.....	-76-
Figure V. 43.Définition de la charge A(L).....	-77-
Figure V. 44. Définir la combinaison G.....	-78-
Figure V. 45. Définition de la combinaison ELS $G+1,2B_c$	-79-
Figure V. 46. Les combinaisons des charges introduites.....	-79-
Figure V. 47. Vérification des charges 1.....	-80-
Figure V. 48. Vérification des charges 2.....	-80-
Figure V. 49. Configuration des piles.....	-81-
Figure V.50. Configuration de culée 1.....	-82-
Figure V. 51. Configuration de la culée 2.....	-83-
Figure V. 52.Les charges linéaires et surfaciques.....	-83-
Figure V. 53.Répartition des charges linéaires.....	-84-
Figure V. 54.Répartition des charges surfaciques.....	-84-
Figure V.55. Définition de pont.....	-85-
Figure V. 56. Analyse de pont.....	-86-

Figure V. 57. Apres l'analyse	-86-
Figure V.58. Moment fléchissant plus défavorable.....	-87-
Figure V. 59. Effort tranchant le plus défavorable.....	-87-

CHAPITRE VI : ETUDE DU PATELAGE

Figure VII. 1.Effort maximum longitudinal ELU.....	- 90 -
Figure VII. 2.Moment maximum longitudinal ELU	- 90 -
Figure VII. 3.Moment maximum transversal ELU	- 90 -
Figure VII. 4.Effort maximum transversal ELU	- 91 -
Figure VII. 5.Moment maximum Longitudinal ELS	- 91 -
Figure VII. 6.Moment maximum transversal ELS.....	- 92 -
Figure VII. 7.Ferraillage dans le sens transversal/longitudinal	- 101 -
Figure VII. 8.Vue en plan du ferraillage de la dalle	- 101 -

CHAPITRE VII : ETUDE DE LA PRECONTRAITE

Figure VI. 1.Precontrainte par post-tension	- 104 -
Figure VI. 2.Trace d'un câble	- 108 -
Figure VI. 3.Disposition des câbles à l'about	- 109 -
Figure VI. 4.Trace des câbles	- 109 -
Figure VI. 5.Trace des câbles	- 110 -
Figure VI. 6.Diagramme de chute de tension avant et apres blocages dans le câble 1.....	- 112 -
Figure VI. 7.Diagramme de chute de tension avant et apres blocages dans le câble 2.....	- 113 -

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Tableau I. 1.Campagne d'investigation géotechnique	- 8 -
--	-------

CHAPITRE III : PREDIMENSIONNEMENT DE L'OUVRAGE

Tableau III. 1.Calcul de l'inertie de la section d'about	- 23 -
Tableau III. 2.Calcul de l'inertie de la section intermédiaire	- 24 -
Tableau III. 3.Calcul de l'inertie de la section médiane	- 25 -
Tableau III. 4.Section médiane	- 25 -
Tableau III. 5.Inertie de poutre intermédiaire avec hourdis.....	- 25 -
Tableau III. 6.Inertie de poutre de rive avec hourdis.....	- 26 -
Tableau III. 7.Section Géométrique des section nettes	- 26 -

CHAPITRE IV : EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

Tableau IV. 1.Classe de ponts.....	- 32 -
Tableau IV. 2.Caractéristiques du pont	- 32 -
Tableau IV. 3.Valeur de coefficient de dégressivité transversale	- 36 -
Tableau IV. 4.Système de charge B_c.....	- 37 -
Tableau IV. 5.Coefficient b_c.....	- 38 -
Tableau IV. 6.Coefficient b_t	- 39 -

CHAPITRE V : MODELISATION DE L'OUVRAGE

Tableau V. 1.Les combinaisons de charges	- 77 -
--	--------

CHAPITRE VI : ETUDE DU PATELAGE

Tableau VII. 1.Récapitulatif de ferrailage.....	- 102 -
---	---------

CHAPITRE VII: ETUDE DE LA PRECONTRAINT

Tableau VI. 1.Caractéristiques de la section médiane	- 106 -
Tableau VI. 2.Disposition des câbles.....	- 110 -
Tableau VI. 3.Récapitulatif des longueurs des câbles.....	- 111 -
Tableau VI. 4.Pertes dues au frottement	- 112 -
Tableau VI. 5.Les aires des câbles.....	- 115 -
Tableau VI. 6.la tension des câbles.....	- 115 -
Tableau VI. 7.Les pertes par recul d'ancrage	- 115 -
Tableau VI. 8.Pertes dues au raccourcissement élastique du béton	- 116 -
Tableau VI. 9.Pertes instantanées totales.....	- 116 -
Tableau VI. 10.Tensions initiales probables	- 117 -
Tableau VI. 11.Pertes par relaxation des aciers	- 118 -
Tableau VI. 12.perte due au retrait du béton	- 119 -
Tableau VI. 13.Pertes par fluage	- 120 -
Tableau VI. 14.Pertes totales dues aux pertes différées.....	- 120 -
Tableau VI. 15.La tension finale probable	- 121 -

LISTE DES SYMBOLS

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

$\bar{\sigma}_s$: 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.

I : Moment d'inertie de la section.

ρ : Coefficient de rendement géométrique de la section.

ρ_b : Masse volumique du béton. l_c : Largeur chargeable.

l_v : Largeur d'une voie.

a_1 : Coefficient dépendant de la classe du pont et du nombre de voies chargées.

a_2 : Coefficient dépendant de la largeur de la voie.

G : Charge permanente.

b_c : 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.

P_1 : Précontrainte minimale en section sous critique.

P_2 : Précontrainte minimale en section sur critique.

P_{min} : Précontrainte minimale.

P : Valeur caractéristique maximale de la précontrainte.

P_{II} : Valeur caractéristique minimale de la précontrainte.

B_n : Section nette.

A_p ; Section des aciers actifs

\emptyset : Diamètre de la gaine.

φ : Coefficient de frottement en ligne.

ρ_{1000} : Relaxation à 1000 heures des aciers actifs.

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 considérée 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.

B_{br} : Section brute.

I_n : Moment d'inertie de la section nette.

I_{br} : Moment d'inertie de la section brute.

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

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

P_0 : Effort à l'origine. n : Nombre de câbles

e_p : Excentricité du câble moyen.

d : enrobage des armatures

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

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

ψ_s = Coefficient de scellement relatif à une armature

r_{se} : Contrainte d'adhérence.

r_{se} : Contrainte limite d'adhérence. n : nombre des barres.

\emptyset : Diamètre d'une barre.

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

D'une manière générale, un pont est un ouvrage en élévation permettant de franchir un obstacle naturel ou artificiel : rivière, vallée, route, voie ferrée, canal ...etc. On distingue plusieurs types de pont selon le mode constructif et les matériaux utilisés (béton armé, béton précontraint , charpente métallique ...etc) et la voie portée comme une voie routière (pont-route) qui permet la circulation des véhicules, une voie piétonne (passerelle), une voie ferroviaire (pont-rail), mais aussi des paramètres environnementaux qui sont rentrent dans la conception d'un pont tel que l'accès libre sous le pont, hauteur de la brèche et la nature géologique du sol à savoir un viaduc qui permet d'enjamber un obstacle long et une grande hauteur de brèche. Une bonne connaissance des principaux types de structures, de l'étendue de leur domaine d'emploi et de leurs méthodes de pré dimensionnement est indispensable pour entreprendre les études de définition d'un pont dans un site donné. L'exécution des données nécessaires pour l'étude d'un ouvrage nécessitent plusieurs données comme le plan de situation, les caractéristiques géométriques du pont ainsi que les données géologiques et géotechniques...etc. Mais un pont n'est pas seulement un ouvrage d'art : il est construit dans le but d'assurer un service pour lequel l'opinion publique exige un haut niveau de qualité, de sécurité et de fiabilité

Dans ce présent travail, J'ai traité les principales étapes de l'étude d'un pont qui représente un passage supérieur d'une route rurale en appliquant les connaissances acquises dans le domaine des travaux publics conformément aux réglementations techniques utilisées en Algérie et en exploitant des logiciels de calcul selon le besoin

Dans le cadre de ce mémoire, j'essaye d'effectuer la conception et la modélisation d'un pont de deux travées isostatiques à poutres multiples en béton précontraint situe au Sud-ouest de la ville de Barhoune wilaya de M'sila en cours d'étude.

L'étude de ce projet est divisée en sept chapitres. Je commence par une présentation générale de l'ouvrage et de sa conception, en expliquant les objectifs et les enjeux de la construction du pont. Ensuite, j'aborde le prédimensionnement de l'ouvrage, une étape importante pour assurer la stabilité et la résistance de la structure. Cette section inclut également la définition et le calcul des charges permanentes et des surcharges, qui sont essentiels pour évaluer les contraintes auxquelles le pont sera soumis.

Pour une étude de ce projet, j'utilise le logiciel CSI Bridge 2024 (Computers and structures INC). Ce logiciel me permet de modéliser avec précision tous les éléments de ponts (le tablier, le chevêtre, la pile et les culées), en tenant compte des différents types de charges et des conditions environnementales.

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1 Introduction

L'étude ou la conception d'un pont constitue un travail de synthèse et de discipline, et nécessite une bonne connaissance des divers types d'ouvrages, leurs prédimensionnement et problèmes d'exécutions. Ce projet m'a été proposé par l'entreprise "COSIDER OUVRAGES D'ART" pour objectif de l'étude d'un pont a poutres en béton précontraint reliant OUED MENAIFA A BARHOUNE dans la wilaya de M'sila.

Pour la conception de notre ouvrage, nous avons besoin de connaitre les données fonctionnelles et naturelles.

I.2 Présentation de l'ouvrage

I.2.1 Situation de l'ouvrage

Le site, objet de la présente étude se situe au Sud-ouest de la ville de Barhoume, willaya de M'sila.



Figure I.1.Situation du projet vue arienne

I.2.2 Données relatives du projet

I.2.2.1 Trace en plan

Le tracé en plan représenté dans la Figure I-2 est défini comme étant la projection horizontale sur un repère cartésien topographique de l'ensemble des points définissant le tracé de la route.

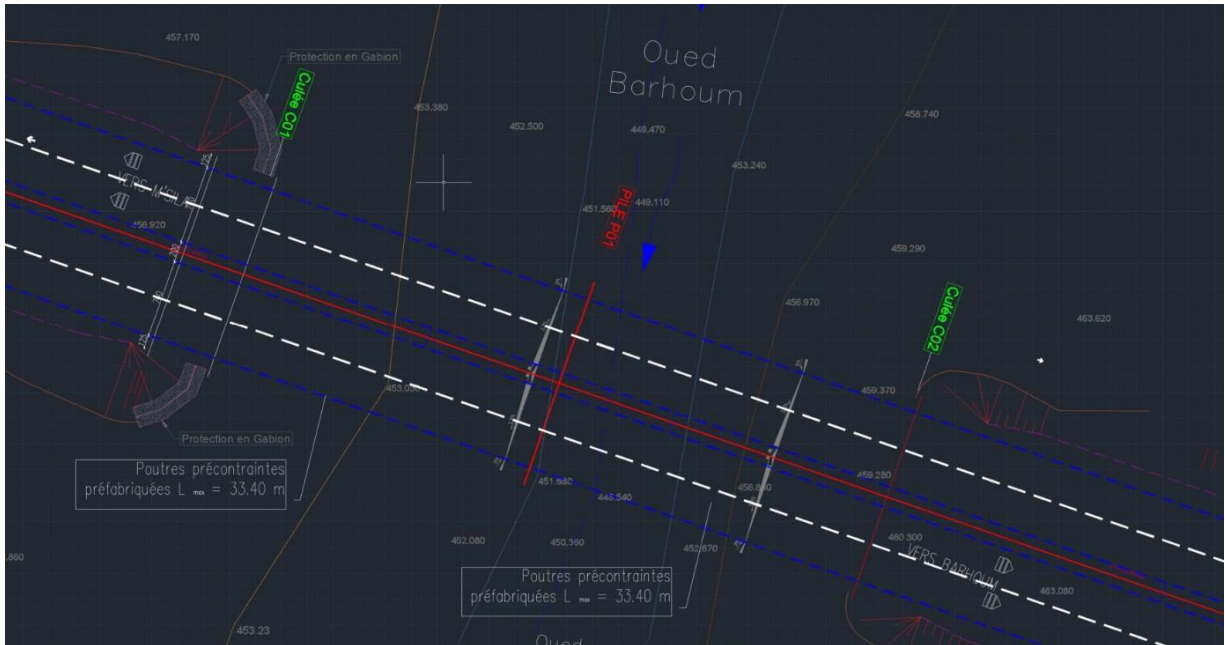


Figure I. 2. Tracée en plan du projet

I.2.2.2 Profil en long

Un profil en long de voie est une coupe longitudinale qui passe par l'axe de la route (Figure I-3). L'ouvrage a été étudié est composé de 2 travées :

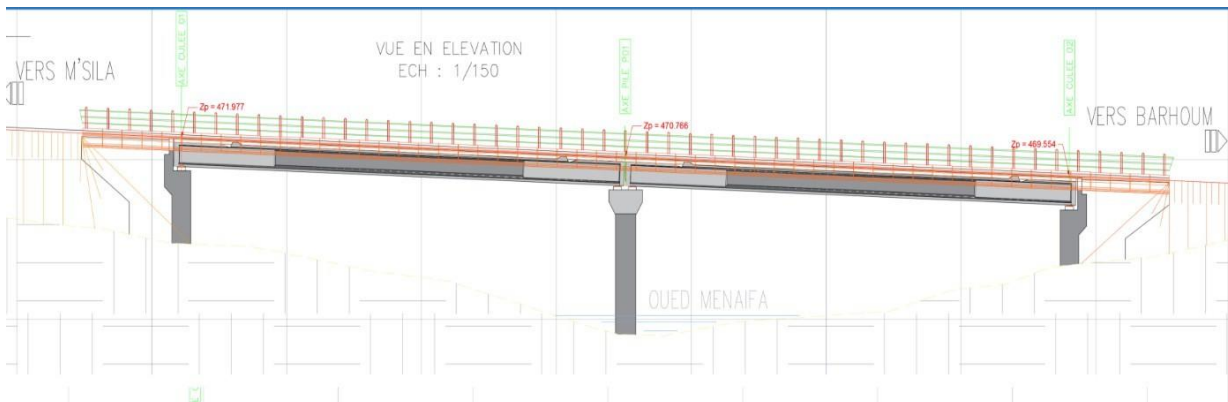


Figure I. 3. Profil en long du projet

I.2.2.3 Profil en travers

Par définition, le profil en travers représente l'ensemble des éléments définissant la géométrie et l'équipement de la voie dans le sens transversal.

Les éléments les plus importants de notre ouvrage sont résumés comme suit :

La largeur totale de l'ouvrage est de 19,70m.

La longueur totale de l'ouvrage est de 73,60 m
 La largeur d'une travée est de 9,84m.
 La longueur de la Poutre est de 33.40.
 Nombre de poutre d'une travée de 7 poutres.
 Nombre de voies est de 2 voies.
 Un devers de 2,5%

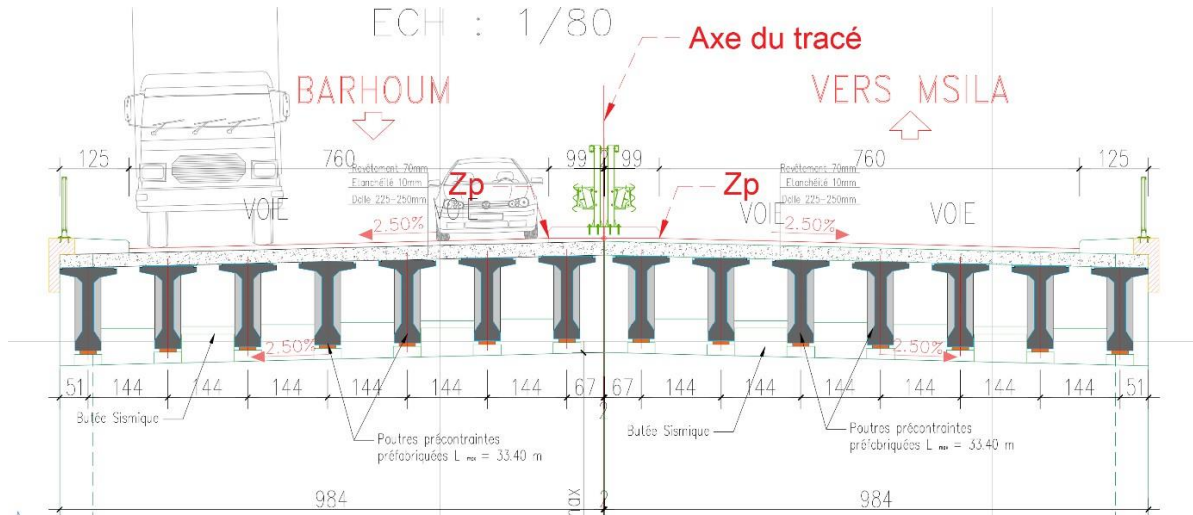


Figure I. 4. Profil en travers du projet

I.2.3 Données naturels et environnementales

Les données naturelles et environnementales sont l'ensemble des éléments de l'environnement de l'ouvrage qui influent sur sa conception et qu'il faut respecter et ne pas modifier, nous distinguons :

I.2.3.1 Topographie du site

Le terrain est légèrement incliné entre la culée (C1) et la culée (C2) et exempt de tout recouvrement végétal.



Figure I. 5. Morphologie en pente légère

La région de M'Sila fait partie du bassin oriental du Hodna, également appelé bassin de M'Sila. Il est caractérisé par un relief relativement plat, avec une altitude variant de 400 à 500 m. La couverture sédimentaire est représentée par le Mésozoïque et le Cénozoïque, les dépôts cénozoïques reposant en discordance angulaire et stratigraphique sur le Mésozoïque.

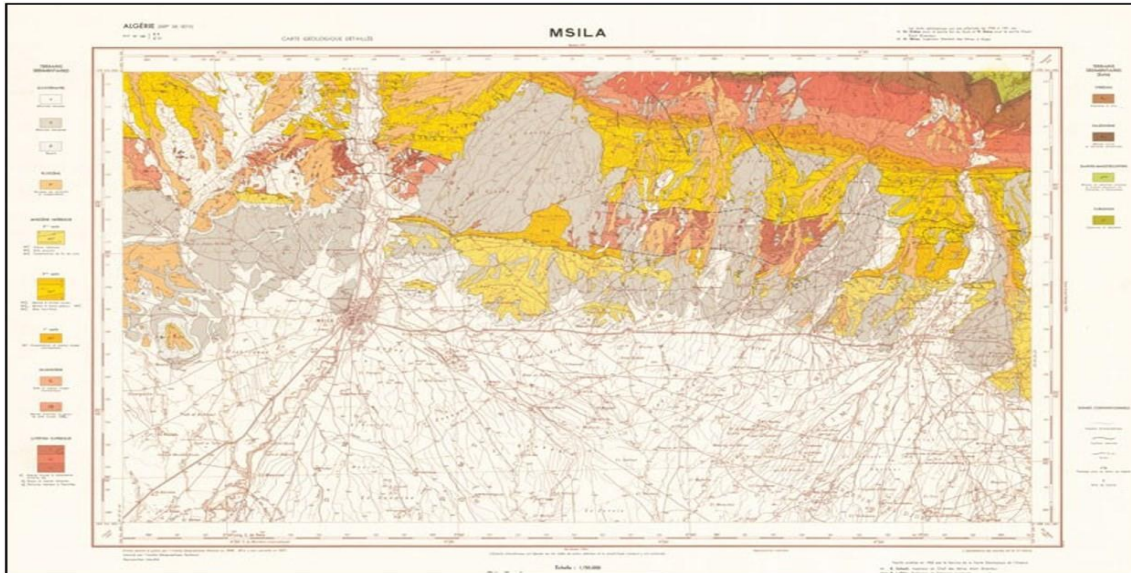


Figure I. 7. Esquisse géologique de la région d'étude extrait de la carte géologique de l'Algérie



Figure I. 6. Structure alluvial de la région de barhoume.

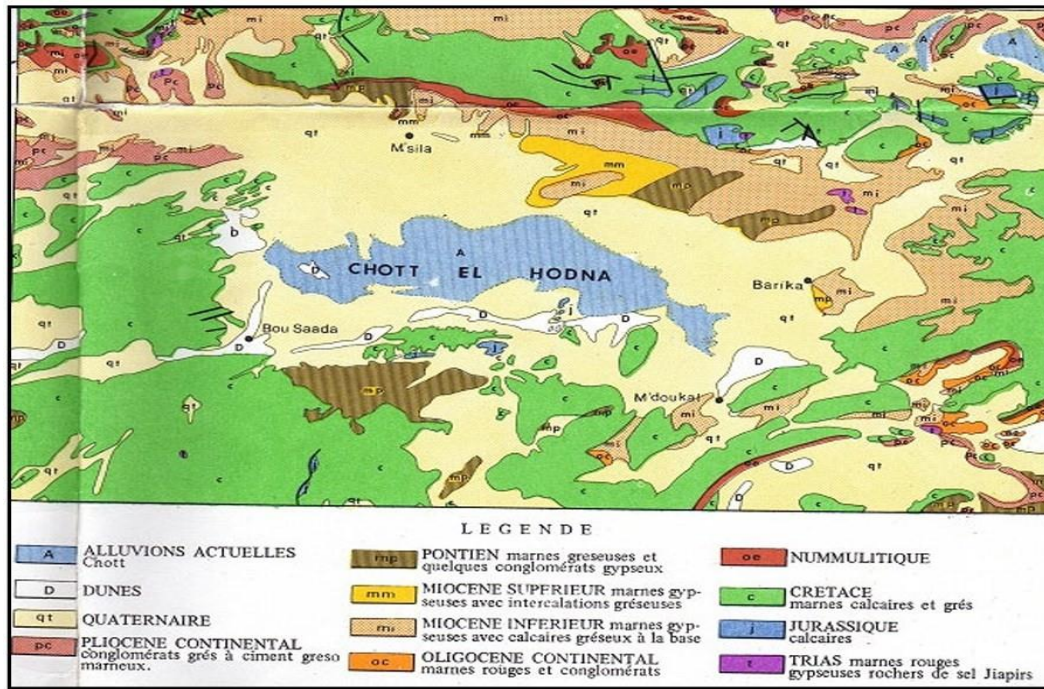


Figure I. 8. Carte géologique de la région du Hodna. D'après Houerou et Claudin 1972

Caractérisée par un remplissage détritique très hétérogène, daté du Mio-Pliocène- Quaternaire, constitué de sables, graviers et galates dans une matrice argilo-limoneuse

1.2.3.2 Hydrogéologie de site

Le bassin versant d'El-Hodna hydrologiquement fermé, correspond à une dépression comme il en existe sur les hauts plateaux d'Afrique du nord. C'est cependant un bassin qui n'est pas fermé dans le sens hydrogéologique

Le bassin versant d'El-Hodna est divisé en 23 sous-bassins, le 24ème et le centre du Chott El-Hodna. Cependant, ces sous-bassins peuvent être regroupés en 08 Sous-bassins hydrographiques, dont le secteur d'étude partage le sous bassin N°09 et 10 selon le schéma en dessous :

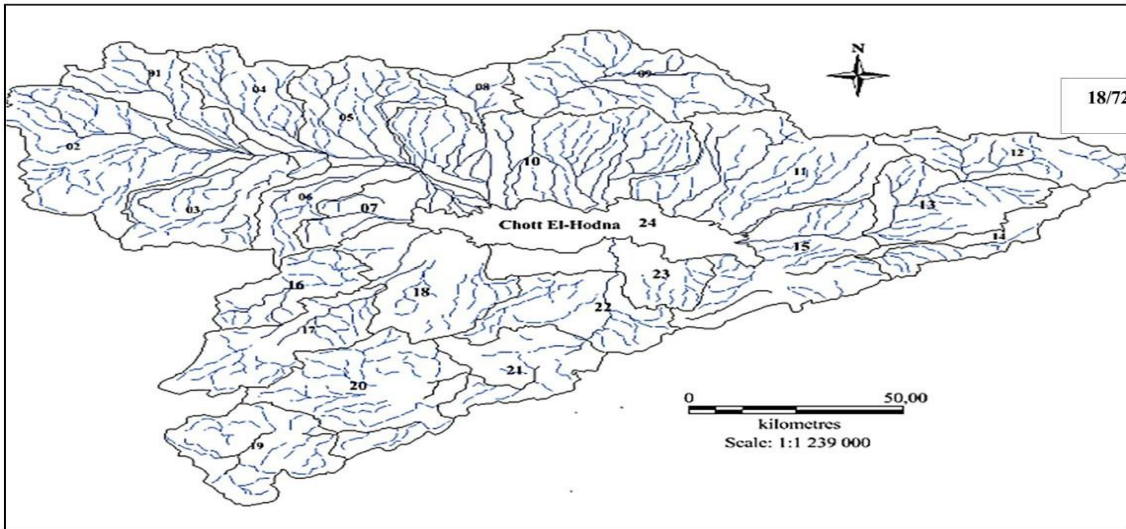


Figure I. 9.Schéma le bassin d'El-Hodna

Contexte climatique :

Barhoum bénéficie d'un climat continental, caractérisé par des étés chauds et des hivers froids. La région connaît une pluviométrie annuelle moyenne d'environ 215 mm et une température moyenne annuelle de 19°C. L'évapotranspiration réelle moyenne annuelle est de l'ordre de 197 mm, représentant 92% des précipitations.

Contexte sismique :

Le territoire national est subdivisé en sept zones de sismicité croissante, définies sur la carte de zoning sismique ci jointe (D'après le RPOA 2008) On distingue :

- **Zone 0** : négligeable
- **Zone I** : faible
- **Zone IIa** : moyenne
- **Zone IIb** : élevée
- **Zone III** : très élevée

Barhounne est situé dans la zone sismique Zone IIb (D'après le RPA 2008) caractérisée par une forte sismicité.

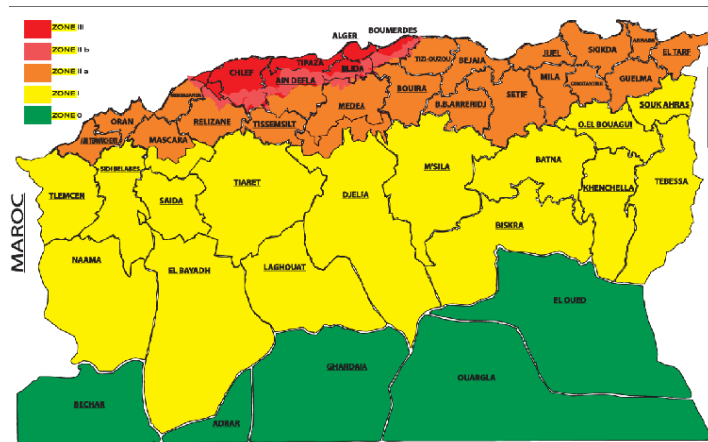


Figure I. 10. Carte de zonage sismique du territoire national (RPa 2008)

I.2.4 Programme des investigations géotechniques :

Après l'analyse des caractéristiques environnementales et naturelles de notre ouvrage, on a opté pour un groupe des investigations géotechniques, mentionné dans la figure I-10, au but de bien classer notre sol.

Campagne de reconnaissance géotechnique	03 Sondages carottés de 30 m de profondeur		
	03 Essais Pressiométrique de 30 m de profondeur		
	01 Essai Piézométrique de 30 m de profondeur		
Essais de laboratoire	A	Essais d'identification	Analyse granulométrique
			Teneur en eau
Densité sèche et humide			
Limites d'Atterberg			
Essais mécaniques			
	B	Analyses chimiques de sol	

Tableau I. 1. Campagne d'investigation géotechnique

N.B :

Le plan de positionnement de l'ensemble des essais est joint en annexe

La prospection par des sondages carottés réalisés a révélé un sol constitué par les formations suivantes :

SC01 (30.00m):

Limon sableux graveleux et caillouteux brunâtre avec la présence de galets.

- Sable fin limoneux brunâtre graveleux et caillouteux avec la présence de galets.
- Sable fin limoneux brunâtre peu graveleux
- Sable fin limoneux brunâtre graveleux et caillouteux avec la présence de galets.

SC02 (30.00m):

- Limon sableux graveleux et caillouteux brunâtre avec la présence de galets.
- Sable graveleux brunâtre caillouteux avec la présence de galets.

SC03 (30.00m):

- Argile sableuse brune foncée peu graveleuse.
- Sable argilo-limoneux brun foncé avec des galets et parfois des blocs calcaires.

-L'analyse des résultats des essais pressiométrique ont donné des valeurs faibles, moyennes a élevées jusqu'à 29.00 mètres de profondeur où la pression limite varie entre 3.68bars et 25.50bars, et le module de déformation varie entre 37.79 bars et 1887.27 bars, ainsi que le rapport E_m/P_l varie entre 9.45 et 73.92 donc le sol est classé comme sur consolidé.

-Le niveau d'eau relevé par l'installation de pose piézométrique placée au niveau d'un sondage pressiométrique a montré l'absence d'eau jusqu'à la fin de sondage sur une profondeur de 30.00m.

I3 Conclusion

Dans ce chapitre, J'ai présenté les données nécessaires à la conception et à l'étude de notre ouvrage d'art en tant que pont. À travers la collecte des données fonctionnelles, naturelles et environnementales, j'ai mis en évidence l'importance de cette phase initiale. Ces informations sont essentielles pour guider efficacement les étapes suivantes du projet, tout en assurant la conformité aux normes et réglementations en vigueur. Après avoir présenté et décrit l'ouvrage, nous abordons maintenant le pré-dimensionnement, une étape clé dans le processus de conception structurelle.

CHAPITRE II :
CARACTERISTIQUES DES
MATERIAUX

II.1 Introduction

Le choix des matériaux de construction conditionne en grande partie la conception et le calcul du pont. Nous présentons dans ce chapitre les caractéristiques spécifiques du béton (béton armé et béton précontraint) et des aciers (actifs - passifs) utilisés dans la construction de l'ouvrage, suivant les règles BAEL et BPEL.

II.2 Béton

Le béton s'obtient en mélangeant dans des proportions convenables, et de façon homogène : le ciment, le sable, le gravier, l'eau et éventuellement des adjuvants. Le béton destiné au béton précontraint ne diffère pas beaucoup de celui destiné au béton armé, sauf qu'on l'utilise sous des contraintes plus élevées.

II.2.1 La résistance à la compression

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite « résistance caractéristique spécifiée ». Celle-ci, notée f_{c28} .

Pour les sollicitations qui s'exercent sur un béton âgé de moins de 28 jours, on se réfère à la résistance caractéristique f_{cj} . Les règles BAEL et BPEL donnent, pour un âge $j \leq 28$ jours et pour un béton non traité thermiquement :

Si $f_{c28} \geq 40 \text{ Mpa}$;

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} \quad \text{Si } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95j} f_{c28} \quad \text{Si } f_{c28} > 40 \text{ Mpa}$$

Au-delà de $j=28$ jours, on admet pour les calculs que $f_{cj} = f_{c28}$

$$f_{c28} = \begin{cases} \text{Superstructure (poutre et dalle 35 MPA)} \\ \text{Infrastructure (27 Mpa)} \end{cases}$$

II.2.2 La résistance à la traction

La résistance à la traction joue un rôle important dans le comportement mécanique en particulier « l'adhérence ».

Elle est définie conventionnellement par la relation ci-dessous en fonction de la résistance à la compression.

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

Pour notre cas :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06(35) = 2,7 \text{ MPa (Pour la superstructure)}$$

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06(27) = 2,22 \text{ MPa (Pour l'infrastructure)}$$

f_{tj} Et f_{cj} sont exprimés en MPa (ou N/mm²)

II.2.3 Contraintes admissibles

Je me fixe à la valeur de contrainte qui ne peut être dépassé en aucun point de l'ouvrage, cette contrainte est appelée contrainte admissible.

II.2.3.1 Contrainte admissible à l'état limite ultime (ELU)

Les diagrammes de contraintes déformations adoptes sont de deux types :

- 1) Parabole-rectangle pour les sections entièrement comprimées.
- 2) Rectangulaire simplifiée pour les autres cas

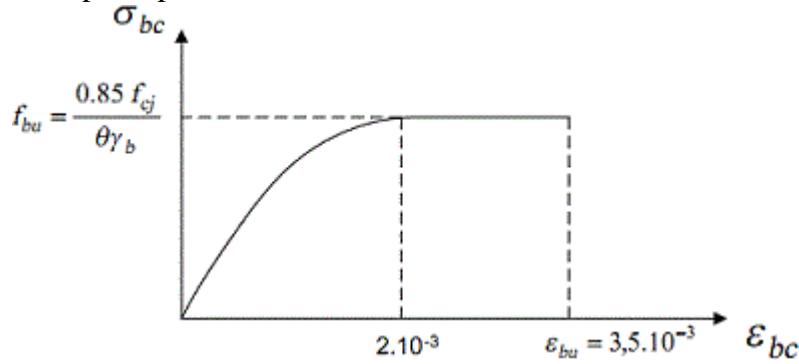


Figure II. 1. Diagramme des contraintes-déformations du béton a L'E.L. U

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Avec :

f_{c28} = Résistance caractéristique a 28 jours

γ_b = Coefficient de sécurité $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \text{ situation durable ou transitoire.} \\ \gamma_b = 1,15 \text{ Situation accidentelle.} \end{array} \right.$

$\theta = \left\{ \begin{array}{l} 1 : \text{ Lorsque la durée probable d'application de la combinaison} \\ \text{ D'action considérée est supérieure à 24 h} \\ 0.90 : \text{ Lorsque cette durée est comprise entre 1H et 24H} \\ 0,85 : \text{ Lorsque cette durée est inférieure à 1H} \end{array} \right.$

II.2.3.2 Contrainte admissible à l'état limite de service (ELS)

La contrainte de calcul doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\sigma = \left\{ \begin{array}{l} 0,5 f_{c28} \text{ en service} \\ 0,6 f_{c28} \text{ en construction} \end{array} \right.$$

II.2.3.3 Coefficient de poisson ν

Le coefficient de poisson ν représente la variation relative de dimension transversale d'une Pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale. Selon les règles du BAEL et BPEL on prend :

$\nu = 0,2$ pour un béton non fissuré.

$\nu = 0$ pour un béton fissuré.

II.2.3.4 Module de déformation longitudinal du béton E

Module de déformation instantanée (courte durée $< 24H$)

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Pour notre cas

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} = 33000 \text{ MPa (Pour l'infrastructure)}$$

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} = 35981 \text{ MPa (pour la superstructure)}$$

Module de déformation différée (longue durée)

$$E_{vj} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Pour notre cas

$$E_{vj} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} = 11100 \text{ MPa (pour l'infrastructure)}$$

$$E_{vj} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} = 12102 \text{ MPa (pour la superstructure)}$$

II.2.3.5 Module de déformation transversale de béton G

Elle est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

E : Module de Young.

ν : Coefficient de poisson.

Pour $\nu = 0$

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

Pour $\nu = 0,2$

$$G = \frac{33000}{2(1+2)} = 5500 \text{ Mpa}$$

II.3 Aciers

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

Les aciers actifs, qui créent, et maintiennent la précontrainte dans le béton.

Les aciers passifs, nécessaires pour reprendre les efforts tranchants (absence d'étrier précontraints) pour limiter la fissuration.

II.3.1 Les aciers actifs

Les armatures actives sont des armatures en acier à haute résistance qu'on utilise pour les constructions en béton précontraint.

Les armatures actives de précontrainte sont sous tension même sans aucune sollicitation extérieure.

Les aciers actifs sont classés par catégories : fils, barres, torons

Les câbles utilisés dans notre ouvrage sont des torons de diamètre 15 mm (T15) de classe 1860 TBR (très basse relaxation)

II.3.2 Caractéristiques géométriques des câbles

Section nominale du câble 12T15 = 1800 (mm²)

Poids de 12T15 = 14,16 (Kg/m)

Diamètre extérieur de la gaine : $\phi = 85$ mm

II.3.3 Caractéristiques mécaniques

Les câbles ont les caractéristiques mécaniques suivants :

Module d'élasticité de l'acier : $E_p = 190000$ MPa

Contrainte limite élastique garantie : $f_{peg} = 1600$ MPa

Contrainte de rupture garantie : $f_{prg} = 1860$ Mpa

Diamètre extérieur de la gaine : 85mm

La valeur max de la tension a l'origine $\sigma_0 \leq \text{Min}(0,8f_{prg}; 0,9f_{peg})$

En post tension.

Donc :

$$\sigma_0 \leq \text{Min}(0,8 \times 1860; 0,9 \times 1600)$$

$$\sigma_0 \leq \text{Min}(1488; 1440)=1440 \text{ MPa}$$

II.4 Les aciers passifs

On utilise des armatures d'acier de hautes adhérences qui ont pour caractéristiques :

Nuance Fe E500

Limite d'élasticité Fe=500 MPa

II.4.1 Diagramme des contraintes déformations

La figure II-2 représente la loi de comportement de l'acier passif.

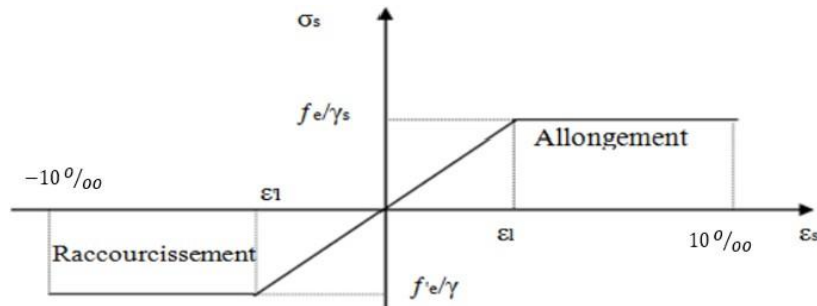


Figure II. 2. Diagramme contrainte déformation de l'acier passif

II.4.2 Contrainte de l'acier a l'ELU

La contrainte limite de l'acier a l'état limite est déterminée par la formule suivante :

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

Avec :

$\gamma_s = 1,15$ pour les contraintes durables

$\gamma_s = 1$ pour les combinaisons accidentelles

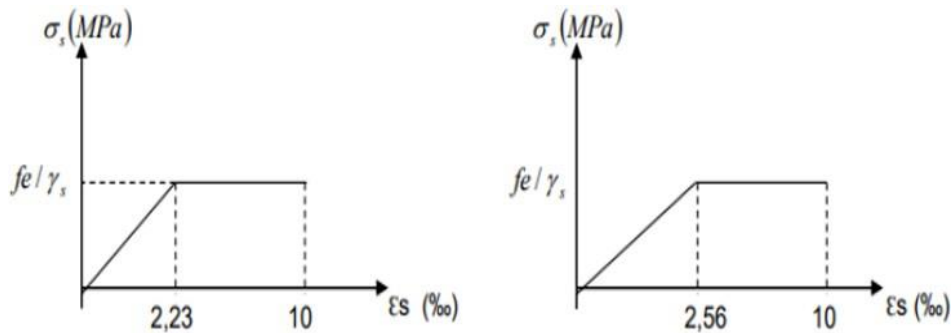


Figure II. 3. Situation durable et accidentelles

II.4.3 Contrainte de l'acier a l'ELS

La contrainte limite de l'acier dépend de la nature des fissurations.

Fissuration peu préjudiciable (nuisible) \Rightarrow pas de vérification

Fissuration préjudiciable $\Rightarrow \bar{\sigma}_{st} \leq \text{Min} \left[\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta} f_{tj} \right]$ MPa

Avec :

$\eta = 1$ (Barre rond lisse)

$\eta = 1,6$ (Barre haute adhérence)

Fissuration très préjudiciable $\Rightarrow \bar{\sigma}_{st} \leq \text{Min} \left[\frac{1}{2} f_e; 90\sqrt{\eta} f_{tj} \right]$

II.5 Conclusion

Dans ce chapitre, l'accent a été mis sur les divers matériaux utilisés dans l'étude et le calcul des éléments constituant l'ouvrage. Notamment, le béton, le béton précontraint et les armatures passives, telles que les aciers à haute adhérence, et les armatures actives, comme les torons. Chaque matériau a été analysé en détail, en mettant en lumière leurs caractéristiques mécaniques essentielles, telles que la résistance à la compression et la résistance à la traction, entre autres.

CHAPITRE III :
PREDIMENSIONNEMENT DE
L'OUVRAGE

III.1 Introduction

L'étude de la superstructure (hourdi et poutres) est une étape nécessaire dans notre ouvrage, le pré-dimensionnement de la superstructure est fait conformément au document S.E.T.R.A 2008 (Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes).

III.2 Pré-dimensionnement de l'ouvrage

Notre tablier est composé de 2 travées, chaque travée est constituée de 07 poutres en béton armé d'une longueur de 33,40 m, solidarisées transversalement par l'hourdis en section courante, l'hourdis est de type général en béton armé coulé sur place.

III.2.1 Pré-dimensionnement de la poutre

Les poutres possèdent une table de compression située dans leur partie supérieure, ainsi qu'un large talon formant la partie inférieure. Ces deux composants sont connectés par une âme dont l'épaisseur reste modérée.

