REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

UNIVERSITE ABOUBEKR BELKAID – TLEMCEN

FACULTE DE TECHNOLOGIE

Mémoire pour l'Obtention du Diplôme de Master

Spécialité : Travaux Publique

Option : Voie et Ouvrage d'Art

Thème

ETUDE TECHNNIQUE ET MANAGERIALE D'UN OUVRAGE D'ART SUR OUED MEKKERA AU CENTRE DE SBA

Présenté par

BENYELLES Mehdi **KAZI TANI Ahmed Fethi**

Soutenu en Septembre devant le jury composé de :

Dr. MISSOUM.A	**Président**
Mr. OUJDI.F	**Examinateur**
Dr. HAMZAOUI.F	**Encadreur**
Mr. MAACHOU.O	**Encadreur**

2019-2020

REMERCIMENT

Avant tous nous remercions le bon DIEU de nous avoir accordé la santé, le courage et la volonté pour finir ce travail.

Un grand remerciement à nos encadreurs Dr HAMZAOUI.F et Mr MAACHOU.O pour leur soutien, leur disponibilité et surtout leurs sens d'écoute et d'échange durant la préparation de notre mémoire.

Nous tenons également à remercier Dr MISSOUM.A de l'honneur qu'il nous a fait en acceptant la présidence des jurys de ce mémoire.

Aussi nous remercions Mr OUJDI.F qui a bien voulu examiner notre travail.

Nous remercions aussi le personnel de la SEROR spécialement Mr TAIBI .M et Mr GHALEM qui nous ont aidé pas mal de fois.

Nous sommes reconnaissants à notre université et à l'ensemble des enseignants qui ont contribué à notre formation ; avec beaucoup de dévouement et de compétence.

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail

- A Mes Très Chers Parents qui m'ont soutenu et encouragé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin je vous aime tellement …

- Mes chères sœurs, leurs maris et mes neveux YOUNES et SALIM

- Celui qui a partagé ce travail avec moi dans les bons et mauvais moments mon binôme BENYELLES MEHDI.

- Toute la promotion de (VOA 2018-2020).

- Tous mes amis et mes cousins spécialement : YOUCEF – ABDELGHANI – MOHAMED - AMINE –ABDELLATIF – FETHALLAH - NASSIM et sans oublier mon bien-aimé le défunt MOULESSEHOUL MEHDI ELIAS.

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail

- A Mes Très Chers Parents et Ma Sœur ainsi que Mes Grands Parents qui m'ont soutenu et encouragé durant tous le long de ce chemin je vous aime tellement …

- Celui qui a partagé ce travail avec moi dans les bons et mauvais moments mon binôme KAZI-TANI AHMED FETHI.

- Tous mes camarades et mes chers amis de ma promotion du L1 jusqu'au M2 (2015-2020).

- Tous mes amis et mes cousins spécialement : OUSSAMA – AMINE – ABDOU - ABDELKARIM – YASSINE – FETHALLAH – MOHAMED – ALI et sans oublier les défunts MOULESSEHOUL MEHDI ELIAS et BRAHAMI AMANALLAH.

RESUME

La conception d'un ouvrage d'art repose sur plusieurs facteurs : économique, technique, expérimental…

Généralement le problème qui se pose le plus dans la conception c'est les choix à prendre qui doivent conduire à un résultat satisfaisant que ça soit au niveau de la qualité ou bien le cout de l'ouvrage et tout ça dans un temp bien défini.

Ce mémoire propose une étude d'un ouvrage d'art se situant sur la R.N 94 au P. K28+400 et il traverse oued MAKERRA en reliant la R.N 94 à la R.N 95 à la wilaya de SBA.

Notre travail se traduit par un prédimensionnement des diffèrent composant du pont, un calcul des lignes d'influence, une modélisation à l'aide du logiciel SAP2000, un calcul de ferraillage des poutres en béton précontraint et pour finir une étude managériale pour définir le délai et le cout nécessaire pour la réalisation du pont a l'aide du logiciel Microsoft Project.

Les résultats obtenus sont présentés sous forme de tableaux, de figures et des graphiques qui représentent le ferraillage ainsi que le cout et le délai du projet projeté.

Mots Clés : Pont, Béton précontraint, Management, Dimensionnement, Modélisation, Ferraillage, qualité, cout et délai.

ABSTRACT

The design of a bridge is based on several factors: economic, technical, experimental ...

Usually the problem that arises the most in the design is the choices to be made which must lead to a satisfactory result whether its in terms of quality and the cost and all in a well defined time.

This thesis proposes a study of a bridge located on the R.N 94 at P. K28 + 400 and it crosses the wadi MAKERRA by connecting the R.N 94 to the R.N 95.

Our work is reflected in a pre-dimensioning of the various components of the bridge, a calculation for the lines of influence, a modeling using SAP2000, a calculation of reinforcement of the prestressed concrete beams and finally a managerial study to define the time and the cost necessary for the realization using Microsoft Project.

The results obtained are presented in the form of tables and figures and graphs which represent the reinforcement as well as the results of the managerial study.

Keywords : Bridge, Prestressed concrete, Management, Sizing, Modeling, Reinforcement, quality, cost and time.

ملخص

يعتمد تصميم الجسر على عدة عوامل: اقتصادية، تقنية، تجريبية

المشكلة الأكثر ظهورًا في التصميم هي الخيارات التي يجب القيام بها والتي يجب أن تؤدي إلى نتيجة مرضية سواء من حيث الجودة أو تكلفة العمل وكل ذلك في وقت محدد.

هذه المذكرة تقترح دراسة عن جسر يقع في الطريق الوطني 94 أ بين النقطة الكيلو مترية 400+28 ويعبر وادي ماكيرا عن طريق توصيل من الطريق الوطني 94 الى الطريق الوطني 95

ينعكس عملنا في الأبعاد المسبقة للمكونات المختلفة للجسر، وحساب خطوط التأثير، والنمذجة باستخدام برنامج SAP2000، وحساب تقوية الكمرات الخرسانية سابقة الإجهاد، وأخيراً دراسة إدارية لتحديد الوقت والتكلفة اللازمتين لتحقيق الجسر باستخدام برنامج Microsoft Project

يتم عرض النتائج التي تم الحصول عليها في شكل جداول وأشكال ورسوم بيانية التي تمثل التعزيز وكذلك نتائج الدراسة الإدارية.

الكلمات المفتاحية: الجسر، الخرسانة سابقة الإجهاد، الإدارة، التحجيم، النمذجة، التعزيز، الجودة، التكلفة والوقت.