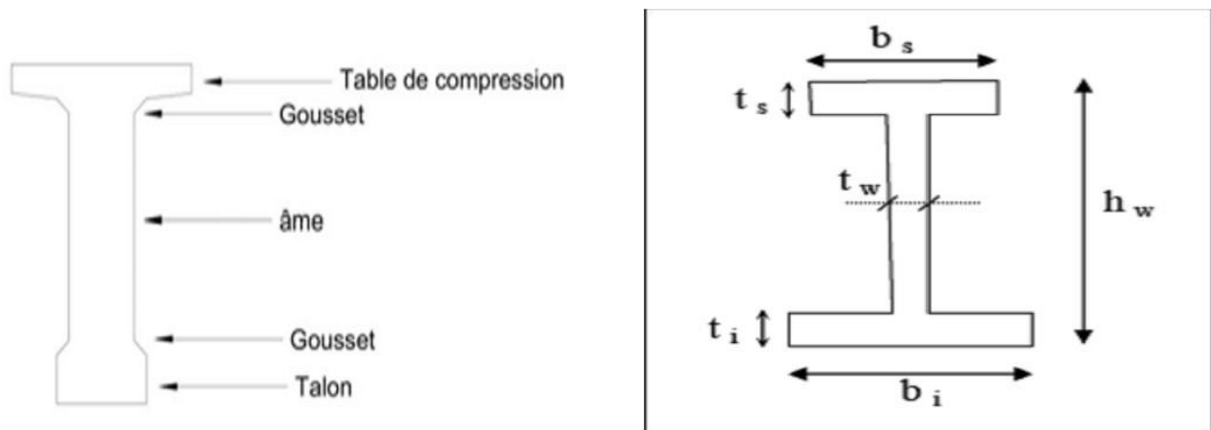


Figure III. 1. Coupe transversale de la poutre

III.2.1.1 Hauteur de la poutre « h_p »

Hauteur de la poutre est varié entre :

$$\frac{L}{22} \leq h_p \leq \frac{L}{18}$$

On a :

$$L = 33,40 \Rightarrow 1,51m \leq h_p \leq 1,85m$$

On prend :

$$h_p = 1,60m$$

III.2.1.2 Espacement entre axes des poutres « λ »

L'espacement entre axes des poutres est compris entre :

$$0,9 \leq \lambda \leq 1,5$$

Donc nous allons fixer l'espacement $\lambda = 1,44m$

III.2.1.3 Nombre de poutre :

Le nombre des poutres est donne par l'équation suivante :

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

Avec :

L_a = Distance entraxe des appuis de rives

$$L_a = 8,64$$

$$N = \frac{8,64}{1,44} + 1 = 7 \quad \Rightarrow \quad 7 \text{ poutres}$$

III.2.1.4 Epaisseur de l'âme << b_0 >>**III.2.1.4.a Section d'about**

Je doit augmenter l'épaisseur de l'âme pour reprendre l'effort tranchant qui sera maximum à l'appui et aussi pour permettre le placement des ancrages des câbles convenablement.

On fixe $b_0 = 47cm$

III.2.1.4.b Section intermédiaire

L'épaisseur de l'âme a l'intermédiaire sera donne par cette équation :

$$25 \leq b_0 \leq 35$$

On prend :

$$b_0 = 35cm$$

III.2.1.4.c Section médiane

L'âme doit assurer la résistance à l'effort tranchant et facilite la bonne mise en place du béton.

Son épaisseur est donnée par la formule suivante :

$$b_0 \geq \frac{h_p}{36} + 6 + \varnothing_{ext \text{ gaine}}$$

On a :

$$b_0 \geq \frac{160}{36} + 6 + 8,5$$

$$b_0 \geq 18,66 \text{ cm}$$

$$18cm \leq b_0 \leq 25cm$$

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

III.2.1.5 Dimensions du talon**III.2.1.5.a Largeur du talon << L_t >>**

Pour satisfaire la condition d'encombrement des câbles de précontraint et la résistance à la flexion la largeur du talon varie entre 40 cm et 50 cm.

On a :

$$40cm \leq L_t \leq 70cm$$

On prend :

$$L_t = 47cm$$

III.2.1.5.b Hauteur du talon $\ll H_t \gg$

Hauteur du talon varie entre 10 cm et 20 cm.

On a :

$$10 \leq H_t \leq 20$$

On prend :

$$H_t = 15 \text{ cm}$$

III.2.1.6 Table de compression

III.2.1.6.a Largeur de table de compression $\ll b \gg$

Cette largeur doit être suffisante pour assurer la stabilité des poutres latéral, et elle est conditionnée par la largeur de hourdis, elle est donnée par la condition suivante :

$$0,6h_p \leq b \leq 0,7h_p$$

Donc :

$$0,9 \leq b \leq 1,05$$

On prend :

$$b = 1,03 \text{ m} = 103 \text{ cm}$$

III.2.1.6.b Epaisseur de la table de compression $\ll e \gg$

$$10 \text{ cm} \leq e \leq 15 \text{ cm}$$

Donc :

$$e = 11 \text{ cm}$$

III.2.1.7 Dimensions du gousset

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

III.2.1.7.a Gousset de tables de compression

Intermédiaire :

$$\alpha_1 = 10,95^\circ \text{ donc } e_1 = 0,06 \text{ m}$$

$$\alpha_2 = 45^\circ \text{ donc } e_2 = 0,03 \text{ m}$$

Médiane :

$$\alpha_1 = 10,95^\circ \text{ donc } e_1 = 0,06 \text{ m}$$

$$\alpha_2 = 45^\circ \text{ donc } e_2 = 0,10 \text{ m}$$

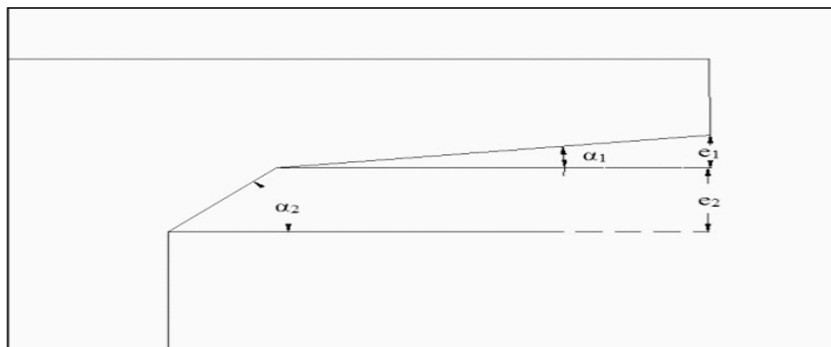


Figure III. 2. Gousset de la table de compression des poutres intermédiaire et la médiane

About :

$\alpha_4=10,95$ donc $e_4= 0,05m$

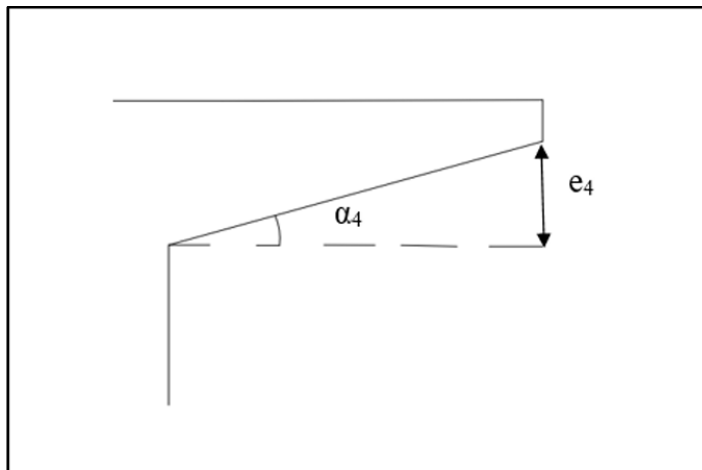


Figure III. 3. Gousset de la table de compression des poutres d'about

III.2.1.7.b Gousset du Talon

L'angle du talon est :

$\alpha_3 = 56,97^\circ$

$$\left\{ \begin{array}{l} e_3=9\text{cm pour l'intermédiaire} \\ e_3=20\text{cm pour la médiane} \end{array} \right\}$$

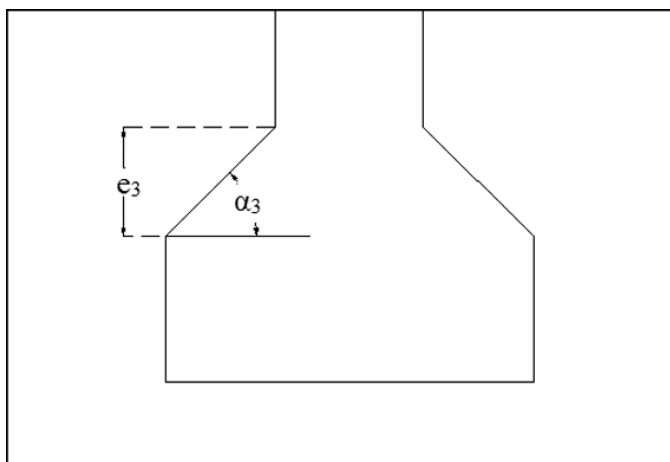


Figure III. 4. Gousset de talon

III.2.2 Pré-dimensionnement de la dalle

L'hourdis est un élément de faible épaisseur par rapport à ses autres dimensions qui est chargé horizontalement à son plan moyen, et appelé aussi dalle en (béton armé ou en béton précontraint), qui sert de couverture pour le pont, elle reçoit la couche de roulement (couche de revêtement, chape d'étanchéité) et les surcharges (civil et militaires, exceptionnelles) d'un pont, et à transmettre ces charges aux poutres.

La liaison par le hourdis peut être réalisée de deux façons :

Hourdis intermédiaire :



Figure III. 5.Hourdis intermédiaire

Hourdis générale :



Figure III. 6.Hourdis générale

Dans ce cas j'utilise un hourdis général.

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule suivante : $20 \leq e_0 \leq 30$

On prend :

$$e_0 = 25 \text{ cm.}$$

III.2.3 Caractéristiques géométriques des poutres

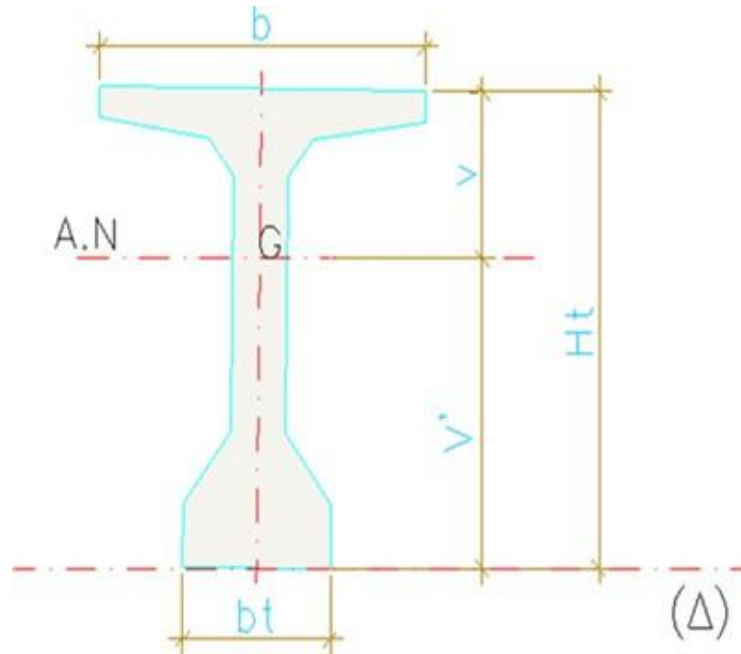


Figure III. 7. Notations utilisées

Notions utilisées

Δ : Axe coincide avec la fibre inferieure extreme.

Z: Bras de levier :ordonnee du centre de gravite de la section consideree par rapport a l'axe (Δ).

B :Section de l'element .

I_{Δ} :Moment d'inertie de la section considere par rapport a (Δ) **tel que**

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

I_0 =Moment d'inertie par rapport au centre de gravite.

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

Pour une section rectangle : $I_0 = \frac{h^3b}{12}$

h: hauteur du rectangle ou du triangle considéré.

b : base du rectangle ou du triangle considéré.

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

$$I_G = I_{\Delta} - \frac{S\Delta^2}{B}$$

$S\Delta$: moment statique de la section considérée par rapport à l'axe (Δ).

$$S\Delta = B \times Z$$

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

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

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

$$V = h_t - V' ; V' = \frac{S_{\Delta}}{B}$$

La numérotation des différents éléments utilise pour définir les caractéristiques géométriques des sections de la poutre (tableaux 1,2et 3) est présente en figure ci-dessous

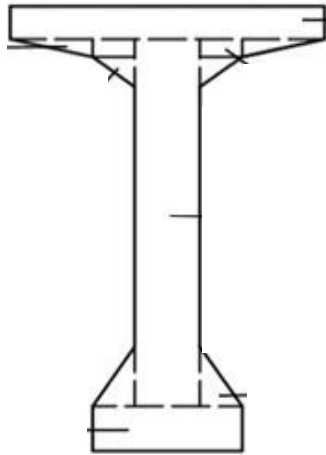


Figure III. 8. Caractéristique géométrique de la poutre

II.2.3.1 Caractéristique géométrique des sections brutes

III.2.3.1.a Poutre sans hourdis

Section d'about

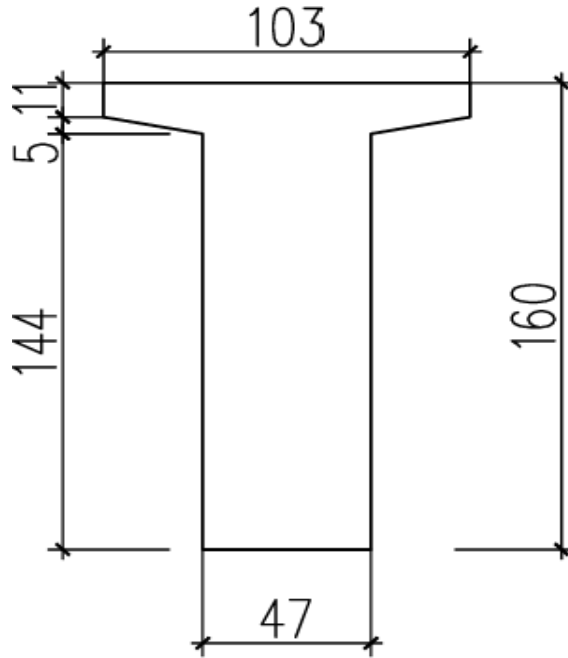


Figure III. 9. Section d'about sans hourdis

Section intermédiaire :

Tableau III. 1. Calcul de l'inertie de la section d'about

Désignation	Largeur	Hauteur (cm)	B (cm)	Z (cm)	SA = B x Z (cm ²)	I0 (cm ⁴ ·cm)	IΔ = I0 + BxZ ² (cm ⁴)
1	103	11	1133	143,5	162585,50	11424,4167	23342444
2	28	5	140	134	18760,00	194,4444	2514034
3	50	144	7200	65,5	471600,00	12441600,0000	43331400
Total			8473		652945,50	12453218,861	69187878,111

IG	V'	V	R ²	P
18870655,6432	77,0619	72,9381	2227,1516	0,3962

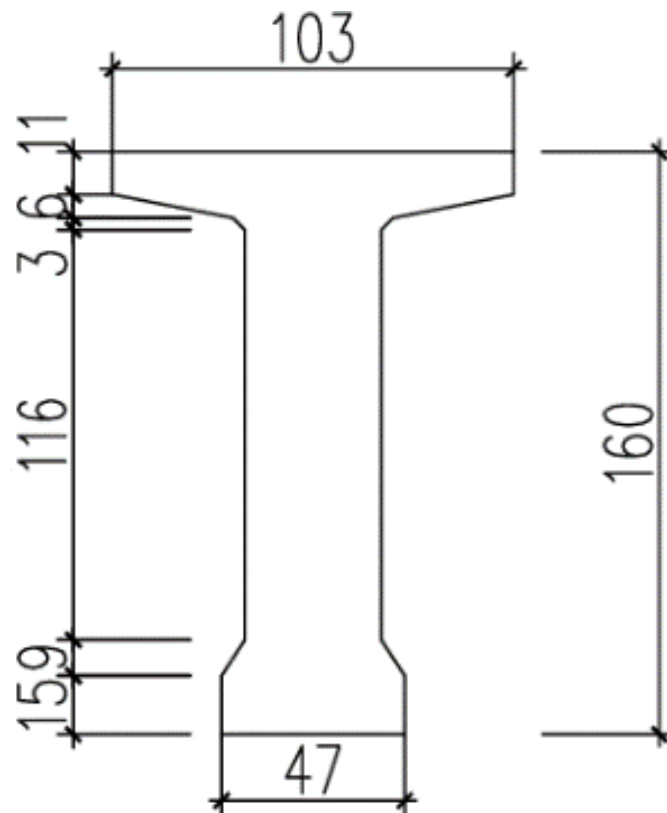


Figure III. 10. Section intermédiaire sans hourdis

Tableau III. 2. Calcul de l'inertie de la section intermédiaire

Désignation	largeur (cm)	Hauteur (cm)	B (cm)	Z (cm)	SA = B x Z (cm ²)	I0 (cm ⁴ xc)	IA = I0+BxZ ² (cm ⁴)
1	101	11	1111	144,5	160539,50	11202,583	23209160
2	134	35	4690	77	361130,00	478770,83	28285781
3	47	15	720	7,5	5400,00	13218,7500	53719
4	6,5	9	58,5	18	1053,00	789,75	19744
5*2 (triangle)	26,5	6	159	137	21783,00	318,00	2984589
6*2 (triangle)	6,5	3	19,5	132	2574,000	9,7500	339777,7500
7*2 (triangle)	6,5	6	78	136	10608,000	78,0000	1442766
Total			6836		563087,50	504387,6667	56335536,4167

IG	V'	V	R ²	P
9953509,9895	82,3709	67,6291	1456,0430	0,2614

Section médiane

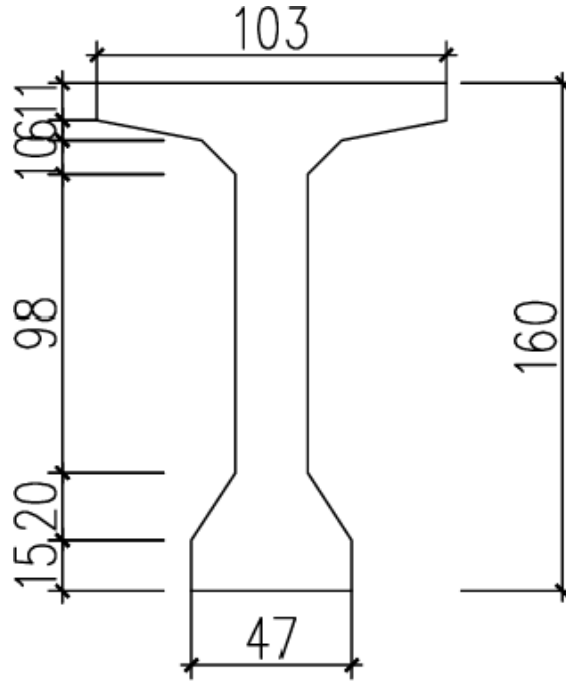


Tableau III. 4. Section médiane sans hourdis

Tableau III. 3. Calcul de l'inertie de la section médiane

Désignation	largeur (cm)	Hauteur (cm)	B (cm)	Z (cm)	SA = B x Z (cm ²)	I0 (cm ⁴ xcm)	IA = I0+BxZ ² (cm ⁴)
1	103	11	1133	143,5	162585,50	11424,42	23342444
2	21	134	2814	7,5	21105,00	4210682,00	4368970
3	47	15	705	68,5	48292,50	13218,75	3321255
4	13	20	260	134	34840,00	17333,33	4685893
5*2 (triangle)	31	6	186	134	24924,00	372,00	3340188
6*2 (triangle)	10	10	100	126	12600,00	555,5556	1588155,5556
7*2 (triangle)	10	6	60	25	1500,00	120,0000	37620
Total			5258		305847,00	4253706,0556	40684525,0556

IG	V'	V ²	R ²	P
22894036,7693	58,1679	91,8321	4354,1340	0,8151

III.2.3.1.b Poutre avec hourdis

- Poutre intermédiaire

Tableau III. 5. Inertie de poutre intermédiaire avec hourdis

Colonne1	désignation	dimension	B (cm)	Z (cm)	SA = B x Z (cm ²)	I0 (cm ⁴ xcm)	IA = I0+BxZ ² (cm ⁴)
section d'about	Poutre		8473		652945,5	12453218,86	68558898,33
	Hourdi	144*25	3600	162,5	585000	187500	95250000
	Poutre + Hourdi		12073		1237945,5	12640718,86	163808898,3
section Intermédiaire	Poutre		6836		563087,5	504387,6667	56335536,42
	Hourdi	144*25	3600	162,5	585000	187500	95250000
	Poutre + Hourdi		10436		1148087,5	691887,6667	151585536,4
section médiane	Poutre		5258		305847	4253706,056	40684525,06
	Hourdi	144*25	3600	162,5	585000	187500	95250000
	Poutre + Hourdi		8858		890847	4441206,056	135934525,1

Column1	IG	V'	V	R ²	P
section d'about	36872009,33	102,53835	47,46165	359592,38	0,627555944
section intermedi	25281884,86	110,0122173	39,9877827	229809,7927	0,550689933
section mediane	46342249,44	100,5697674	49,4302326	460797,023	0,602563229

- **Poutre de rive :**

Tableau III. 6. Inertie de poutre de rive avec hourdis

Colonne1	désignatio	dimention	B (cm)	Z (cm)	SΔ = B x Z (cm²)	I0 (cm ⁴ xc)	IΔ = I0+BxZ² (
section d'about	Poutre			8473		652945,5	12453218,86
	Hourdi	123*25		3075	162,5	499687,5	195312,5
	Poutre + Hourdi			11548		1152633	12648531,36
section intermédiaire	Poutre			6836		563087,5	504387,6667
	Hourdi	123*25		3075	162,5	499687,5	195312,5
	Poutre + Hourdi			9911		1062775	699700,1667
section médian	Poutre			5258		305847	4253706,056
	Hourdi	123*25		3075	162,5	499687,5	195312,5
	Poutre + Hourdi			8333		805534,5	4449018,556

Colonne1	IG	V'	V	R²	P
section d'about	9953509,99	82,37090404	67,629096	120837,6927	0,26137665
section intermed	22894036,77	58,16793458	91,8320654	393585,176	0,815124222
section mediane	44209641,85	96,66800672	53,3319933	457334,7827	0,331445826

II.2.3.2 Sections géométriques des sections nettes

Les caractéristiques des sections nettes sont déterminées à partir de celles des sections brutes, en tenant compte du fait que les trous des armatures (câbles) longitudinaux ne contribuent pas à la résistance, même lorsqu'ils sont remplis avec du mortier injecté. Cette déduction peut être effectuée de manière forfaitaire.

5% de la section brute B nette = 0,95 B brute.

10% du moment d'inertie I nette = 0,90 I brute.

8% du moment statique S nette = 0,92 S brute.

Tableau III. 7. Section Géométrique des section nettes

	POUTRE SEULE			POUTRE + HOURDIS					
	RIVE ET INTERMEDIARE			INTERMEDIARE			RIVE		
	ABOUT	INTERMEDIARE	MEDIANE	ABOUT	INTERMEDIARE	MEDIANE	ABOUT	INTERMEDIARE	RIVE
B(cm2)	8049,35	6494,2	4995,1	11469,35	9914,2	8415,1	10970,6	9415,45	7916,35
SΔ(cm3)	600709,86	518040,5	281370,24	1138909,86	1056240,5	819579,24	1060422,36	977753	741091,74
I0 cm^4	11207984,48	453948,9	281379,24	11376646,97	622698,9	3997085,45	11383678,22	629730,15	4004116,7
IG(cm4)	18870752,87	9953509,989	22894037	36872009,33	25281884,86	46342249,44	34906422,94	1292270,989	44209641,8
V'(cm)	77,06190251	82,37090404	58,167935	102,53835	110,0122173	100,5697674	99,81234846	107,2318636	96,6680067
V (cm)	72,93809749	67,62909596	91,832065	47,46164996	39,98778268	47,46164996	49,43023256	50,18765154	53,3319933
r²(cm²)	2227,16309	1456,043006	4354,134	3054,088406	2422,564666	5231,683161	3022,724536	130,3875481	5305,36924
p (%)	0,396239588	0,26137665	0,8151242	0,627555944	0,550689933	1,096051994	0,612662986	0,024227879	1,02907028

III.2.4 Pré-dimensionnement de la pile

La pile constitue un appui intermédiaire dont la fonction est de transmettre les charges au sol. Le choix du type de pile dépend principalement des caractéristiques géométriques et mécaniques de celle-ci, ainsi que de l'environnement du site d'implantation de l'ouvrage et des différentes sollicitations auxquelles elle est soumise.

III.2.4.1 Chevêtre

C'est l'élément sur lequel repose les poutres, il assure la transmission des charges aux futs.

- Longueur (la longueur de chevêtre est la même que la largeur du tablier a) : $L = 9,82 m$
- Largeur : $B = 2,5m$
- Hauteur : $H = 1,5$

III.2.4.2 Fûts

Leur rôle est de transmettre les efforts à la semelle, ils ont une forme cylindrique, de diamètre constant.

- Pour ce cas j'opte pour 03 fûts de diamètre 1,5m et de hauteur $H = 8m$

III.2.4.3 Semelle

Les trois fûts cités précédemment, reposent sur une semelle de 11,4m de longueur et de 6 m de largeur avec une épaisseur de 1,5m fondé au-dessus de 4 pieux de 1,2m de diamètre espacé de 3 m.

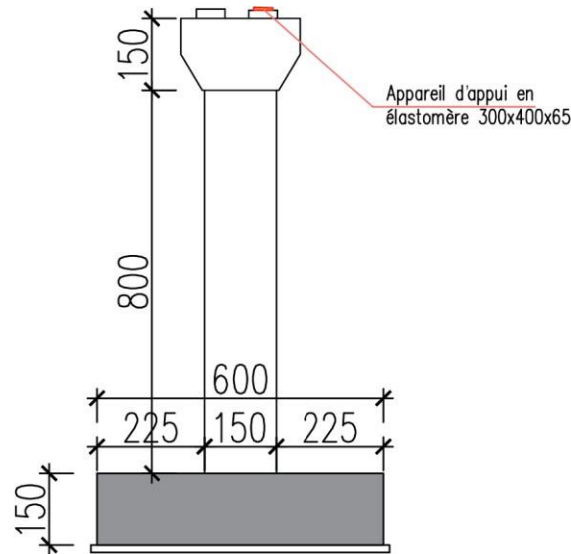


Figure III. 11. Coupe longitudinale de pile

III.2.5 Pré-dimensionnement de la culée

La culée d'un pont basse est un élément structurel essentiel situé à l'extrémité des portées de l'ouvrage, reliant le tablier du pont aux terres environnantes. Elle sert à la fois de support et de butée, transmettant les charges provenant de la superstructure au sol de fondation. En tant que partie intégrante de l'appui extrême du pont, la culée permet également de retenir les remblais d'accès et assure la stabilité latérale de l'ensemble. Elle peut être réalisée en béton armé ou en maçonnerie, selon le type et l'importance de l'ouvrage. Sa conception doit prendre en compte les contraintes mécaniques, les mouvements éventuels du terrain et les conditions hydrauliques lorsqu'elle est implantée près d'un cours d'eau.

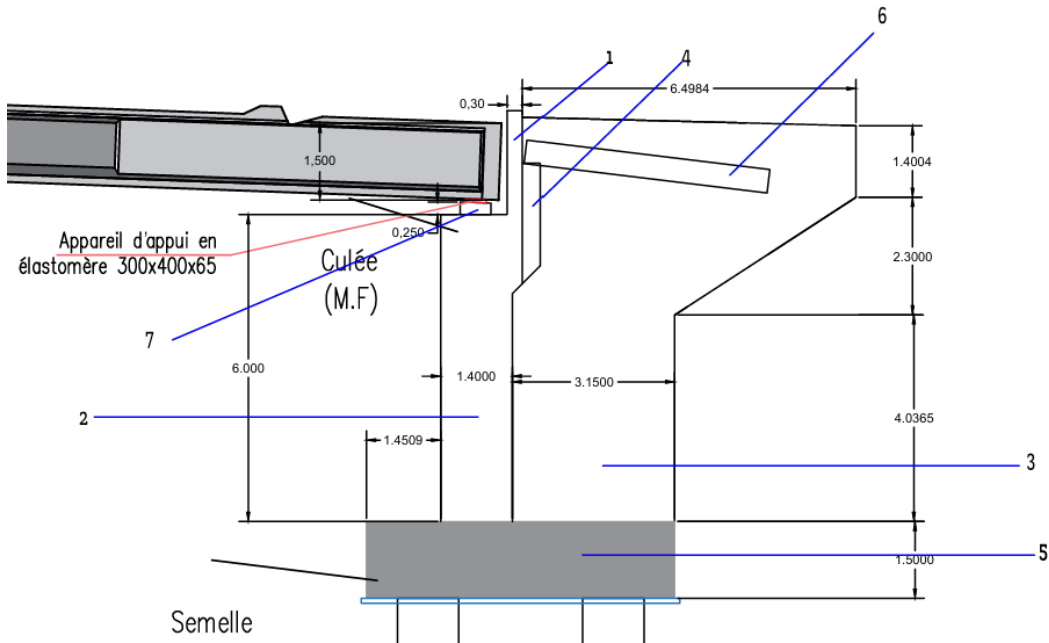


Figure III. 12. Coupe longitudinale de culée

1. Mur Garde grève
2. Mur frontal
3. Mur en retour
4. Corbeau
5. Semelle
6. Dalle de transition
7. Dèss d'appui

III.2.5.1 Mur garde grève

- Hauteur : $H = 6m$
- Epaisseur : $E = 1,4m$
- Longueur (est celle de tablier) : $L = 9,82m$

III.2.5.2 Mur de front

- Hauteur : $H = 2m$
- Epaisseur : $E = 0,30m$
- Longueur (est celle de tablier) : $L = 9,82m$

III.2.5.3 Mur de retour

Le mur en retour à une épaisseur constante de 0,30 m pour un bon ferrailage et un bon bétonnage. Il a une longueur de 7 m et hauteur de 8 m celle de la culée.

III.2.5.4 Corbeau

- Epaisseur : $1,6 m$
- Largeur : $6 m$
- Longueur : $11,40m$

- Béton propreté :0,10 *m*

III.2.5.5 Semelle

- Epaisseur :1,6 *m*
- Largeur :6 *m*
- Longueur :11,40*m*
- Béton propreté :0,10 *m*

III.3 Conclusion

Dans ce chapitre, j'ai procédé au pré-dimensionnement le pont afin de garantir une résistance et une fonctionnalité optimales des ponts. Ce travail a inclus l'optimisation de la hauteur des poutres, la détermination du nombre de poutres requis selon la largeur du tablier, ainsi que l'étude des propriétés géométriques des sections brutes et nettes. Pré-dimensionnement des culées et des piles, En intégrant également l'hourdis, nous avons défini les dimensions nécessaires pour assurer une structure robuste et sécurisée. Cette démarche représente une étape cruciale dans la conception de ponts solides et durables.

CHAPITRE IV :
EVALUATION DES CHARGES ET
SURCHARGES

IV.1 Introduction

Le calcul des charges et surcharges est essentiel pour garantir la stabilité et la sécurité des structures. Ce chapitre explore les principes théoriques et pratiques permettant d'évaluer les charges permanentes et variables, ainsi que les surcharges, afin d'assurer une conception optimisée respectant les normes en vigueur. Ce calcul est fait conformément au règlement R.C.P.R 2008. Règles définissant les Charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des Ponts Routes.

IV.2 Charges permanente

- **Poids propre** des éléments structurels tels que la dalle, les poutres et les piliers.
- **Charges complémentaires** comme les revêtements, les corniches, les barrières de sécurité et les équipements fixes.

Ces charges restent constantes tout au long de la vie du pont.

IV.3 Charges variables

Les charges variables d'un pont sont celles qui peuvent changer au fil du temps en fonction des conditions d'utilisation ou environnementales. Elles incluent :

- **Charges d'exploitation** : Poids des véhicules, piétons, et autres utilisateurs du pont.
- **Charges climatiques** : Effets du vent, de la neige, des températures extrêmes, etc.
- **Charges accidentelles** : Chocs dus à des véhicules, explosions, ou même des séismes.

Ces charges doivent être soigneusement évaluées pour garantir la sécurité et la durabilité de l'ouvrage.

IV.4 Caractéristiques du pont

IV.4.1 Largeur roulable « L_r »

Elle est définie comme la largeur comprise entre le dispositif de retenue ou de bordures. La largeur roulable de notre pont est de : $L_r = 7,60$ m

IV.4.2 Largeur chargeable « L_c »

Elle est réduite à partir de la largeur roulable, si :

- Il y a des barrières ou glissières :
- $L_c = L_r - (2 \times 0,50)$.
- La largeur chargeable de notre pont est de : $L_c = 7,60 - 2 \times 0,50 = 6,60$ m
- $L_c = 6,60$ m

IV.4.3 Classe du pont

on distingue trois classes de ponts, on fonction de leur largeur roulable qui sont les suivantes :

Tableau IV. 1. Classe de ponts

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

J'ai : $L_r > 7m$ donc notre pont est classé dans la 1ere classe.

IV.4.4 Nombre de voies « N »

$$N = E \left(\frac{L_c}{3} \right) = \frac{6,60}{3} = 2,30$$

Donc on a 2 voies

IV.4.5 Largeur d'une voie « L_v »

Elle correspond à la relation entre la largeur chargeable et le nombre de voies :

$$L_v = \frac{L_c}{N} = \frac{6,60}{2} = 3,30$$

Tableau IV. 2. Caractéristiques du pont

Caractéristiques du pont	
Largeur roulable(m)	7,60
Largeur chargeable (m)	6,60
Classe de pont	1
Nombre de voies	2
Largeur de la voie	3,30

IV.5 Evaluation des charges

On a :

- La surcharge A(L).
- Système B_c .
- Surcharge militaire M_c 120
- Surcharge exceptionnelle convois D240.
- Surcharges sur trottoir.

Calculer les charges permanente

IV.5.1 Eléments porteurs

IV.5.1.1 La dalle

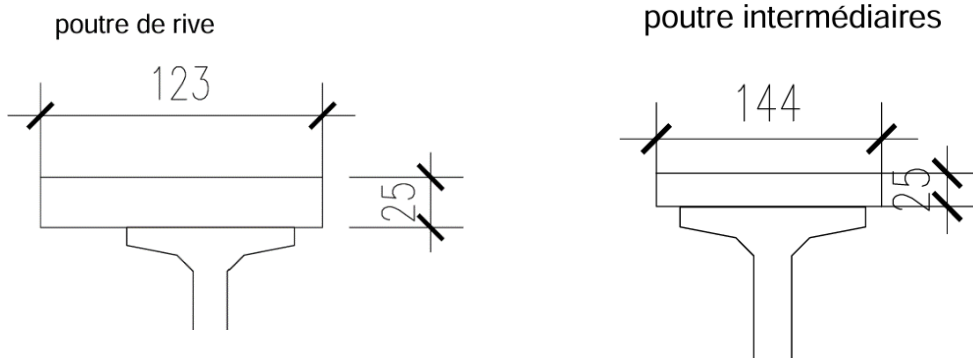


Figure IV. 1. Poutre intermédiaire et la poutre médiane

Epaisseur de la dalle est de 25 cm

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

$$P_i = 0,25 \times 1,44 \times 2,5$$

$$P_i = \mathbf{0,9 \text{ t/ml}}$$

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

$$P_r = 0,25 \times 1,23 \times 2,5$$

$$P_r = \mathbf{0,768 \text{ t/ml}}$$

❖ **Le poids propre de la dalle P_d :**

$$P_d = (5 \times P_i) + (2 \times P_r)$$

$$P_d = (5 \times 0,9) + (2 \times 0,768)$$

$$P_d = \mathbf{6,036 \text{ t/ml}}$$

IV.5.1.2 La Poutre

L'inclinaison du gousset doit avoir 45° :

$$S_1 = 8437 \text{ cm}^2$$

$$S_2 = 6836 \text{ cm}^2$$

$$S_3 = 5258 \text{ cm}^2$$

Demi différence de l'âme

$$a_1 = \frac{47 - 35}{2} = 6 \text{ cm}$$

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

❖ **Section d'about (L_1) :**

D'après CALGARO, les abouts des poutres affichent habituellement un débord d'environ 50 à 60 cm par rapport à l'axe des appuis. Par conséquent, il est possible d'exprimer cela comme suit :

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

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

$$L_1 \cong 0,51 + 1,20 = 1,71 \text{ m}$$

❖ **Section intermédiaire (L₂)**

$$2(L_2 + a_2) + L_3 = L_{total} - 2(L_1 + a_1) \rightarrow 33,4 - 2(1,71 + 0,06) = 29,86m$$

$$L' = 29,86m \rightarrow L' = \text{La longueur de deux sections (intermediaire et mediane)}$$

$$\text{Section intermédiaire : } L_2 = \frac{L'}{2} = \frac{29,86}{2} = 14,93m$$

❖ **Section médiane (L₃) :**

$$L' = 2(L_2 + a_1) + L_3 \rightarrow L_3 = L' - 2(L_2 + a_1)$$

$$L_3 = 29,86 - 2(7,465 + 0,06)$$

$$L_3 = 14,81m.$$

Donc :

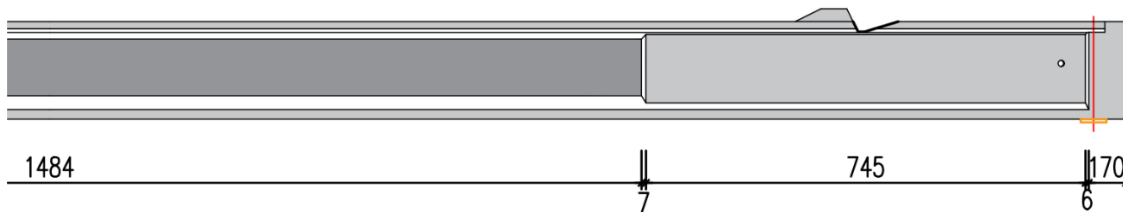


Figure IV. 2. Longueur de la poutre

$$L_1 = 1,70m$$

$$L_2 = 7,45$$

$$L_3 = 14,84m$$

❖ **Section équivalent de la poutre**

$$S_{eq} = \frac{1}{L} [2 \times (L_1 \times S_1 + \frac{S_1 + S_2}{2} \times a_1) + 2 \times (L_2 \times S_2 + \frac{S_2 + S_3}{2} \times a_2) + L_3 \times S_3]$$

$$S_{eq} = \frac{1}{33,4} [2 \times (1,70 \times 0,8437 + \frac{0,8437 + 0,6836}{2} \times 0,06) + 2 \times (7,465 \times 0,6836 + \frac{0,6836 + 0,5258}{2} \times 0,07) + 14,81 \times 0,5258]$$

$$S_{eq} = 0,354 m^2$$

❖ **Poids propre de la poutre**

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

$$P_p = 2,5 \times 0,354 = 0,885 t/ml$$

$$P_p = 0,885 t/ml$$

Poids de toutes les poutres :

$$P_{pt} = 7 \times 0,885 = 6,195 t/ml$$

$$P_{pt} = 6,195 t/ml$$

❖ **Poids total des éléments porteurs**

$$CP = (P_{total poutre} + P_{dalle}) \times L$$

$$CP = (6,195 + 6,036) \times 18,50$$

$$CP = 226,2735 t/ml$$

Eléments non porteurs❖ **Poids du revêtement**

L'épaisseur du revêtement en béton bitumineux, de masse volumique de $2,2t/m^3$, est de 7 cm.

$$P_r = E_p \times L_r \times \rho_{bb}$$

$$P_r = 0,07 \times 9,82 \times 2,2 = 1,5122 \text{ t/ml}$$

$$\mathbf{P_r = 1,5122 \text{ t/ml}}$$

❖ **Poids de l'étanchéité :**

$$P_{et} = E_t \times L_r \times \rho_{et}$$

$$P_{et} = 0,01 \times 9,82 \times 2,2 = 0,21604 \text{ t/ml}$$

$$\mathbf{P_{et} = 0,21604 \text{ t/ml}}$$

❖ **Garde de corps**

$$P_{gc} = 0,05 \times 2$$

$$\mathbf{P_{gc} = 0,1 \text{ t/ml}}$$

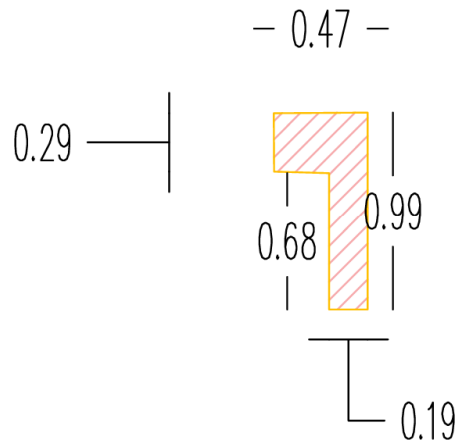


Figure IV. 3. Dimension de la corniche

❖ **Corniche**

$$P_{cor} = \gamma_b \times S_{cor} \times L_{cor}$$

$$P_{cor} = 2,5 \times ((0,47 \times 0,29) + (0,68 \times 0,19)) \times 33,40$$

$$\mathbf{P_{cor} = 11,12 \text{ t/ml}}$$

❖ **Le poids des éléments non porteurs**

$$CCP = (P_{cor} + P_{et} + P_r + P_{gc}) \times L$$

$$CCP = (11,12 + 0,21 + 1,51 + 0,1) \times 33,40$$

$$\mathbf{CCP = 432,192 \text{ t/ml}}$$

❖ **Poids total des action permanentes**

$$G_{totale} = CP + CCP$$

$$G_{totale} = 226,2735 + 538,408$$

$$\mathbf{G_{totale} = 764,6815 \text{ t/ml.}}$$

IV.5.2 Charges dues au Traffic

IV.5.2.1 Système de la charge A(L)

Le système A se compose d'une charge uniformément répartie dont l'intensité dépend de la longueur L chargée est donné par la formule suivante :

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

Avec :

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

L : portée de la travée

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{33,40+12} = 1320,90 \text{ kg/m}^2 \rightarrow 1,320 \text{ t/m}^2$$

a_1 est déterminé en fonction de la classe du pont, et du nombre des voies chargées.

Tableau IV. 3. Valeur de coefficient de dégressivité transversale

	1 voie	2voie	3voie	4voie	5voie
1ere classe	1,00	1,00	0,90	0,75	0,70
2 -ème classe	1,00	0,90			
3eme classe	0,90	0,80			

a_1 est déterminé en fonction de la classe du pont, et du nombre des voies chargées.

$$a_2 = V_0 / V$$

V : La largeur d'une voie = 3,5 m

V_0 : dépend de la classe = 3,5 (1ere classe)

$$a_2 = 3,5 / 3,5 = 1$$

$$a_2 = 1$$

$$A_l = 1 \times 0,90 \times 1,320 = 1,188 \text{ t/m}^2$$

-Pour une voie chargée : $Q_{Al} = A(L) \times a_2 \times a_1 \times V$

$$Q_{Al} = 1 \times 0,90 \times 1,320 \times 3,5 = 4,158 \text{ t/ml}$$

-Pour de deux voies chargées : $Q_{Al} = A(L) \times a_2 \times a_1 \times 2V$

$$Q_{Al} = 1 \times 0,90 \times 1,320 \times 3,5 \times 2 = 8,316 \text{ t/ml}$$

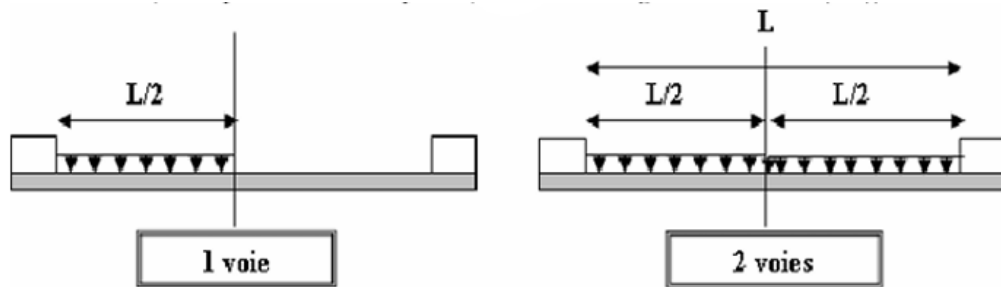


Figure IV. 4. La charge A(L)

IV.5.2.2 Système B_c

Tableau IV. 4.Système de charge B_c

Designation	Valeurs	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 d'axe en axe des deux roues d'un essieu	2	m
Surface d'impact d'une roue arrière	Carré de 0,25 m de côté	m
Surface d'impact d'une roue avant	carré de 0,20 m de côté	m

Un camion du type système B_c est équipé de trois essieux, chacun doté de roues simples montées avec des pneumatiques. et répond aux caractéristiques suivantes :

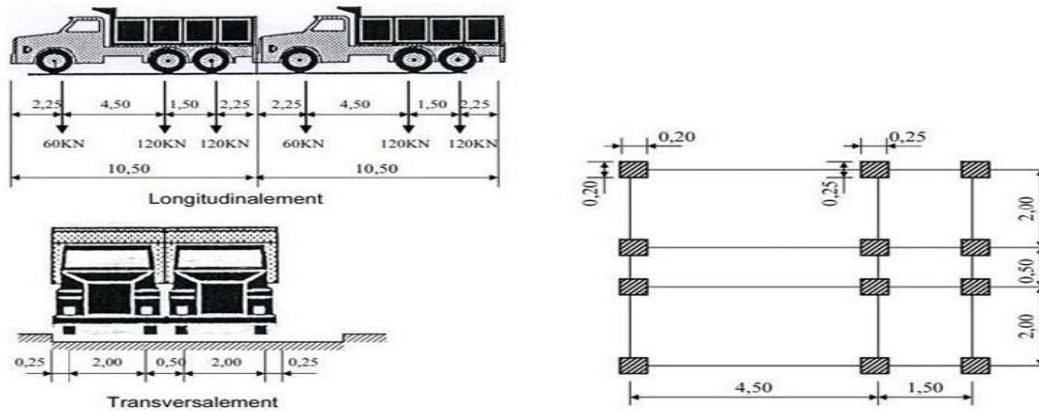


Figure IV. 5.Système B_c

Les charges du système B_c sont frappées de majorations dynamiques, ce coefficient est le même pour chaque élément d'ouvrage.

I. Détermination du coefficient de majoration dynamique δ

Pour le calcul des charges permanentes on a pris en considération le coefficient de majoration :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + 4G/S}$$

L : portée de la travée (33,40m)

G = poids total du tablier (764,6815 t/ml)

S : la charge (B) appliquée sur l'élément pris avec pondération

$$Q = \max\{B_c \times b_c \times n \times 2; B_t \times b_t \times n \times 2; B_r\}$$

Notre pont est de la 1^{ère} classe avec 2 voies.

Tableau IV. 5. Coefficient b_c

		Nombre de fils considéré	1	2	3	4	>5
Classe du pont	1 ^{ère}		1,20	1,1	0,95	0,8	0,7
	2 ^{ème}		1,00	1,00	/	/	/
	3 ^{ème}		1,00	0,8	/	/	/

$$b_c = 1,1$$

$$S = \max\{30 \times 1,1 \times 2 \times 2; 16 \times 1 \times 2 \times 2; 10\}$$

$$S = \max\{30 \times 1,1 \times 2 \times 2; 16 \times 1 \times 2 \times 2; 10\}$$

$$S = \max\{132; 64; 10\}$$

$$S = 132 \text{ t}$$

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2 \times 33,40} + \frac{0,6}{1+4 \times 764,68/132} = 1,07$$

IV.5.2.3 Système b_t

Ce système est exclusivement utilisé pour les ponts de 1^{ère} et 2^{ème} classe. Il repose sur une configuration en **tandem**, composée de **deux essieux** (2×16 t), chacun équipé de roues simples avec pneumatiques.

Les principales caractéristiques techniques sont les suivantes :

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

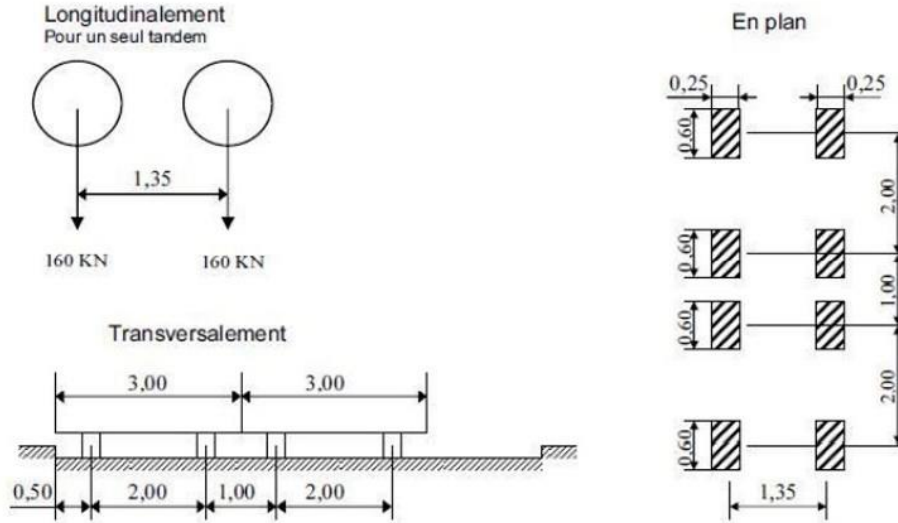


Figure IV. 6.Système bt

I. Coefficient de majoration dynamique

$$\delta_{bt} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0.2L} + \frac{0,6}{1 + 4 G/S}$$

L: portee de la travée (33,40m)

G = poids total du tablier (764,6815 t/ml)

$$S = S_1 \times b_t \times n$$

on dispose d'une masse totale de : 32t

Tableau IV. 6.Coefficient b_t

Classe du pont	bt
Première classe	1
Deuxième classe	0,9

Dans notre cas :

$$b_t = 1$$

$$S = 32 \times 1 \times 2 = 64t$$

$$\delta_{bt} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0.2 \times 33,40} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{764,68}{64}}$$

$$\delta_{bt} = 1,06 t$$

IV.5.2.4 Système B_r

La surcharge **Br** est une méthode utilisée pour évaluer la résistance des ponts face aux charges concentrées. Elle consiste à appliquer une force de **10 tonnes** à l'aide d'une **roue isolée** sur une surface rectangulaire de **0,6 m × 0,3 m**. Cette approche permet de simuler des contraintes extrêmes et d'analyser le comportement structurel du pont sous des charges ponctuelles.

Grâce à cette technique, les ingénieurs peuvent identifier les points faibles de l'ouvrage et adapter les mesures de renforcement nécessaires. Elle joue un rôle essentiel dans la conception et la maintenance des infrastructures afin d'assurer leur durabilité et leur sécurité face aux sollicitations du trafic.

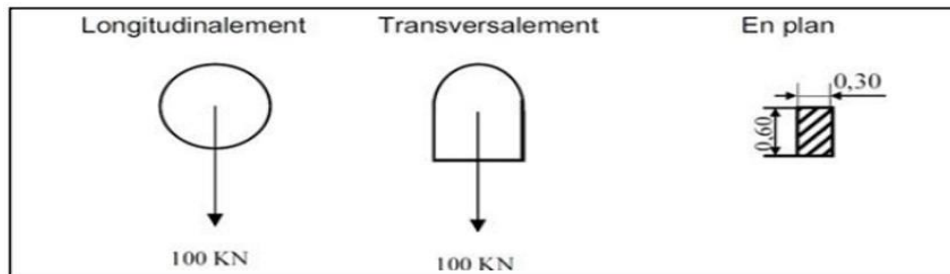


Figure IV. 7. Système de charge B_r

I. Coefficient de majoration dynamique δ_{br} :

$$\delta_{br} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0.2 \times L} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{G}{S}}$$

$$\delta_{br} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0.2 \times 33,40} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{764,68}{10}}$$

$$\delta_{br} = 1,05$$

IV.5.2.5 Système M_c120

Mc 120 est conçu avec deux chenilles et présente des caractéristiques spécifiques visant à assurer une répartition efficace des charges sur les infrastructures routières et les ponts.

Voici ses principales caractéristiques :

- Charge totale : 1100 kN
- Longueur d'une chenille : 6,10 m
- Largeur d'une chenille : 1,00 m
- Distance d'axe en axe entre les deux chenilles : 3,30 m
- Répartition de la charge : le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément chargé
- Disposition des convois :
 - ✓ Transversalement : un seul convoi
 - ✓ Longitudinalement : la distance entre deux convois est d'environ 30,5 m

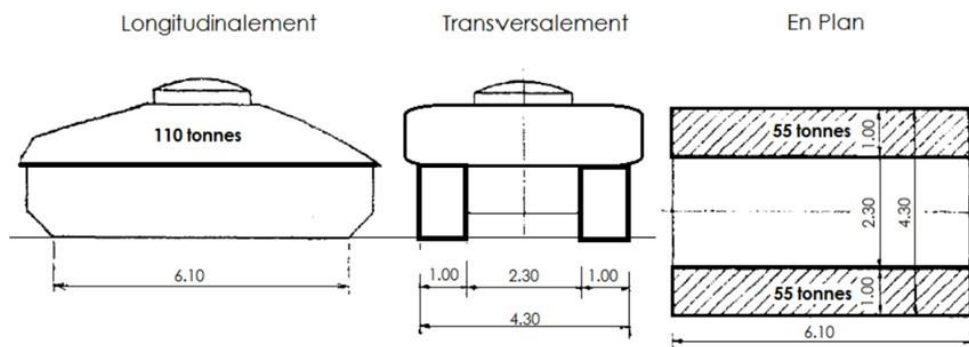


Figure IV. 8. Système de charge Mc 120

$$M_{c120} = 110 \text{ t}$$

La charge M_{c120} est :

$$QM_{c120} = 110 / 6,10$$

$$QM_{c120} = 18,03 \text{ t/m}$$

I. Coefficient de majoration dynamique :

$$\delta_{Mc120} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{G}{S}}$$

$$\delta_{Mc120} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 33,40} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{764,68}{110}}$$

$$\delta_{Mc120} = 1,07$$

$$M_{c120} = QM_{c120} \times \delta_{Mc120}$$

$$M_{c120} = 18,03 \times 1,07 = 19,29 \text{ t/m}$$

IV.5.2.6 Système convoi exceptionnel D240

Les charges exceptionnelles ne sont pas frappées par le coefficient de majoration dynamique La convie du type D comporte une remorque de trois éléments de 4 lignes à 2 essieux de 240t de poids total :

P =240t

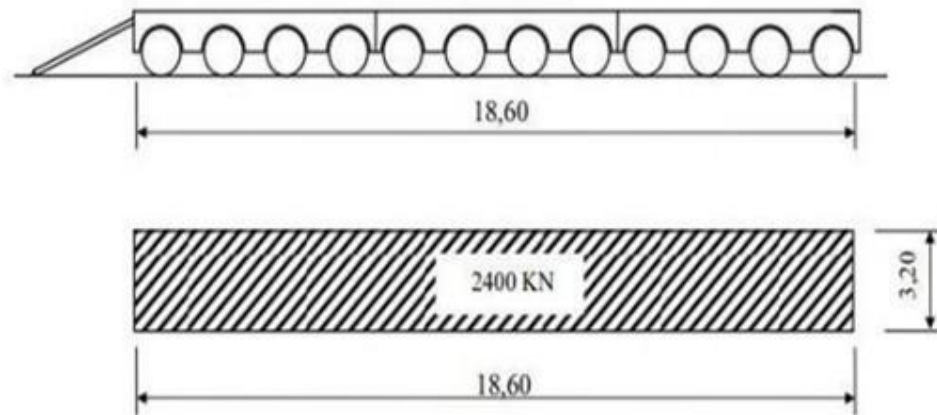


Figure IV. 9.Système D_240

$$Q_{D240} = \frac{240}{18,60} = 12.903 \text{ t/ml}$$

IV.6 Conclusion

Une fois que les charges appliquées à l'ouvrage ainsi que leurs réductions ont été correctement analysées, nous pouvons entamer la modélisation détaillée. Cette étape consiste à intégrer précisément les différents paramètres influençant le comportement structurel, afin de construire notre conception dans les meilleures conditions.

CHAPITRE V :
MODELISATION DE L'OUVRAGE

V.1. Introduction

Dans cette partie, une modélisation numérique permettra d'identifier les sollicitations (moments fléchissant, efforts tranchants) appliqués au tablier selon les combinaisons d'actions définies au chapitre précédent. Le modèle choisi sera présenté de manière détaillée, avec une justification des hypothèses et des méthodes de discrétisation. Les résultats (diagrammes de contraintes, valeurs extrêmes des efforts internes) seront ensuite exploités pour dimensionner la précontrainte, assurant ainsi la résistance et la stabilité de la structure sous charges combinées.

V.2. Présentation de l'ouvrage

Notre ouvrage est un pont a poutre de deux travées, constitue de deux voies.

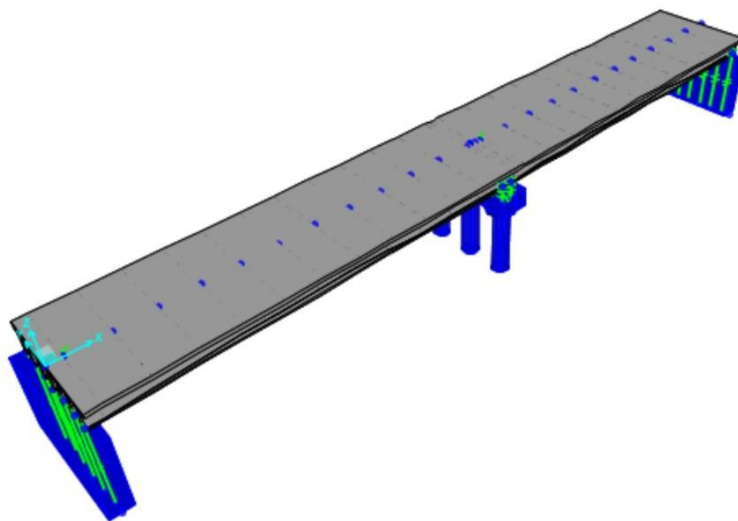


Figure V. 1. Vue de l'ensemble de l'ouvrage

V.3. Modélisation

V.3.1 Objectif de la modélisation

L'objectif de cette modélisation est de développer un modèle numérique simulant le comportement réel du pont sous des conditions environnementales et des charges externes. La Méthode des Éléments Finis (MEF), en intégrant les sciences de l'ingénierie, la mécanique des milieux continus et les propriétés des matériaux de construction, permet un gain considérable en temps et en ressources, tout en assurant une analyse précise et multifactorielle de la réponse structurale.

V.3.2 Présentation de logiciel

CSI Bridge 2017 est un logiciel de calcul et de conception dédié aux structures d'ingénierie, développé par la société CSI. Spécialement conçu pour les ouvrages d'art, il intègre un environnement de modélisation graphique associé à une bibliothèque d'éléments structuraux permettant une simulation précise du comportement mécanique. Le logiciel propose des outils avancés d'analyse statique et dynamique, complétés par des fonctionnalités de dimensionnement et

de vérification réglementaire. Son post-processeur graphique simplifie l'interprétation des résultats, la génération de rapports techniques et la mise en forme de notes de calcul, garantissant une analyse structurale rigoureuse et efficace.



Figure V. 2. Préface du Logiciel CSI Bridge

V.3.3 Méthodologie de modélisation

La modélisation vise à identifier et à mettre en évidence les paramètres caractéristiques et significatifs du problème étudié, tout en structurant les géométries et configurations variées de l'ouvrage. Elle permet d'évaluer l'évolution temporelle de la structure et de substituer l'approche expérimentale par une simulation numérique, en intégrant les interactions entre ses composantes. Cette démarche optimise l'analyse du comportement global et local de la structure sous sollicitations complexes.

❖ Choix d'un model :

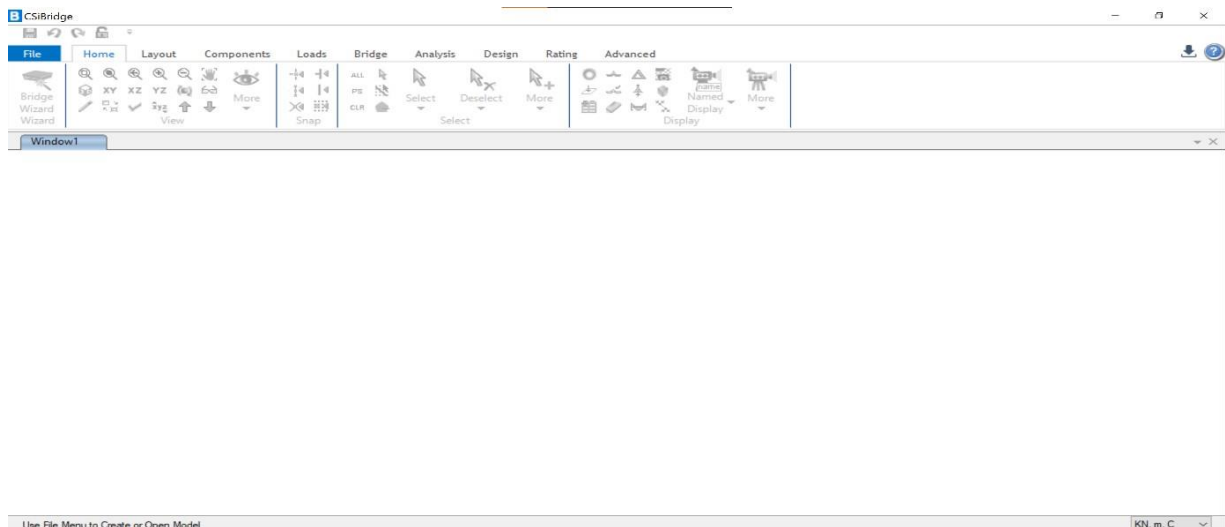


Figure V. 3. Première page de logiciel

Pour démarrer un modèle il faut cliquer sur **FILE** nouvelle commande et de la fenêtre représentée dans la **Figure V.3** apparaît, puis sélectionnez **T.m.C** pour modifier les unités en cas en besoin.

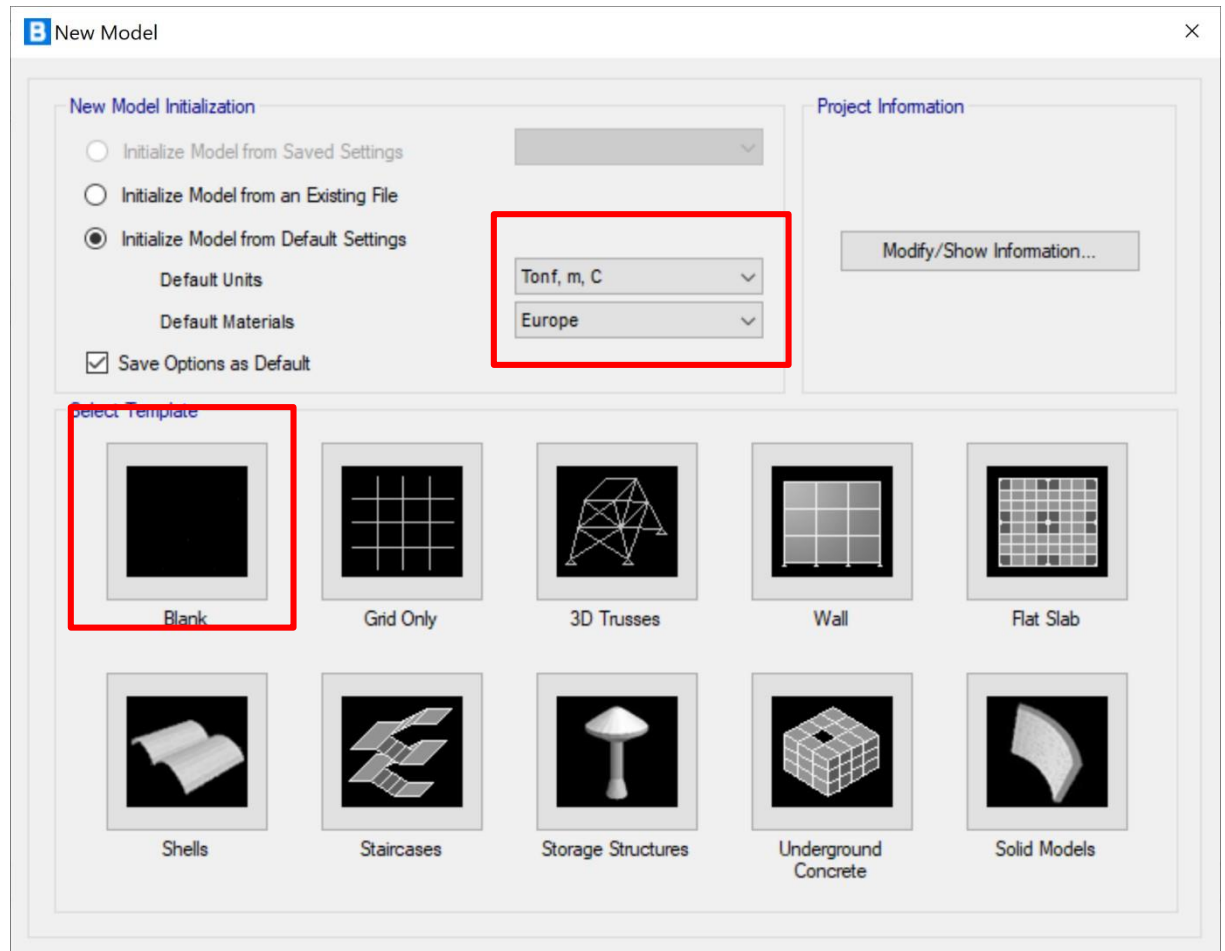


Figure V. 4.Choix d'unité et de modèle

❖ Géométrie du modèle :

On commence la procédure par la définition de la ligne de disposition **LAYOUT LIGNE** sous l'onglet **LAYOUT**

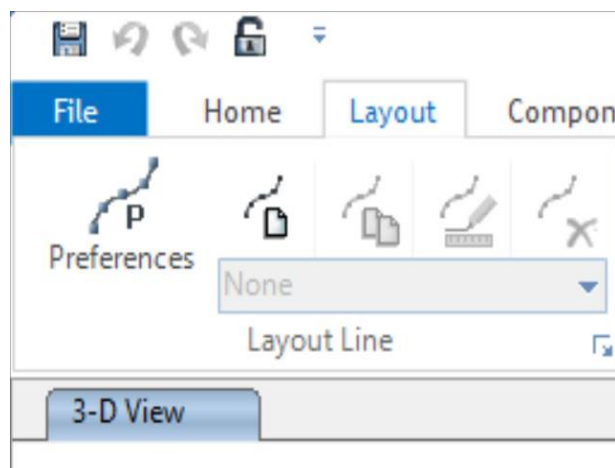


Figure V. 5.Création d'une ligne de construction

On sélectionne **NEW** puis on spécifie la station de démarrage a **0 m** et une station d'arrivée à **66,8 m**

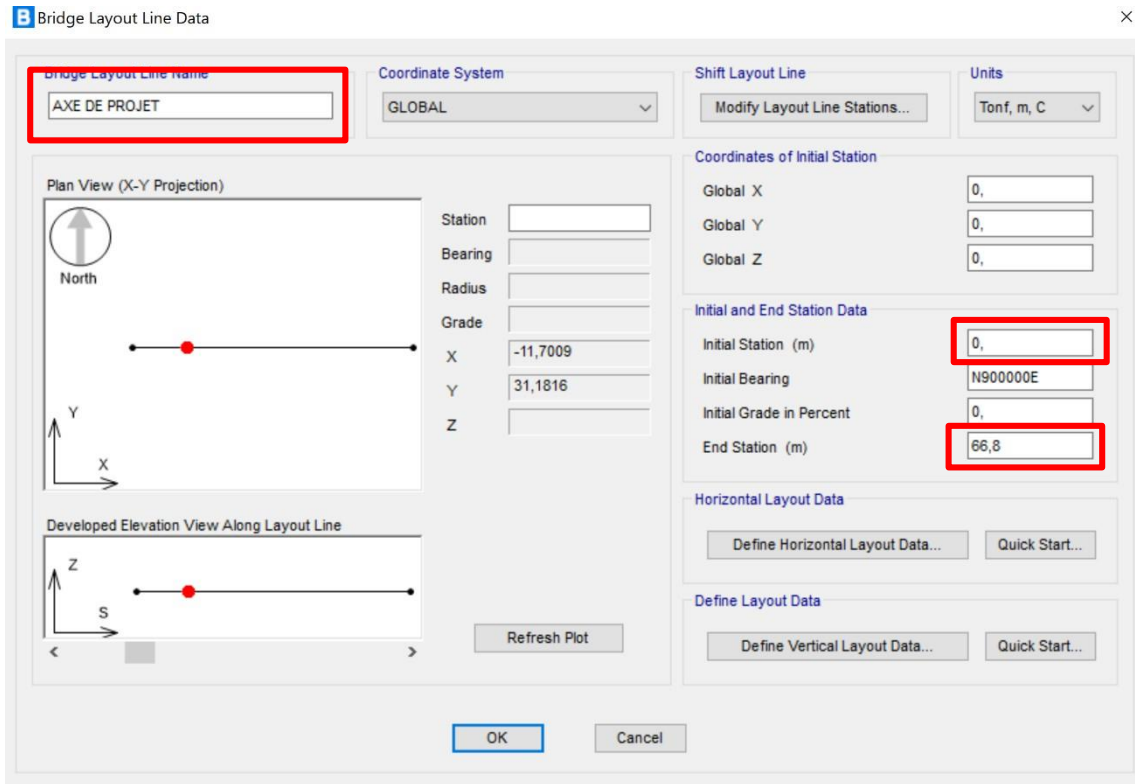


Figure V. 6. Choix D'unité et de longueur de tablier

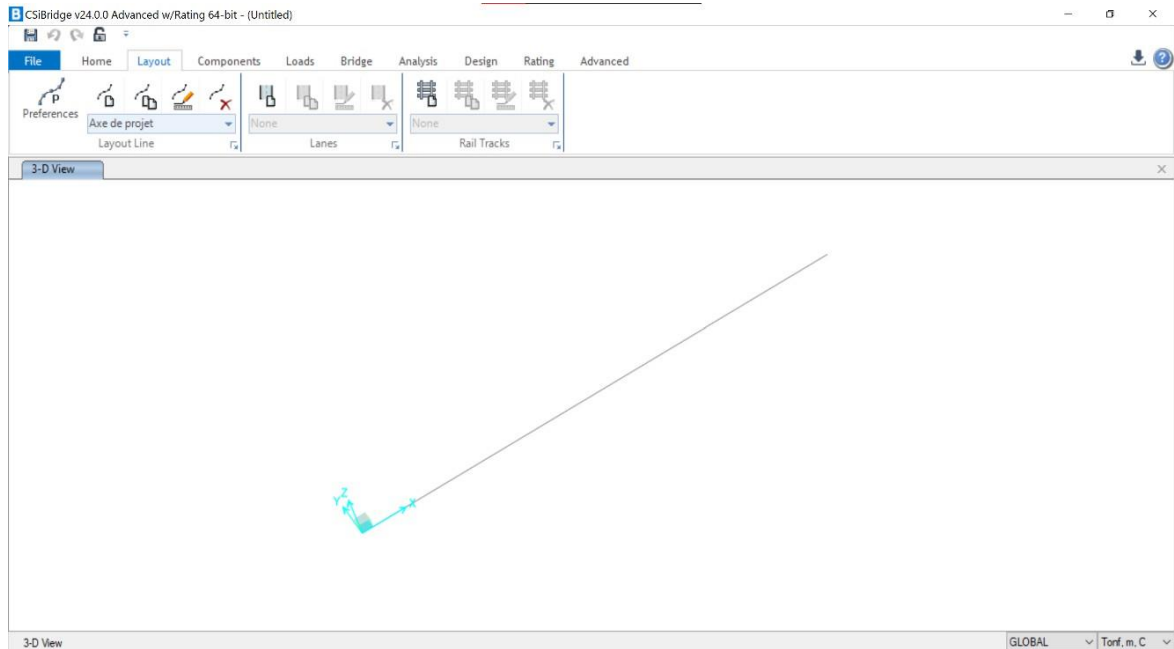


Figure V. 7. Représentation de l'axe de projet

❖ Définition des voies :

Notre chaussée est composée de **2** voies identiques de **3,3 m** de largeur.

Pour se faire, cliquez sur **LAYOUT>LANES>NEW** pour accéder à la fenêtre suivante sur laquelle on définit plusieurs paramètres des voies.

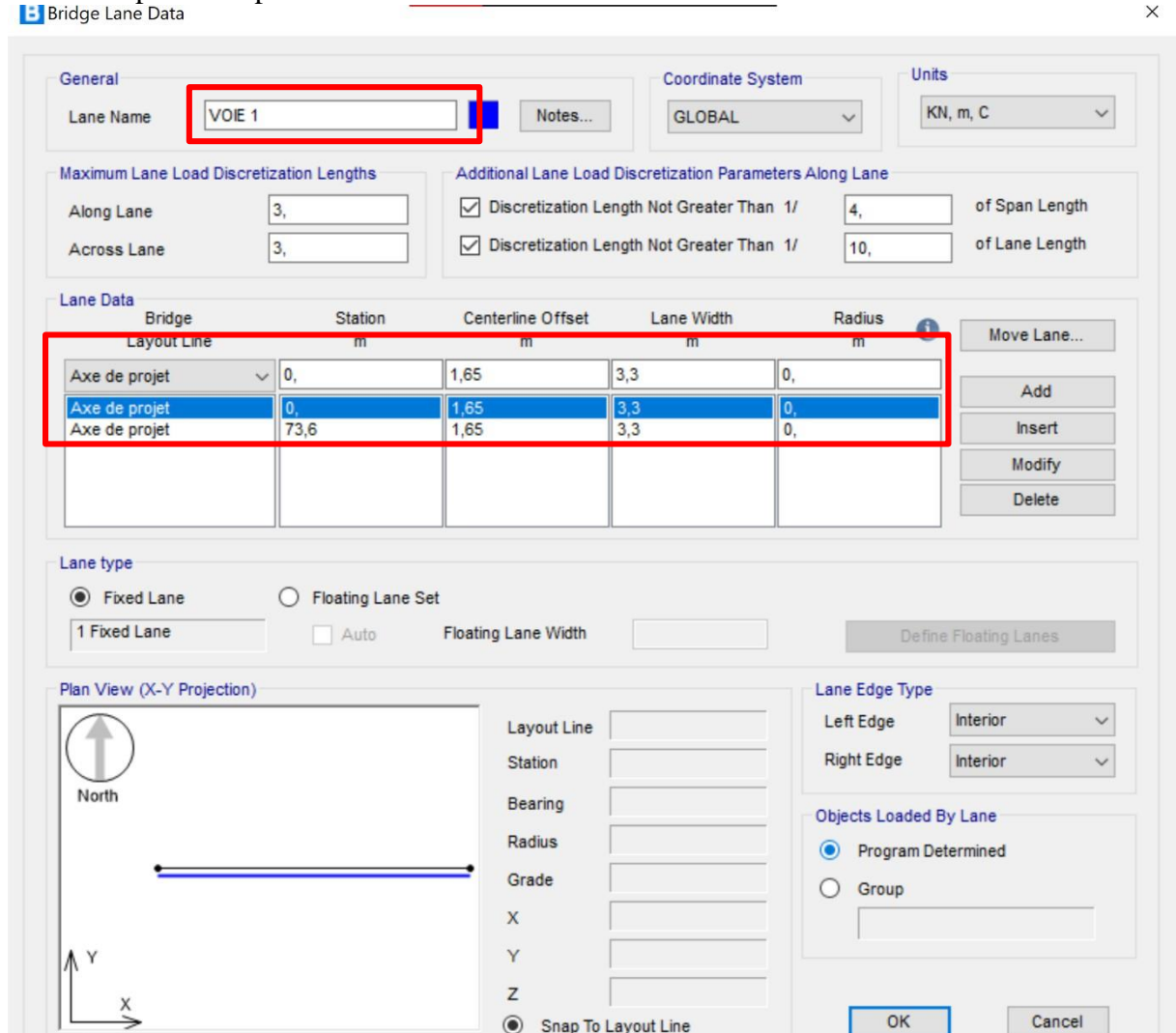


Figure V. 8. définition les voie (voie 1)

Pour créer une voie on choisit d'abord la ligne de référence qui lui correspond à partir de la station initiale (0m), ainsi que la largeur de la voie et l'excentricité par rapport à l'axe de référence. Lorsqu'on finit avec les voies de la partie gauche on fait la même chose pour les voies de droite. On aura à la fin 2 voies

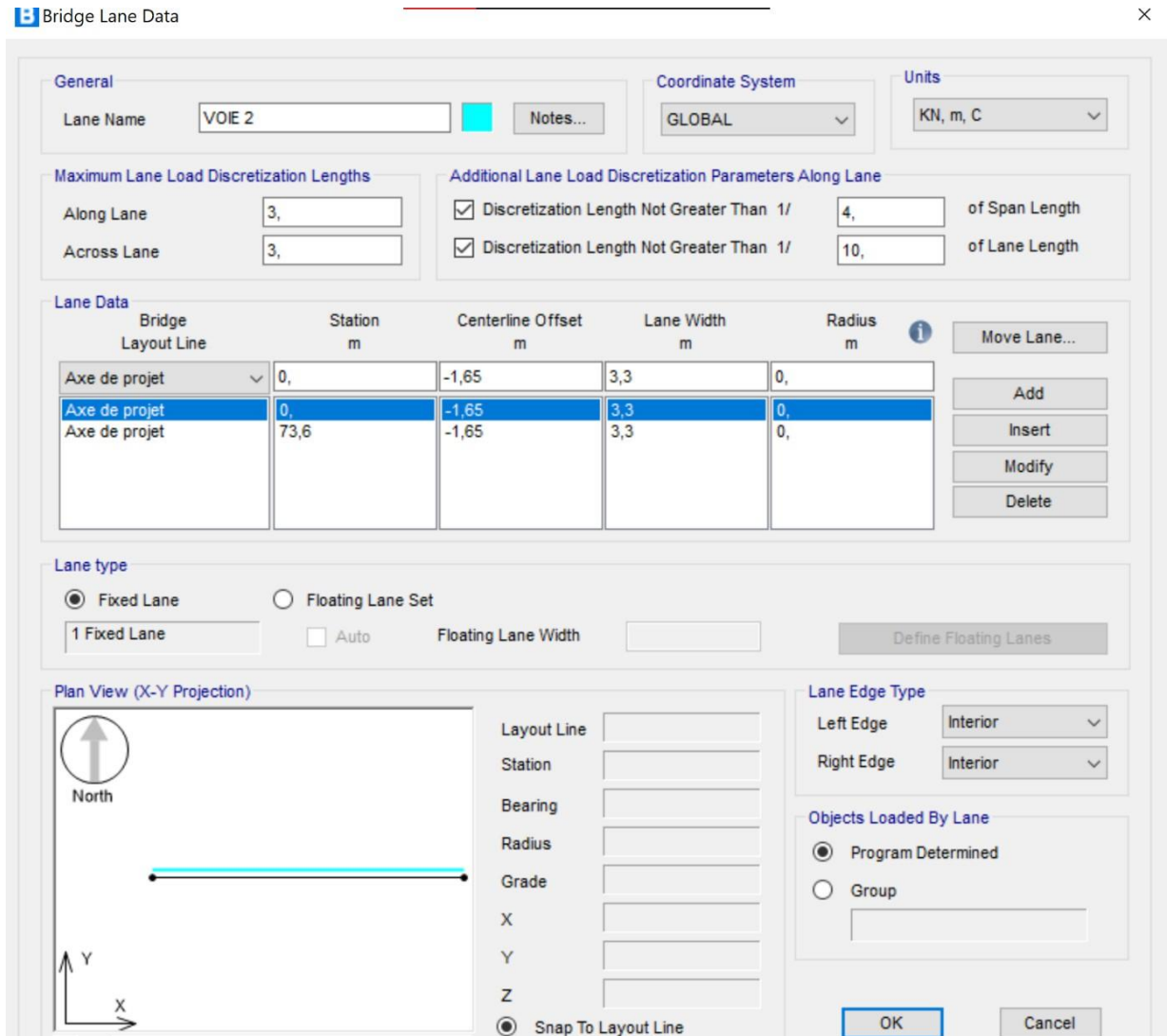


Figure V. 9. Définition de la voie 2

On crée une voie spéciale pour la charge D240 (au milieu de notre deux voies)

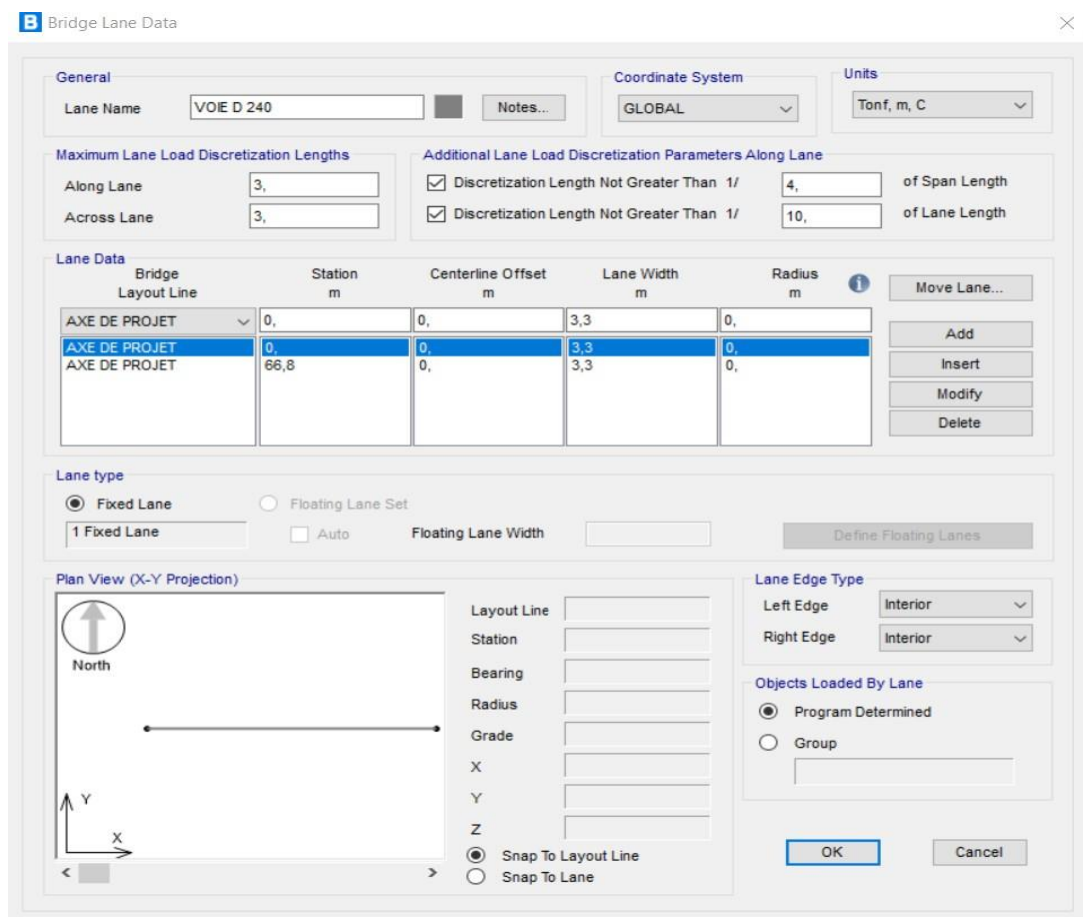


Figure V. 10. Définition de la voie spéciale D240

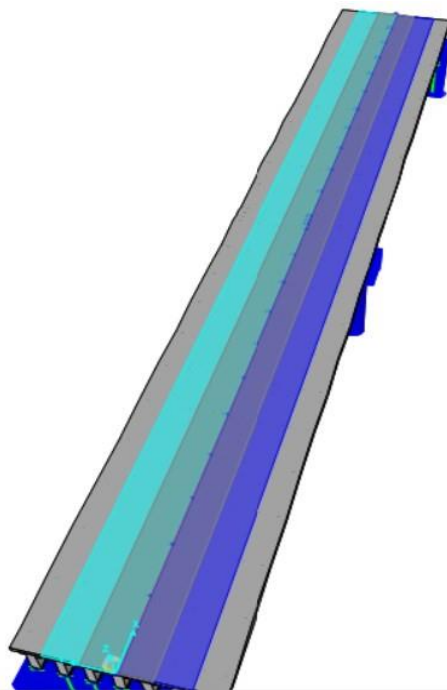


Figure V. 11 Vue des trois voies

❖ Définition des matériaux

Pour choisir le type de béton, il faut sélectionner **TYPE** puis **MATERIALS** après **NEW** et choisir le type de **béton C35/C45**.

Add Material Property

Region: United States

Material Type: Concrete

Standard: User

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: beton C35 Super

Material Type: Concrete

Material Grade: C35

Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 25,

Mass per Unit Volume: 2,5493

Units: Tonf, m, C

Isotropic Property Data

Modulus Of Elasticity, E: 35981,

Poisson, U: 0,2

Coefficient Of Thermal Expansion, A: 1,000E-05

Shear Modulus, G: 14992,083

Other Properties For Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, f_c: 35,

Expected Concrete Compressive Strength: 35,

Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor: []

Switch To Advanced Property Display

OK Cancel

Figure V. 12. Caractéristiques du béton 35

B Material Property Data ×

General Data

Material Name and Display Color:

Material Type: Concrete v

Material Grade:

Material Notes:

Weight and Mass **Units**

Weight per Unit Volume:

Mass per Unit Volume:

Tonf, m, C v

Isotropic Property Data

Modulus Of Elasticity, E:

Poisson, U:

Coefficient Of Thermal Expansion, A:

Shear Modulus, G:

Other Properties For Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, f_c:

Expected Concrete Compressive Strength:

Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor:

Switch To Advanced Property Display

Figure V. 13. Caractéristiques de béton C27

❖ Définition des sections

Pour créer des sections pour les culées et les piles (fut + chevêtre) on clique sur **TYPE** puis **FRAMES** puis **NEW**. Ensuite on choisit **CONCRETE** puis **RECTANGULAR** (pour les culées) et **CIRCULAR** pour les futs. Enfin, on choisit le type de matériaux à utiliser et la profondeur et la largeur pour les sections rectangulaires et les diamètres pour les sections circulaires .