TABLE DES MATIERES

Remerciements I

Dédicaces II

Résumé IV

Abstract V

الملخص VI

Table des matières VII

Liste des figures XII

Liste des tableaux XVI

INTRDUCTION GENERALE 1

CHAPITRE 1 : PRESENTATION DU PROJET ET CARACTERISTIQUES DES MATERIAU

1.1 INTRODUCTION 2

1.2 DE QUOI CONSTITUE UN PONT ?.....2

1.3 PRESENTATION DE L'OUVRAGE 3

1.4 DEMARCHE DU CONCEPTEUR 3

1.5 CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE 6

1.6 CARRACTERISTIQUES DES MATERIAUX 9

1.6.1 Le béton 9

1.6.2 L'acier 10

CHAPITRE 2 : PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGES

2.1 INTRODUCTION…….14

2.2 LARGEUR DU TABLIER.....14

2.3 PREDIMENSIONNEMENT…….....14

2.3.1 Hauteur des poutres.....14

2.3.2 Nombre et espacement des poutres.....14

2.3.3 Section des poutres 15

2.3.4 Epaisseur de l'hourdis 15

2.3.5 Largeur de la table de compression (b) 15

2.3.6 Epaisseur de la table de compression (h_c) 15

2.3.7 Epaisseur de l'âme (b_0) 15

2.3.8 Largeur du talon.....16

2.3.9 Membrure supérieure de la poutre 16

2.3.10 Entretoises 17

2.3.11 Pieux 17

2.4 CARRACTERISTIQUES GEOMETRIQUE DE LA POUTRE.....17

2.5 APPAREILS D'APPUIS …….....24

2.6 EVALUATION DES CHARGES …….....25

2.6.1 La charge permanente (CP) ……..……..…….....25

2.6.2 La charge complémentaire permanente (CCP) …….……26

2.6.3 Calcul des surcharges routières ……..……28

2.7 CONCLUSION 35

CHAPITRE 3 : LES LIGNES D'INFLUENCES

3.1 INTRODUCTION 36

3.2 CALCUL DES MOMENT FLECHISSANT LONGITUDINAUX.....37

3.3 CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS 44

CHAPITRE 4 : MODELISATION

4.1 C'EST QUOI LA MODELISATION.....49

4.2 SAP 2000 49

4.3 LES ETAPES A SUIVRE POUR LA MODELISATION 49

4.4 LES CHARGES ET LES COMBINAISONS DE CALCULS.....53

4.5 LES COMBINAISONS DE CHARGES 56

4.6 LES RESULTATS OBTENNUS…….....57

4.6.1 Les Moments fléchissant ……..…..…..…58

4.6.2 Les Effort Tranchants ……....……..…….59

4.7 CONCLUSION.....60

CHAPITRE 5 : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

5.1 GENERALITEE SUR LE BETON ….....61

5.2 PRINCIPE DE LA PRECONTRAINTE 62

5.3 LES MODES DE LA PRECONTRAINTE 63

5.3.1 Précontrainte par pré-tension ……..……..…..…….63

5.3.2 Précontrainte par post-tension……..……..….63

5.4 ETUDE DE LA PRECONTRAINTE SUIVANT LE B.P.E.L 64

5.4.1 Hypothèse de calcul……..……...…64

5.4.2 Calcul de la face de la précontrainte……..……..…...65

5.4.3 Détermination du nombre de câbles ……..……..66

5.4.4 Vérification à l'ELS ……...……68

5.5 PRINCIPE DE POSITIONNEMENT DES CABLES 72

5.6 LE CALCULE DES PERTES 77

5.6.1 pertes instantanées……..…….78

5.6.2 pertes différées …….……..80

5.7 VERIFICATION A L'ELS DES CONTRAINTE DE LA POUTRE LA PLUS SOLICITEE.....83

5.8 CONCLUSION…….....84

CHAPITRE 6 : ETUDE MANAGERIALE

6.1 INTRODUCTION 86

6.2 LE CYCLE DE VIE D'UN PROJET …….……...……..…86

6.3 PARTIES PRENANTES ……...……...88

6.4 DEFINITION DE LA STRUCTURE DES TACHES WBS 89

6.4.1 Qu'est-ce qu'un WBS ? ……..……89

6.4.2 Les taches du projet ……90

6.5 ESTIMATION DU DELAI DU PROJET AVEC GANTT 91

6.5.1 Qu'est-ce qu'un Diagramme de Gantt ?.....91

6.5.2 L'ordonnancement …….....91

6.5.3 La dépendance ……91

6.6 ESTIMATION DU COUT 92

6.7 COMPARAISON……..……95

6.8 CONCLUSION……95

CONCLUSION GENERAL ……..……..96

BIBLIOGRAPHIE……...……...97

ANNEXE……...…….98

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 : Les composants d'un pont ……...…….…...…2

Figure 1.2 : Plan de situation du pont (maps.google.com) …….…3

Figure 1.3 : Photo du site sur la R.N94 (L.T.P.O, 2008) ……...…….5

Figure 1.4 : Diagrammes contraintes déformations (LACROIX.M.R et all, 2000) …….…11

Figure 2.1 : Coupe transversale du pont……...……...14

Figure2.2 : Coupe transversal du pont à mi-travée ……....18

Figure2.3 : Coupe transversal de la poutre en I…….…18

Figure2.4 : Coupe transversal du pont au début de la travée……20

Figure2.5 : Coupe transversal de la poutre en T……20

Figure 2.6 : Poutre en « T » avec hourdis à l'about……....22

Figure 2.7 : Poutre en « I » avec hourdis en médiane……...……23

Figure 2.8 : Appareil d'appui en élastomère fretté…….…24

Figure 2.9 : Vue en plan de la poutre ..…….…25

Figure 2.10 : Coupe A-A et coupe B-B……..……..25

Figure 2.11 : Trottoir……...……...……...……...……27

Figure 2.12 : Corniche…….……27

Figure 2.13 : Dispositions du système B_c (LACROIX .M.R et all 1980) ……....31

Figure 2.14: Les dimensions du système B_t (LACROIX .M.R et all 2000) ……..…..32

Figure 2.15: Disposition du système B_r. (LACROIX .M.R et all 1980) ……33

Figure 2.16 : Disposition du système militaire Mc 120(LACROIX .M.R et all…….…33

Figure 2.17 : Disposition du exceptionnelle D_{240} (LACROIX .M.R et all 1980) ……..…34