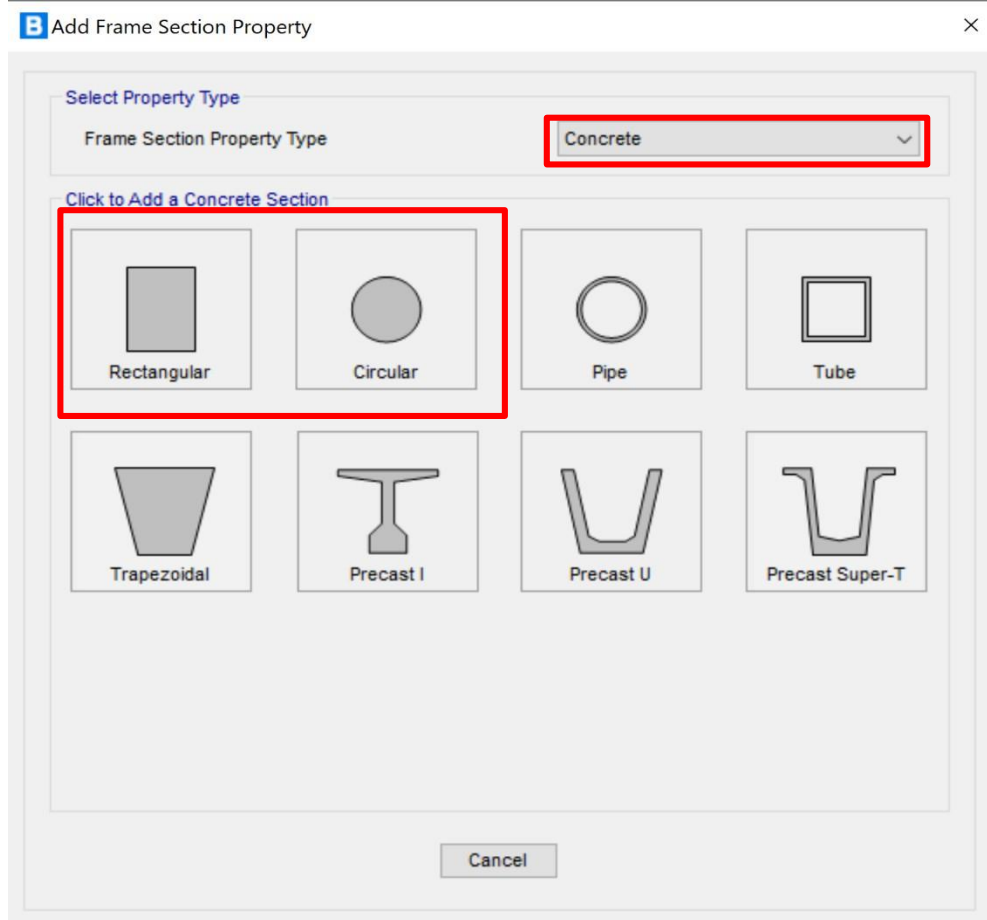


Figure V. 14. choix de section

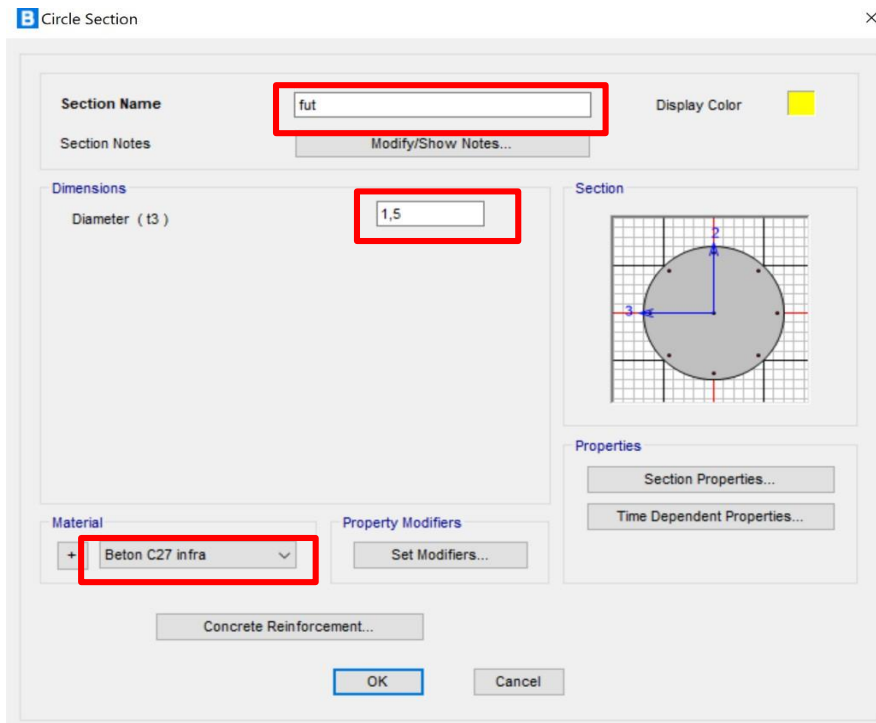


Figure V. 15. Définition des futs

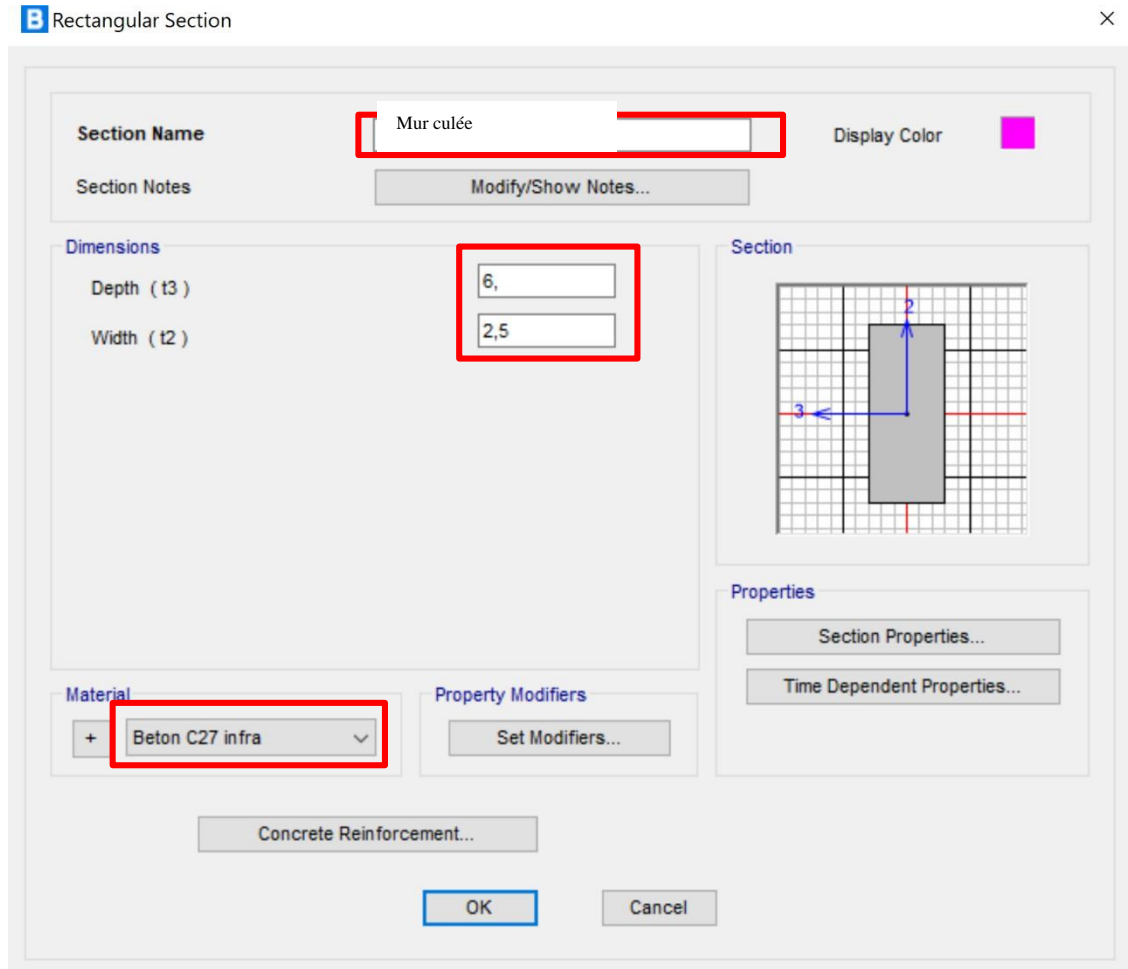


Figure V. 16. Définition de la culée de pont

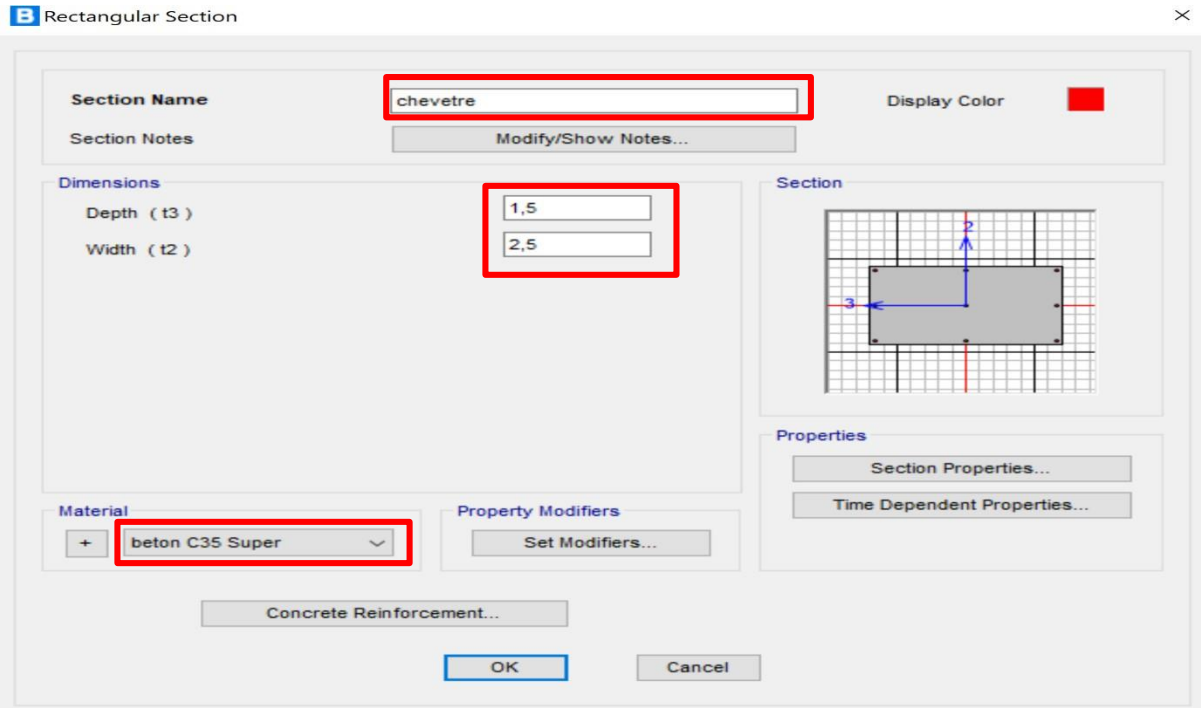


Figure V. 17. Définition du chevêtre

❖ Définition des sections de poutres

Les poutres de notre pont ne possèdent pas une section constante sur toute la longueur de la travée. Il est donc nécessaire de définir trois sections distinctes de poutres. Pour cela, rendez-vous dans **COMPONENTS** puis **FRAME PROPERTIES** puis **I GIRDER** puis **POUTRE EN I** ou directement dans la case entourée sur l'illustration ci-dessus intitulée **FRAME SECTION** puis cliquez sur **ADD NEW PROPERTIES**. Choisissez ensuite le matériau de la poutre dans **SECTION PROPRTETES TYPE**, et sélectionnez le type de poutre approprié pour votre cas.

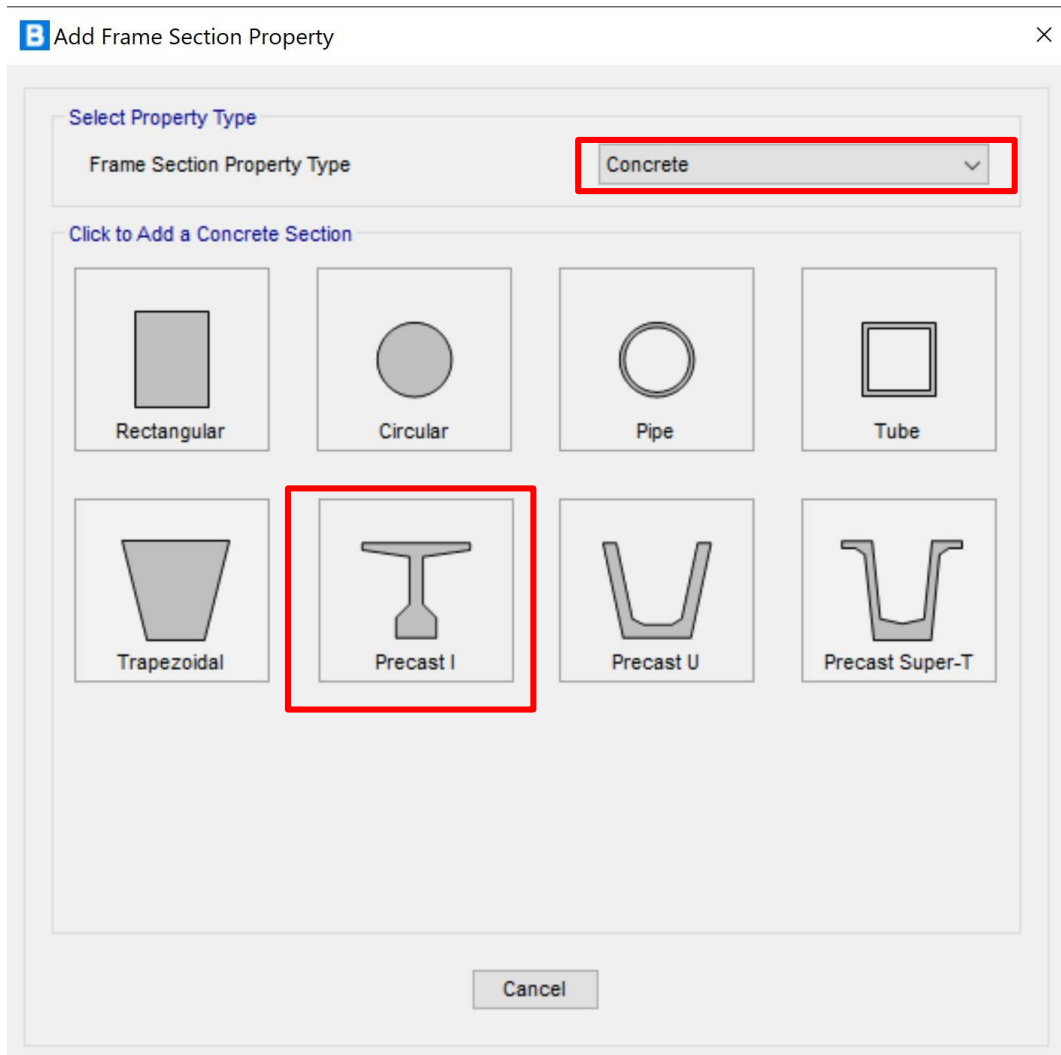


Figure V. 18. Définition de la poutre

Ensuite on définit les sections de notre poutre (about, intermédiaire, médiane)

On définit chaque section de notre poutre seul apres on définir une poutre complète comme si prévue dans les figures suivantes

B Precast Concrete I / Bulb Tee Girder ×

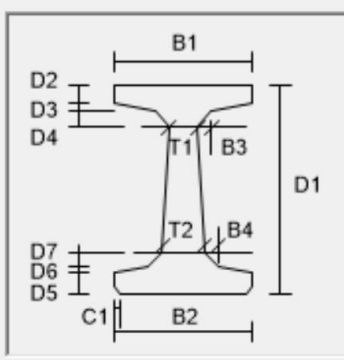
Section Name

Section Notes

Source: User Defined

Display Color

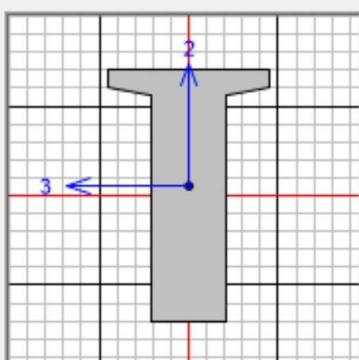
Section Dimensions



B1	<input style="border: 2px solid red;" type="text" value="1,03"/>
B2	<input style="border: 2px solid red;" type="text" value="0,47"/>
B3	<input type="text" value="0,"/>
B4	<input type="text" value="0,"/>
D1	<input type="text" value="1,6"/>
D2	<input type="text" value="0,11"/>
D3	<input type="text" value="0,05"/>
D4	<input type="text" value="0,"/>
D5	<input type="text" value="0,1"/>
D6	<input type="text" value="0,1"/>
D7	<input type="text" value="0,"/>

T1	<input style="border: 2px solid red;" type="text" value="0,47"/>
T2	<input style="border: 2px solid red;" type="text" value="0,47"/>
C1	<input type="text" value="0,"/>

Section



Properties

beton C35 Super v +

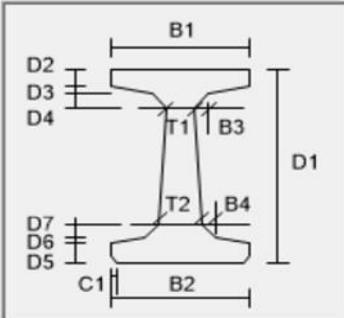
Figure V.19. Définition de la section d'appui

Section Name **Display Color** ■

Section Notes

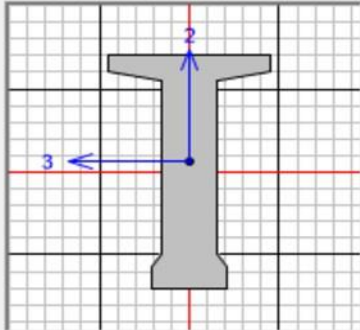
Source: User Defined

Section Dimensions



B1	<input type="text" value="1,03"/>
B2	<input type="text" value="0,47"/>
B3	<input type="text" value="0,"/>
B4	<input type="text" value="0,"/>
D1	<input type="text" value="1,6"/>
D2	<input type="text" value="0,11"/>
D3	<input type="text" value="0,06"/>
D4	<input type="text" value="0,03"/>
D5	<input type="text" value="0,15"/>
D6	<input type="text" value="0,09"/>
D7	<input type="text" value="0,"/>
T1	<input type="text" value="0,35"/>
T2	<input type="text" value="0,35"/>
C1	<input type="text" value="0,"/>

Section



Properties

beton C35 Super

Figure V. 20. Définition de la section intermédiaire

Section Name **Display Color**

Section Notes

Source: User Defined

Section Dimensions

B1	<input type="text" value="1,03"/>
B2	<input type="text" value="0,47"/>
B3	<input type="text" value="0,"/>
B4	<input type="text" value="0,"/>
D1	<input type="text" value="1,6"/>
D2	<input type="text" value="0,11"/>
D3	<input type="text" value="0,06"/>
D4	<input type="text" value="0,1"/>
D5	<input type="text" value="0,15"/>
D6	<input type="text" value="0,2"/>
D7	<input type="text" value="0,"/>
T1	<input type="text" value="0,21"/>
T2	<input type="text" value="0,21"/>
C1	<input type="text" value="0,"/>

Section

Properties

beton C35 Super

Figure V. 21. Définition de la section médiane

❖ Définir la poutre complète

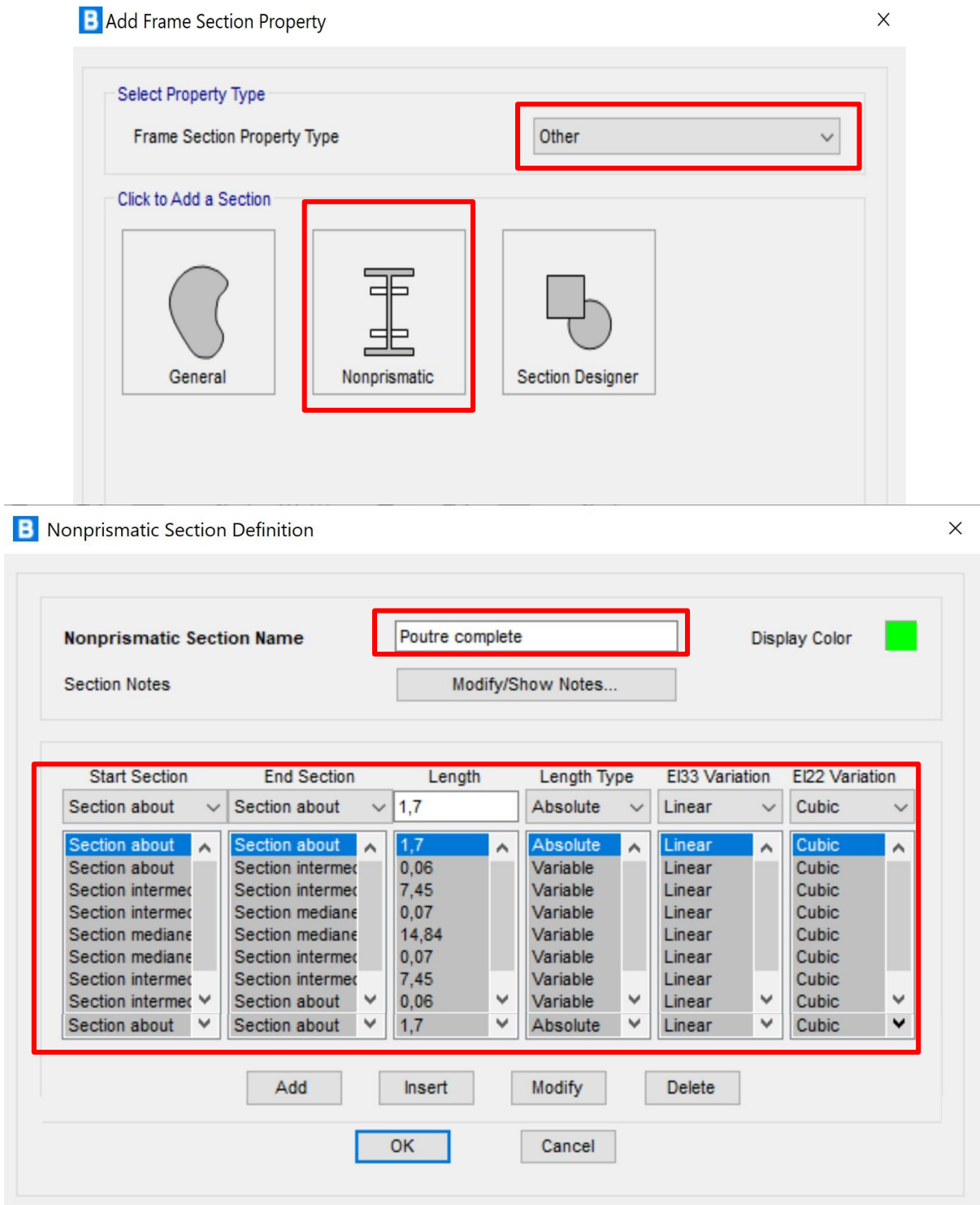


Figure V. 22. Définir les variations de poutre complète

Il est nécessaire de préciser le type de longueur à utiliser, qu'elle soit **variable** ou **absolue**. Lorsqu'on opte pour une longueur **absolue**, on fixe explicitement la distance sur laquelle les sections sont définies. En revanche, si les poutres n'ont pas toutes la même longueur, il est

préférable d'utiliser une longueur **variable**, ce qui permet au logiciel de déterminer automatiquement les distances restantes.

- ❖ Définir le tablier

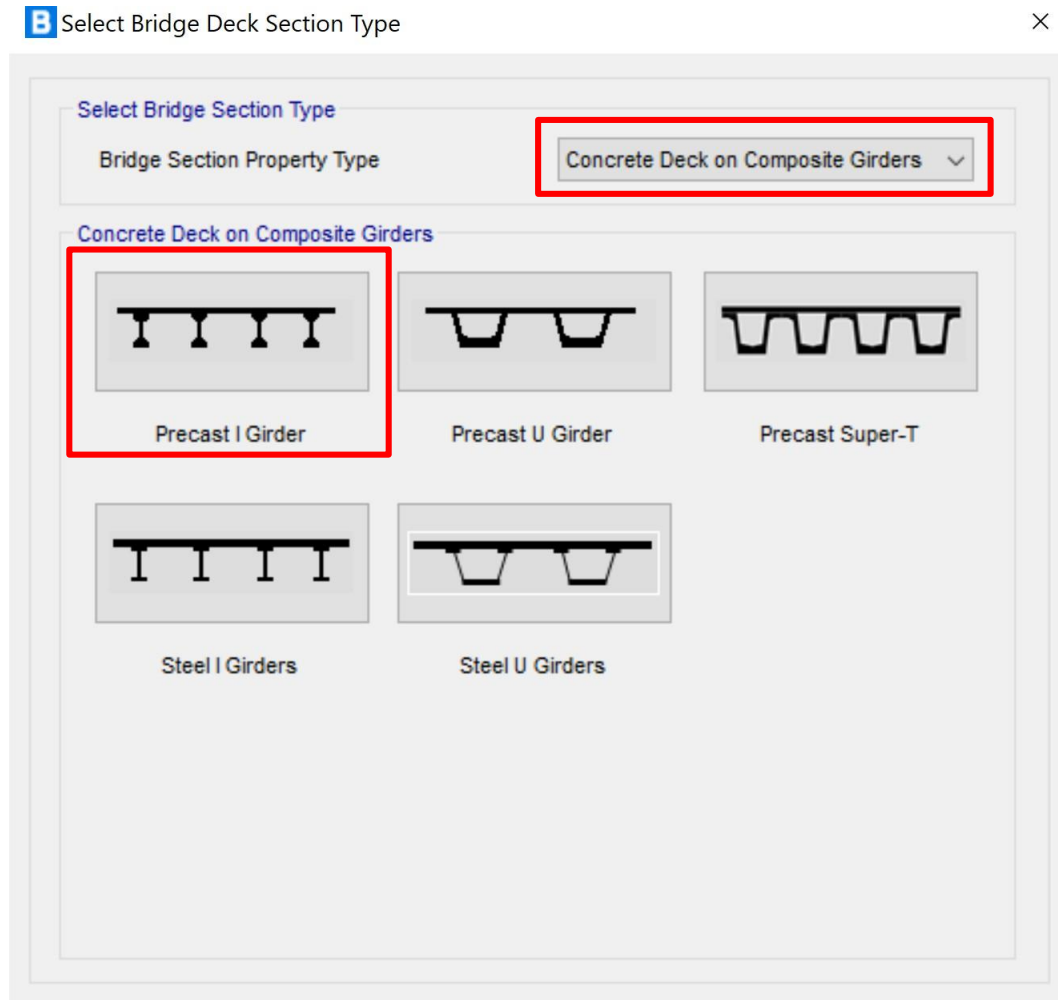


Figure V. 23. Liste des types de tablier

On appuis sur **PRECAST I GIRDER** pour avoir le tablier en béton arme sudes poutres en I, une coupe transversale explicative apparait sur le haut de la fenêtre expliquant les différents paramètres à modifier sur cette fenêtre :

- Le matériau de la superstructure : BETON C35
- Nombre de poutres intérieures :5 poutres

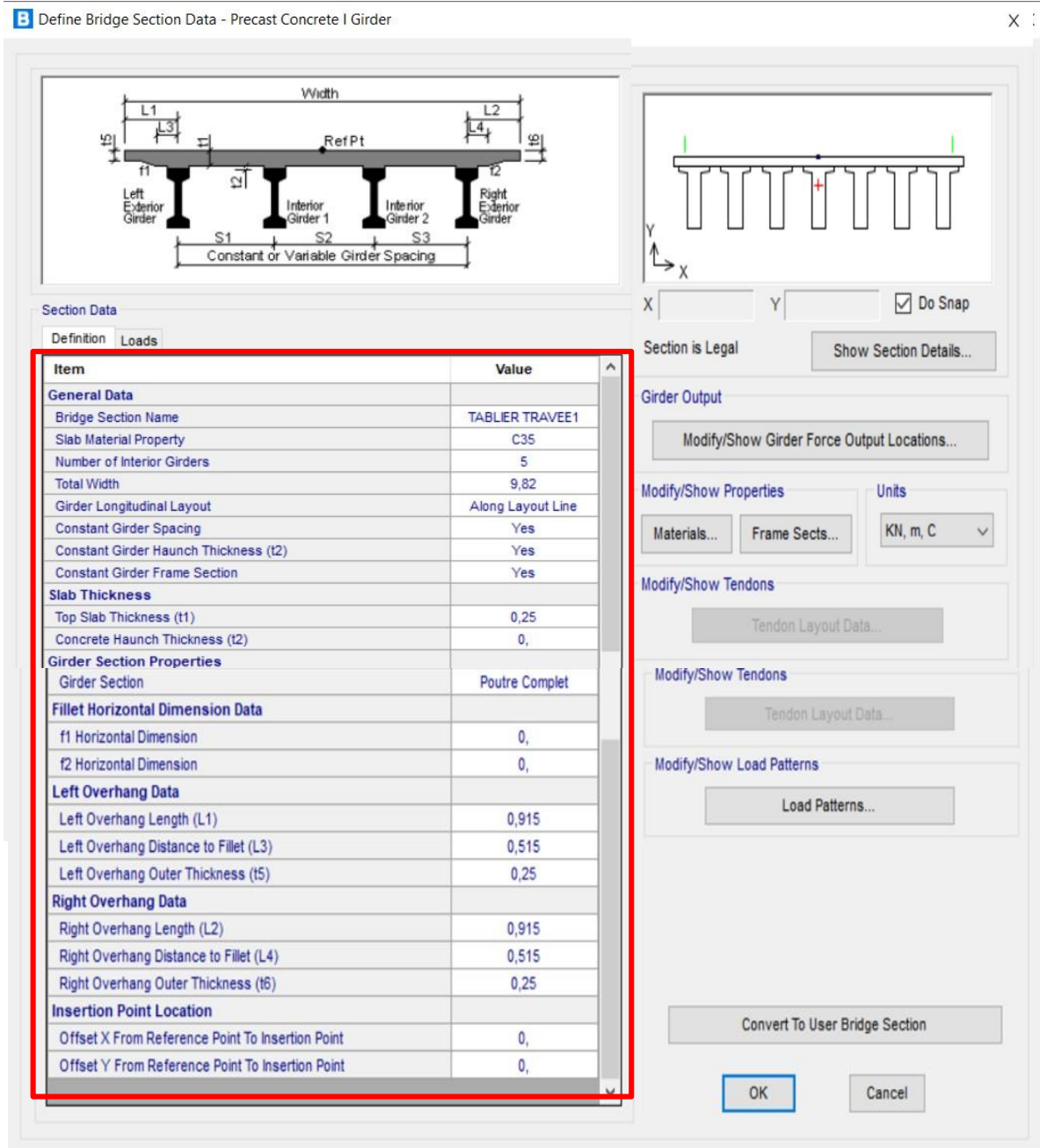


Figure V. 24.définition des paramètres du tablier

-Le tracé des axes des poutres entre appuis : les poutres doivent être rectilignes entre les Appuis pour ne pas engendrer des moments supplémentaires de torsions, **CSI Bridge** nous donne le choix d'avoir des poutres rectilignes ou suivant

- ❖ Définition les appuis et culées et piles ;

- ✓ Les appuis :

Les appuis sont définis par **BEARING**. On définir trois appuis chacune est modifié à autre.

On a un appui simple on fixe une seule translation pour notre cas on fixe Translation vertical (U1), et les autres on les met libre.

Pour l'appui double on fixe les trois premiers translation (U1 U2 U3).

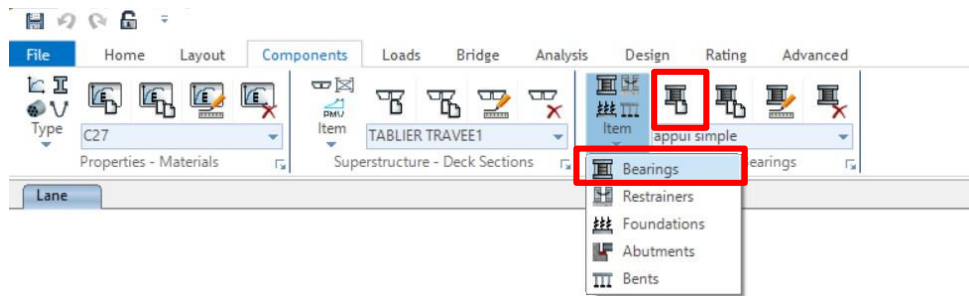


Figure V. 28. Définition des appuis

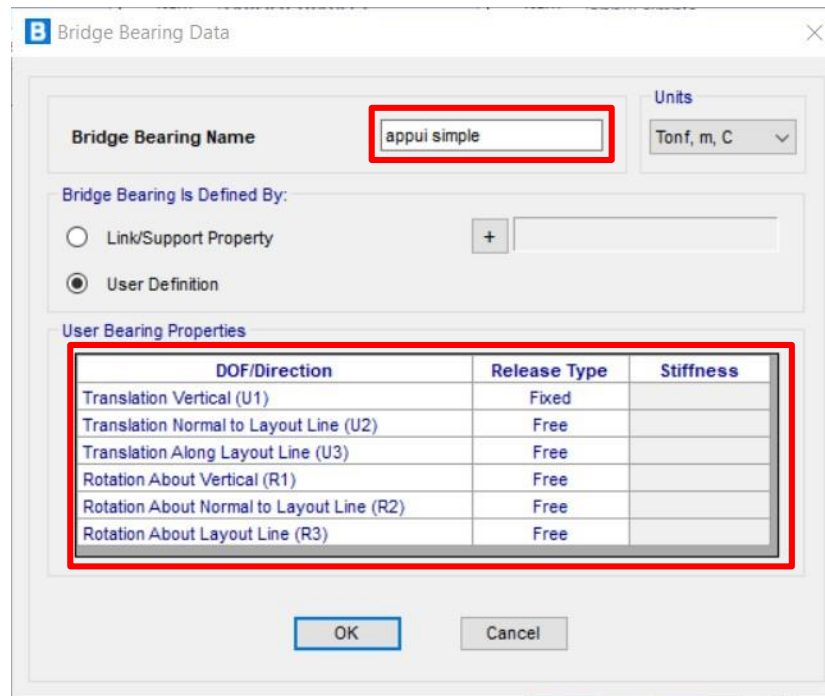


Figure V. 25. Définition l'appui simple

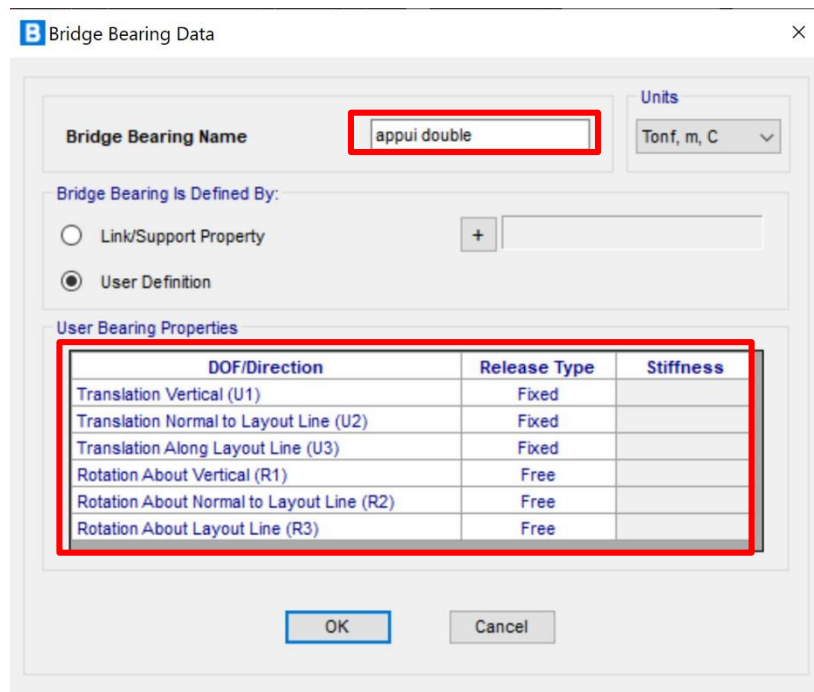


Figure V. 26. Définition l'appui double

Pour les fondations on définir un appui fondation avec une fixation de toutes les translations

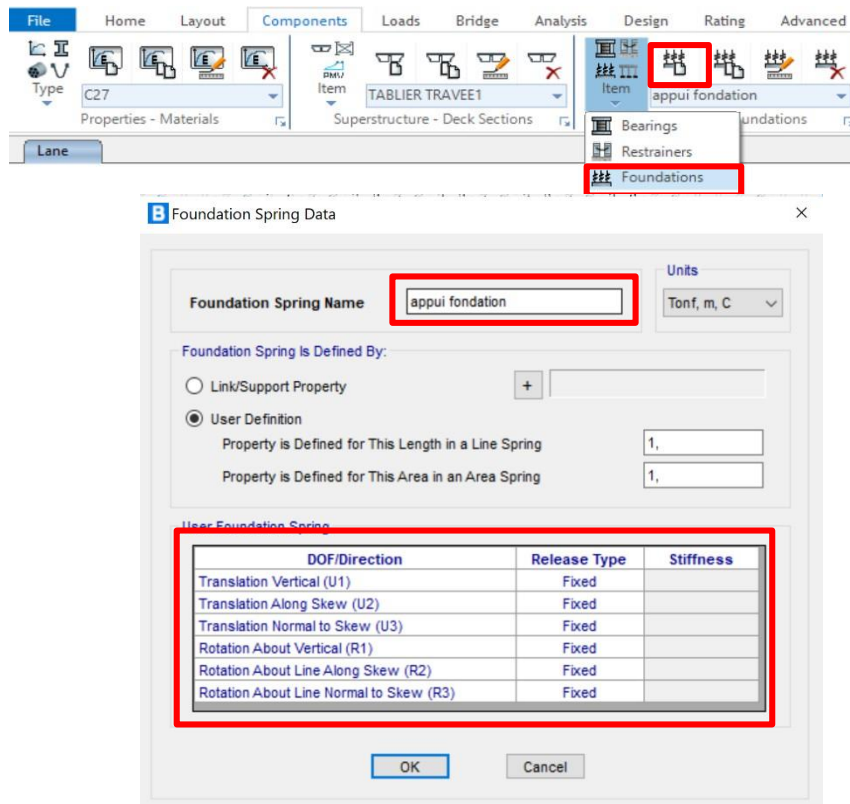


Figure V.27. Définition l'appui fondation

✓ Les culées

Les culées sont définies par **ABUTEMENTS**. La culée supporte les extrémités du pont et transmet les charges au sol tout en retenant le remblai d'accès. Elle assure ainsi la stabilité de l'ouvrage et permet une transition sécurisée entre le pont et la chaussée.

Dans la case de **BEAM LENGTH** on met la largeur de notre mur culée.

On a défini deux culées identiques (culée 1 et culée 2)

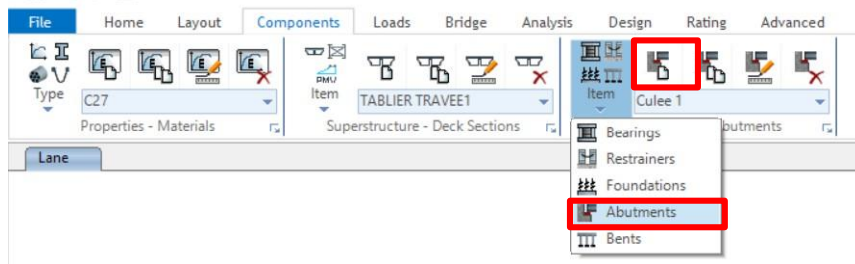


Figure V. 32. Définition des culées

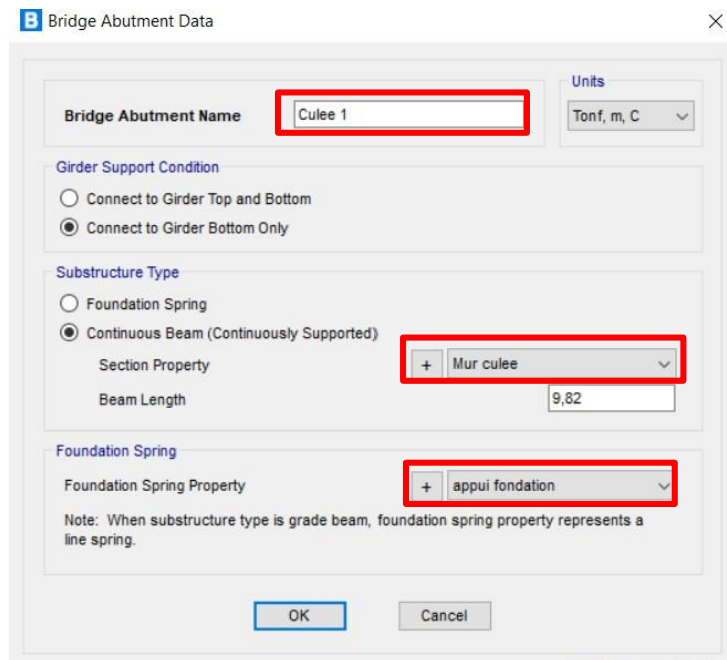


Figure V. 28. Les caractéristiques de la culée 1

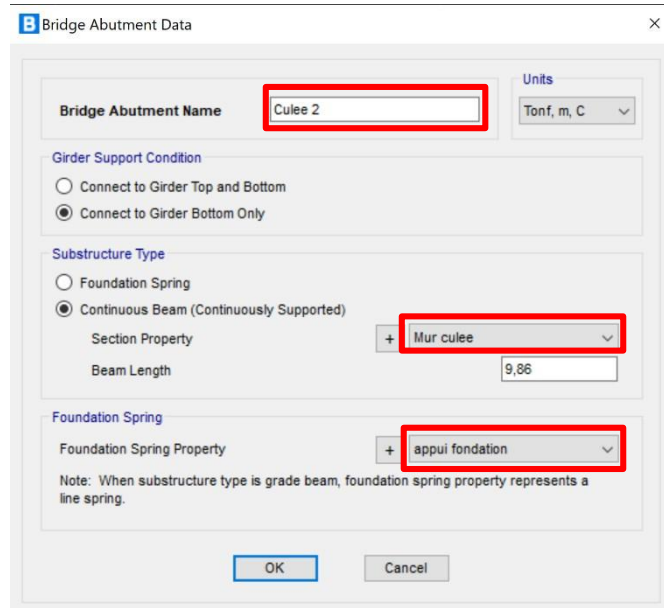


Figure V. 29. Définition des culée 2

✓ Les piles

Les piles sont définies par BENTS. Les piles supportent le tablier du pont entre les deux culées et transmettent les charges verticales au sol. Elles assurent la stabilité de l'ouvrage en résistant aux efforts horizontaux dus au vent, à la température ou aux séismes.