Figure 3.1 : Les éfforts dans la poutre……...…….…36

Figure 3.2 : Lignes d'influence des appuis…….……36

Figure 3.3 : Ligne d'influence de l'effort tranchant ……37

Figure 3.4: Ligne d'influence du moment fléchissant ……37

Figure 3.5 : Répartition longitudinale de la charge permanente G……37

Figure 3.6 : Système « B_c » disposition de deux camions sur la chaussée……39

Figure 3.7 : Recherche du moment maximal……39

Figure 3.8 : Ligne d'influence du moment sous P_3……40

Figure 3.9 : Lignes d'influences sous P_4……41

Figure 3.10 : Chargement type sous un tandem (système B_t) ……42

Figure 3.11 : Moment max. sous P_1……42

Figure 3.12 : Moment max. sous P_1……42

Figure 3.13 : Position de Mc_{120}……43

Figure 3.14 : Position de D_{240}……44

Figure 3.15 : Schéma statique d'une poutre……44

Figure 3.16 : Ligne d'influence de l'effort tranchant……45

Figure 3.17 : Position du système B_c donnant T_{max}……46

Figure 3.18 : Surcharge B_t……47

Figure 3.19 : Surcharge Mc_{120}……47

Figure 3.20 : Effort tranchant de surcharge « D_{240} » ……48

Figure4.1 : Tableau de modèle ……49

Figure4.2 : Tableau des types de pont et des longueurs des travers……50

Figure4.3 : Définir les sections du pont……50

Figure4.4 : Tableau du matériau……51

Figure4.5 : Tableau des sections des poutres (Médiane & D'about) ……51

Figure4.6 : Le modèle du pont (SAP2000) ……52

Figure4.7 : Tableau des définitions des modèle de charge……..……...53

Figure4.8 : Système B_c et sa position……..……54

Figure4.9 : Système B_t et sa position…….…….……..54

Figure4.10 : Système militaire Mc_{120} et sa position……..……..……55

Figure4.11 : Système exceptionnel D_{240} et sa position….……...……55

Figure4.12 : Tableau des combinaisons de charge…….……....56

Figure4.13 : Moment fléchissant de la poutre du milieu (ELU4) ……..……....58

Figure4.13 : Effort tranchant de la poutre 1 ou 5 (ELU4) …….……..…59

Figure4.14 : Diagramme moments fléchissant des poutres….……..…60

Figure4.15 : Diagramme des efforts tranchant des poutres……..……..…60

Figure 5.1 : Flexion d'une poutre soumise au charge G et Q…….……..…61

Figure 5.2 : L'ajout des armatures pour reprendre la traction du béton……..……61

Figure 5.3 : L'ajout des câbles précontraint pour annuler la traction (solution du b.p) ...……62

Figure 5.4 : Principe de la précontrainte (Yazid.A 2005) …….……62

Figure 5.5 : Etapes de réalisation par pré-tension (Yazid.A 2005) ……..……..…63

Figure 5.6 : Etapes de réalisation par post-tension (Yazid.A 2005) ……..……64

Figure 5.7 : Diagramme de la combinaison La mise en tension de P_1…….……..67

Figure 5.8: Diagramme de la combinaison La mise en tension de P_1…….……...67

Figure 5.9 : Diagramme de la combinaison quasi-permanente de P_1…….……...68

Figure 5.10 : Diagramme de la combinaison quasi-permanente de P_2…….……69

Figure 5.11 : Diagramme de la combinaison fréquente de P_1…….……...70

Figure 5.12 : Diagramme de la combinaison fréquente de P_2……..…….…..…..…70

Figure 5.13 : Diagramme de la combinaison rare de P_1…….……....71

Figure 5.14 : Diagramme de la combinaison rare de P_1…….……....72

Figure 5.15 : Tracé d'un câble……73

Figure 5.16 : Disposition des câbles a l'about……74

Figure 5.17 : Disposition des câbles dans la zone médiane……...75

Figure 5.18 : Vue longitudinale de la disposition des câbles……...……...75

Figure 5.19 : Coupe Transversale de la zone d'about……85

Figure 5.20 : Coupe Transversale de la zone médiane……...85

Figure 6.1 : Cycle de vie d'un projet……...……87

Figure 6.2 : Parties prenantes du projet……..……89

Figure 6.3 : WBS du projet……...……...90

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1 : Les résultats du sondage…….……..……. 6

Tableau 1.2 : L'analyse comparative des deux variantes……..……....8

Tableau 1.3 : Contraintes admissibles…….……12

Tableau 1.4 : Aciers de la précontrainte……..13

Tableau 2.1 : Caractéristiques de la poutre intermédiaire en « I » sans hourdis……...19

Tableau 2.2 : Les caractéristiques géométriques de la section intermédiaire……...……19

Tableau 2.3 : Caractéristiques de la poutre intermédiaire en « T » sans hourdis…...……...21

Tableau 2.4 : Les caractéristiques géométriques de la section d'about……..……....21

Tableau 2.5 : Caractéristiques géométriques de la poutre en « T » avec hourdis……..22

Tableau 2.6 : Caractéristiques géométriques de la poutre à l'about…….……..22

Tableau 2.7: Caractéristiques de la poutre intermédiaire en « I » sans hourdis …….…..23

Tableau 2.8 : Caractéristiques géométriques de la poutre en I a la médiane……24

Tableau 2.9: Classe de pont (LACROIX .M.R et all 1980) …….……...29

Tableau 2.10: Coefficient de dégressivité transversale de la charge……...…….……..29

Tableau 2.11 : Valeur de V_0 (LACROIX .M.R et all 1980) ……..…….……30

Tableau 2.12: Coefficient de b_c (LACROIX .M.R et all 1980) ……..…….……....31

Tableau 2.13 : Coefficient b_t (LACROIX .M.R et all 1980) ……..……32

Tableau 3.1: Valeurs des moments dans les différentes sections sous les charges permanentes……..……38

Tableau 3.2: Valeurs des moments dans les différentes sections sous la surcharge « A(L) » ……...…38

Tableau 3.3: Valeurs des moments dans les différentes sections sous la surcharge sur trottoir..…….…….…….…….……38

Tableau 3.4 : Lignes d'influence du moment sous P_3……..…..……..40

Tableau 3.5 : Lignes d'influence du moment sous P_4……..…….…….……41

Tableau 3.6 : Effort tranchant dans les différentes sections sous G……...……..……45

Tableau 3.7: Effort tranchant dans les différentes sections sous la surcharge trottoirs…..46

Tableau 3.8 : Lignes d'influence due à la surcharge B_c……....……46

Tableau 3.9 : Les résultats des moments fléchissant max et efforts tranchants max…...…48

Tableau4.1 : Combinaison ELU ……..……...56

Tableau4.2 : Combinaison ELS …….…….…....56

Tableau4.3 Les moments fléchissant et les efforts tranchant de chaque poutre soumis à G seulement……..…….…...…57

Tableau4.4 Les moments fléchissant dans la poutre du milieu (Poutre 3) …….……..…58

Tableau4.5 Effort tranchant dans la poutre du milieu (Poutre 1 & 5) …….……59

Tableau 5.1 : Les caractéristiques de la poutre à mi travée……...64

Tableau 5.2 : Récapitulatif des résultats de précontrainte……..66

Tableau 5.3 : Combinaison La mise en tension de P_1……66

Tableau 5.4 : Combinaison La mise en tension de P_2……67

Tableau 5.5: Combinaison quasi permanente de P_1……...…….……...…68

Tableau 5.6: Combinaison quasi permanente de P_2……...…….……...…69

Tableau 5.7: Combinaison Fréquente de P_1……...…….……...……69

Tableau 5.8 : Combinaison fréquente de P_2……...……70

Tableau 5.9 : Combinaison rare de P_1……...……..…71

Tableau 5.10 : Combinaison rare de P_2……...……...…72

Tableau 5.11 : Tableau récapitulatif du tracé des câbles……...……77

Tableau 5.12 : Les valeurs des pertes de frottement……...78

Tableau 5.13: Les valeurs de « d » ……..…79

Tableau 5.14 : Les pertes par recule d'ancrage……...79

Tableau 5.15 : Les pertes par raccourcissement instantané ……..…80

Tableau 5.16 : Les pertes instantanées totales ……...……80

Tableau 5.17 : Les pertes par fluages……...……...…81

Tableau 5.18 : Les pertes dues à la relaxation des aciers ……..…82

Tableau 5.19 : Les pertes de tensions différées totales……....82

Tableau 5.20 : Pourcentage réel des pertes. ……...…83

Tableau 5.21: Caractéristiques géométriques de la poutre en service……....83

Tableau 5.22 : Détermination des contraintes en service……...…84

Tableau 5.23 : Récapitulatif des résultats de précontrainte……...…84

Tableau 6.1 : Tableau des délais des taches du projet……92

Tableau 6.1 : Tableau des ressources du projet……...94

Tableau 6.2 : Devis Estimatif du pont en béton précontrainte ……..95

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

L'automobile s'est rapidement imposée comme le principal moyen de déplacement à travers le monde, L'Algérie en particulier a connu une augmentation incroyable de véhicule (près de 200000 voitures par ans) donc l'état s'est répondu présent en confiant la mission au département des travaux publics de régénérer et élargir le réseau routier en construisant tous type d'ouvrage qui peut satisfaire la circulation automobile comme les trémies, les tunnels et les ponts.