N.B :

Dans notre ouvrage on a 3 futs identiques

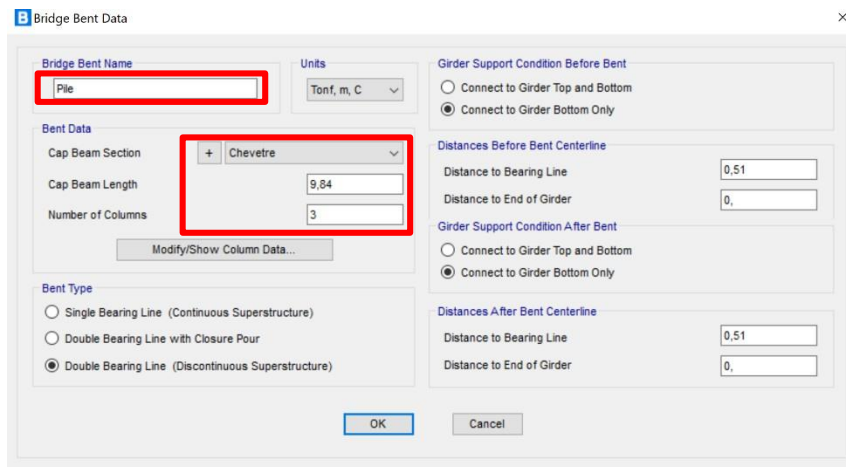
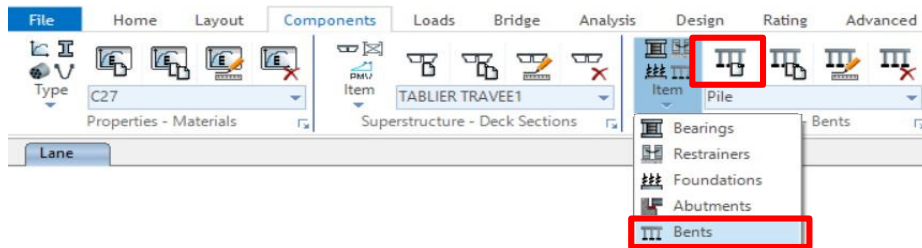


Figure V. 30. Définitions des piles

Lorsque on appuyer sur **MODIFY /SHOW COLUMN DATA** on peut modifier la section et la hauteur de notre trois piles.

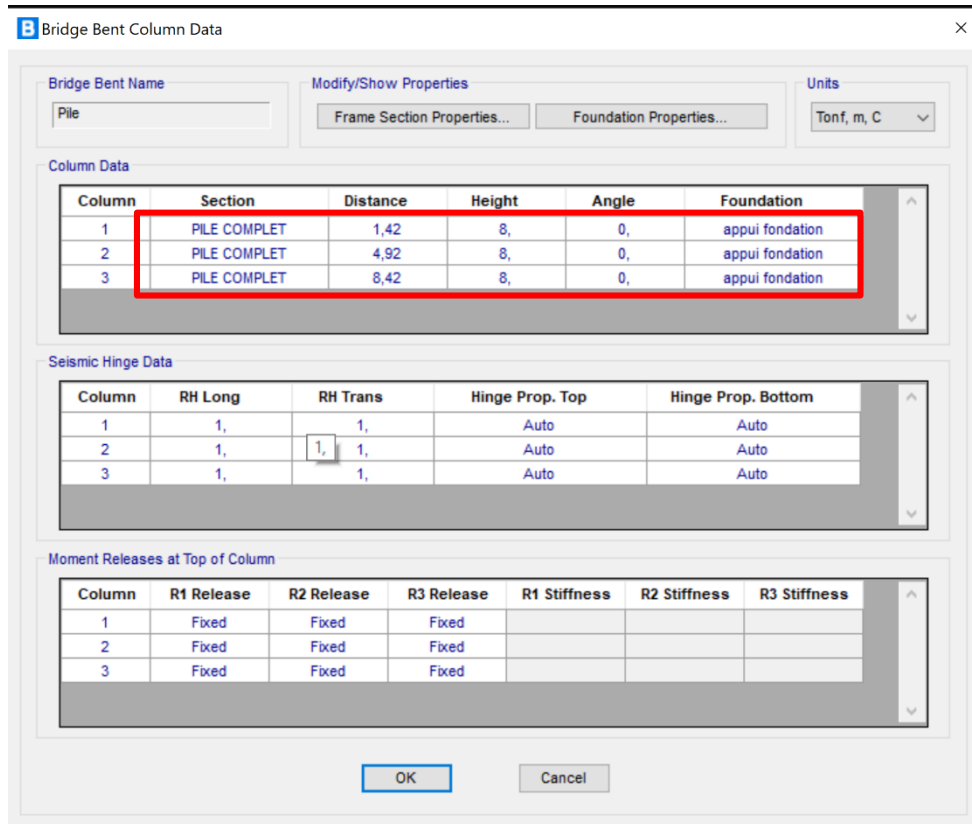


Figure V. 31. Définition des sections des piles

❖ Définitions des charges et les combinaisons

Pour bien analyser l'ouvrage, on a besoin des combinaisons dans l'**Etat Limite Ultime (ELU)** et autres dans l'**Etat limite de Service (ELS)**. Pour les définir, on doit passer d'abord par la notation des chargements nécessaires dans l'étude (calculés dans le chapitre précédent) :

- Définition des actions permanentes
- Les actions permanentes comprennent notamment :
- Les actions dues au charge permanente (poids propre).
- Les actions dues aux charges complémentaires permanente (revêtement, les Gard corps, corniche,)

- L'application de ces charges sur le modèle a été faite avec précision, leur positionnement est strictement respecté d'une façon qui reflète la réalité.

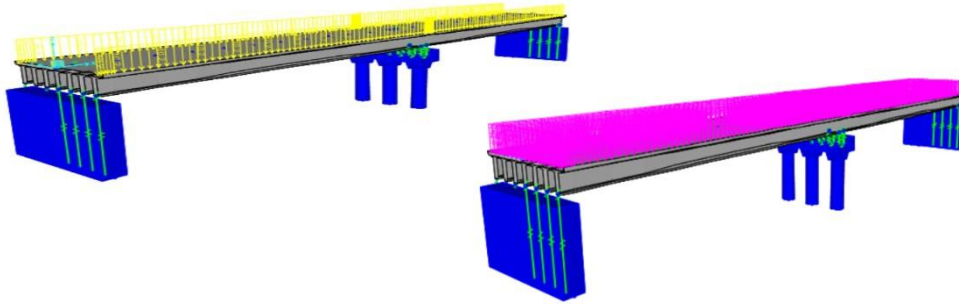


Figure V. 32. Définition de model de charge

- Définir les charges roulable

Load ⇒ Vehicules ⇒ NEW

Dans cette partie des charges roulables on introduire cinq types de charges roulable (**BC, BR, BT, MC120, D240**) sont calculés dans les chapitres précédents

- ✓ La charges BC

La charge BC est une charge routière réglementaire utilisée dans le calcul des structures de ponts. Elle représente un convoi type composé de plusieurs camions lourds, disposés de manière à créer les sollicitations maximales sur l'ouvrage. Ce système de charge prend en compte la répartition des poids par essieu (avec un poids maximum autorisé par essieu) ainsi que les distances variables entre les véhicules du convoi, afin de simuler des conditions réelles de trafic routier. La charge BC permet ainsi de garantir la sécurité et la durabilité des ponts soumis aux charges mobiles engendrées par le passage des véhicules.

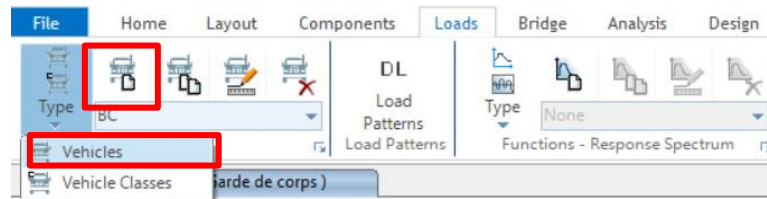


Figure V. 33. Définitions les charges roulables

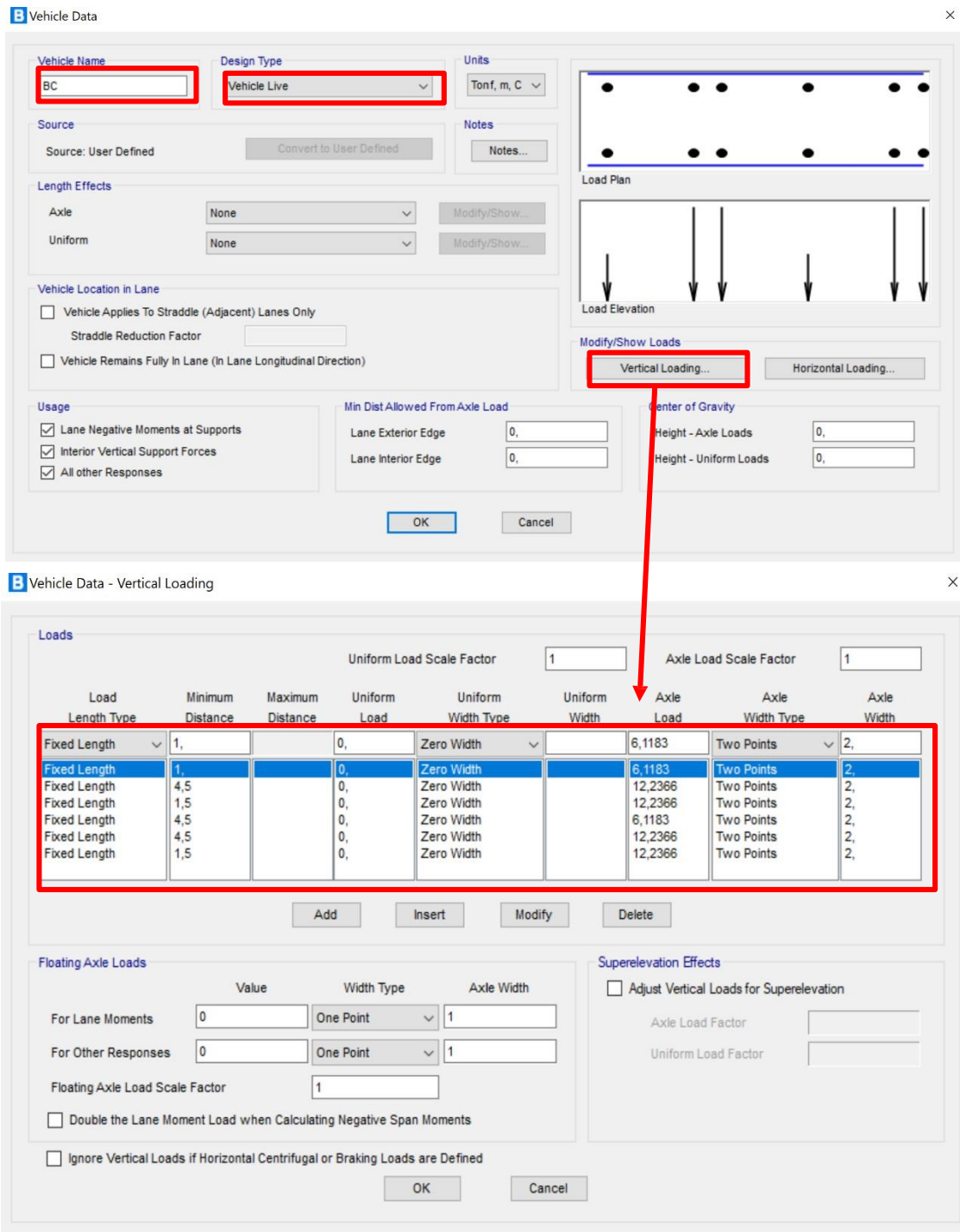


Figure V. 34. Définition la charge B_c

✓ La charge BR

La charge BR est une charge routière ponctuelle utilisée dans les calculs de dimensionnement des ouvrages d'art, notamment les ponts. Elle représente un véhicule isolé de type camion standard. Cette charge est appliquée à différents endroits de la structure afin de déterminer les sollicitations maximales dues au passage d'un véhicule isolé,

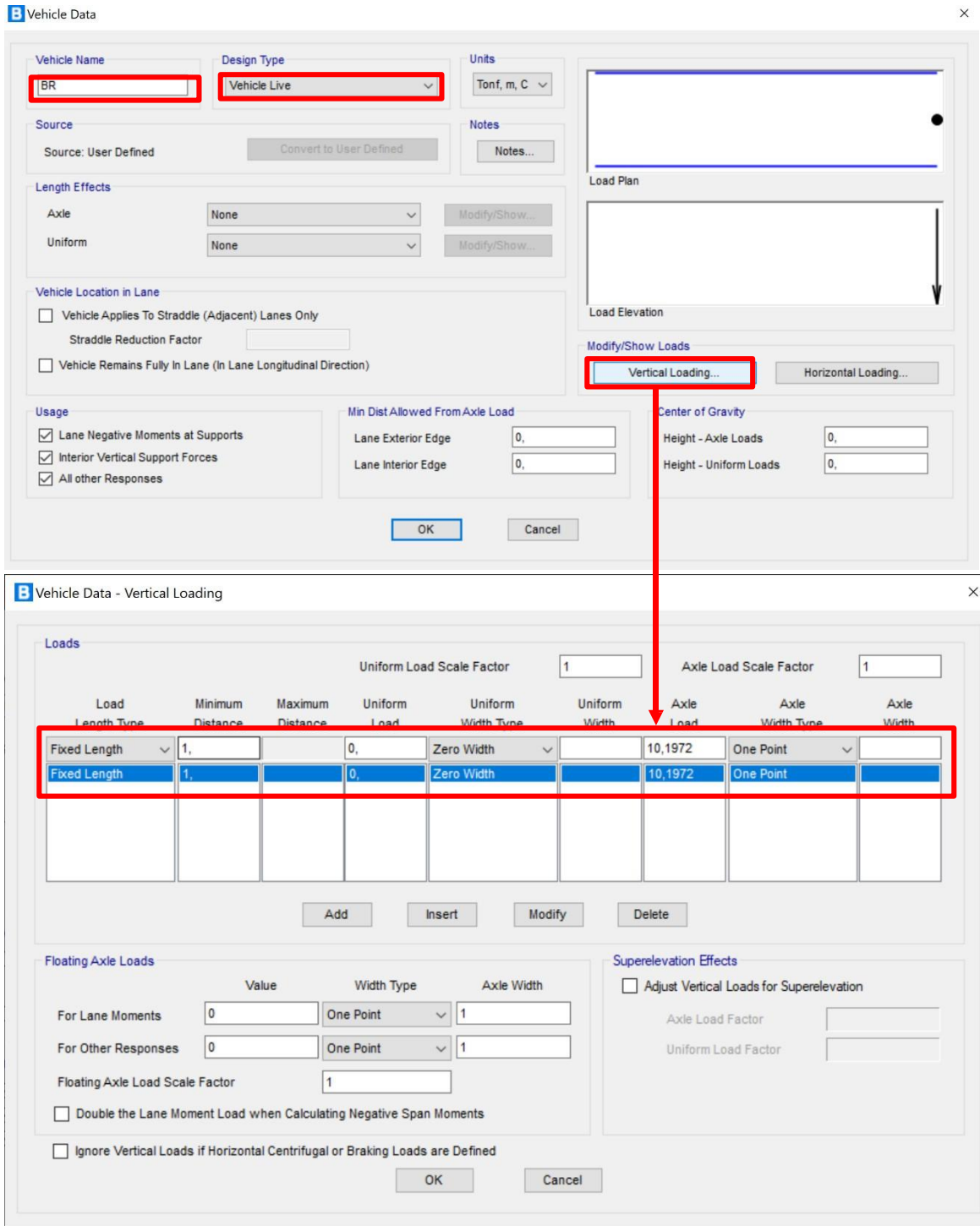


Figure V. 35. Définition de charge B_r

✓ La charges BT

La charge BT représente un véhicule militaire lourd, généralement un char de combat, utilisé pour le dimensionnement des ponts soumis à des charges exceptionnelles. Cette

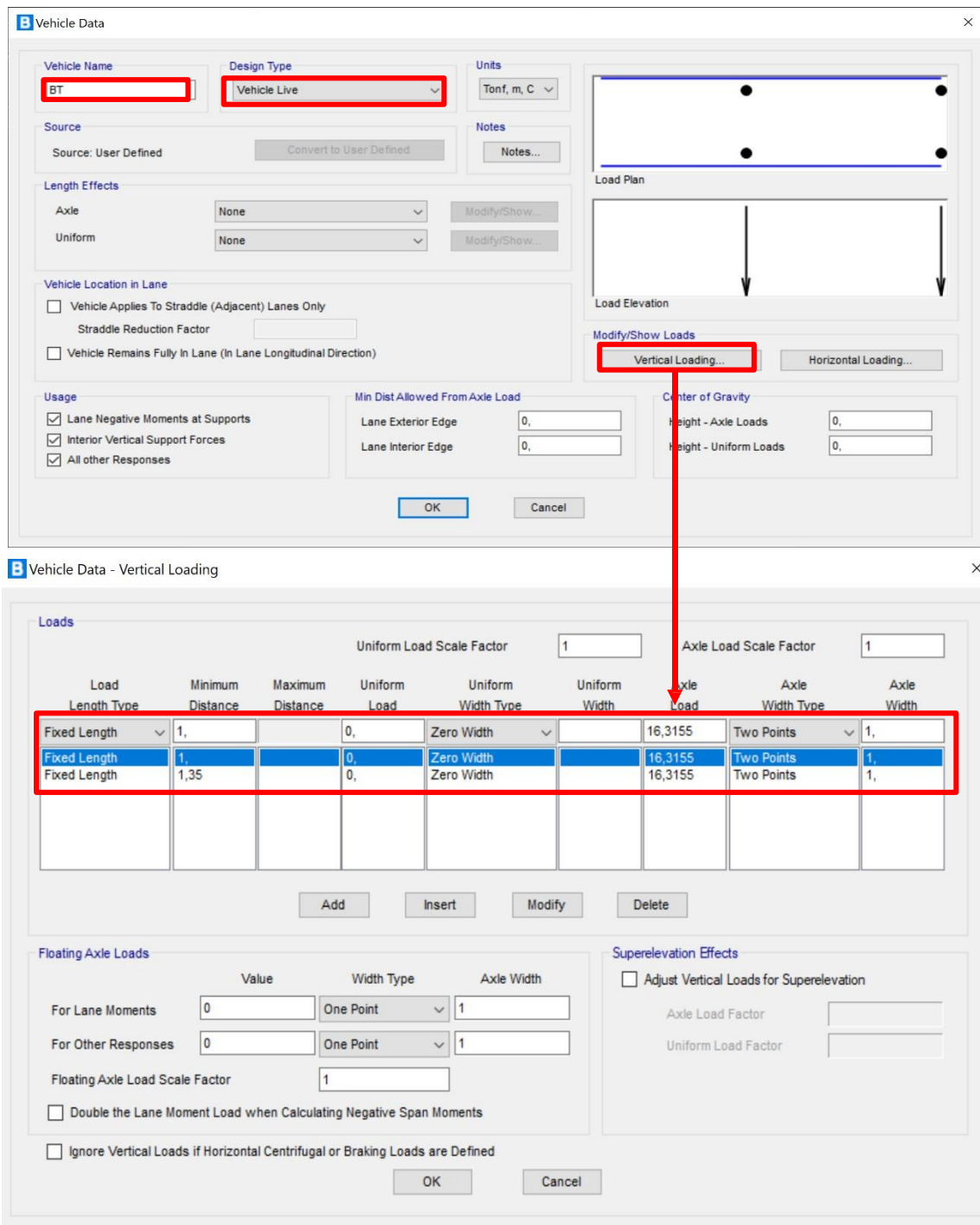


Figure V.36. Définition de la charges Bt

charge est utilisée pour vérifier la résistance des ouvrages situés sur les itinéraires militaires obligés.

✓ La charges Mc120

La charge MC120 est une charge militaire mobile représentant un char de combat moderne. Elle est utilisée pour le dimensionnement des ponts situés sur les itinéraires militaires obligés.

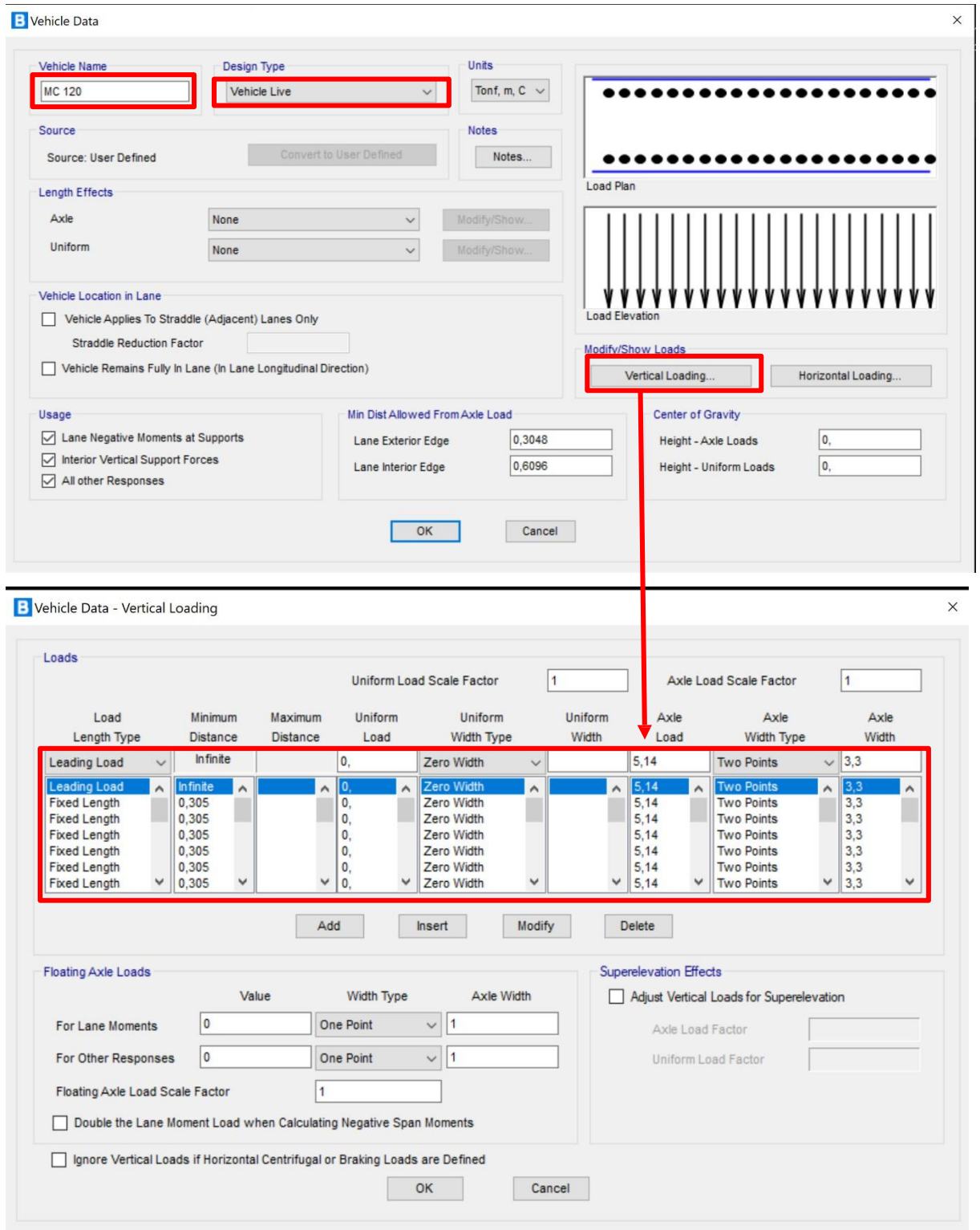


Figure V. 37. Définition de la charge MC120

✓ La charge D 240

La charge D240 est une charge militaire statique utilisée pour représenter un véhicule blindé très lourd, généralement un char de combat lourd ou un véhicule spécial militaire. Elle sert à vérifier la capacité portante des ponts situés sur les itinéraires militaires obligés, notamment lors de manœuvres ou déplacements stratégiques.

- Définir les charges permanentes

Load ⇒ LOAD DISTRUBUTOINS ⇒ TYPE

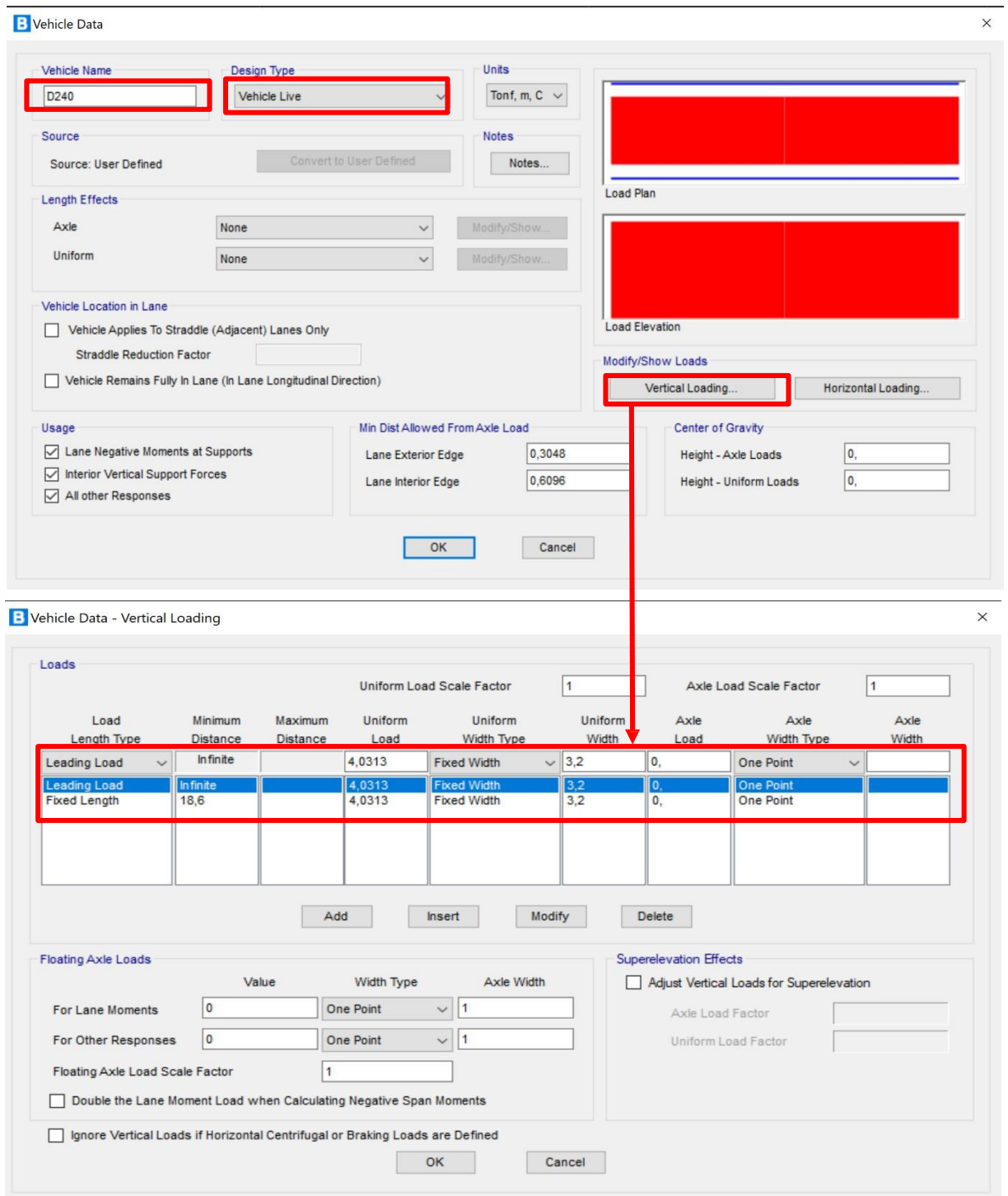


Figure V. 38. Définition de la charge D240

- CHARGES LINEAIRE

Une charge linéaire est une force ou un poids appliqué uniformément le long d'une ligne (par opposition à une charge ponctuelle ou surfacique)

Dans notre ouvrage on a **2 gardes corps** et **2 corniches** de chaque cotée droite et gauche.

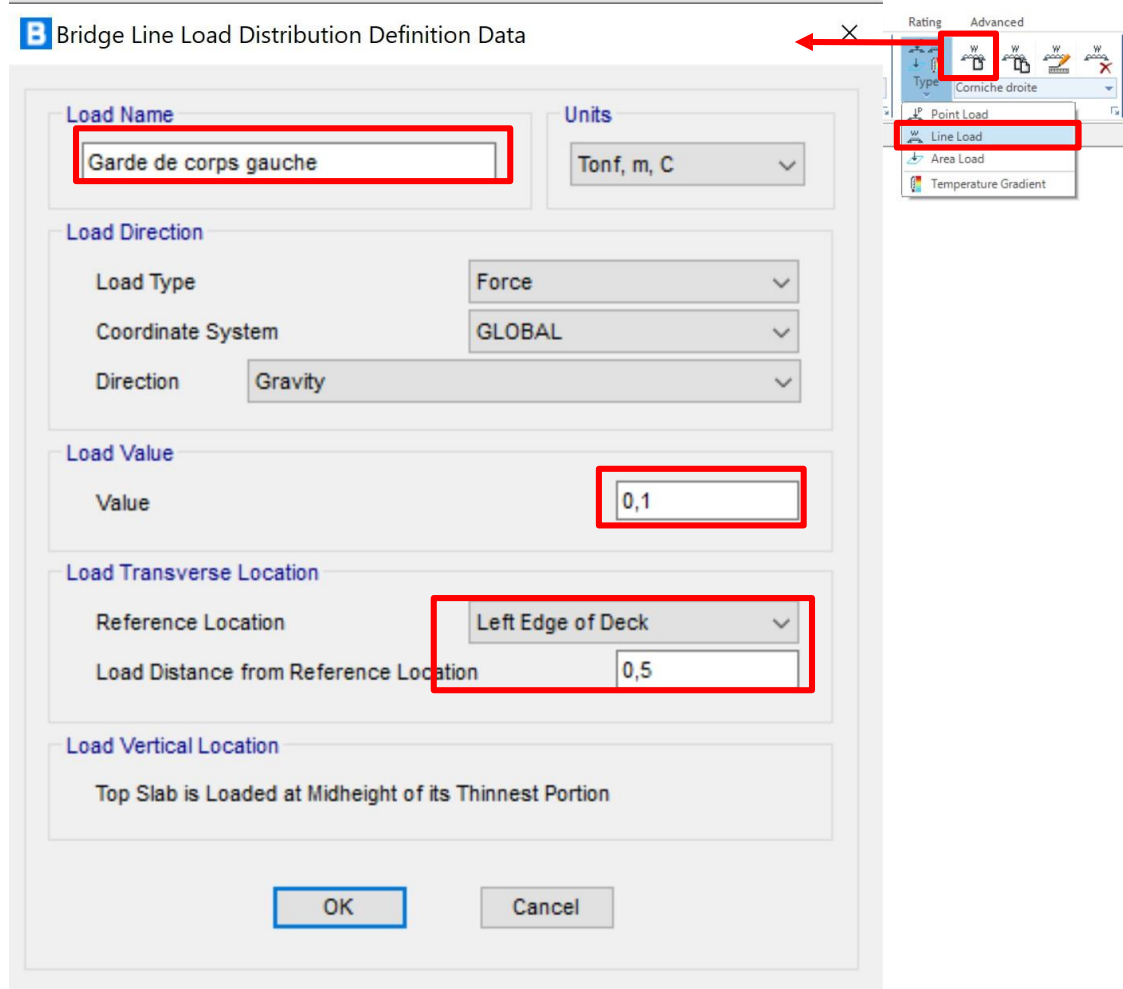


Figure V. 39. Définition de garde de corps gauche

Avec même manière avec le garde de corps droite

B Bridge Line Load Distribution Definition Data

Load Name:

Units:

Load Direction

Load Type:

Coordinate System:

Direction:

Load Value

Value:

Load Transverse Location

Reference Location:

Load Distance from Reference Location:

Load Vertical Location

Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion

OK Cancel

Figure V. 40. Définition de garde de corps droite

Pour les corniches

Une corniche est un élément architectural et structural qui se projette horizontalement au sommet d'un ouvrage, généralement visible sur les ponts, les bâtiments ou les murs.

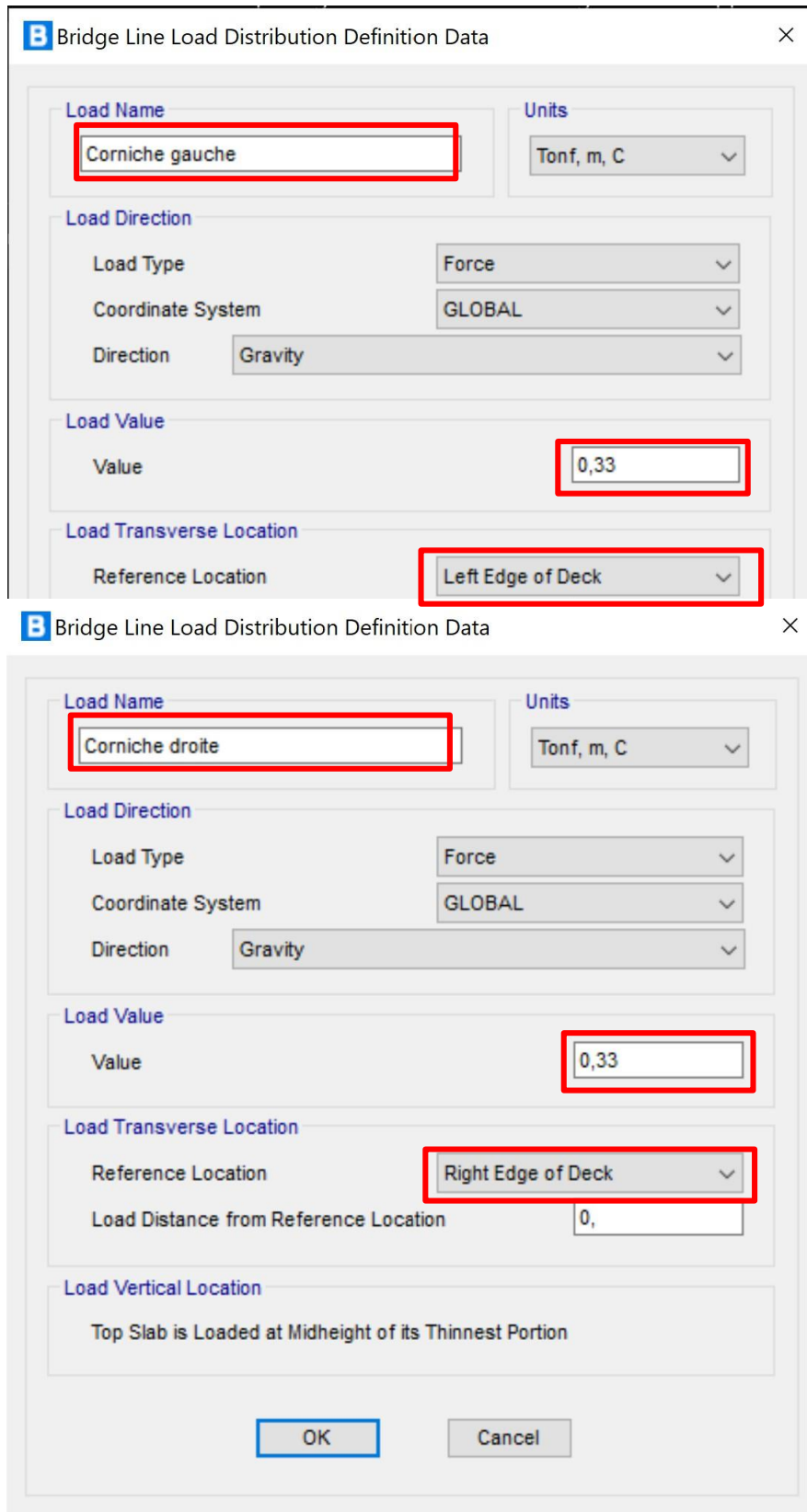


Figure V. 41. Définition des deux corniches

▪ CHARGES SURFACIQUES

Les charges surfaciques sont des forces ou poids appliqués uniformément sur une surface.
On a le revêtement et la charges A (L)

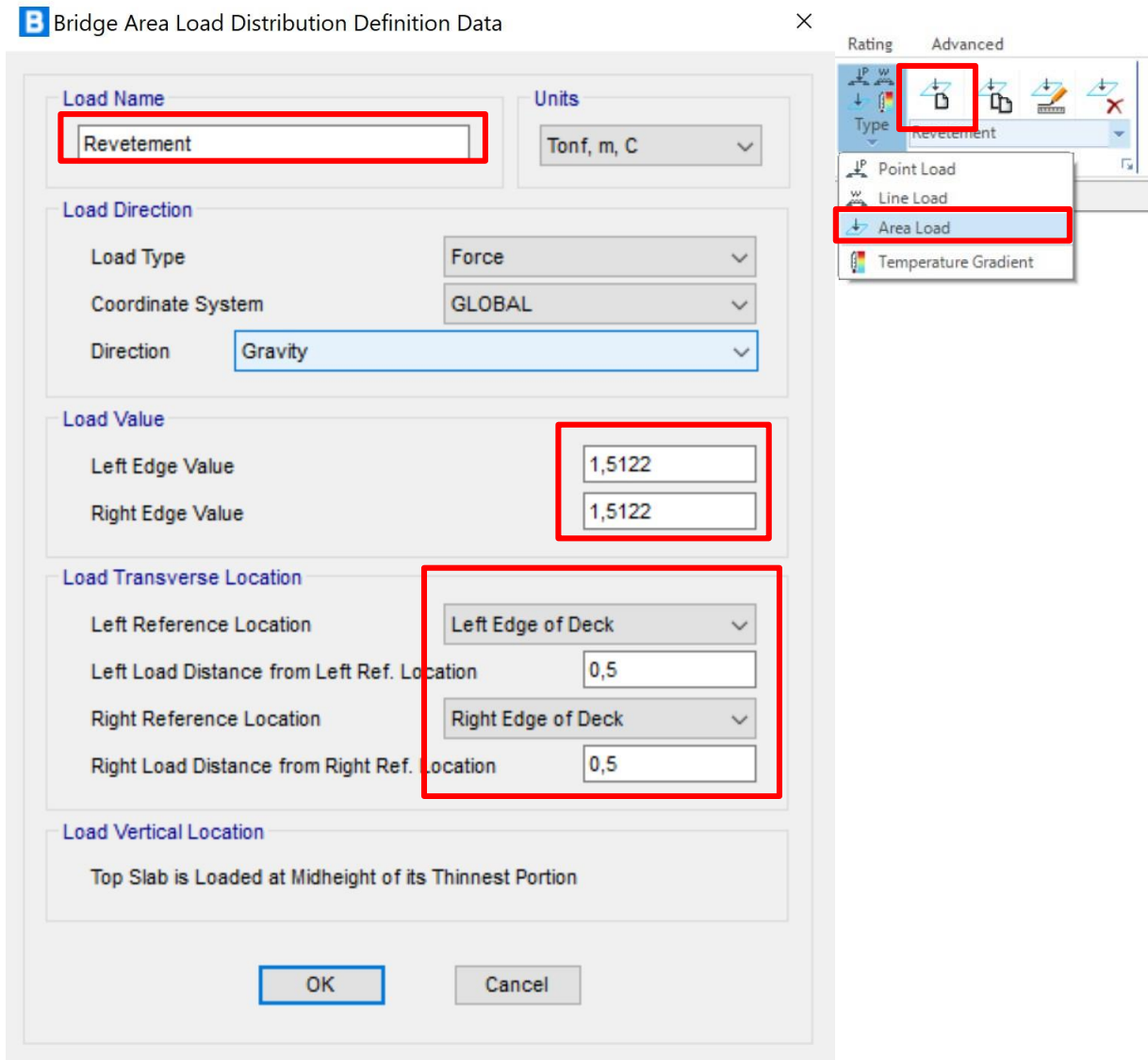


Figure V. 42. Définitions de la charge revêtement

Figure V. 43. Définition de la charge A(L)

- Les combinaisons de charges
 Les combinaisons de charges sont des regroupements logiques et réglementaires des différentes actions (ou charges) agissant sur une structure, affectées de coefficients de sécurité et de pondération. Elles permettent de déterminer les situations les plus défavorables que l'ouvrage pourrait rencontrer pendant sa durée de vie.