Un pont est une construction qui permet de franchir un obstacle naturel ou artificiel (cours d'eau, voie de communication, ravin) en passant par-dessus. Le franchissement supporte le passage d'humain et de véhicules dans le cas d'un pont routier, ou d'eau dans le cas d'un aqueduc.

Chaque type de pont est adapté à une plage de portée, pour les petits ponts hydrostatiques on parle de ponceau ou de dalot contrairement aux grandes portées on emploie le terme de viaduc qui contient plusieurs travées généralement en fonction de la longueur du pont

L'objectif de ce travail est de faire une bonne étude d'un pont qui répond aux critères techniques et économiques

Dans le premier chapitre de ce travail on a présenté notre projet en exposant les différentes données nécessaires à l'élaboration de notre travail.

Dans le deuxième chapitre on a étudié les variantes proposées, leurs prédimensionnements, leurs avantages et leurs inconvénients. L'analyse multicritère a permis de dégager la variante la plus avantageuse qui vas nous permettre de définir les caractéristiques des matériaux et calculer les charges qui doivent supporter l'ouvrage en utilisant la réglementation algérienne

Dans le troisième chapitre on a calculé les ligne d'influence

Dans le quatrième chapitre, on a fait la modélisation de l'ouvrage ainsi de déterminer les efforts internes

Dans cinquième le chapitre, on a fait l'étude du tablier de l'ouvrage ou le ferraillage est fourni.

Le sixième et dernier chapitre comporte l'étude managérial de notre ouvrage.

CHAPITRE 1 :

PRESENTATION DU PROJET ET CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX

1.1) Introduction

Un pont est une construction destinée à relier deux points séparés par un cours d'eau ou un obstacle profond et qui empêche de passé avec une route simple et il n'est pas toujours destiné aux voitures mes il y a aussi des ponts pour piéton (passerelles) ou pour train (pont-rail) ou pont canal

L'ingénieur doit faire recours à une conception visant l'optimisation entre plusieurs paramètres déterminants (l'économie, la sécurité des usages, l'esthétique de l'ouvrage et les délais de réalisation) en tenant toujours compte des contraintes naturelles et fonctionnelles susmentionnées. Après la proposition des variantes issues de la réflexion de l'ingénieur, celles-ci doivent être vérifiées d'une façon sommaire, pour déterminer la variante optimisée la plus performante, donc la plus satisfaisante de nos besoins en fonction des moyens disponibles.

1.2) De quoi se constitue un pont ?

Un pont se constitue essentiellement de 3 parties :

L'infrastructure : elle comprend les appuis (piles aux milieux, culés à l'extrémité) et les fondations qui transmettent les charges au sol

La superstructure : elle est constituée de dalle, poutres, entretoises, trottoirs, corniches …etc.

Les appareils d'appui : il se situe entre les poutres et les chevêtres et il empêche le frottement de ces deux dernières ainsi que les vibrations du tablier

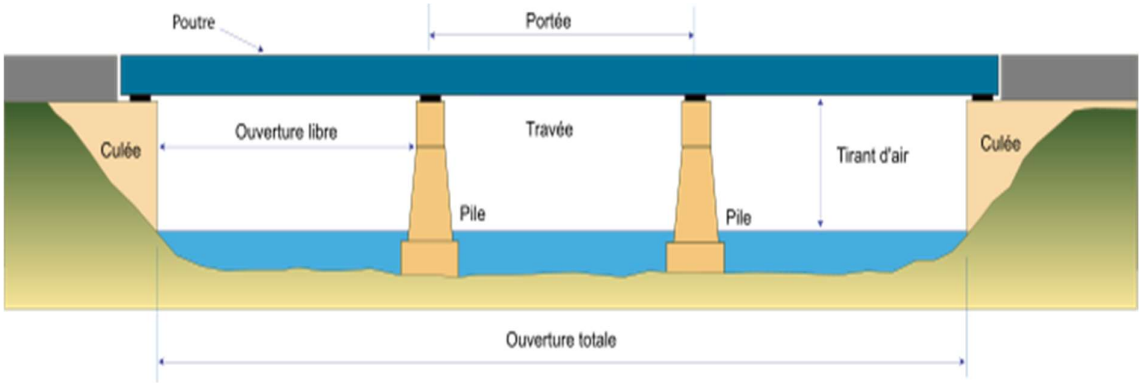


Figure 1.1 : Les composants d'un pont

1.3) Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage se situe à Sidi bel abbés plus précisément sur la R.N 94 au P.K28+400 et il traverse oued MAKERRA en reliant la R.N 94 a la R.N 95