Tableau V. 1. Les combinaisons de charges

ELS	ELU
ELS G+1,2BC	ELU 1,35G+1,6BC
ELS G+1,2AL	ELU 1,35(G+D240)
ELS G+D240	ELU 1,35G+1,6AL

Première combinaison est la combinaison des charges permanents **G** inclut la charge de

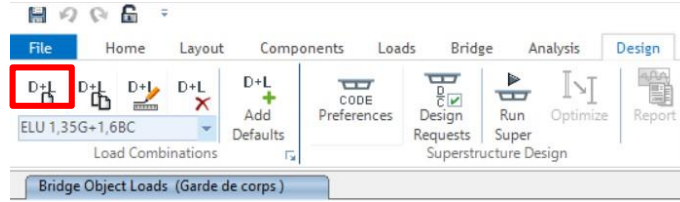


Figure V. 48. Définition des combinaisons des charges

revêtement et la corniche et le garde de corps.

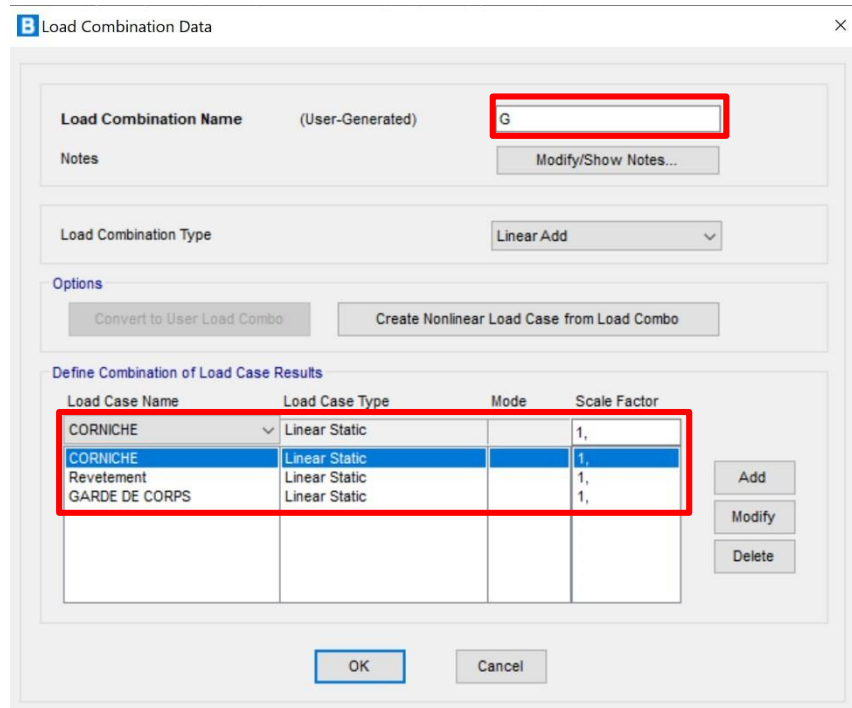


Figure V. 44. Définir la combinaison G

Dans cette figure on a **SCALE FACTOR** égale à 1.

L'autres combinaisons serait introduite comme la combinaison G juste que on modifie les **SCALE FACTOR** pour chaque charge correspondent aux équations **ELU** et **ELS**

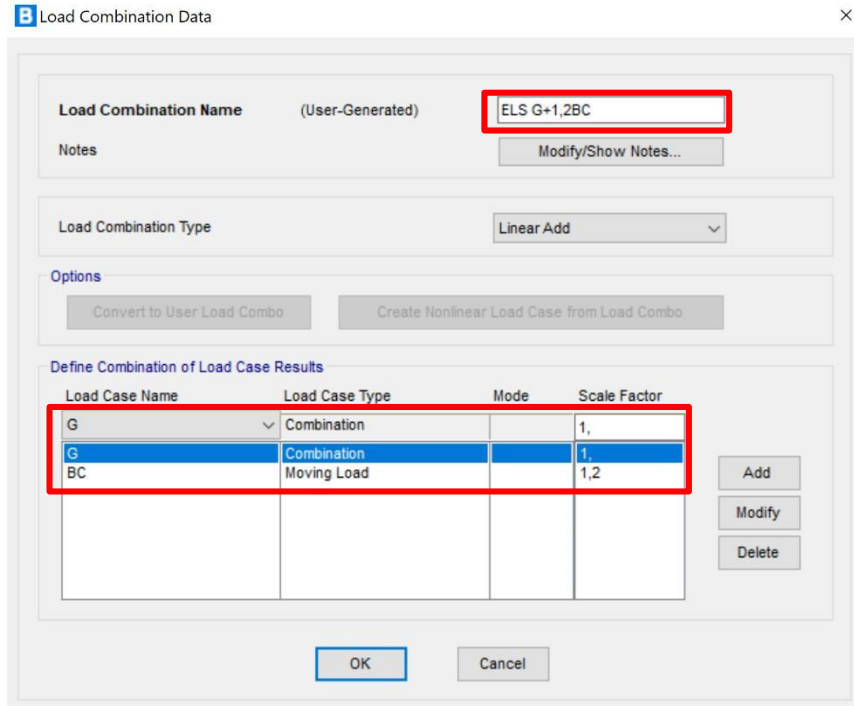


Figure V. 45. Définition de la combinaison ELS G+1,2Bc

Par exemple dans cette équation on ajoute la charge G comme combinaison et avec SCALE FACTOR égale 1 et ensuite on ajoute la charge B_C avec SCALE FACTOR égale 1,2 (comme il indique l'équation)

En fois les combinaisons sont introduites, on aura tous les combinaisons dans la fenêtre suivant

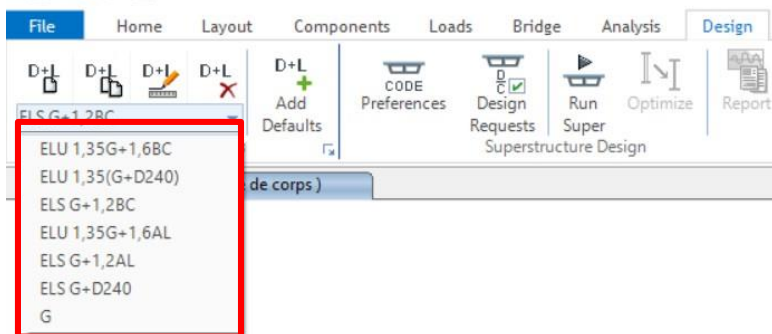


Figure V. 46. Les combinaisons des charges introduites

- Vérifications des charges



Figure V. 47. Vérification des charges 1

Dans cette étape on vérifie tout les charges introduit précédemment

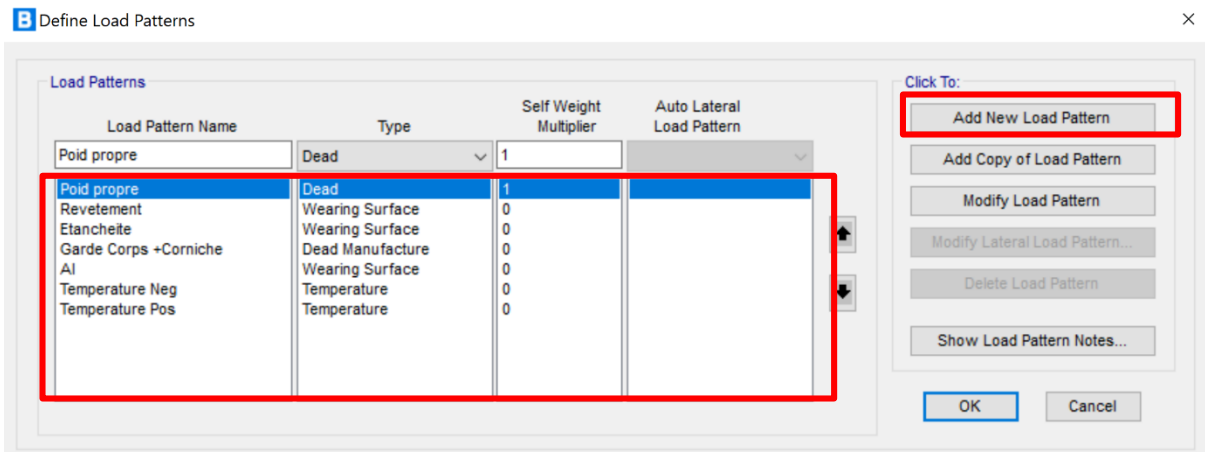


Figure V. 48. Vérification des charges 2

Chaque fois que on ajoute une charge on modifie le **TYPE** qui correspond à la charge

- ❖ Configuration des culées et des piles
- ✓ Les piles

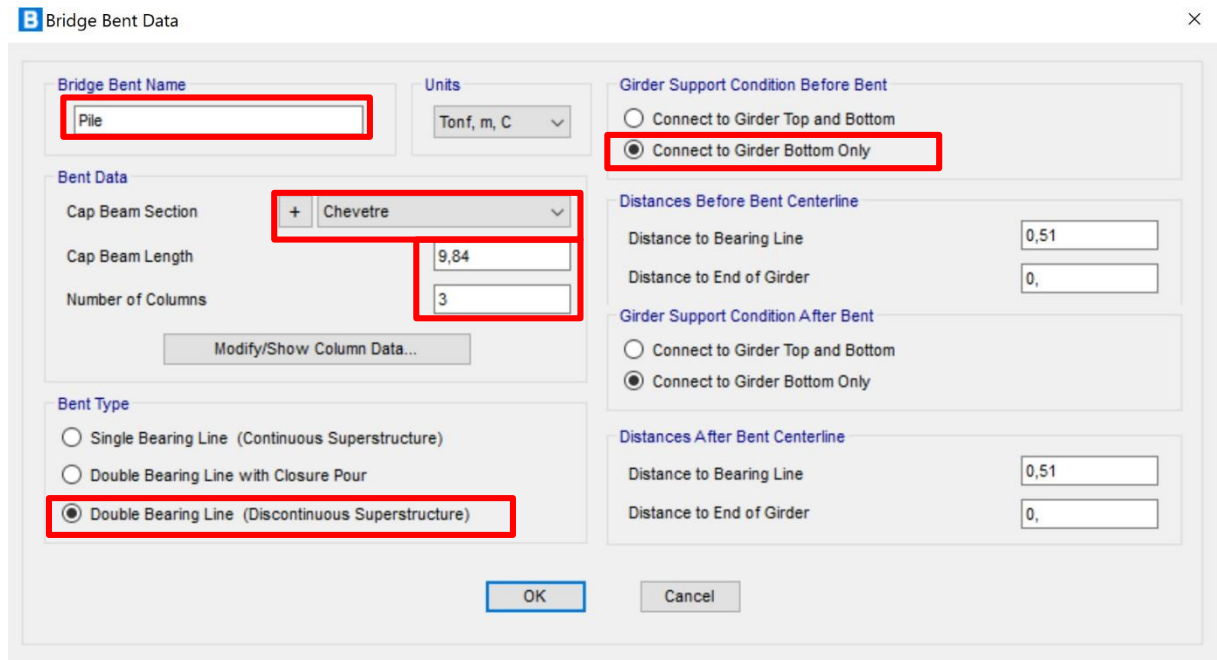
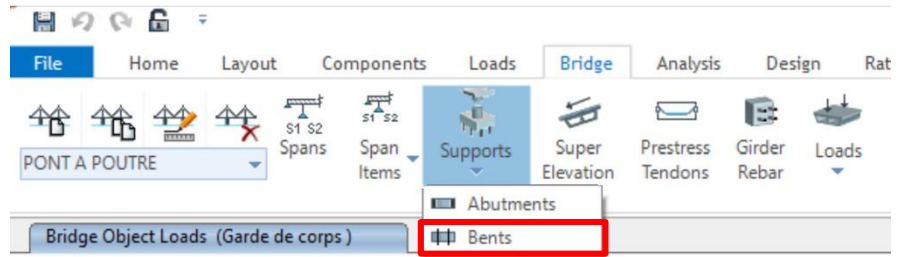


Figure V. 49. Configuration des piles

- ✓ Les culées

Les appuis dans les culées sont des appuis double pour la repartitions des charges horizontales

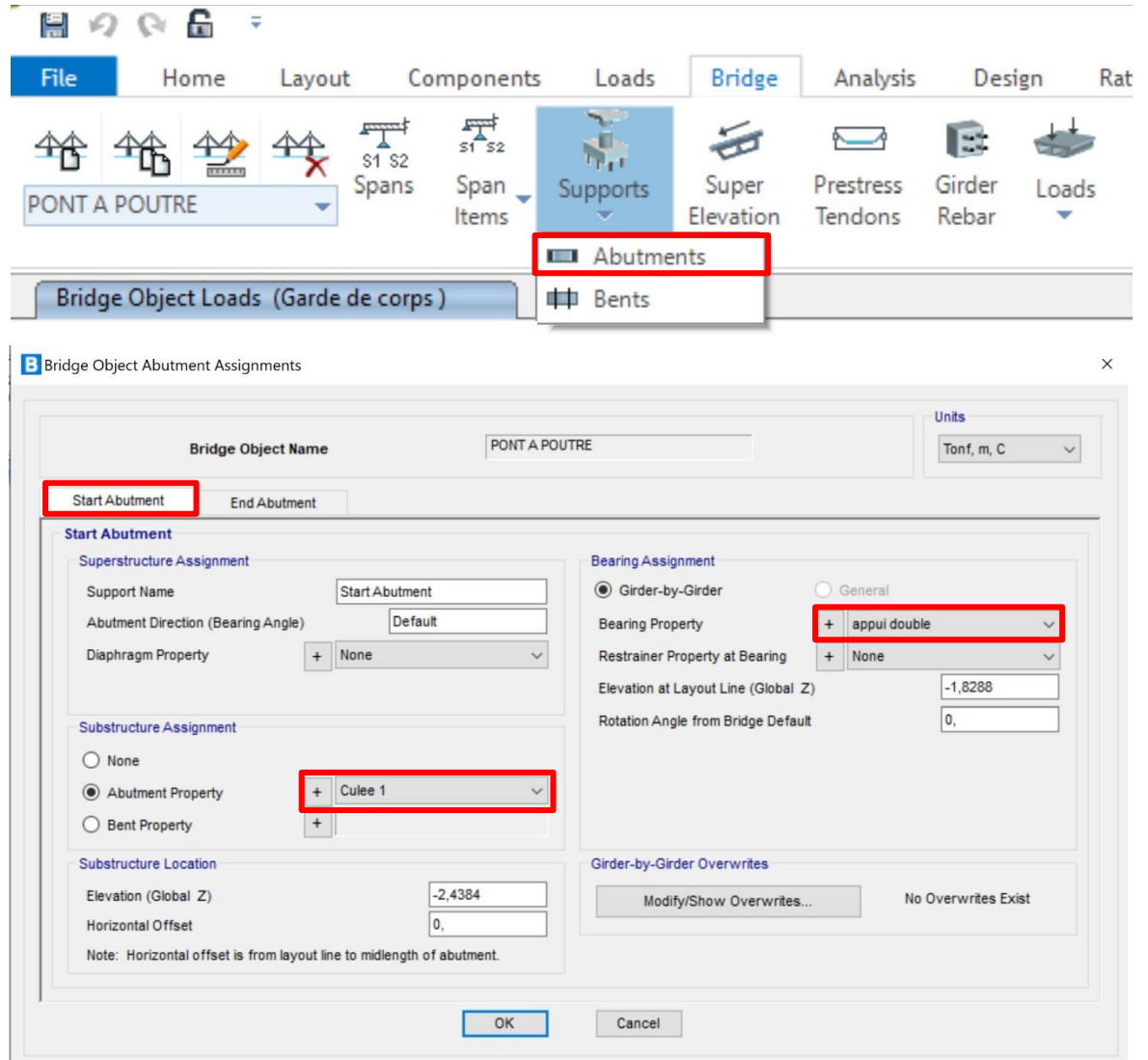


Figure V.50. Configuration de culée 1

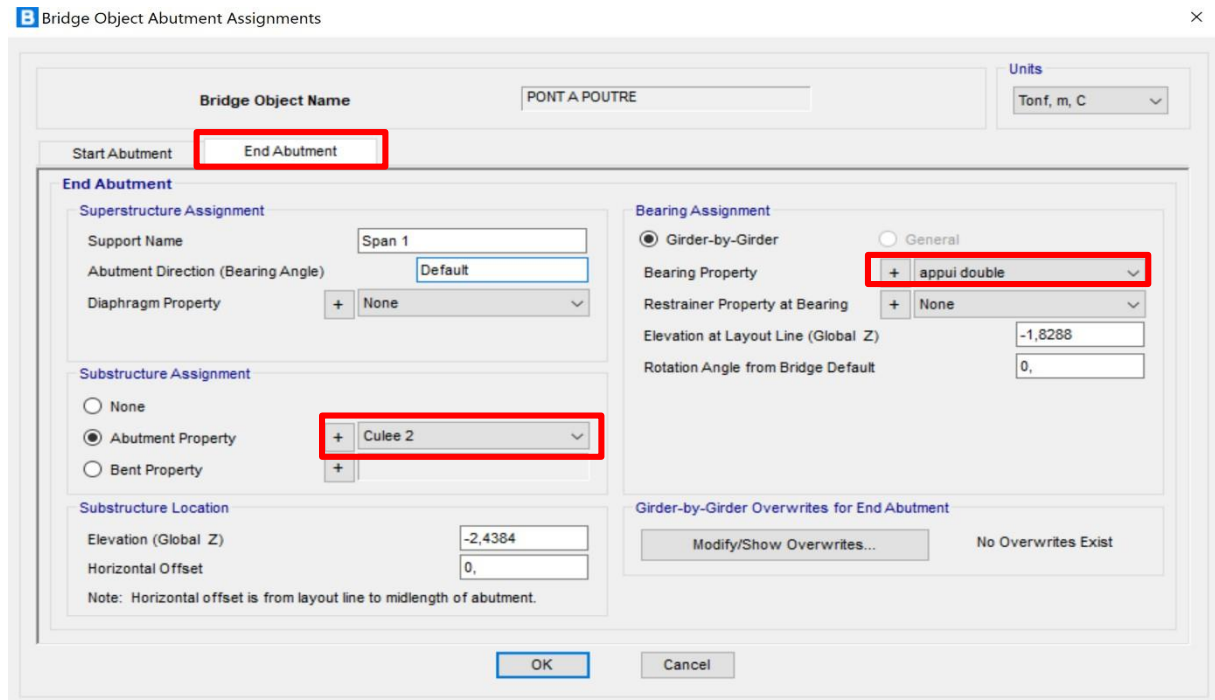


Figure V. 51. Configuration de la culée 2

❖ Répartition des charges

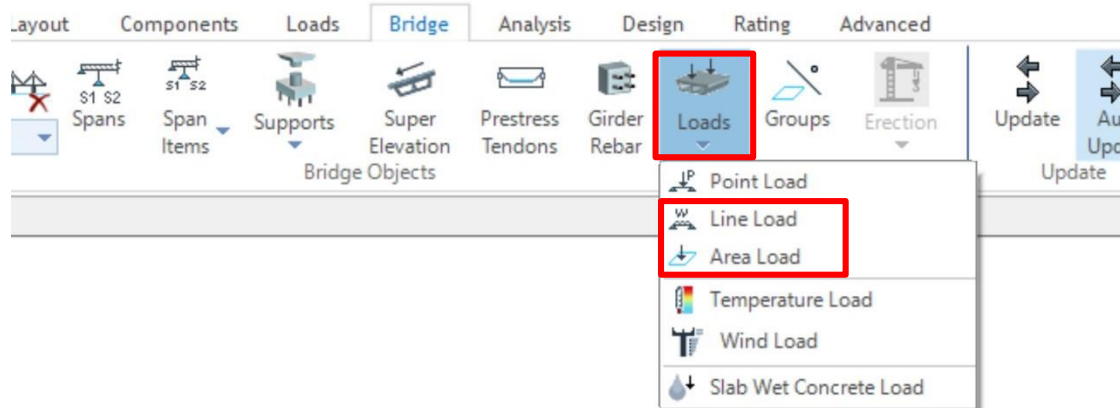


Figure V. 52. Les charges linéaires et surfaciques

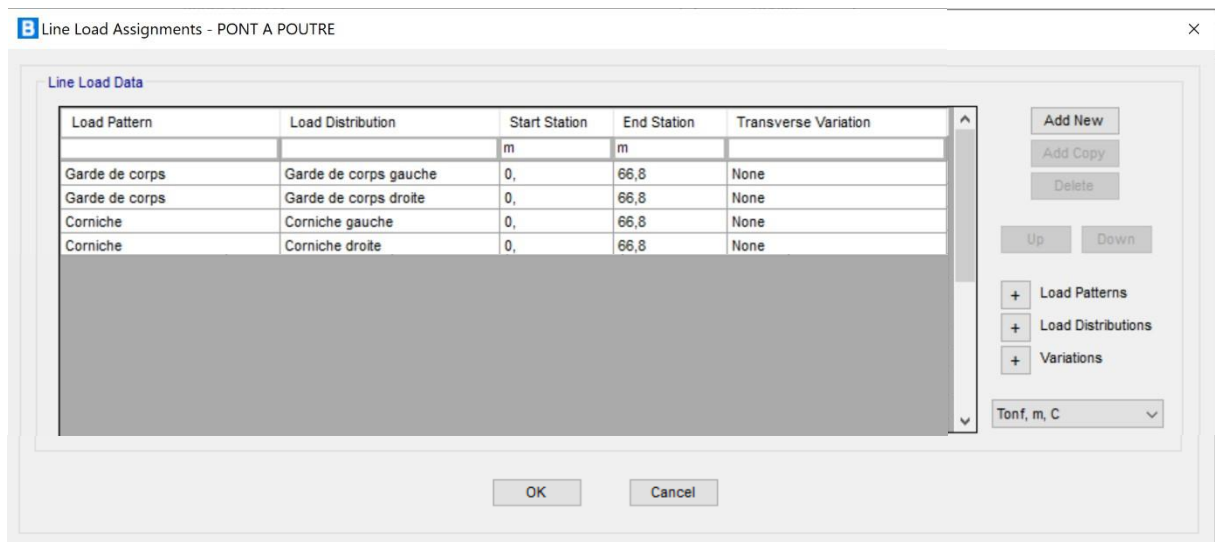


Figure V. 53. Répartition des charges linéaires

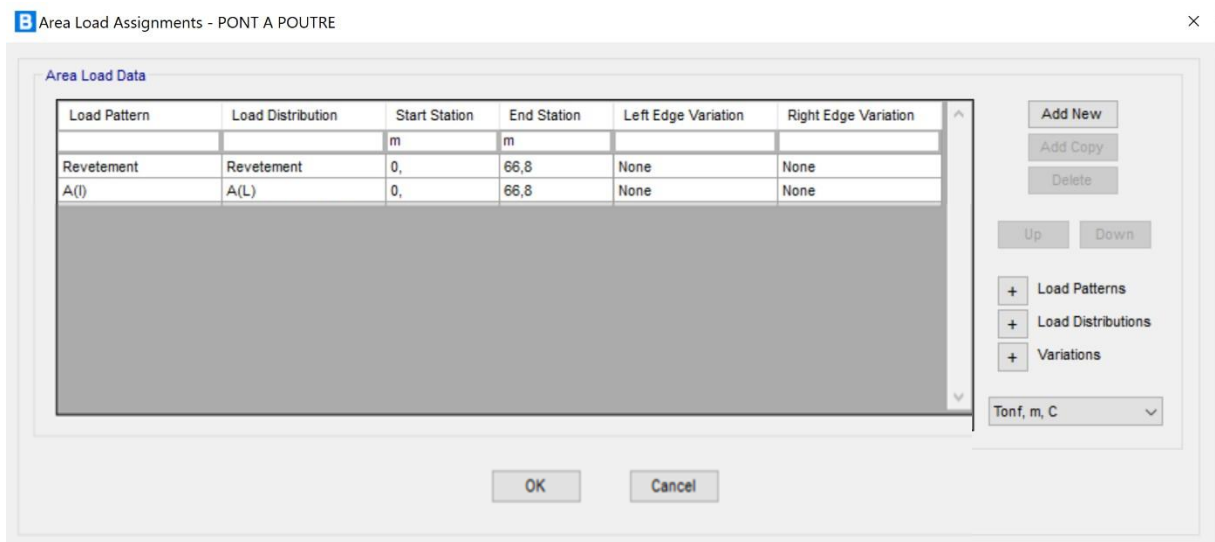


Figure V. 54. Répartition des charges surfaciques

❖ Définition d'ouvrages

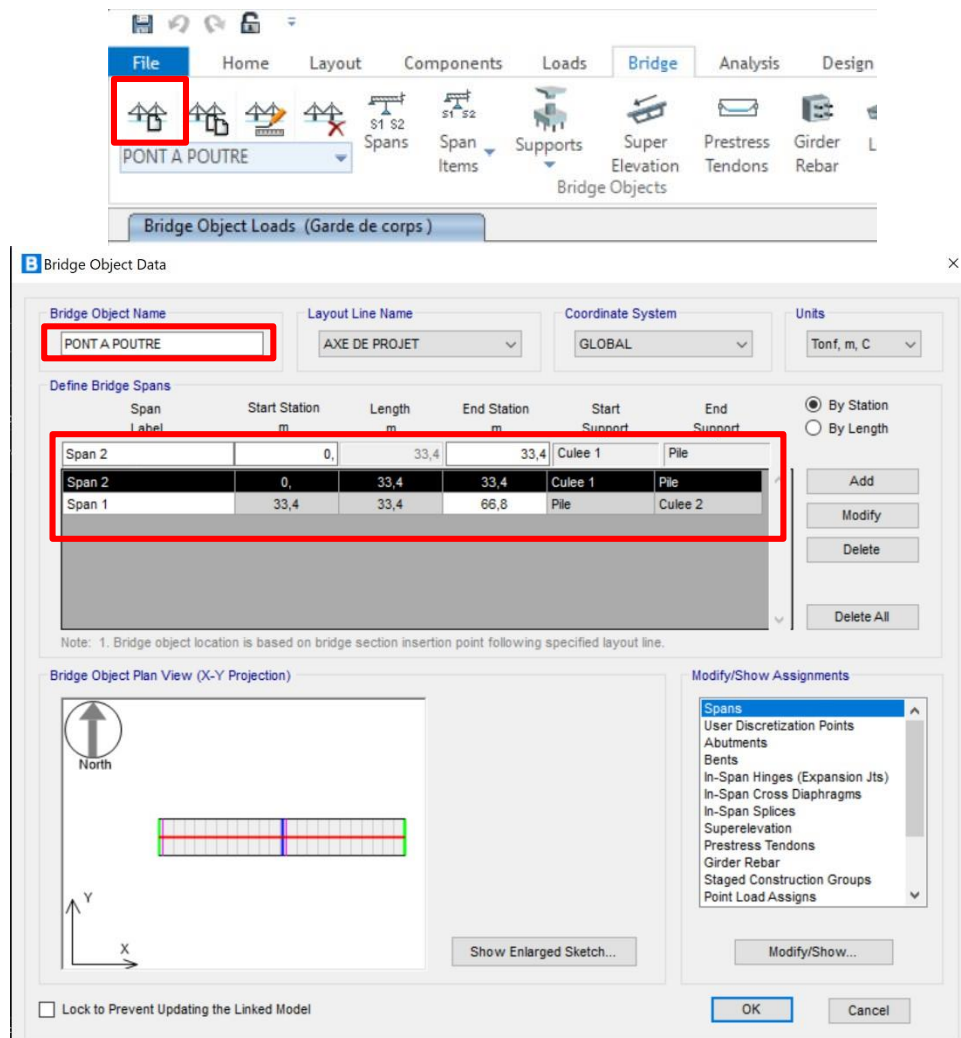


Figure V.55. Définition de pont

En fois, la création d'un nouveau projet, On précise la longueur de notre travée dans notre pont dans END STATION (33,40) et on appuyer sur **ADD**, la deuxième travée sera créée automatique avec même longueur entre les piles et la deuxième culée.

❖ Analyse

En fois on a tous les informations introduit on passe sur l'analyse de notre pont

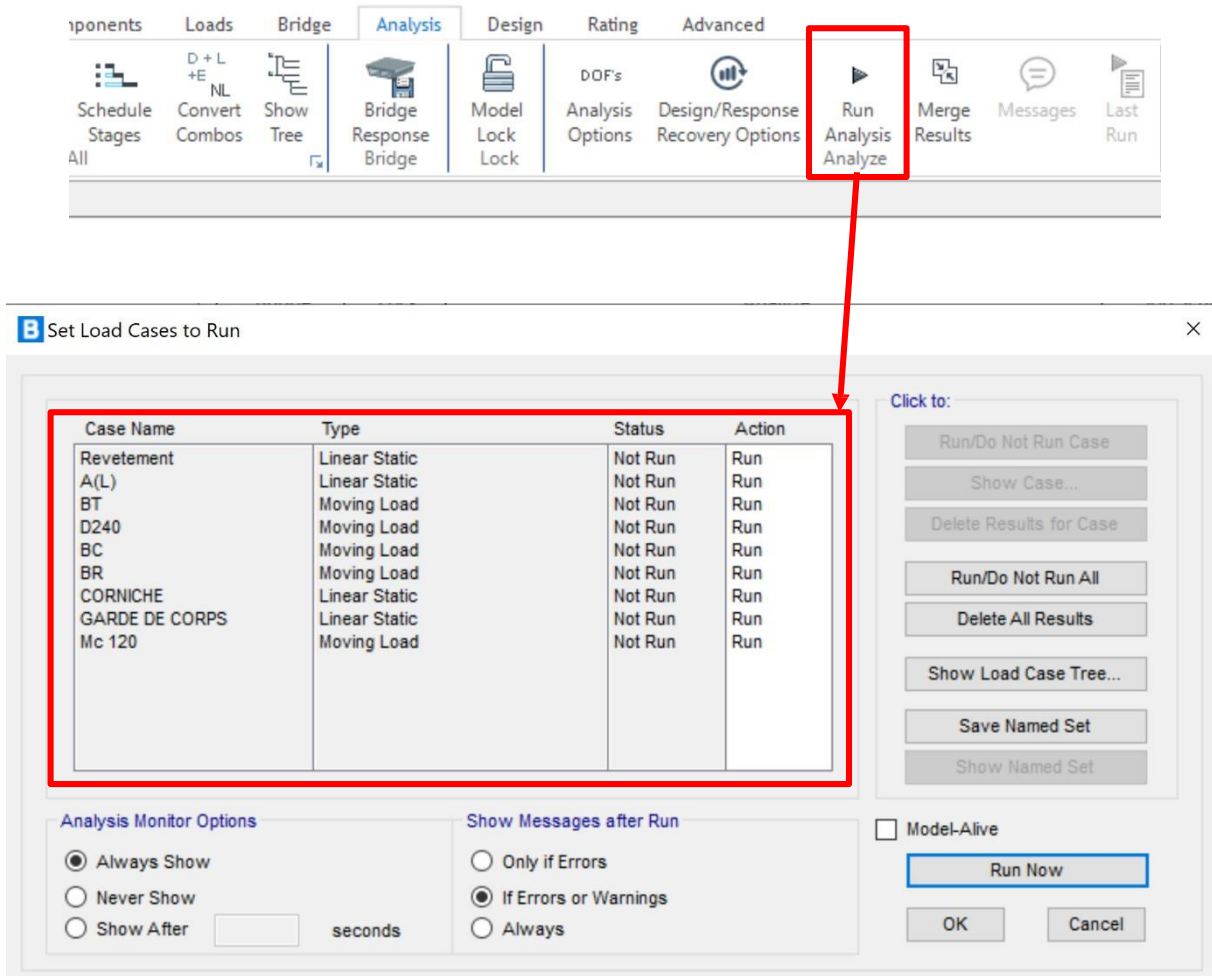


Figure V. 56. Analyse de pont

En fois l'analyse lance ont obtenu les résultats nécessaires pour les chapitres suivants, telle que le moment fléchissant et l'efforts tranchants.

V.4. Résultats d'analyse

L'analyse de pont donne les résultats suivants :

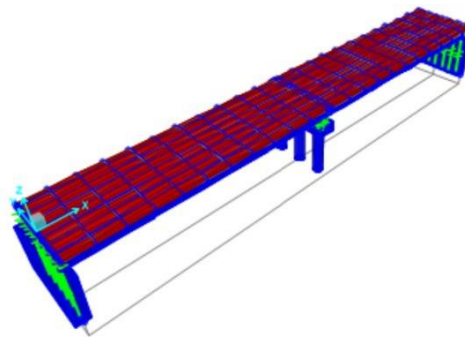


Figure V. 57. Apres l'analyse

V.4.1 Moment fléchissant

Le **moment fléchissant** est un concept clé en mécanique des matériaux et en ingénierie civile. Ce moment est crucial pour déterminer la capacité d'un matériau à supporter des charges et est calculé en tenant compte des forces externes appliquées.

Le moment le plus défavorable dans notre pont et de la combinaison **D240** Avec une valeur de $M_{max} = 596,75 T.m$

V.4.2 Effort tranchant

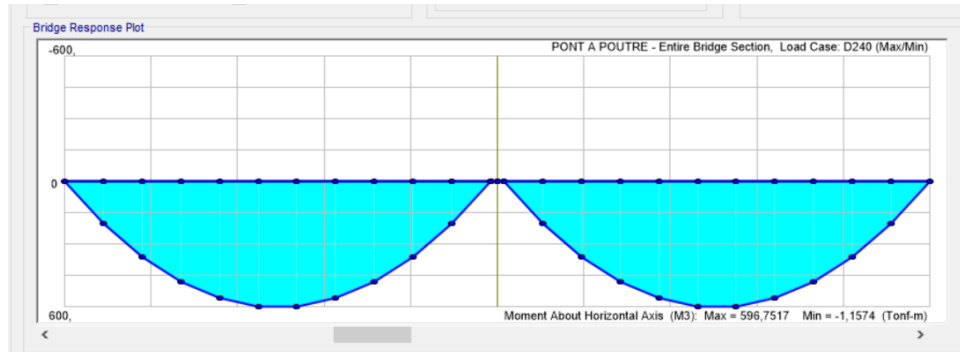


Figure V.58. Moment fléchissant le plus défavorable

L'effort tranchant (ou force de cisaillement) est une sollicitation interne qui agit dans une section droite d'un élément structural. Elle correspond à la résultante des forces appliquées perpendiculairement à l'axe longitudinal de l'élément, tendant à provoquer un glissement relatif entre les parties de la section

L'effort tranchant le plus défavorable dans notre pont et de la combinaison **D240** Avec une valeur de $T_{max} = 69,88 T$

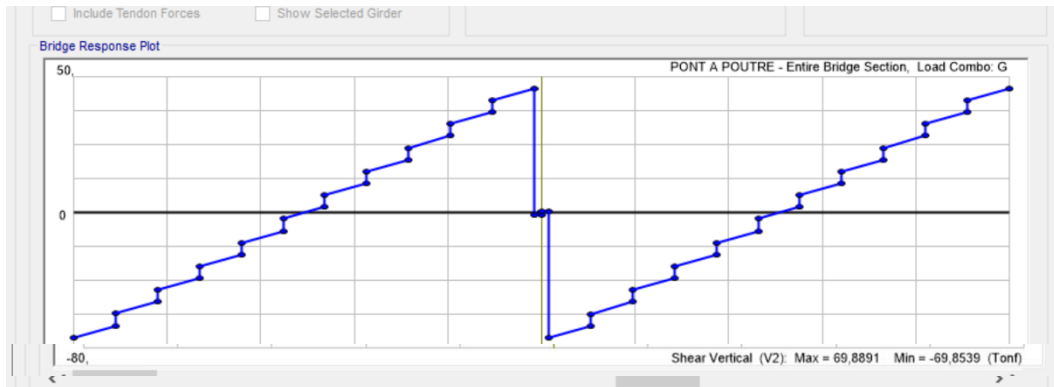


Figure V. 59. Effort tranchant le plus défavorable

V.5. Conclusion

Ce chapitre a permis de modéliser de manière complète et réaliste un pont à deux travées à l'aide du logiciel CSI Bridge 2024. Grâce à cet outil performant, nous avons pu représenter fidèlement le comportement structural de l'ouvrage sous différentes sollicitations. À l'issue de l'analyse, les résultats obtenus ont révélé les valeurs des moments fléchissant et des efforts tranchants dans les sections critiques pour le cas le plus défavorable. Ces données constituent une base essentielle pour la phase de dimensionnement et la vérification de la sécurité structurale. Cette étude souligne l'importance de la modélisation numérique dans la conception des ouvrages d'art, permettant d'anticiper les risques et d'optimiser la stabilité et la durabilité de la structure.

CHAPITRE VI :
ETUDE DU PATELAGE

VI.1 Introduction

Le platelage est une dalle en béton armé coulée sur place, qui joue deux rôles essentiels dans la structure d'un ouvrage :

Entretoisement des poutres :

Il assure l'entretènement entre les poutres, notamment en l'absence de poutres intermédiaires, tout en permettant une répartition transversale des efforts.

Répartition des charges

Il répartit les charges permanentes (provenant des couches de roulement) ainsi que les surcharges appliquées, et transmet ces efforts vers les poutres.

L'étude de cette dalle nécessite l'analyse de deux types de flexion :

Flexion transversale

Elle correspond à la déformation de la dalle perpendiculairement à son axe longitudinal, due aux charges réparties sur sa surface.

Flexion longitudinale :

Elle correspond à la déformation de la dalle suivant son axe principal, liée aux efforts de flexion engendrés par les charges appliquées.

VI.2 Résultats cartographiques

❖ A L'ELU

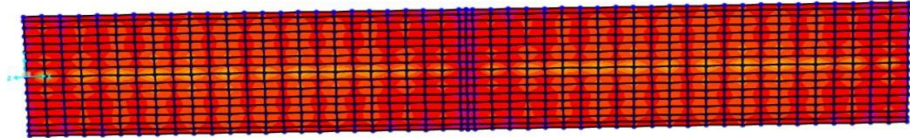


Figure VII. 1.Moment maximum longitudinal ELU

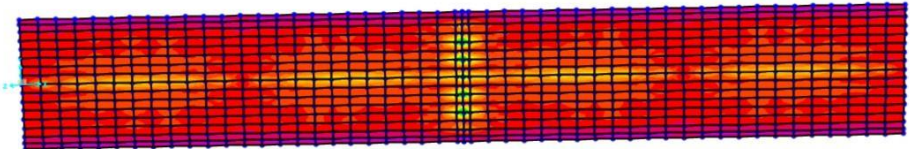


Figure VII. 3.Moment maximum transversal ELU

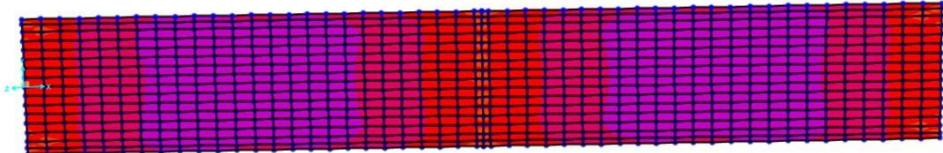


Figure VII. 2.Effort maximum longitudinal ELU

❖ A L'ELS

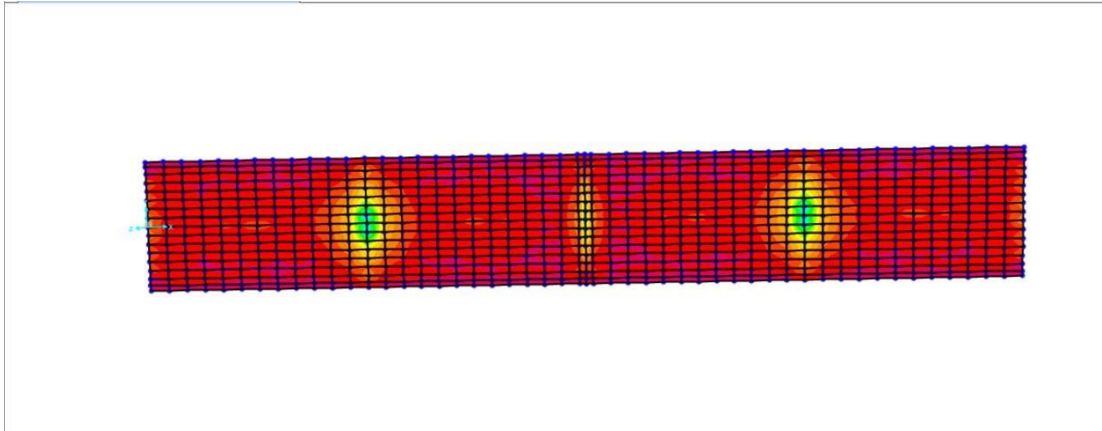


Figure VII. 4. Effort maximum transversal ELU

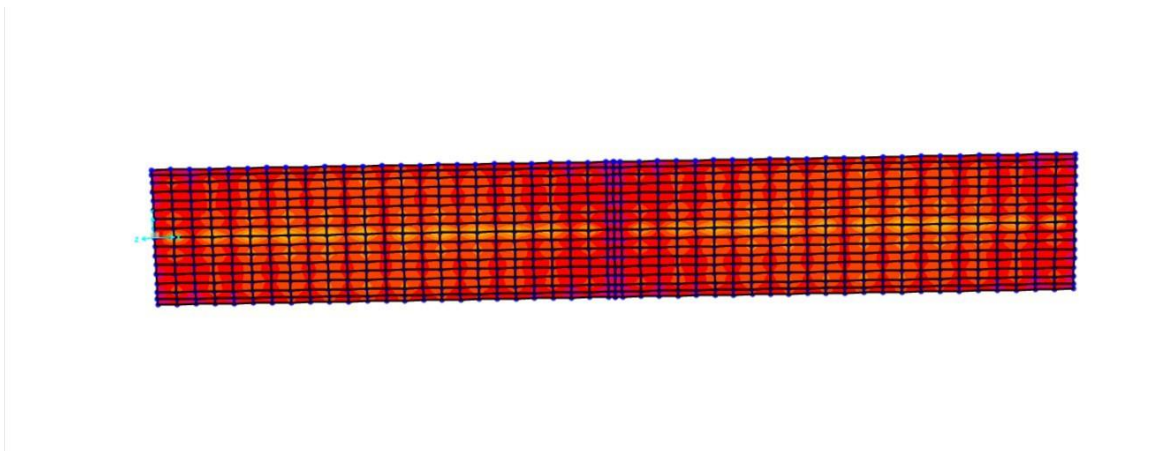


Figure VII. 5. Moment maximum Longitudinal ELS

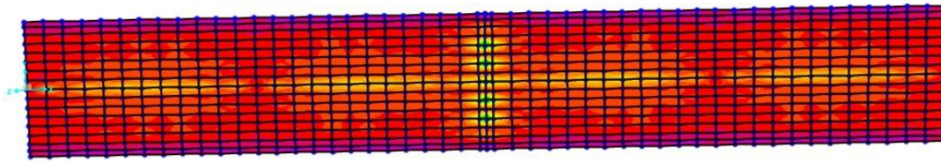


Figure VII. 6. Moment maximum transversal ELS

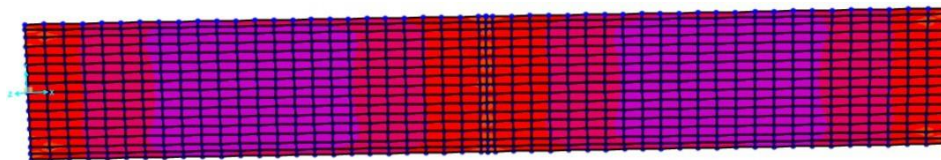


Figure VII. 7. Effort maximum longitudinal ELS

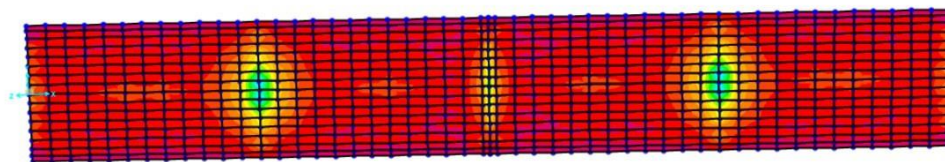


Figure VII.8. Effort maximum transversal ELS

VI.3 Ferrailage du platelage

La dalle sera calculée à la flexion simple, la fissuration est considérée comme préjudiciable.