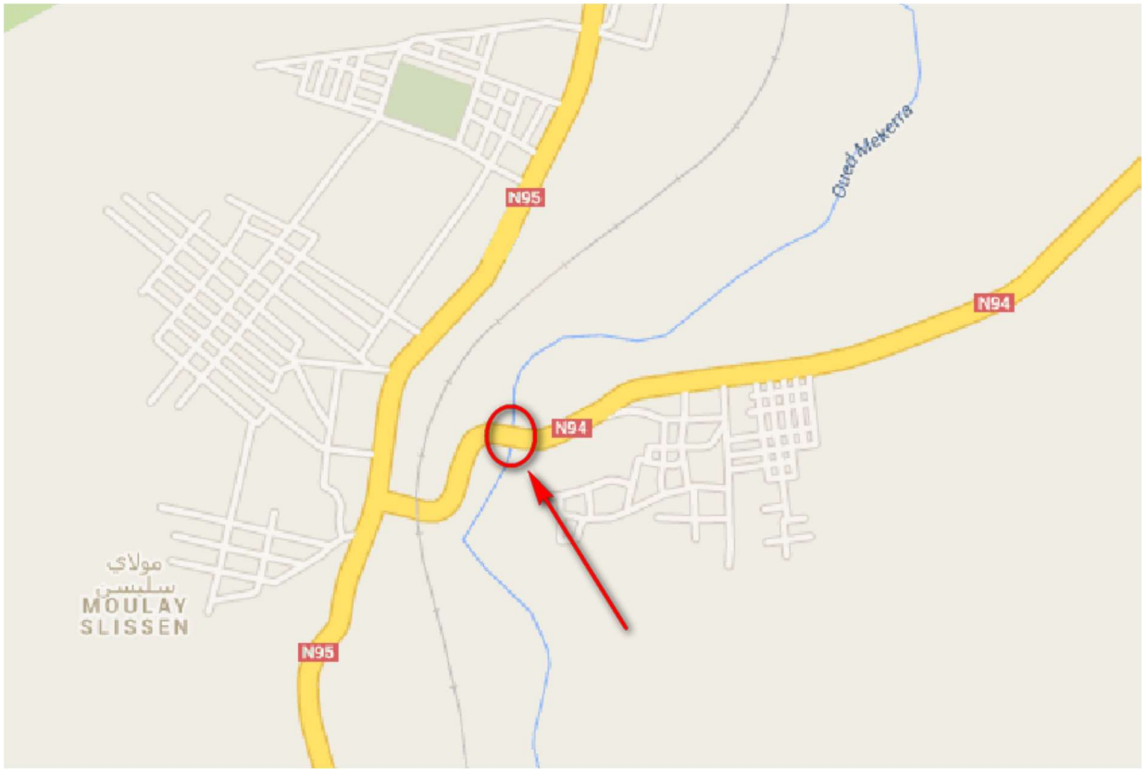


Figure 1.2 : Plan de situation du pont (maps.google.com)

1.4) Démarche du concepteur

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

Recueil des données de l'ouvrage

- **Trace en plan :**

Lors de l'élaboration de tout projet l'ingénieur doit commencer par la recherche du couloir de la route dans le site concerné.

Le tracé en plan est une succession de droites reliées par des liaisons. Il représente la projection de l'axe de notre pont sur un plan horizontal qui peut être une carte topographique ou un relief schématisé par des courbes de niveau.

- **Profil en long**

C'est une ligne continue obtenue par l'exécution d'une coupe longitudinale fictive, donc il s'agit d'un graphique sur lequel on reporte les points du terrain naturel et ceux de l'axe du projet du pont, L'ouvrage étudié est à une longueur de **33.40m**

- **Profil en travers :**

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal.

- La largeur du pont **8.54m**.
- Largeur roulable $\mathbf{L_r = 6.14\ m.}$
- Deux trottoirs de 1.20m chacun.
- Nombre de voies de circulations = **2 voies**.
- La pente = **2.5 %.**

Remarque **:** les plans de notre pont se trouve dans l'annexe

Recueil des données naturelles

La visite des lieux par l'ingénieur est une étape essentielle du projet. Seulement que vu les circonstances actuelles du pays on n'a pas eu la chance de cette visite mais grace a nos recherches on a eu pas mal de renseignements concernant le site

- **Topographie**

Il est nécessaire de disposer un relevé topographique et une vue en plan histoire d'indiquer les possibilités d'accès, ainsi que les aires disponibles pour les installations du chantier, les stockages des engins et des matériaux … etc.

L'ouvrage se trouve au PK 28+400 sur la RN.94 et traverse l'oued MAKERRA.

Le lit de l'oued est large de 15.0m environ et il présente une dénivelée de 9.50m par rapport au niveau de la route. L'ouvrage peut être repéré par le GPS par les coordonnées suivantes

- ✓ **X= 0705055**
- ✓ **Y= 3855312 (L.T.P.O, 2008)**

- **Données géotechniques**

Ces données, qui concernent la nature du sol et du sous-sol, sans oublier la connaissance du niveau de la nappe phréatique, sont très importantes. Leur recueil constitue une étape décisive pour le choix du type de fondations. Une étude insuffisante peut entraîner des modifications du projet ou des renforcements de la structure déjà exécutée très onéreux si le sous-sol est de nature différente de celle attendue.

Les essais géotechniques sont en général assez coûteux et le projeteur doit organiser la reconnaissance en fonction de la taille et de l'importance de l'ouvrage. Il doit d'abord les faire aux emplacements probables des appuis et recueillir les sondages qui Auraient déjà été faits dans le voisinage. *(BERNARD-GELY.A et CALGARO. J ,1994)*

✓ **La Reconnaissance « In-Situ »**

Figure 1.3 : Photo du site sur la R.N94 (L.T.P.O, 2008)

Les sondages on était pris à deux point diffèrent pour faire les essais

Tableau 1.1 : Les résultats du sondage **[10]**

SP1 **X_{utm} : 0714597** **Y_{utm} : 3897028**	Marne ocre a verdâtre en profondeur surmontée par une formation alluvionnaire constituée par conglomérats grisâtre et des galets hétérométriques dans une matrices argilo-sableuse surmontée par une argile brunâtre limoneuse
SP2 **X_{utm} : 0714625** **Y_{utm} : 3897072**	Marne jaune verdâtre en fragment de calcaire beige blanchâtre dur surmonté par une couche de galets et fragments hétérométrique dans une matrice argileuse sur une profondeur de 25 m

Les essais effectués sont :

- Essais Pressiometriques
- Essais PDL

1.5) Choix du type d'ouvrage

A la recherche de la solution engendrant le meilleur profit technico-économique tout en Respectant les contraintes naturelles et fonctionnelles imposées. Le concepteur doit connaître L'éventuel des solutions possibles, avec leurs sujétions, leurs limites et leurs coûts.

Comme dans le domaine des ouvrages d'art, la solution d'un problème de franchissement d'un Obstacle n'est pas unique, la première partie de notre travail comporte une analyse des deux variantes proposées avec leurs avantages, leurs inconvénients et leur mode de construction qui dispose du matériel spécifique.

Pont a poutres en béton précontraint

Le tablier est formé de travées indépendantes, constituée chacune par un nombre de poutres préfabriquées à talon, âme et semelle supérieure. Son principe consiste à reprendre les charges permanentes et les surcharges par une armature active qui est la précontrainte, soit par prétention ou par post tension. Signalant que la prétention s'adapte sur des portées allant jusqu'à 30 m, et une gamme de portées comprises entre 30 à 50 m pour la poste tension.

On propose de faire une travée à poutres en T aux abouts pour reprendre l'effort excessif de l'effort tranchant qui s'y développe et en I au milieu histoire d'alléger le poids des poutres, cette poutre aura une longueur de 33.4m et qui est disponible dans la base de préfabrication de notre entreprise

Avantage :

- bonne Maîtrise de la préfabrication des poutres.

-la disponibilité des poutres préfabriquées de ce type et de cette longueur voulue de 33.4m dans l'entreprise de réalisation.

-Préfabrication des poutres pendant la réalisation des fondations.

-Simplicité et rapidité d'exécution, ce qui réduit les délais et le coût.

-Le fonctionnement isostatique de ce type de structure la rend insensible aux tassements différentiels des appuis et aux effets du gradient thermique.

-Le béton est toujours comprimé.

Inconvénients :

-La hauteur importante des poutres et leur poids qui augment au fur et à mesure que leur portée Augmente.

Pont a poutres en béton armé

Ce sont des ponts dont le tablier est porté par une ou plusieurs poutres en béton armé qui sont parallèle sous la chaussée presque toujours à âme plein

Avantage :

-prix réduit

-grande résistance à la compression

-facile à élaborer

Inconvénients :

-faible résistance à la traction

- il ne supporte pas les longues portées

-il montre beaucoup d'imperfections comme les fissurations de reprise de bétonnage des éléments

- moins résistant que le béton précontraint

Justification du choix de la variante

Tableau 1.2 : L'analyse comparative des deux variantes

	Ponts à poutres précontraint	Ponts à poutres Béton armé
Economie	+	+
Exécution	+	-
Délais	+	-
Entretient	+	-

+ : Favorable

- : moins favorable

Commentaires :

Pont à poutres précontraintes :

On constate que cette variante engendre beaucoup d'avantages de point de vue technico-économique telles que la maîtrise de la préfabrication des poutres, la simplicité et la rapidité d'exécution, ce qui réduit les délais de réalisation et le coût global du projet.

L'exécution, l'entretient sont les points les plus sensibles du pont en poutres B.A. L'exécution sollicite de disposer un personnel qualifié et du matériel adéquat, pour l'entretien il nous faut un entretien périodique histoire de vérifier par exemple si un ou plusieurs appareils d'appuis se sont mis à détériorer ce qui n'est pas le cas pour un pont en béton précontraint car la vérification de deux appareils d'appuis des deux extrémités sera facile à faire.

Conclusion :

En conclusion, on opte pour la solution qui répond à tous les critères et qui est le pont à poutres en béton précontraint par post-tension.

1.6) CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX

1.6.1) Le béton :

Le béton est un matériau qui résiste mieux à la compression qu'a la traction donc il est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours qui est notée f_{c28}.

Le béton est dosé à 400 kg/m3 de ciment CPA 325.

Densité : la masse volumique du béton armé **γ =2.5 t/m^3.**

a) La résistance caractéristique à la compression :

$f_{cj}=\frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28}$ pour $f_{c28}\leq$ 40Mpa

$f_{cj}=\frac{j}{1.4+0.95j} f_{c28}$ pour $f_{c28}\geq$ 40Mpa

Au-delà de j=28 jours, on admet pour les calculs des résistances que : fcj=fc28

Dans notre projet de fin d'étude on prend fc28=35Mpa (LACROIX.M.R et all, 2000)

b) La résistance caractéristique à la traction :

La résistance à la traction a un rapport avec la résistance à la compression f_{t28} =0.6+0.06f_{cj} = 0,6+ 0.06(35) = 2.7MPa. (Pour f_{c28} = 35MPa). (LACROIX.M.R et all, 2000)

c) Contraintes admissibles :

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

d) Contrainte admissible à la compression (E.L.U) :

$f_{bu} = 0{,}85\ f_{cj} / \theta . \gamma_b$

Le coefficient θ est fixé à 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24h, à 0.9 lorsque cette durée est comprise entre1h et 24h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1h.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 \text{ en situations durables ou transitoirs} \\ 1.15 \text{ dans les situations accidentelles} \end{cases}$$

D'où :

$$f_{bu} = \begin{cases} 19.83 \text{ en situations durables avec fc28} = 35\text{MPa} \\ 25.86 \text{ en situations accidentelles pr fc28} = 35\text{MPa} \end{cases}$$

(LACROIX.M.R et all, 2000)

e) Contrainte admissible à la compression (E.L.S) :

$$\sigma_b = \begin{cases} 0.5\ fc28 \text{ en service} \\ 0.6\ fc28 \text{ en construction} \end{cases} \Rightarrow \text{dans notre cas } \begin{cases} \text{en service} = 17.5\text{MPa} \\ \text{en constr} = 21\text{MPa} \end{cases}$$

f) Module de déformation longitudinale du béton E :

Ø Module de déformation instantanée (courte durée <24 heures) :

$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{fcj}$(MPa). ⇒ dans notre cas **E_{ij}=3598.17MPa**

Ø Module de déformation différée (longue durée) :

$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{fcj}$ (MPa) ⇒ dans notre cas **E_{vj}=12102.945MPa**

(LACROIX.M.R et all, 2000)

g) Déformation transversale du béton :

Elle est donnée par la formule suivante :

$G = E / 2(1+\nu)$ ⇒ dans notre cas G=20000/ 2(1+0.2) =**8333.33MPa**

1.6.2) L'acier :

Dans ce genre de pont (en précontraint) on aurait besoin de 2 genres d'acier

- Les aciers actifs, qui créent, et maintiennent la précontrainte sur le béton. Ils se trouvent à l'intérieur de la gaine et ne sont pas au contact du béton

- Les aciers passifs nécessaires pour reprendre les charges excessives de l'effort tranchants

a) Aciers passifs :

La limite élastique :

Généralement les aciers utilisés sont des aciers a haute hédéracée FeE400, avec une limite élastique égale à 400 MPa

Dans les calculs relatifs à l'ELU on introduit un coefficient γs tel que :

$\gamma_s = 1$ Situation accidentelle.

$\gamma_s = 1.15$ Situation durable ou transitoire.

Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

Es = 2.105MPa

b1) Contrainte limite de traction :

En fissuration peu nuisible : $\sigma_s \leq fe/\gamma_s$.

En fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min (2/3fe, 110 (nf_{tj}) 1/2)$.

En fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min (1/2fe, 90 (nf_{tj})1/2)$.

Avec :

n = 1 Treillis soudés et ronds lisses.

n = 1,6 Aciers à haute adhérence.

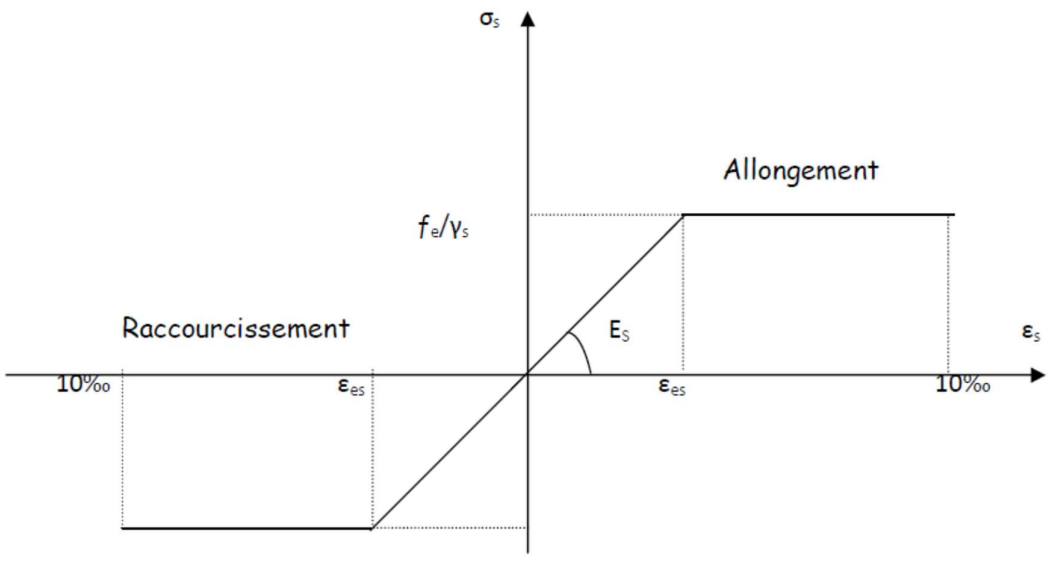


Figure 1.4 : Diagrammes contraintes déformations (LACROIX.M.R et all, 2000)

b) Aciers actifs :

Ce sont l'ensemble des (Files – torons et barres), ils se caractérisent par leurs hautes résistances qui vas nous permettre de les utiliser pour la construction en béton précontraint, ses armatures actives sont toujours sous tension même quand aucune sollicitation extérieure n'est appliquée.