VI.3.1 Sens transversal

a. En travée :

Armature inférieurs ELU

❖ ELU :

$$M_u = 15,76 \text{ t.m}$$

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

$$\mu = \frac{15,76 \times 10^4}{100 \times 22,5^2 \times 19,83} = 0,15$$

$$\mu = 0,15$$

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

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

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,15}) \rightarrow \alpha = 0,20$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - (0,4 \times 0,17) \rightarrow \beta = 0,92$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{15,76 \times 10^4}{0,92 \times 22,5 \times 434,78}$$

$$A_u = 17,51 \text{ cm}^2$$

❖ ELS

$$M_s = 11,73 \text{ t.m}$$

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

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110\sqrt{1,6f_{tj}}\right) = (333,33; 228,63) = 228,63 \text{ MPa}$$

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

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

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

$$\mu_s = \frac{11,73 \times 10^4}{100 \times 22,5^2 \times 228,63}$$

$$\mu_s = 0,01$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,01}) \rightarrow \alpha = 0,01$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - (0,4 \times 0,01) \rightarrow \beta = 0,996$$

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

$$z = 22,41$$

$$A_s = \frac{M_s}{z \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{11,73 \times 10^4}{22,41 \times 228,63}$$

$$A_s = 22,89 \text{ cm}^2$$

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

$$\text{Donc : } A = \text{Max}(17,51 \text{ cm}^2 ; 22,89 \text{ cm}^2) \rightarrow A = 22,89 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 5HA25=24,54cm²

➤ **Vérification de non fragilité du béton**

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

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

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

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

$$A = \text{max}(A_s, A_{\min}) = 22,89 \text{ cm}^2$$

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

• **Vérification à l'effort tranchant**

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

$$\tau_u = \frac{27,13 \times 10^2}{100 \times 22,5} = 1,2 < \min\left\{0,15 \frac{35}{1,5}; 4 \text{ MPa}\right\} = 3,5 \text{ MPa condition vérifiée}$$

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

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

ψ_s = Coefficient De Scellement Relatif à une armature

τ_{se} : Contrainte d'adhérence.

$\bar{\tau}_{se}$: Contrainte limite d'adhérence.

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

n : nombre des barres.

ϕ : Diamètre d'une barre.

$$\Sigma u = n\pi\phi = 5 \times 3,14 \times 25 = 392,5$$

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

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

$$\frac{27,13 \times 10^4}{0,9 \times 225 \times 392,5} = 3,41 \text{ MPa} \leq 8,1 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{27,13 \times 10^4}{0,9 \times 225 \times 392,5} = 3,41 \text{ MPa} \leq 8,1 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} \quad \text{condition vérifiée}$$

b. En appuis

Armatures supérieures

❖ ELU

$$M_U = 6,42 \text{ t.m}$$

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

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{6,43 \times 10^4}{100 \times 22,5^2 \times 19,83}$$

$$\mu = 0,06$$

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

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

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,06}) \rightarrow \alpha = 0,07$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - (0,4 \times 0,07) \rightarrow \beta = 0,972$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6,43 \times 10^4}{0,997 \times 22,5 \times 434,78}$$

$$A_u = 6,59 \text{ cm}^2$$

❖ ELS

$$M_S = 4,69 \text{ t.m}$$

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

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

$$\overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110\sqrt{1,6f_{tj}}\right) = (333,33; 228,63) = 228,63 \text{ MPa}$$

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

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

$$\mu_s = \frac{M_s \times 10^4}{b \times d^2 \times \overline{\sigma_{st}}} = \frac{4,69 \times 10^4}{100 \times 22,5^2 \times 228,63}$$

$$\mu_s = 0,005$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,005}) \rightarrow \alpha = 0,006$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - (0,4 \times 0,006) \rightarrow \beta = 0,9976$$

$$z = d \times \beta = 22,5 \times 0,9998$$

$$z = 22,49$$

$$A_s = \frac{M_s}{z \times \overline{\sigma_{st}}} = \frac{4,69 \times 10^4}{22,43 \times 228,63} = 0,91 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 9,14 \text{ cm}^2$$

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

Donc :

$$A = \text{Max}(6,59 \text{ cm}^2 ; 9,14 \text{ cm}^2) \rightarrow A = 9,14 \text{ cm}^2$$

$$6HA14 = 9,24\text{cm}^2$$

➤ **Vérification de non fragilité du béton**

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

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

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

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

$$A = \max(A_s, A_{\min})$$

$$= \max(0,91\text{cm}^2, 2,79 \text{ cm}^2) = 2,79 \text{ cm}^2$$

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

• **Vérification à l'effort tranchant**

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

$$\tau_u = \frac{38,127 \times 10^2}{100 \times 22,5} = 1,69 < \min\left\{0,15 \frac{35}{1,5}; 4\text{MPa}\right\} = 3,5 \text{ MPa condition vérifiée}$$

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

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

ψ_s = Coefficient De Scellement Relatif à une armature

τ_{se} : Contrainte d'adhérence.

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

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

n : nombre des barres.

\emptyset : Diamètre d'une barre.

$$\sum u = n\pi\emptyset = 3 \times 3,14 \times 12 = 113,04$$

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

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

$$\tau_{se} = \frac{3,363 \times 10^4}{0,9 \times 225 \times 113,4} = 2,20\text{MPa} \leq 8,1\text{MPa}$$

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} \text{ condition vérifiée}$$

VI.3.2 Sens longitudinal

a. En travée

Armatures inférieure

❖ ELU

$$M_u = 16,522 \text{ t.m}$$

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

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

$$\mu = \frac{16,522 \times 10^4}{100 \times 22,5^2 \times 19,83}$$

$$\mu = 0,16$$

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

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

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,16}) \rightarrow \alpha = 0,21$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - (0,4 \times 0,20) \rightarrow \beta = 0,916$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{16,522 \times 10^4}{0,92 \times 22,5 \times 434,78}$$

$$A_u = 18,35 \text{ cm}^2$$

• ELS

$$M_s = 12,384 \text{ t.m}$$

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

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110\sqrt{1,6f_{tj}}\right) = (333,33; 228,63) = 228,63 \text{ MPa}$$

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

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

$$\mu_s = \frac{12,384 \times 10^4}{100 \times 22,5^2 \times 228,63}$$

$$\mu_s = 0,24$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,24}) \rightarrow \alpha = 0,34$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - (0,4 \times 0,34) \rightarrow \beta = 0,864$$

$$z = d \times \beta = 22,5 \times 0,864$$

$$z = 19,44$$

$$A_s = \frac{M_s}{z \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{12,384 \times 10^4}{22,41 \times 228,63}$$

$$A_s = 24,07 \text{ cm}^2$$

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

$$\text{Donc : } A = \max(18,35 \text{ cm}^2 ; 24,07 \text{ cm}^2) \rightarrow A = 24,07 \text{ cm}^2$$

$$5\text{HA}25 = 24,54 \text{ cm}^2$$

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

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

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

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

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

$$A = \max(A_s, A_{\min}) = 22,97 \text{ cm}^2$$

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

- **Vérification à l'effort tranchant**

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

$$\tau_u = \frac{32,904 \times 10^2}{100 \times 22,5} = 1,46 < \min\left\{0,15 \frac{35}{1,5}; 4 \text{ MPa}\right\} = 3,5 \text{ MPa condition vérifiée}$$

Vérification à la contrainte d'adhérence :

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

ψ_s = Coefficient de scellement relatif à une armature

τ_{se} : Contrainte d'adhérence.

$\bar{\tau}_{se}$: Contrainte limite d'adhérence.

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

n : nombre des barres.

ϕ : Diamètre d'une barre.

$$\Sigma u = n\pi\phi = 5 \times 3,14 \times 25 = 392,5$$

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

$$\bar{\tau}_{se} = 2 \times 1,5 \times 2,7 = 8,1 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = \frac{32,904 \times 10^4}{0,9 \times 225 \times 391,5} = 3,36 \text{ MPa} \leq 8,1 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \text{condition vérifiée}$$

□ **Aux appuis :**

❖ **ELU**

$$M_u = 7,85t.m$$

$$C = 0,1h = 0,1 \times 25 = 2,5cm$$

$$d = 0,9h = 0,9 \times 25 = 22,5cm$$

$$b = 100cm$$

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

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

$$\mu = \frac{7,85 \times 10^4}{100 \times 22,5^2 \times 19,83} = 0,07$$

$$\mu = 0,07$$

$$\mu \leq 0,186 \text{ Donc Pivot A}$$

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

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,07}) \rightarrow \alpha = 0,09$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - (0,4 \times 0,09) \rightarrow \beta = 0,96$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7,85 \times 10^4}{0,96 \times 22,5 \times 434,78} = 8,35cm^2$$

$$A_u = 8,35 \text{ cm}^2$$

❖ **ELS**

$$M_s = 5,78t.m$$

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

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

$$\sigma_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110\sqrt{1,6f_{tj}}\right) = (333,33; 228,63) = 228,63 \text{ MPa}$$

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

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

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

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

$$\mu_s = \frac{5,78 \times 10^4}{100 \times 22,5^2 \times 19,83} = 0,05$$

$$\mu_s = 0,05$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,05}) \rightarrow \alpha = 0,06$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - (0,4 \times 0,06) = \rightarrow \beta = 0,976$$

$$z = d \times \beta = 22,5 \times 0,976 = 21,96$$

$$z = 21,96$$

$$A_s = \frac{M_s}{z \times \sigma_{st}} = \frac{5,78 \times 10^4}{21,387 \times 228,63} = 11,82 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 11,82 \text{ cm}^2$$

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

$$\text{Donc : } A = \max(8,35 \text{ cm}^2; 11,82 \text{ cm}^2) \rightarrow A = 11,82 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 6HA16=12,06 cm²

➤ **Vérification de non fragilité du béton**

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

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

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

$$A = \max(A_s, A_{\min}) = \max(11,82, 2,79) = 11,82$$

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

• **Vérification à l'effort tranchant**

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

$$\tau_u = \frac{3,363 \times 10^2}{100 \times 22,5} = 0,14 < \min\left\{0,15 \frac{35}{1,5}; 4 \text{ MPa}\right\} = 3,5 \text{ MPa condition vérifiée}$$

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

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

ψ_s = Coefficient de scellement relatif à une armature

τ_{se} : Contrainte d'adhérence.

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

$\Sigma u = n\pi\emptyset$: Somme des périmètres utiles des barres.

n : nombre des barres.

\emptyset : Diamètre d'une barre.

$$\Sigma u = n\pi\emptyset = 6 \times 3,14 \times 16 = 301,44$$

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

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

$$\overline{\tau_{se}} = \frac{3,363 \times 10^4}{0,9 \times 225 \times 301,44} = 1,76\text{MPa} \leq 8,1\text{MPa}$$

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

Tableau VII. 1. Récapitulatif de ferrailage

Sens transversal		Sens longitudinal	
Nappe inferieure	Nappe Supérieure	Nappe Inferieure	Nappe Supérieur
5HA25	6HA14	5HA25	6HA16

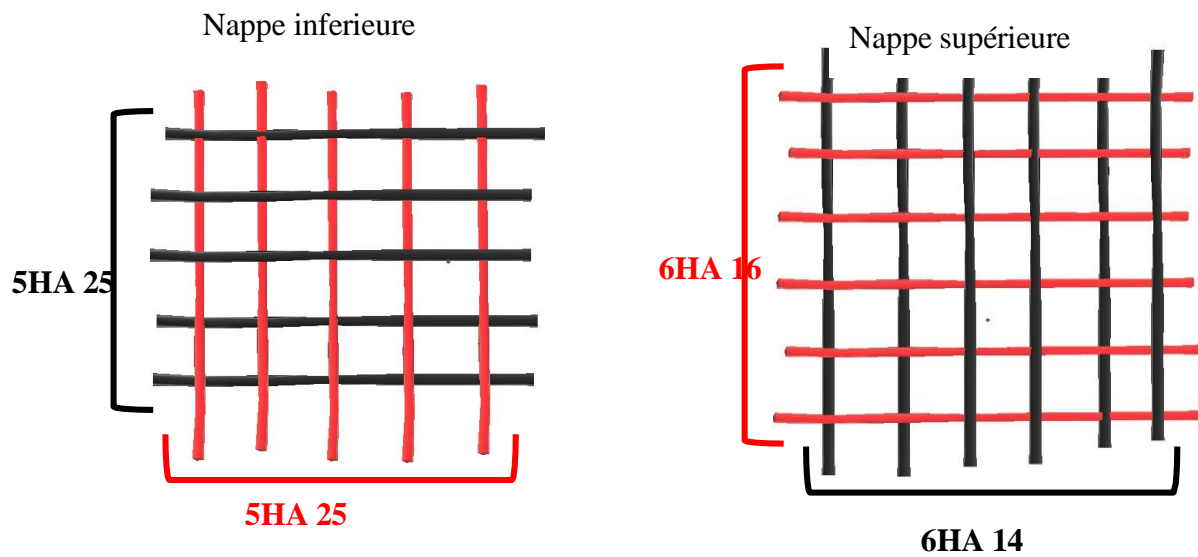


Figure VII. 8. Vue en plan du ferrailage de la dalle

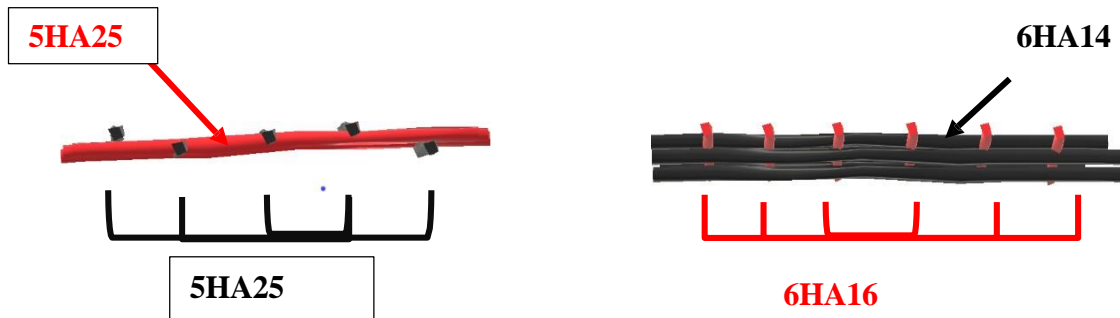


Figure VII. 7. Ferrailage dans le sens transversal/longitudinal

VI.4 Conclusion

Le dimensionnement du ferrailage de la dalle est réalisé en fonction des moments maximaux longitudinaux et transversaux dus à la flexion simple, issus des combinaisons les plus défavorables aux États Limites Ultimes (ELU) et de Service (ELS). Les schémas de ferrailage longitudinal et transversal de la dalle sont présentés de manière claire et détaillée.

CHAPITRE VII :
ETUDE DE LA PRECONTRAIT

VII.1 Introduction

Dans une poutre fléchie en béton armé, la partie tendue du béton ne contribue pas à la résistance. Une première solution pour élargir l'application du béton armé consiste à optimiser les coffrages afin de réduire la quantité de béton utilisée dans les zones soumises à traction. Par exemple, on peut remplacer une section rectangulaire par une section en T. Cependant, une quantité minimale de béton reste nécessaire pour assurer l'enrobage des aciers passifs ainsi que leur ancrage.

Cette approche est tout à fait acceptable pour les petites portées, comme dans les bâtiments ou les ouvrages d'art courants. En revanche, elle devient insuffisante pour les grandes portées. En effet, la présence d'une grande quantité de béton qui ne participe pas à la résistance constitue un inconvénient majeur, surtout dans les structures importantes où le poids propre joue un rôle crucial.

Ainsi, deux solutions sont généralement envisagées :

- Les structures mixtes acier-béton, où le béton en zone tendue est remplacé par des aciers de charpente capables de travailler efficacement en traction, avec une connexion adéquate entre les deux matériaux ;
- Les structures en béton précontraint, qui constituent l'objet de notre étude.

VII.2 Principe de la précontrainte

Le principe de la précontrainte consiste à produire des contraintes de compression dans les zones tendues de la construction (la poutre), avant la mise en service à l'aide des forces internes de façon telle que la variation de contraintes qui faisait naître de la traction ne provoque aucune décompression du matériau, afin de limiter la traction en valeurs et de vérifier les conditions de sécurité.

VII.3 Types de précontrainte

La réalisation de la précontrainte implique l'utilisation de matériels spécialisés destinés à la mise en tension ainsi qu'à l'ancrage des armatures, ces systèmes étant le plus souvent protégés par des brevets. Les différentes techniques de précontrainte peuvent être regroupées en deux familles principales :

- **La précontrainte par pré-tension**, dans laquelle les armatures sont tendues avant le coulage du béton ;
- **La précontrainte par post-tension**, où la mise en tension des armatures intervient après le durcissement du béton.

Dans notre projet nous allons étudier la précontrainte par post-tension.

VII.3.1 Précontraint par post tension

Dans la méthode de précontrainte par post-tension, les armatures actives généralement constituées de câbles ou de torons, sont tendues une fois le béton suffisamment durci. Cette approche exige que le béton ait acquis une résistance mécanique minimale en compression, définie selon les spécifications du projet, afin de garantir la transmission efficace des efforts de précontrainte sans altérer la stabilité structurale.

VII.3.1.1 Dimensionnement de la précontrainte

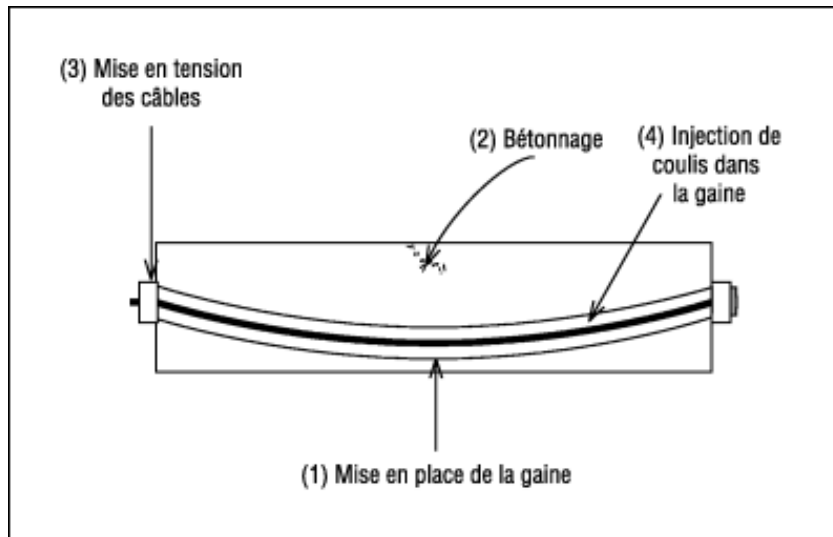


Figure VI. 1. Précontrainte par post-tension

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

VII.3.1.2 Précontrainte minimale

Pour le dimensionnement de la précontrainte, il est proposé de retenir une valeur minimale, notée P_{min} , qui doit être déterminée dans la section de l'ouvrage la plus sollicitée. Cette section peut se situer en zone de contrainte minimale (sous-contrainte critique) ou maximale (sur-contrainte critique). La valeur "P min" doit rester valide tout au long de la durée d'exploitation de l'ouvrage. Elle est calculée à l'aide de la formule suivante :

$$P_{min} = \max\{P_1 ; P_2\}$$

Avec

P_1 : Précontrainte minimale en section sous critique

P_2 = Précontrainte minimale en section sur critique

❖ Moment fléchissant développés dans la section médiane a L'ELS sont ;

M_{max} : Moment maximale sous l'effet de D240

$$M_{max} = 596,75T.m$$

M_{min} : Moment minimale sous l'effet de charge G

$$M_{min} = 392,16T.m$$

$$\Delta M = M_{max} - M_{min} = 596,75 - 392,16$$

$$\Delta M = 204,59T.m$$

Les différentes caractéristiques de sections de la poutre sont données dans le tableau suivant :

Tableau VI. 1. Caractéristiques de la section médiane

	B(cm ²)	I _g (cm ⁴)	V(cm)	V'(cm)	ρ	H(cm)
Poutre seule	5258	22894036,76	58,16	101,8321	0,73	160
Poutre avec hourdis	8858	46342249,44	59,4302	100,569	0,502	185

❖ Contraints limite

La contrainte de traction du béton est :

$$\bar{\sigma}_\tau = -f_{t28} = -2,7 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{\bar{\tau}\bar{s}} = -1,5f_{t28} = -4,05 \text{ Mpa}$$

- En section sous critique

$$p_1 = \frac{\Delta M}{\rho \cdot h} + \frac{B}{h} \cdot (V \cdot \sigma_{t1} + V' \cdot \sigma_{ts})$$

Avec :

$$e_0 = \rho V - \frac{m_{max} + \rho \cdot V \cdot B \cdot \bar{\sigma}_{\bar{\tau}\bar{s}}}{p}$$

- En section sur critique

$$p_2 = \frac{M_{max} + \rho \cdot BV \cdot \bar{\sigma}_{\bar{\tau}\bar{s}}}{\rho \cdot V + V' - d'}$$

d : enrobage des armatures

$$d' = h - 0,9h = 16 \text{ cm}$$

❖ Application

$$p_1 = \frac{\Delta M}{\rho \cdot h} + \frac{B}{h} \cdot (V \cdot \sigma_{t1} + V' \cdot \sigma_{ts})$$

$$p_1 = \frac{200,59 \times 10^3}{0,73 \cdot 160} + \frac{5258}{160} \times (58,16 \times (-2,7 \times 10^{-1}) + (101,83 \times (-4,05 \times 10^{-1}))$$

$$p_1 = 1160,09 \text{ KN}$$

$$p_2 = \frac{M_{max} + \rho \cdot B \cdot V \cdot \bar{\sigma}_{\bar{\tau}\bar{s}}}{\rho \cdot V + V' - d'}$$

$$p_2 = \frac{596,75 \times 10^3 + 0,73 \times 5258 \times 58,16 \times (-2,7 \times 10^{-1})}{0,73 \times 101,8321 + 58,16 - 16}$$

$$p_2 = 4181,84 \text{ KN}$$

$$p_1 = 1160,09 \text{ KN} < p_2 = 4181,84 \text{ KN}$$

La section est sur critique, le fuseau de passage du câble a une de ses frontières qui coupe la zone d'enrobage, donc l'effort de précontrainte économique p_1 n'est plus suffisant

Donc :

$$P_{min} = \text{MAX}(p_1, p_2)$$

$$P_{min} = MAX(1160., 09 ; 4181, 84)$$

$$P_{min} = 4181, 84KN$$

L'excentricité e_0 :

$$e_0 = -(V' - d') = -(101, 83 - 16) = -85, 83 \text{ Cm}$$

VII.3.1.3 Calcul du nombre de câble

Les câbles d'about doivent être tirés à 100% de P_0 avant le coulage de la dalle

On a estimé les pertes de précontraintes à 32%

$$P_0 = \frac{P_{min}}{0,68} = \frac{4181,84}{0,68} = 6149,76KN$$

Le nombre de câble est déterminé comme suit :

$$n = \frac{p_0}{p_{01}}$$

On choisit comme armatures de précontrainte, les câbles **12T15** de type FREYSSINET (classe **1860**)

- Diamètre normal du câble = 15,7 cm.
- Diamètre extérieur de la gaine = 8,5cm.
- Section nominal du câble = $150 \times 12 = 1800 \text{ mm}^2$.
- $f_{prg} = 1860 \text{ Mpa}$
- $f_{peg} = 1600 \text{ MPa}$
- $E = 1.9 \times 10^5 \text{ Mpa}$ (Module d'élasticité de l'acier).

$$\sigma_{p0} \leq \text{Min}(0,8f_{prg}; 0,9f_{peg})$$

$$\sigma_{p0} \leq \text{Min}(0,8 \times 1860; 0,9 \times 1600)$$

$$\sigma_{p0} \leq \text{Min}(1488; 1440) = 1440 \text{ MPa}$$

$$p_{01} = \sigma_{p0} \times A = 1440 \times 1800 \times 10^{-3}$$

$$p_{01} = 2592 \text{ KN}$$

Le nombre de câbles est :

$$n = \frac{p_0}{p_{01}} = \frac{6149,76}{2592} = 2,37 \text{ (soit 2 câbles de 12T15)}$$

$$P_{min} = 2 \times 2592 = 5184KN$$

VII.3.1.4 Vérification des sections

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{P}{s} + \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{m_{min} V}{I} \geq \bar{\sigma}_{ts} \\ \frac{P}{s} - \frac{P \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{m_{min} V'}{I} \geq \bar{\sigma}_{Cl} \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} \frac{P}{s} + \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{m_{max} V}{I} \geq \bar{\sigma}_{cs} \\ \frac{P}{s} - \frac{P \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{m_{max} V'}{I} \geq \bar{\sigma}_{tl} \end{array} \right.$$

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

VII.3.1.5 Vérification des contraintes a la mise en tension

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

Contrainte Limite :

✓ En compression

$$\bar{\sigma}_{cs} = \bar{\sigma}_{cl} = 0,6f_{c14} ; f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} \times f_{c28}$$

$$\text{avec } f_{c28} = 35 \text{ Mpa}$$

$$f_{c14} = \frac{35}{4,76 + 0,83 \times 14} \times 35 = 29,91 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{cs} = \bar{\sigma}_{cl} = 0,6f_{c14} = 17,946 \text{ Mpa}$$

✓ En traction

$$\bar{\sigma}_t = \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_{ts} = -1,5f_{t14} = -1,5 \times 2,394 = -3,591 \text{ Mpa} \\ \bar{\sigma}_{tl} = -f_{t14} = -2,394 \text{ Mpa} \end{array} \right\}$$

$$f_{t14} = 0,6 + 0,06f_{c14} = 2,394 \text{ KN}$$

$$P = 0,94 P_{min} = 0,94 \times 103680 = 4872,96 \text{ KN}$$

Vérification des contraintes en fibre supérieure

$$\sigma_{ts} = \frac{P}{s} + \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{m_{min} V}{I} \geq \sigma_{ts} = -3,591 \text{ Mpa (A la fibre superieure)}$$

Avec :

A la mise en tension la poutre est soumise à son poids propre seulement $q_G = 1,8122 / \text{ml}$

$$M_{min} = \frac{q l^2}{8}$$

$$M_{min} = \frac{1,8122 \times 33,4^2}{8} = 252,702 \text{ T.m} = 2527,02 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{ts} = \frac{5184}{5258} + \frac{5184 \cdot (-85,83) \cdot 58,16}{4253706,05} + \frac{2572,02 \times 58,16 \times 10^2}{4253706,05} = -1,62 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_{ts} = -1,62 \text{ Mpa} \geq \bar{\sigma}_{ts} = -3,591 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition verifiee}$$

Vérification des contraintes en fibre inferieur

$$\sigma_{cl} = \frac{P}{s} - \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} - \frac{m_{min} V}{I} \geq \sigma_{cl} = 17,946 \text{ A la fibre inferieure.}$$

$$\sigma_{cl} = \frac{5184}{5258} - \frac{5184 \cdot (-85,83) \cdot 58,16}{4253706,05} - \frac{2572,02 \times 58,16 \times 10^2}{4253706,05} = 3 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{cl} = 3 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{cl} = 17,946 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition verifiee}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc on a une seule famille
je dispose deux câbles .

VII.3.2 Positionnement des câbles

Je dispose de deux câbles à l'about

J'introduis 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 s'annulant vers les appuis. La meilleure solution pour contre balancer 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.

- Les câbles sont régulièrement espacés sur la section d'about, de manière à réaliser une précontrainte aussi centrée que possible, et à réduire les efforts de diffusion de la précontrainte. L'angle de relevage des câbles est compris entre 2° et 20°

❖ Cable d'about

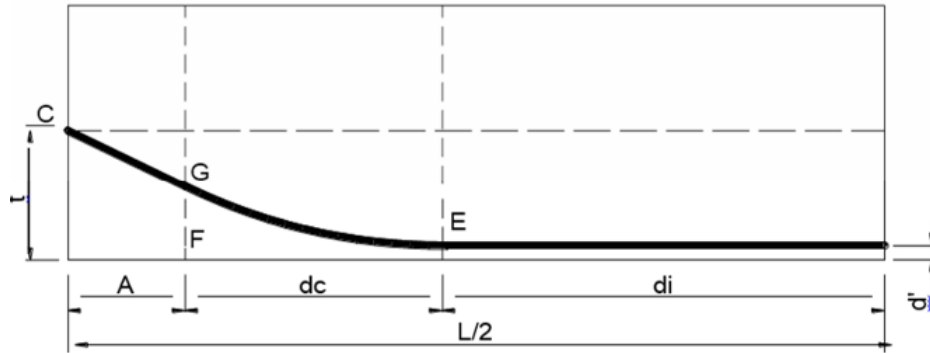


Figure VI. 2.Trace d'un câble

E : point du début de relevage.

t : Hauteur du point C par rapport à la fibre inférieure.

EG : tronçon parabolique d'équation $Y=a \cdot X^2$

GC : tronçon rectiligne pour permettre une transmission convenable d'effort entre l'appareil d'ancrage et le câble.

La pente du tronçon rectiligne GC doit être égale à la dérivée de $Y=a \cdot X^2$ pour $x=dc$

Donc :

$$Y'(dc) = 2 \cdot a \cdot dc = \tan \alpha \Rightarrow \alpha = \frac{\tan \alpha}{2 \times dc}$$

$$Gc = a \cdot dc^2 = t - d' - Gc \cdot \sin \alpha$$

$$A = Gc \cdot \cos \alpha \Rightarrow Gc = \frac{A}{\cos \alpha} \Rightarrow Gc \cdot \sin \alpha = A \cdot \tan \alpha$$

$$\Rightarrow a \cdot dc^2 = t - d' - A \cdot \tan \alpha \Leftrightarrow \frac{\tan \alpha}{2 \cdot dc} \cdot dc^2 = t - d' - A \cdot \tan \alpha$$

$$\Rightarrow dc = \frac{2}{\tan \alpha} (t - d' - A \cdot \tan \alpha)$$

A: est choisi de manière à limiter la courbure de la gaine, soit = 1m.

$$dc = \frac{2}{\tan \alpha} (t - d' - \tan \alpha)$$

VII.4 Application au projet

Câbles d'about (aux appuis)

je prend un espacement de 50cm (e_1) entre deux câbles successifs, et on détermine e_2 de telle sorte que le point d'application de la résultante des forces de précontrainte sortantes sur la face d'about doit coïncider avec le centre de gravité de la section (moment nul à l'appui).

Compte tenu de la disposition :

$$P1 + P2 = R$$

$$P1 = P2 = P$$

$$\Sigma M / \text{Fibre inf} = 0 \times P1 \times d + P2 \times (e1 + e2) \Rightarrow P(2e2 + e1) = 2Pv'$$

$$2d + e_1 = 2v' \Rightarrow e_2 = v' - \frac{e_1}{2} = 101,83 - \frac{50}{2}$$

$$\Rightarrow e_1 = 50\text{cm}$$

$$\Rightarrow e_2 = 64,83\text{cm}$$

$$\Rightarrow e_3 = 160 - (50 + 55,9) \Rightarrow e_3 = 45,17\text{cm}$$

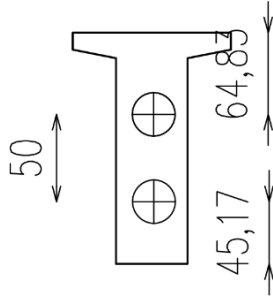


Figure VI. 3. Disposition des câbles à l'about

On prend comme angle de relevage :

$$\alpha_1 = 10^\circ, \alpha_2 = 20^\circ$$

Exemple de calcul :

Câble d'about

$$dc = \frac{2}{\tan \alpha} (t - d' - \tan \alpha) = dc = \frac{2}{\tan 10} (0,45 - \tan 10 - 0,16) = 1,28\text{m}$$

$$\alpha = \frac{\tan \alpha}{2 \cdot dc} = \frac{\tan 10}{2 \times 1,28} = 0,06$$

$$d' = \text{Enrobage } d' = 0,16$$

La disposition des câbles est illustrée dans le tableau suivant :

Tableau VI. 2. Disposition des câbles

N°	α	$\tan \alpha$	t(m)	d'	dc	a	2adc
1	10	0,176	0,45	0,16	1,28	0,06	0,175
2	20	0,363	0,95	0,16	2,34	0,07	0,32

$$\Rightarrow e_1 = 0,50$$

$$\Rightarrow e_3 = 0,6483$$

$$\Rightarrow e_2 = 0,4517$$

$$\Rightarrow T1 = 0,4517$$

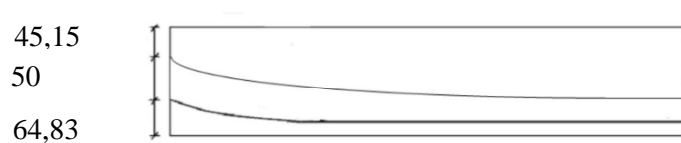


Figure VI. 4. Trace des câbles

$\Rightarrow T2 = 0,45 + 0,50 = 0,95m$

❖ Longueur totale du câble

$L_t = L_r + L_c + L_d$

Avec :

L_r : Longueur du tronçon rectiligne.

L_c : Longueur du tronçon parabolique.

L_d : Longueur du tronçon droit.

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

$L_r = \frac{0,5 + A}{\cos \alpha}$

$L_d = d_1$

Exemple de calcul :

$L_r = \left\{ \frac{0,5 + A}{\cos \alpha} = \frac{0,5 + 1}{\cos 10} = 1,523 \right\}$

$L_c = \frac{1}{4 \times 0,07} [\ln(2 \times 0,06 \times 0,175 + \sqrt{1 + (2 \times 0,06 \times 0,175)^2}) + 2 \times 0,06 \times 0,175 \times \sqrt{1 + (2 \cdot 0,06 \cdot 0,175)^2}] = 1,46m$

Tableau VI. 3. Récapitulatif des longueurs des câbles

N°	$\cos \alpha$	L_c	L_r	L_d	L_t	$L_t \times 2$
1	0,984	1,46	1,523	14,177	17,16	34,32
2	0,939	2,32	1,596	14,104	18,02	36,04

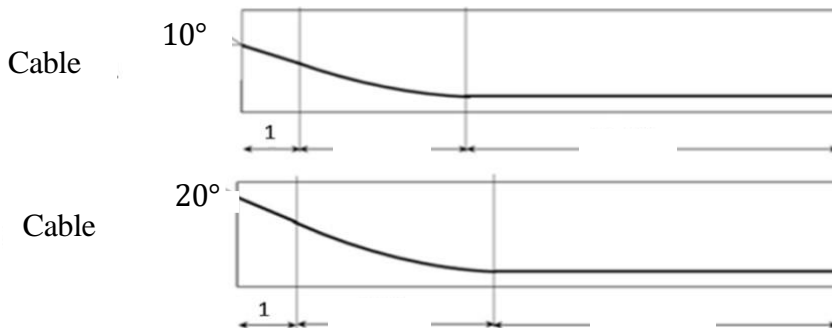


Figure VI. 5. Trace des câbles

Calcul des pertes de tension

Les pertes de tension surviennent entre l’instant où les câbles sont tendus et la phase d’exploitation, entraînant une diminution progressive de la précontrainte initiale. Il est donc essentiel de tenir compte de ces pertes pour garantir la sécurité et la bonne performance de l’ouvrage.

Ces pertes sont classées en deux familles :

- Pertes instantanées :
 - Pertes par frottement.
 - Pertes par recul d’ancrage.
 - Pertes dues au raccourcissement instantané du béton.
- Pertes différées :
 - Pertes dues au fluage du béton.
 - Pertes dues au retrait du béton.
 - Pertes dues à la relaxation des aciers

VII.5 Pertes instantanées

VII.5.1 Pertes dues au frottement

Cette perte est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_f(x) = \sigma_{P_0} - \sigma_P(x)$$

$$\sigma_P(x) = \sigma_{P_0} \cdot e^{(-f\alpha - \varphi x)}$$

σ_{P_0} : Tension à l’origine $\sigma_{P_0} = 1440\text{MPa}$

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

α : Somme des angles du point étudié d’abscisse (x) à l’ancrage.

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

Donc, la perte par frottement est :

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

Les courbes exponentielles peuvent être remplacées par des tronçons de droites pour autant que les points de calcul soient rapprochés, c’est-à-dire :

$$\sigma_P(x) = \sigma_{P_0} \times (1 - f\alpha - \varphi x); e^{-X} = 1 - X$$

$$\Delta\sigma_{fr}(x) = \sigma_{P_0} - \sigma_{P_0} \times (1 - f\alpha - \varphi x)$$

Tableau VI. 4. Pertes dues au frottement

		$\Delta\sigma_{fr}(x)$				
	$\alpha(^{\circ})$	θ (rad)	X=0	X=1	X=0,25 L	X=0,5L
Cable N°1	10	0,17	44,06	46,94	68,11	92,16
Cable N°2	20	0,34	88,12	91,00	112,176	136,22
Valeur moyenne des câbles			66,09	68,97	90,143	114,19

VII.5.2 Pertes dues au recul d’ancrage

Les pertes de tension dans les câbles de précontrainte sont principalement dues au glissement des torons au sein des clavettes ainsi qu’au déplacement des clavettes elles-mêmes dans les plaques d’ancrage. Ces phénomènes surviennent lors de la détention du vérin et du blocage des clavettes. Ce glissement entraîne un tassement des câbles, variant généralement entre 1 et 12 mm, en fonction de la puissance de l’ancrage et du procédé de précontrainte utilisé.

Ce tassement provoque un raccourcissement localisé du câble, entraînant une perte de tension sur une longueur déterminée, appelée longueur d’influence. Cette perte doit être prise en compte dans le calcul de la précontrainte pour assurer la bonne réalisation et la sécurité de la structure.

- Cable N° 1:

La tension à l'origine $\sigma_{P_0} = \sigma_A = 1440\text{MPa}$

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

$$\sigma_B = 1440(1 - 0,18 \times 0 - 2 \times 10^{-3} \times 1) = 1437,12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_C = 1440(1 - 0,18 \times 0,17 - 2 \times 10^{-3} \times 1,28) = 1392,24\text{MPa}$$

$$\sigma_D = 1440(1 - 0,18 \times 0,17 - 2 \times 10^{-3} \times 14) = 1347,84\text{MPa}$$

$$g.Ep = 6 \times 10^{-3} \times 1,9 \times 10^5 = 1140 \text{ MPa.m}$$

➤ Calcul des aires

$$S_1 = (1440 - 1437,12) \times \frac{1}{2} = 1,44\text{MPa.m}$$

$$S_2 = (1437,12 - 1392,24) \times 1 = 44,88\text{MPa.m}$$

$$S_3 = (1437,12 - 1392,24) \times \frac{1,28}{2} = 28,72\text{MPa.m}$$

$$S_4 = (1392,24 - 1347,84) \times \frac{1,28}{2} = 56,83\text{MPa.m}$$

$$S_5 = (1392,24 - 1347,84) \times \frac{11,17}{2} = 247,97\text{MPa.m}$$

$$S = 2 \times \sum S_i = 2 \times 379,78 = 759,56 \text{ MPa.m}$$

$g.Ep > S \rightarrow$ Il se produit une chute de tension $\Delta\sigma_M$

$$g.Ep > S + \Delta\sigma_M \times AD$$

$$\Delta\sigma_M = \frac{(1140 - 759,56)}{16,7} = 22,78 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_M = 22,78\text{MPa}$$

On voit ci-après :

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

- Câble N°2

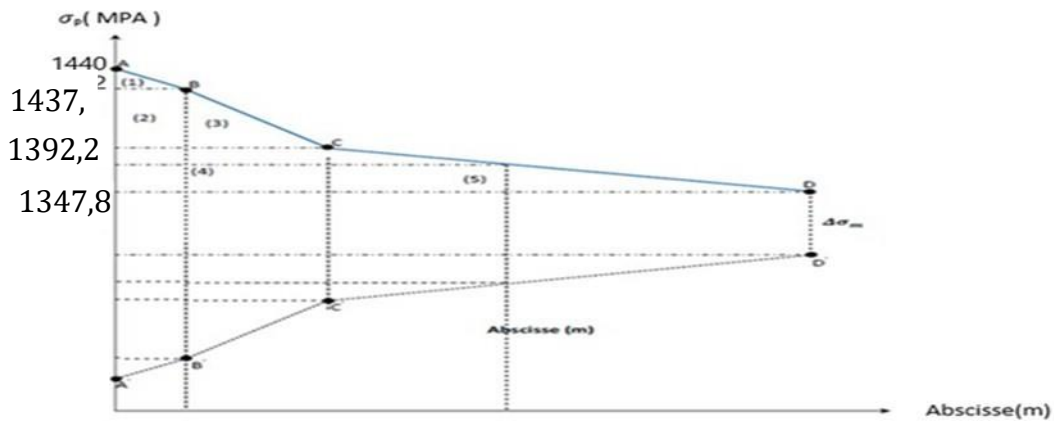


Figure VI. 6. Diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble 1

La tension à l'origine $\sigma_{P_0} = \sigma_A = 1440\text{MPa}$

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

$$\sigma_B = 1440(1 - 0,18 \times 0 - 2 \times 10^{-3} \times 1) = 1437,12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_C = 1440(1 - 0,18 \times 0,363 - 2 \times 10^{-3} \times 2,34) = 1339,17\text{MPa}$$

$$\sigma_D = 1440(1 - 0,18 \times 0,363 - 2 \times 10^{-3} \times 14,10) = 1305,30\text{MPa}$$

$$g.Ep = 6 \times 10^{-3} \times 1,9 \times 10^5 = 1140 \text{ MPa.m}$$

➤ Calcul des aires

$$S_1 = (1440 - 1437,12) \times \frac{1}{2} = 1,44 \text{MPa. m}$$

$$S_2 = (1437,12 - 1339,17) \times 1 = 97,95 \text{MPa. m}$$

$$S_3 = (1437,12 - 1339,17) \times \frac{2,34}{2} = 114,60 \text{MPa. m}$$

$$S_4 = (1339,17 - 1305,3) \times 2,34 = 79,25 \text{MPa. m}$$

$$S_5 = (1339,17 - 1305,3) \times \frac{11,42}{2} = 238,78 \text{MPa. m}$$

$$S = 2 \times \sum S_i = 2 \times 532,02 = 1064,04 \text{MPa. m}$$

$S > g \cdot E_p \rightarrow$ le point (M) n'appartient pas à BC.

Le point (M) appartient à CD.

Détermination de x (longueur d'influence).

$g \cdot E_p = S$ air (ABCMC'B'A')

$$S_1 = 1,44 \text{MPa. m}$$

$$S_2 = 97,95 \text{MPa. m}$$

$$S_3 = 114,60 \text{MPa. m}$$

$$S_4 = (1339,17 - \sigma_M) \times \frac{2,34}{(x - 2,34)}$$

$$S_5 = (1339,17 - \sigma_M) \frac{(x - 2,34)}{2}$$

$$S = 196,8 \times 2 + (1339,17 - \sigma_M) \left(2 \times 2,34 + \frac{2 \times x}{2} - \frac{2 \times 2,348}{2} \right)$$

$$S = 393,6 + (1339,17 - \sigma_M)(2,34 + x)$$

$$\sigma_M = \sigma_{P0} \times (1 - \alpha x - \varphi x) = 1440 \times (1 - 0,18 \times 0,363 - 0,002 \times x)$$

$$\sigma_M = 1355,76 - 2,88 \times x$$

Donc :

$$S = 393,6 + (1369,52 - [1355,76 - 2,88 \times x])(4,78 + x)$$

$$S = 393,6 + 65,77 + 13,76 \cdot x - 13,76 \cdot x + 2,88 \cdot x^2$$

$$S = 2,88 \cdot x^2 + 459,37$$

$$2,88 \cdot x^2 - 459,37 = 0$$

$$X = 12,62 \text{m}$$

$$\sigma_M = 1355,76 - 2,88 \times x$$

$$\sigma_M = 1319,41 \text{MPa. m}$$

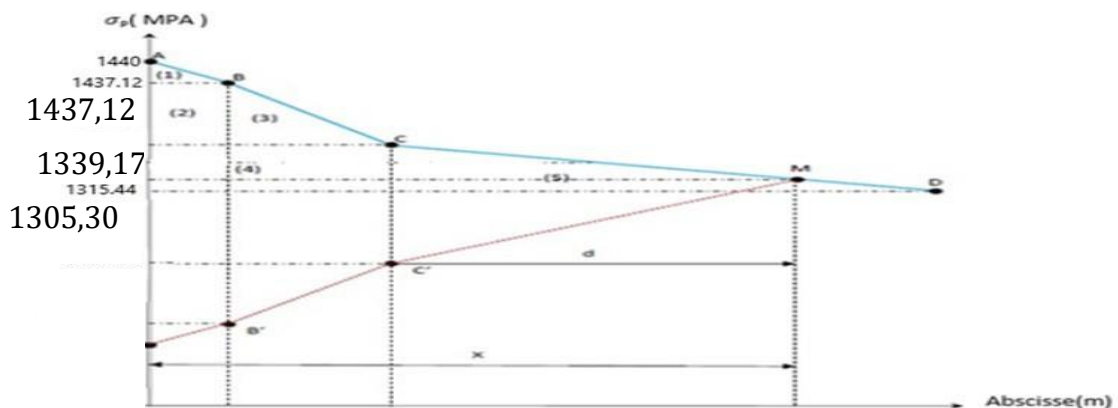


Figure VI. 7. Diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble 2

Tableau VI. 5. Les aires des câbles

Câbles	S1	S2	S3	S4	S5	S=2 ∑ si	Δσ _m
Câbles 1	1,44	97,95	114,50	79,25	238,78	1064,04	22,78
Cable 2	1,44	44,82	28,72	56,83	247,97	759,56	0

Tableau VI. 6. la tension des câbles

Câbles	σ _A	σ _{A'}	σ _B	σ _{B'}	σ _C	σ _{C'}	σ _D	σ _{D'}	σ _m
Câble 1	1440	1198,9	1437,12	1200,34	1392,24	1258,4	1347,84	1320,45	0
Câble 2	1440	1214,02	1437,12	1215,46	1319,17	1283,06	1305,30	0	1319,41

- Câble 1

Δσ(x = 16,7 m) = **22,78MPa**

Δσ(x = 8,35m) = (1392,2 – 1347,65) × 2 + **22,78** = 111,58MPa

Δσ(x = 1,00 m) = (1437,12 – 1200,34) = 236,78 MPa

Δσ(x = 0,00 m) = (1440 – 1198,9) = 241,1 MPa

- Câble 2 :

Δσ(x = 16,700m) = 0 MPa

Δσ(x = 8,350m) = (1320,45 – 1305,44) × 2 + 0 = 30,02 MPa

Δσ(x = 1,00 m) = (1437,12 – 1215,46) = 221,66 MPa

Δσ(x = 0,00 m) = (1440 – 1214,02) = 225,98MPa

Tableau VI. 7. Les pertes par recul d'ancrage

MPa	Δσ _{rdanc} (x)					
Section	α(°)	θ (rad)	0,00 m	1m	0,25 L	0,5 L
Câble N°1	10	0,17	241,1	236,78	115,58	22,78
Câble N°2	20	0,34	225,98	221,6	30,02	0
Valeur moyenne des Câbles			233,54	229,22	51,02	12,86

VII.5.3 Pertes dues au raccourcissement instantané du béton

Lorsqu’une poutre présente plusieurs câbles à la mise en tension, ces derniers sont tirés l’un après l’autre. A chaque mise en tension d’un câble, il en résulte un raccourcissement du béton qui entraîne une perte de tension dans les câbles tendus, précédemment ancrés.

Les règles du béton précontraint aux états limites (selon B.P.E.L) proposent la formule simplifiée suivante :

Avec :

ασ_{racc}(x): Perte de tension moyenne de n câbles.

n : Nombre de gaines

A_p = 1800 mm².

I_G: Inertie de la poutre seule

E_p : Module d’élasticité des armatures vaut 1,9× 10⁵MPa

E_{bij} : Module de déformation instantanée du béton au jour « j » tel que :

$$E_{bi33,4} = 11000^3 \sqrt{f_{t28}} = 11000^3 \sqrt{35} = 36000 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bn}(x) = \frac{Mg \cdot e_p}{I_G} + n \cdot A_p \cdot \frac{\sigma_{pi}(x)}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot (e_p)^2}{I_G}\right)$$

ep : excentricité du câble de précontrainte.

$$\sigma_{p_0} = 1440 \text{MPa}$$

M(x) : moment fléchissant dû au poids propre de la poutre seule à l'abscisse (x).

$$Mg = \frac{q \cdot L}{2} \cdot X - \frac{q \cdot x^2}{2}$$

$$Mg = \frac{q \cdot x}{2} \cdot (L - X) \text{ pour } X = 16,7 \text{m}$$

Moment fléchissant dû au poids propre de la poutre : G=1,5122 T/ml.

$$a\sigma_{racc}(x) = \frac{E_p}{2E_{bij}} \cdot \frac{Mg \cdot e_p}{I_G} + \frac{E_p}{2E_{bij}} \cdot \frac{n \cdot A_p \cdot (\sigma_{p_0} - \Delta\sigma_f(x) - \Delta\sigma_{rdanc}(x))}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot (e_p)^2}{I_G}\right)$$

Tableau VI. 8. Pertes dues au raccourcissement élastique du béton

x(m)	X=0	X=1m	X=0,25L	X=0,5L	
Mg(T. m)	0	21,249	115,689	154,252	
ep	-4,21	-28,68	-32,42	-49,86	
$\Delta\sigma_{fr}(x)$	Câble 1	54,43	57,31	147,16	190,45
	Câble 2	81,64	84,52	101,80	121,96
$\Delta\sigma_{rdanc}$	Câble 1	241,1	236,78	94,17	25,79
	Câble 2	225,98	221,66	7,94	0
σ_{p_0}	1440	1440	1440	1440	
$a\sigma_{racc}($	Câble 1	7,52	9,70	13,65	25,11
	Câble 2	7,44	9,82	15,14	30,71
Valeur Moyenne des Câbles	7,48	9,76	14,39	28,08	

Les pertes totales dues aux pertes instantanées :

$$\Delta\sigma_{inst} = \Delta\sigma_{rdanc} + \Delta\sigma_f + \Delta\sigma_{racc}$$

Tableau VI. 9. Pertes instantanées totales

$\Delta\sigma_{inst}$ MPa					
		X=0	X=1m	X=0,25L	X=0,5L
$\Delta\sigma_{rdanc}$	Câble 1	241,1	236,78	94,17	25,79
	Câble 2	225,98	221,66	7,94	0
$\Delta\sigma_{fr}$	Câble 1	54,43	57,31	147,16	190,45
	Câble 2	81,64	84,52	101,80	121,96
$\Delta\sigma_{racc}$	Câble 1	7,52	9,70	13,65	25,11
	Câble 2	7,44	9,82	15,14	30,71
$\sum \Delta\sigma_{inst}$	Câble 1	303,05	303,79	254,98	241,35
	Câble 2	318,06	316,01	124,88	123,02
Valeur Moyenne des Câbles		310,55	309,9	189,93	182,18

Tableau VI. 10. Tensions initiales probables

$\Delta\sigma_{inst}$ MPa				
	X=0	X=1m	X=0,25L	X=0,5L
$\sum \Delta\sigma_{inst}$	1129,45	1130,1	1250,07	1257,82

VII.6 Pertes différées :

VII.6.1 Perte due à la relaxation de l'acier

$$\Delta\sigma_{relax} = \frac{6}{100} \times \rho 1000 [u_{(x)} - u_0] \times \sigma_{pi}(x)$$

$$\Delta\sigma_{relax} = \frac{6}{100} \times \rho 1000 \left[\frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}} - u_0 \right] \times \sigma_{pi}(x)$$

Avec :

 $\rho 1000$ (%) : Relaxation garantie à 1 000 h en % = 2.5%,

u_0 : Coefficient valant 0,43 pour les armatures à très basse relaxation, 0,30 pour les armatures à relaxation normale.

$$u(x) = \frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}}$$

$\sigma_{pi}(x)$: Contrainte initiale (contrainte après les pertes instantanées).

$$\sigma_{P_0} = 1440 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{pi}(x) = \sigma_{P_0} - \Delta\sigma_{inst}$$

F_{prg} : Contrainte de rupture garantie.

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

Tableau VI. 11. Pertes par relaxation des aciers

x(m)	X=0	X=1m	X=0,25L	X=0,5L
$\sigma_{pi}(x)$	1129,45	1130,1	1250,07	1257,82
f_{prg}	1860	1860	1860	1860
$u(x)$	0,60	0,61	0,67	0,68
u_0	0,43	0,43	0,43	0,43
$\rho_{1000}(\%)$	2,5	2,5	2,5	2,5
$\Delta\sigma_{relax}$	28,80	30,10	45,39	47,16

VII.6.2 Perte due au retrait du béton

$$\alpha\sigma_r = \epsilon_r(1 - r(t))E_p$$

Avec :

$$r(t) = \frac{t}{t + 9r_m} : \text{Loi d'évolution du retrait}$$

Section About :

$$r_m = \frac{B}{U} : \text{Rayon de section} \quad r_m = \frac{\text{aire de section}}{\text{périmètre de section}}$$

$$U = 11 \times 2 + 105 + 28,15 \times 2 + 50 + 133 \times 2 = 489,3 \text{ cm}$$

$$r_m = \frac{B}{U} = \frac{79752}{489,3} = 16,28$$

Section médiane :

$$r_m = \frac{5283}{496} = 10,65 \text{ m}$$

Section intermédiaire :

$$r_m = \frac{6601,25}{501} = 13,17 \text{ m}$$

r_m : Rayon moyen de la section, exprimé en centimètres.

$r(t)$: Une fonction du temps variant de 0 à 1, quand le temps t varie de 0 à l'infini à partir du bétonnage.

t : Age du béton à la mise en tension des câbles.

Section About :

$$r(14) = \frac{14}{14 + 9 \times 16,28} = 0,087$$

$$a\sigma_r = 3 \times 10^{-4}(1 - 0,087) \times 1,9 \times 10^5 = \mathbf{52,041MPa}$$

Section intermédiaire :

$$r(14) = \frac{14}{14 + 9 \times 13,17} = 0,105$$

$$a\sigma_r = 3 \times 10^{-4}(1 - 0,105) \times 1,9 \times 10^5 = \mathbf{51,015MPa}$$

Section médiane :

$$r(14) = \frac{14}{14 + 9 \times 10,65} = 0,127$$

$$a\sigma_r = 3 \times 10^{-4}(1 - 0,127) \times 1,9 \times 10^5 = \mathbf{49,761MPa}$$

ε_r : est le retrait final du béton $\varepsilon_r = \varepsilon_r = 3 \times 10^{-4}$ (nord Algérien). « B.P.E.L 91Art2.1.51 »

E_p : Module d'élasticité des armatures $1,9 \times 10^5$ MPa.

Tableau VI. 12.perte due au retrait du béton

	X=0	X=1m	X=0,25L	X=0,5L
$a\sigma_r$ (MPa)	52,041	52,041	51,015	49,761

VII.6.3 La perte par fluage différées

$$a\sigma_{fl} = (\sigma_b + \sigma_M) \cdot \frac{E_p}{E_{bij}}$$

σ_b : Contrainte normale du béton après les pertes instantanées.

σ_M : Contrainte maximale de compression du béton.

E_p : Module d'élasticité des armatures $1,9 \times 10^5$ MPa.

$$M_g = \frac{GL^2}{8}$$

E_{bij} : Module instantané du béton au jour « j » ;

$$E_{bi28} = 11000^3 \sqrt{f_{c28}} = 11000 \sqrt{35} = 36000 \text{MPa}$$

Soit, comme exemple de calcul, la perte à la section médiane ($x = L$) :

$$\sigma_M(X) = \frac{M_g \cdot e_p}{I_G} + n \cdot A_p \cdot \frac{\sigma_{pi}}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot (e_p)^2}{I_G}\right)$$

On considère, à ce niveau, que le pont reçoit la totalité des charges qui lui sont revenues, donc :

$G = 1,574 \text{ T/ml}$ (poutre seule)

$$M_g = \frac{GL^2}{8} = \frac{1,574 \times 28^2}{8} = 154,25 \text{ T.m}$$

$$B = 7913,48 \text{ m}^2$$

$$I_G = 19708467,58$$

$$e_p = -28,68$$

$$E_p = 1,9 \times 10^5$$

$$A_p = 980 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{pi} = 1130,1 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\sigma_M(1m) = \frac{154,25 \times 10^4}{19708467,58} + 2 \times 980 \times \frac{1130,1}{7913,48 \times 10^2} \times \left(1 + \frac{7913,48 \times (-28,68)^2}{19708467,58}\right)$$

$$\sigma_M(1m) = 3,80 \text{ MPa}$$

D'après le **B.P.E.L 91, [art3.3.24]** la perte différée totale « Δ_d » est égale à :

$$a_{\sigma d} = a_{\sigma r} + a_{\sigma fl} + \frac{5}{6} a_{\sigma relax}$$

$$a_{\sigma d} = 52,041 + a_{\sigma fl} + \frac{5}{6} \times 30,10$$

$$a_{\sigma d} = 77,124 + a_{\sigma fl}$$

La contrainte dans le béton est obtenue, lorsque toutes les pertes sont produites, donc :

$$\sigma_b(1m) = \frac{M_g \times e_p}{I_G} + n \times A_p \times \frac{\sigma_{pi}}{B} \times \left(1 + \frac{B \times (ep)^2}{I_G}\right)$$

$\sigma_{pi} - a_{\sigma d} = \sigma_{p\infty}$: tension finale à la section about.

On remplace dans la formule devient alors :

$$a_{\sigma fl}(1m) = \left[2 \sigma_M - n \times A_p \times \frac{a_{\sigma d}}{B} \times \left(1 + \frac{B \times (ep)^2}{I_G}\right)\right] \times \frac{E_p}{E_{bij}}$$

$$a_{\sigma fl}(1m) = \left[2 \times 3,80 - 2 \times 980 \times \frac{77,124 + a_{\sigma fl}}{7913,48 \times 10^2} \times \left(1 + \frac{7913,48 \times (-28,68)^2}{19708467,58}\right)\right] \times \frac{1,9 \times 10^5}{36000}$$

$$a_{\sigma fl}(1m) = 38,78 \text{ MPa}$$

On procédera de la même manière pour les autres sections

Remarque: pour (x=0,25L)

$$M_g = \frac{3 \times 1,574 \times 28^2}{32} = 115,6879 \text{ T.m.}$$

Tableau VI. 13. Pertes par fluage

	X=0	X=1m	X=0,25L	X=0,5L
$a_{\sigma d}(\text{MPa})$	76,041+a $_{\sigma fl}$	77,124+a $_{\sigma fl}$	88,84+a $_{\sigma fl}$	89,06+a $_{\sigma fl}$
$M_g(\text{T.m})$	0,00	152,25	115,649	154,25
$\sigma_{pi}(\text{MPa})$	1129,45	1130,1	1250,07	1257,82
$\sigma_M(\text{MPa})$	2,82	3,81	5,48	11,43
$a_{\sigma fl}(\text{MPa})$	28,76	38,78	55,81	116,40

Les pertes différées totales sont données par l'expression suivante :

$$\Delta\sigma_{df} = \Delta\sigma_{relax} + a_{\sigma fl} + \frac{5}{6} \Delta\sigma_{racc}$$

Tableau VI. 14. Pertes totales dues aux pertes différées

X (m)	X=0	X=1m	X=0,25L	X=0,5L
$\Delta\sigma_{relax}$	28,80	30,10	45,39	47,16
$\Delta\sigma_r$	52,041	52,041	51,015	49,761
$a\sigma_{fl}$	28,76	38,78	55,81	116,40
$\sum\sigma_{diff}$ (MPa)	109,60	120,92	152,21	213,32

VII.7 La tension finale probable

$$\sigma_{p\infty} = \sigma_{pi}(x) - a\sigma_{diff}(x)$$

$$\% \text{ de perte} = \frac{\sigma_{p0} - \sigma_{p\infty}}{\sigma_{p0}}$$

$$\sigma_{p0} = 1440 \text{ MPa}$$

Tableau VI. 15. La tension finale probable

X (m)	X=0	X=1m	X=0,25L	X=0,5L
$\sigma_{pi}(x)$	1129,45	1130,1	1250,07	1257,82
$\sum\Delta\sigma_{diff}$	109,60	120,92	152,21	213,32
$\sigma_{p\infty}$	1019,85	1009,18	1097,86	1044,5
$\sum\sigma_{Final} \%$	29,17	29,91	23,75	27,46

VII.8 Conclusion

Je constate que les pertes totales varient entre 23,75 % et 29,91 % de la contrainte initiale σ_{p0} , et qu'elles sont inférieures à la valeur de 32 % de P_0 utilisée dans le calcul de P_0 .

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

L'étude menée dans le cadre de ce mémoire a porté sur la conception et le dimensionnement d'un pont à poutres multiples précontraint par post-tension, implanté dans la wilaya de M'Sila, région caractérisée par un relief varié et une activité sismique non négligeable. Ce projet s'inscrit dans une démarche de modernisation et d'amélioration du réseau routier national, en répondant aux besoins croissants en infrastructures fiables et durables.

Le choix de la solution à poutres multiples précontraintes par post-tension s'est révélé particulièrement approprié pour les conditions spécifiques du site. Cette solution offre des avantages notables en termes de résistance, de rigidité et de durabilité, tout en permettant une construction rapide et économiquement compétitive. Elle convient parfaitement aux portées modérées à importantes rencontrées dans ce type de projet.

Le pont étudié est constitué de deux travées isostatiques, ce qui simplifie notablement l'analyse structurale et facilite la réalisation des appuis, tout en assurant une bonne stabilité face aux déformations thermiques et aux mouvements du sol. Cette configuration garantit également une meilleure redistribution des efforts en cas de sollicitations extrêmes, notamment sismiques.

La modélisation de l'ouvrage a été réalisée à l'aide du logiciel de calcul CSI Bridge 2024, outil performant largement utilisé dans le domaine du génie civil pour l'analyse et la simulation des structures de ponts. L'utilisation de ce logiciel a permis de valider les résultats obtenus manuellement, d'affiner l'analyse des contraintes et des déformations, ainsi que de visualiser le comportement global de l'ouvrage sous différentes combinaisons de charges.

Au cours de cette étude, tous les éléments constitutifs du pont ont été analysés de manière rigoureuse, conformément aux normes en vigueur telles que le BAEL 91, l'Eurocode 2 et le RPA 99/2003 pour les aspects sismiques. Ainsi, nous avons procédé au calcul détaillé de :

- La dalle, dimensionnée pour reprendre les charges locales et assurer une bonne répartition des efforts.
- Les poutres principales, dimensionnées à la flexion composée et vérifiées au cisaillement, à la fatigue et à la fissuration ;
- Les appuis, constitués d'appareils néoprènes, choisis pour leur souplesse et leur capacité à absorber les mouvements dus aux variations thermiques et aux séismes ;
- Les culées et les piles, dimensionnées pour reprendre les efforts verticaux et horizontaux, tout en assurant une bonne stabilité de l'ouvrage face aux sollicitations sismiques.

L'intégration des données géotechniques du site a également joué un rôle fondamental dans le choix du type de fondations, garantissant ainsi la sécurité globale de l'ouvrage.

Enfin, une attention particulière a été portée à l'aspect économique, avec une optimisation des dimensions des différents éléments structuraux, permettant de réaliser un ouvrage sûr, fonctionnel, esthétique et adapté aux contraintes locales.

En somme, ce mémoire représente une contribution concrète à la compréhension et à la maîtrise des étapes clés de la conception d'un pont en béton précontraint. Il montre également comment une

approche méthodique et complète, intégrant à la fois les aspects techniques, réglementaires, environnementaux et l'usage d'outils numériques comme CSI Bridge 2024, peut aboutir à une solution optimale pour un site spécifique comme celui de la wilaya de M'Sila.

Il ouvre la voie à des études complémentaires, notamment sur la modélisation numérique avancée sous logiciel de calcul structural, le suivi du comportement de l'ouvrage après sa mise en service, ou encore une analyse comparative entre différentes solutions de ponts (à poutres, à caisson, mixte, etc.).

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- **BAEL91. (1991)** : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
- **BPEL91.(Révisé99)**: Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton précontraint suivant la méthode des états limites Fascicule n°62 titres 1.
- **RCPR (2008)** : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.
- **RPOA(2008)** : Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art.
- **SETRA2000** : Appareil d'appui en élastomère frette.
- **EUROCODE II**: Application aux ponts-routes en béton : Guide méthodologique, 2008.
- **Aurelio Muttoni** « Conception et dimensionnement de la précontrainte » Ecole Polytechnique FEDERALE de LAUSANNE.
- **Jean-Armand CALGARO**, Anne BERNARD-GELY « Conception des ponts », technique d'ingénieur, 1994.
- **LARIBI Abdeslam, KESSOUAR Takfarinas**, PFE, Etude d'un Pont à Poutres Multiples en Béton Précontraint par Post-Tension relie FREHA-AGHRIBS-AZEFFOUN sur 28km, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou 2022
- **331bis-2024 E.G PONT OUED MENAIFA A BARHOUME M'SILA**
- Mme Chahrazade, Mr Khaled PFE , Conception et analyse structurale d'un tablier de pont a poutre precontrainte selon L'EUROCODE .Universite Ain Temouchent .
- **GHOUMRASSI Mohamed, BABAHAMMOU Aissa**, PFE , Conception et etude d'un pont :penetrante de Tizi -Ouzou a l'autoroute Est-Ouest .Ecole Nationale Polytechnique.

Sections réelles d'armatures

Section en cm² de 1 à 20 armatures de diamètre Ø en mm

Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,5
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,1
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,7
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,2
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,6	163,4
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,6	175,9
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,6	188,5
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,7	201,1
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,7	213,6
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,8	226,2
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	92,27	152,8	238,8
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,8	251,3

Annexe 2 : Essai de sondage


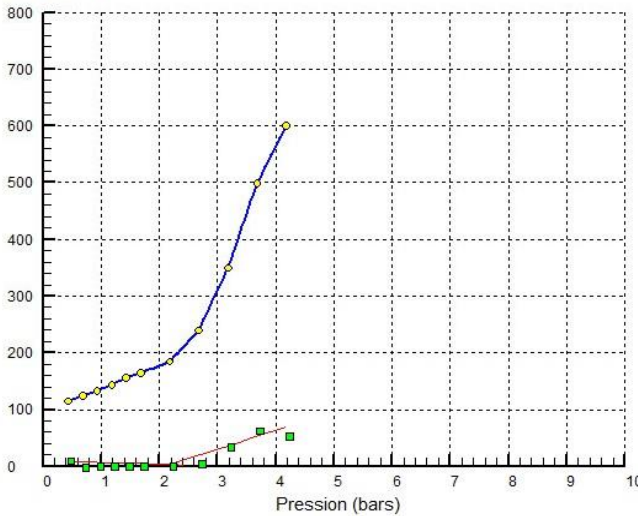
Echelle (m)		Récupération		SPT (N1 + N2)	ROD	Tubage	Carottier	Etat	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	Détail Essais SPT				
Elevation (m)	Profondeur (m)	25	50										75	100	Prof (m)	N0	N1
-1.80	1.80	100 %					CR	X				Limon sableux graveleux et caillouteux brunâtre avec la présence de galets ;					
-4.0	4.0	67 %					CR	X				Sable fin limoneux brunâtre graveleux et caillouteux avec la présence de galets ;					
-6.0	6.0	67 %										Sable fin limoneux brunâtre peu graveleux ;					
-12.0	12.0	100 %					CR	X				Sable fin limoneux brunâtre graveleux et caillouteux avec la présence de galets.					
-14.0	14.0	100 %				116											
-16.0	16.0	67 %															
-18.0	18.0	100 %															
-20.0	20.0	100 %															
-22.0	22.0	100 %															
-24.0	24.0	100 %															
-26.0	26.0	67 %															
-28.0	28.0																
-30.0	30.0											Fin du forage à une profondeur de 30 m.					
REMARQUES :												TYPE CAROTTIER :		ABREVIATIONS :			
												CF : Carottier fendu TM : Tube à paroi mince PS : Tube à position fixe CR : Tube carottier		AG : Analyse granulométrique S : Sédimétrie L : Limites d'Atterberg (WL, IP) W : Teneur en eau PV : Poids volumique (Gd, Gt) AC : Analyse chimique CIS : Cisaillement rectiligne TR : Cisaillement Triaxial Rc : Résistance à la compression OED : Essai oedométrique GL : Gonflement libre R : Refus à l'enfoncement			
Préparé par : /						Vérifié par : /						04/02/2025		Page : 1 de 1			

© SofTests 2013

Ministère de l'Habitat, de l'Urbanisme et de la Ville Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction E.P.E./S.P.A AU CAPITAL DE 800 000 000 DA DIRECTION REGIONALE EST		<h2 style="margin: 0;">RAPPORT DE FORAGE</h2> <p style="margin: 0;">Sondage : SC02</p>															
Projet : Réalisation d'un Pont Sur Oued Menaifa Commune de Barhousse W/M'sila Client : COSIDER OUVRAGES D'ART POLE A65 M'SILA		Dossier N° : 331bis/2024 Endroit : Oued Menaifa Commune de Barhousse															
Date début : 21/12/2024 Date fin : 24/12/2024 Profondeur forée (m) : 30 Niveau d'eau (m) : /		Coordonnées GPS: X : / Y : / Z : /															
		Boue de forage : 116mm Type forage : carotté Foreuse : SEDIDRILL1000															
		Etat des échantillons : Intact <input type="checkbox"/> Remanié <input type="checkbox"/> Paraffiné <input type="checkbox"/> Roche <input type="checkbox"/>															
Échelle (m)	Élévation (m)	Profondeur (m)	Récupération	SPT (N1 + N2)	ROD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	Détail Essais SPT				
			25 50 75 100										Prof (m)	N0	N1	N2	
2.0			100 %				CR	X				Limon sableux graveleux et caillouteux brunâtre avec la présence de galets.					
4.0			57 %				CR	X									
6.0			57 %				CR	X				Sable graveleux et caillouteux brunâtre avec la présence de galets.					
8.0			57 %														
10.0			57 %									Fin du forage à une profondeur de 30 m.					
12.0			57 %				CR	X									
14.0			57 %														
16.0			57 %														
18.0			57 %														
20.0			57 %														
22.0			100 %														
24.0			50 %														
26.0																	
28.0																	
30.0																	
32.0																	
34.0																	
REMARQUES :												TYPE CAROTTIER : CF : Carottier fendu TM : Tube à paroi mince PS : Tube à position fixe CR : Tube carottier			ABREVIATIONS : AG : Analyse granulométrique S : Sédimétrie L : Limites d'Atterberg (WL, IP) W : Teneur en eau PV : Poids volumique (Gd, Gh) AC : Analyse chimique CIS : Cisaillement rectiligne TR : Cisaillement Triaxial RC : Résistance à la compression OED : Essai oedométrique GL : Gonflement libre R : Refus à l'enfoncement		
Préparé par : /						Vérfié par : /						04/02/2025		Page : 1 de 1			

© SoftTests 2013

Annexe 3 :Essai de pressiomètre

 Ministère de l'Habitat, de l'Urbanisme et de la Ville Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction E.P.E/S.P.A AU CAPITAL DE 800 000 000 DA DIRECTION REGIONALE EST	RAPPORT D'ESSAI Essai Pressiométrique Menard NF P 94-110-1																																																								
Client : COSIDER OUVRAGES D'ART POLE A65 M'SILA Projet : Réalisation d'un Pont Sur Oued Menaifa Commune de Barhoume W/M'sila Endroit : Oued Menaifa Commune de Barhoume W/M'sila	N° Projet : 331bis/2024 Réf. Client : N° rapport :																																																								
Sondage n° : SP 01 Profondeur Essai : 1 m <u>Coordonnées GPS :</u> X : / Z : / Y : /	Date essai : 11/01/2025 Volume de la sonde <Vs> (cm3) : 593 Hauteur CPV/Terrain naturel (m) : 0.80 Profondeur nappe / TN (m) :																																																								
<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> <div style="flex: 1;"> <p>Volume (cm3)</p>  <p style="text-align: center;">Pression (bars)</p> </div> <div style="flex: 1;"> <p>Courbe Pressiométrique</p> <p>Module pressiométrique : $E = 49,41$ bars Pression limite : $PL = 4,18$ bars Pression de fluage : $Pf = 2,18$ bars</p> <p> —▲— : Courbe d'étalonnage. —●— : Courbe corrigée. —■— : Courbe de fluage. </p> </div> </div>																																																									
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <thead> <tr> <th style="background-color: #ffffcc;">Pr. brute (bars)</th> <th style="background-color: #ffffcc;">Vol à 30s (cm3)</th> <th style="background-color: #ffffcc;">Vol à 60s (cm3)</th> <th style="background-color: #ffffcc;">Pr. corrigée (bars)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0,25</td><td>100</td><td>115</td><td>0,43</td></tr> <tr><td>0,50</td><td>120</td><td>124</td><td>0,68</td></tr> <tr><td>0,75</td><td>128</td><td>133</td><td>0,93</td></tr> <tr><td>1,00</td><td>139</td><td>144</td><td>1,18</td></tr> <tr><td>1,25</td><td>150</td><td>156</td><td>1,43</td></tr> <tr><td>1,50</td><td>160</td><td>165</td><td>1,68</td></tr> <tr><td>2,00</td><td>180</td><td>185</td><td>2,18</td></tr> <tr><td>2,50</td><td>230</td><td>240</td><td>2,68</td></tr> <tr><td>3,00</td><td>310</td><td>350</td><td>3,18</td></tr> <tr><td>3,50</td><td>431</td><td>499</td><td>3,68</td></tr> <tr><td>4,00</td><td>541</td><td>600</td><td>4,18</td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> </tbody> </table>		Pr. brute (bars)	Vol à 30s (cm3)	Vol à 60s (cm3)	Pr. corrigée (bars)	0,25	100	115	0,43	0,50	120	124	0,68	0,75	128	133	0,93	1,00	139	144	1,18	1,25	150	156	1,43	1,50	160	165	1,68	2,00	180	185	2,18	2,50	230	240	2,68	3,00	310	350	3,18	3,50	431	499	3,68	4,00	541	600	4,18								
Pr. brute (bars)	Vol à 30s (cm3)	Vol à 60s (cm3)	Pr. corrigée (bars)																																																						
0,25	100	115	0,43																																																						
0,50	120	124	0,68																																																						
0,75	128	133	0,93																																																						
1,00	139	144	1,18																																																						
1,25	150	156	1,43																																																						
1,50	160	165	1,68																																																						
2,00	180	185	2,18																																																						
2,50	230	240	2,68																																																						
3,00	310	350	3,18																																																						
3,50	431	499	3,68																																																						
4,00	541	600	4,18																																																						
Remarque : /																																																									
Préparé par : /	Date : /																																																								
Approuvé par : /	Date : /																																																								

Annexe 3 :Essai limites d'Atterberg

RAPPORT D'ESSAI	
Limites d'Atterberg	
NF P 94 - 51	
Client : COSIDER OUVRAGES D'ART POLE A65 M'SILA	N° Projet : 331bis/2024
Projet : Réalisation d'un Pont Sur Oued Menaifa Commune de Barhoume W/M'sila	Ref. Client : /
Endroit : Oued Menaifa Commune de Barhoume W/M'sila	N° rapport : Rév :
Echantillon n° : 02 Sondage n° : SC03 Profondeur : 6.00-7.00 Matériaux :	Provenance : Endroit de prélèvement : Prélevé par : Date prélèvement :
Reçu le : Date essais :	
Limite de Liquidité (%) : WL = 29,28	Teneur en eau naturelle (%) : Weau = 5.91
Limite de Plasticité (%) : WP = 16,48	
Indice de Plasticité (%) : IP = 12,80	

Limite de liquidité

Teneur en eau W (%)

Nombre de coups

Limite de plasticité

Ech N°	W (%)
1	15,3
2	17,58
3	16,57


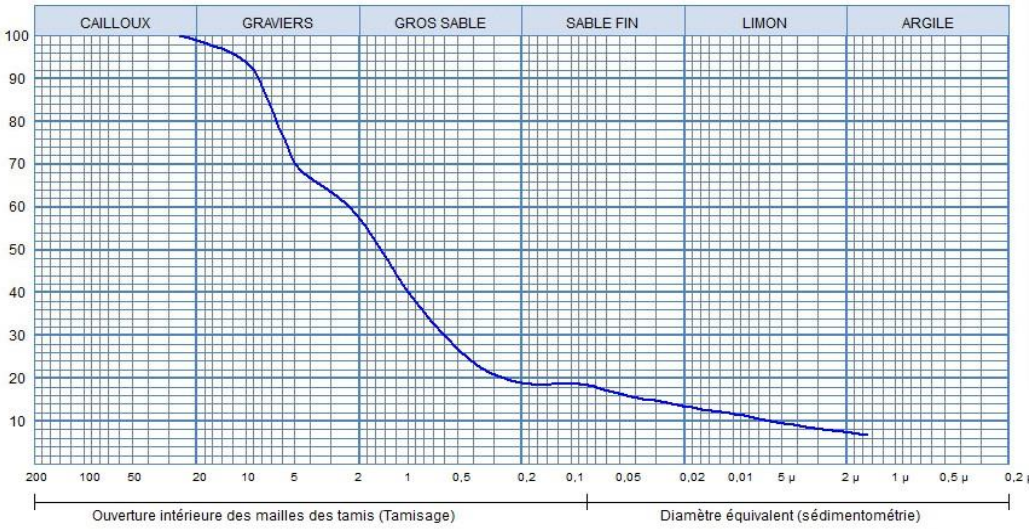
ABAQUE DE CASAGRANDE

Indice de plasticité Ip (%) = WL - WP

Limite de Liquidité WL (%)

© Schmidt 2007

Remarque :	
Préparé par :	Date :
Approuvé par :	Date :

 <p>Ministère de l'Habitat, de l'Urbanisme et de la Ville Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction E.P.E/S.P.A AU CAPITAL DE 800 000 000 DA DIRECTION REGIONALE EST</p>	<p>RAPPORT D'ESSAI ANALYSE GRANULOMETRIQUE NF P 94.056 / NF P 94.057</p>																																																																																																																			
<p>Client : COSIDER OUVRAGES D'ART POLE A65 M'SILA N° Projet : 331bis/2024 Projet : Réalisation d'un Pont Sur Oued Menaifa Commune de Barhoume W/M'sila Endroit : Oued Menaifa Commune de Barhoume W/M'sila</p>																																																																																																																				
<p>Sondage n° : SC 03 — Sondage: SC 03 : 24.00-25.00 Profondeur : 24.00-25.00 Matériaux : / Provenance : Date essais : 04/01/2025 à 05/01/2025</p>																																																																																																																				
																																																																																																																				
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="2">Analyse Granulométrique</th> <th colspan="2">Analyse sédimentométrique</th> </tr> <tr> <th>Tamis (mm)</th> <th>Tamisat (%)</th> <th>Diamètre équivalent</th> <th>Tamisat (%)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>25,00</td><td>100,00</td><td>80,00 µm</td><td>18,44</td></tr> <tr><td>16,00</td><td>98,10</td><td>71,10 µm</td><td>18,00</td></tr> <tr><td>10,00</td><td>94,44</td><td>51,60 µm</td><td>16,48</td></tr> <tr><td>8,00</td><td>89,40</td><td>37,10 µm</td><td>15,30</td></tr> <tr><td>5,00</td><td>69,22</td><td>23,90 µm</td><td>14,13</td></tr> <tr><td>4,00</td><td>66,90</td><td>17,10 µm</td><td>12,96</td></tr> <tr><td>2,00</td><td>58,78</td><td>12,20 µm</td><td>12,14</td></tr> <tr><td>1,00</td><td>39,10</td><td>8,80 µm</td><td>11,38</td></tr> <tr><td>0,40</td><td>22,76</td><td>6,30 µm</td><td>10,20</td></tr> <tr><td>0,20</td><td>18,38</td><td>3,70 µm</td><td>8,85</td></tr> <tr><td>0,10</td><td>18,74</td><td>1,50 µm</td><td>6,68</td></tr> </tbody> </table>	Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique		Tamis (mm)	Tamisat (%)	Diamètre équivalent	Tamisat (%)	25,00	100,00	80,00 µm	18,44	16,00	98,10	71,10 µm	18,00	10,00	94,44	51,60 µm	16,48	8,00	89,40	37,10 µm	15,30	5,00	69,22	23,90 µm	14,13	4,00	66,90	17,10 µm	12,96	2,00	58,78	12,20 µm	12,14	1,00	39,10	8,80 µm	11,38	0,40	22,76	6,30 µm	10,20	0,20	18,38	3,70 µm	8,85	0,10	18,74	1,50 µm	6,68	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th rowspan="2">Echant</th> <th rowspan="2">< 80 µ</th> <th colspan="3">LIMITES D'ATTERBERG</th> <th rowspan="2">Classificat</th> </tr> <tr> <th>W.L (%)</th> <th>W.P (%)</th> <th>I.P (%)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>—</td> <td>18,44 %</td> <td>27,45 %</td> <td>16,52 %</td> <td>10,93 %</td> <td>SA</td> </tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> </tbody> </table> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>Echant</th> <th>D60 (mm)</th> <th>D30 (mm)</th> <th>D10 (mm)</th> <th>Cc</th> <th>Cu</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>—</td> <td>2,22</td> <td>0,60</td> <td>0,01</td> <td>27,89</td> <td>381,21</td> </tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> </tbody> </table>	Echant	< 80 µ	LIMITES D'ATTERBERG			Classificat	W.L (%)	W.P (%)	I.P (%)	—	18,44 %	27,45 %	16,52 %	10,93 %	SA																			Echant	D60 (mm)	D30 (mm)	D10 (mm)	Cc	Cu	—	2,22	0,60	0,01	27,89	381,21																		
Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique																																																																																																																		
Tamis (mm)	Tamisat (%)	Diamètre équivalent	Tamisat (%)																																																																																																																	
25,00	100,00	80,00 µm	18,44																																																																																																																	
16,00	98,10	71,10 µm	18,00																																																																																																																	
10,00	94,44	51,60 µm	16,48																																																																																																																	
8,00	89,40	37,10 µm	15,30																																																																																																																	
5,00	69,22	23,90 µm	14,13																																																																																																																	
4,00	66,90	17,10 µm	12,96																																																																																																																	
2,00	58,78	12,20 µm	12,14																																																																																																																	
1,00	39,10	8,80 µm	11,38																																																																																																																	
0,40	22,76	6,30 µm	10,20																																																																																																																	
0,20	18,38	3,70 µm	8,85																																																																																																																	
0,10	18,74	1,50 µm	6,68																																																																																																																	
Echant	< 80 µ	LIMITES D'ATTERBERG			Classificat																																																																																																															
		W.L (%)	W.P (%)	I.P (%)																																																																																																																
—	18,44 %	27,45 %	16,52 %	10,93 %	SA																																																																																																															
Echant	D60 (mm)	D30 (mm)	D10 (mm)	Cc	Cu																																																																																																															
—	2,22	0,60	0,01	27,89	381,21																																																																																																															
<p>Remarque :</p>																																																																																																																				
<p>Préparé par :</p>	<p>Approuvé par : Date :</p>																																																																																																																			

© SofTests 2013