La précontrainte initiale à prendre en compte dans les calculs est données par la formule suivante :

$\sigma P_0 = (0{,}8 f\text{prg}, 0{,}9 f\text{peg})$. ⇒ $f$prg et $f$peg sont des données

La limite élastique :

Vu que ce genre d'acier n'a pas de palier de plasticité, on définit la limite élastique en prenant un allongement résiduel égale à 0.1 % sachant que la limite élastique des aciers représente 89% de la résistance garantie à la rupture.

Module de Yong :

Le module d'élasticité longitudinal "E_P" des aciers de précontrainte est pris égale à :

E_P = 200 000MPa pour les barres.

E_P = 190 000MPa pour les torons.

Tableau 1.3 : Contraintes admissibles

f_{c28} (résistance à la compression du béton)	MPa	35
f_{t28} (résistance à la traction) $f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28}$	MPa	2.7
σ_{ti} (traction sur la fibre inférieure) $\sigma_{ti} = -f_{t28}$	MPa	-2.7
σ_{ts} (traction sur la fibre supérieure) $\sigma_{ts} = -1.5 . f_{t28}$	MPa	-4.05
σ_{ci} (compression sur la fibre infér) $\sigma_{ci} = 0.5 \times f_{c28}$	MPa	17
σ_{cs} (compression sur la fibre sup) $\sigma_{cs} = 0.6 \times f_{c28}$	MPa	21

Tableau 1.4 : Aciers de la précontrainte

	Unités	
Câbles de type FREYSSINET	/	12T15
fprg (Force de rupture garantie)	MN/mm^2	1770
fpeg (Force élastique garanti)	MN/mm^2	1583
Ap (Section utile d'un câble)	mm^2	1668
Φ (Diamètre de la gaine)	mm	80
Φ1000 (Relaxation à 1000 heures)	%	2.5
Φ3000 (Relaxation à 3000 heures)	%	3
Ep (Module d'élasticité)	Mpa	1.90
g (Recul d'ancrage au relâchement du vérin)	mm	6
σ_0 (Tension à l'origine) = min (0,8 fprg ; 0,90 fpeg)	Mpa	1.416
P_0 (Effort à l'origine) = σ_0 x Ap	KN	2.362

CHAPITRE 2

PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGES

2.1) INTRODUCTION

L'objectif de ce chapitre est de pré-dimensionné des poutres en 1 seule variante Ainsi que calculer les différentes charges et surcharge appliqué sur ce pont a poutres de 33.4m réalisé en béton précontraint

2.2) LARGEUR DU TABLIER

Généralement on adopte la même largeur que la route. Dans notre cas on a une Chaussée de deux voies (3.07× 2) m et deux trottoirs de 1.20m chacun.

Donc la largeur de tablier est de **8.54m**

2.3) PRE DIMENSIONNEMENT

2.3.1) Hauteur des poutres :

D'après le guide S.E.T.R.A, la hauteur des poutres varie dans l'intervalle [22*L* ; 15L] avec

L : portée réelle de la poutre 22×33.4≤ Ht ≤15×33.4

On prend la hauteur de la poutre **H_t=1,50 m.**

2.3.2) Nombre et espacement des poutres :

Le nombre des poutres dépend essentiellement de la largeur du tablier et de la position

Des poutres de rive.

Donc vu la largeur du tablier qui es de 8.54m on a choisi une disposition de 5 poutre espacée de 1.8m comme ceci :

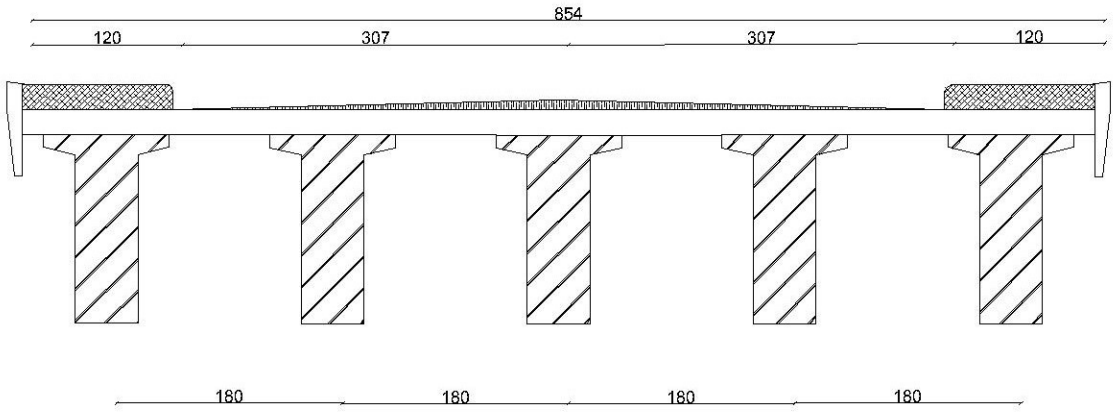


Figure 2.1 : Coupe transversale du pont

2.3.3) Section des poutres :

La section de la poutre est :

- En « T » aux abouts, pour reprendre l'effort tranchant qui s'y développe.
- En « I » au milieu, pour alléger le poids de la poutre.

2.3.4) Epaisseur de l'hourdis :

Cette épaisseur est liée directement à la portée transversale du hourdis et donc à l'espacement des poutres et a l'existence ou non d'entretoises intermédiaires. Un dimensionnement rapide fait par le GUIDE SETRA permet de retenir les épaisseurs en fonction de l'écartement E entre les poutres.

Dans notre cas on a pris **h_0=0.20m**

2.3.5) Largeur de la table de compression (b) :

D'après le GUIDE SETRA, la largeur de la table de compression est supérieure à 0.6Ht donc elle est supérieure à 0.9m (0.6×1.5) [1]

On prend : **b=1m**

2.3.6) Epaisseur de la table de compression (hc) :

D'après le guide SETRA, l'épaisseur hc de la table de compression pourra être

Donnée environ 10 cm.

Dans notre cas, on prend : **h_c = 11 cm.**

2.3.7) Epaisseur de l'âme (b_0) :

D'après le guide S.E.T.R.A, on a deux situations qui sont prévisibles :

- Epaisseur de l'âme au niveau de l'appui : **b_0 = b_t= 0.50 m**.
- Epaisseur de l'âme à mi travée : $0.16 \leq b_0 \leq 0.22$ m → **b_0 = 0.21 m**.
- Epaisseur à l'intermédiaire **b_0 = 0.35m**.

2.3.8) Largeur du talon :

D'après le guide S.E.T.R.A, la largeur du talon est donnée par :

$$\text{b talons} = \frac{l \times L^2}{ht^2 \times K} = \frac{8.54 \times 33.4^2}{1.7^2 \times 1200}$$

Avec : $1100 \leq k \leq 1300$

l : largeur du tablier

ht : hauteur totale du tablier

L : portée de la travée,

Largeur de talon : $40 \leq L_t \leq 60$ cm. On fixe : $L_t = 50$ cm.

On prend : **b_t=0,5m**.

2.3.9) Membrure supérieure de la poutre :

Gousset :

C'est l'angle disposé pour permettre d'améliorer la section de la poutre et de placer

Les armatures d'acier et les câbles de précontrainte : $45° \leq \alpha \leq 60°$

Gousset de la table de compression (e_1) :

D'après le guide SETRA

Dans notre cas, on prend : **e_1 = 6 cm.**

Epaisseur (e2) :

$45° \leq \alpha \leq 60°$ **e_2 = 10 cm.**

Gousset du talon (e3) :

D'après le guide SETRA on prend :

$\alpha = 45°$ **e_3 = 19 cm.**

Epaisseur du talon (e4) :

D'après le guide S.E.T.R.A, L'épaisseur du talon est comprise entre 0,1 et 0,2 m

Dans notre cas, on prend : **e_4 = 0,15 m**.

2.3.10) Entretoises :

Les entretoises ont pour rôle d'assurer la répartition des charges entre les poutres et

Permettent en Plus de bloquer les poutres à la torsion sur appuis.

$H_{entretoises} \geq H_t - b_{entretoise}$

$H_{entretoises} \geq 1.5 - 0.5$

Donc : $\mathbf{H_{entretoises} = 1m}$

2.3.11) Pieux

On prend : **12 pieux (6 Par Culée) de Ø12 et H=15m**

2.4) CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA POUTRE

$$V' = \frac{\sum Si \times Xi}{\sum Si}$$

Z : position du c.d.g. de la section (i) par rapport à l'axe **Δ** situé à la base de la poutre

(Δ) : l'axe pris au niveau de la fibre inférieur extrême.

$I_{/\Delta}$: Moment d'inertie par rapport à Δ telle que I/Δ (nette) = I/Δ (brute) – 10% I/Δ (Brute)

IG : moment d'inertie de la poutre par rapport à son centre de gravite

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

Pour une section triangulaire : **I_0=bh3/36.**

Pour une section rectangulaire : **I_0= bh3/12.**

B : c'est la section (i) de la poutre telle que : (B nette) = B (brute) - 5%B (brute)

μ_Δ: Moment statique telle que μ_Δ (nette) = μ_Δ (brute) -5% μ_Δ (brute)

V = μ_Δ /B **:** distance du centre de gravité à la fibre inférieure

V' = μ_Δ /B **:** distance du centre de gravité à fibre supérieure

i: rayon de giration

i_2= I_G/B

ρ: coefficient de rendement géométrique ρ = i_2/ν. ν'

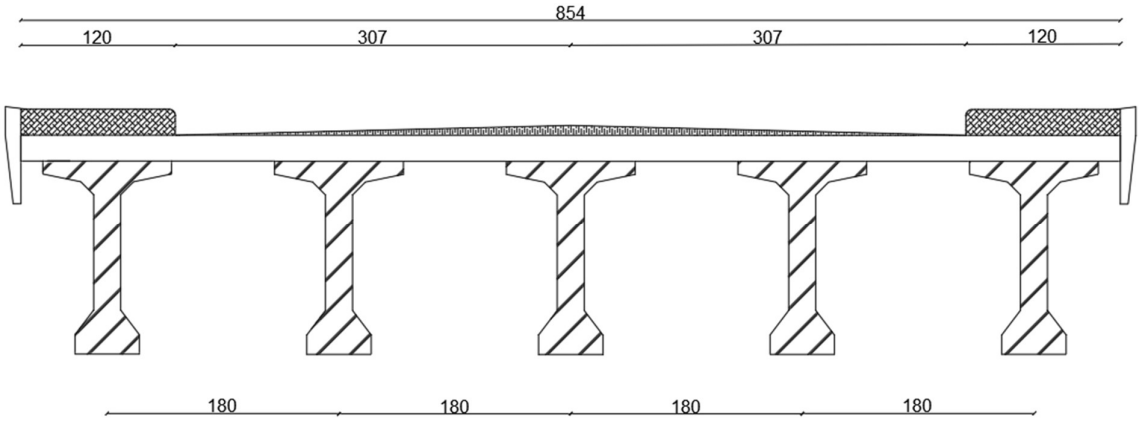


Figure2.2 : Coupe transversal du pont à mi-travée

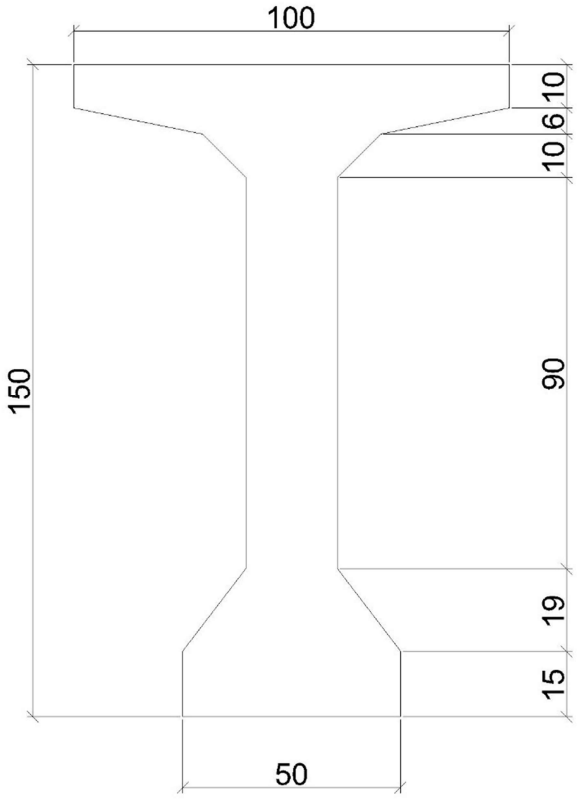


Figure2.3 : Coupe transversal de la poutre en I

Tableau 2.1 : Caractéristiques de la poutre intermédiaire en « I » sans hourdis

Désignation	Dimension	B (cm)	Z (cm)	μ_Δ=B x z	I_0 (cm4)	$I_\Delta = I_0 + BxZ^2$
	(B x h)					
1	21 x150	3150	75	236250	5906250	23625000
2	(10 x39.5) x2	790	145	114550	6533.33	16616333.33
3	(10x10/2)x 2	100	127.33	12733.33	555.55	1621848.446
4	(29.5x6/2)x 2	177	136	24072	354	3274146
5	(10 x6) x2	120	137	16440	180	2252460
6	(14.5x19/2)x2	275.5	21.3	5493.3	2762.65	119917.1445
7	(14.5x15) x2	435	7.5	3262.5	8156.25	32625
Poutre Préfabriquée		**5029.5**	/	**412801.83**	/	**47542329.89**
B brute		5029.5				
B nette		4778.025				
μ_Δ brute				412801.83		
μ_Δ nette				392161.07		
I_Δ brute						47542329.89
I_Δ nette						42788096.9

Tableau 2.2 : Les caractéristiques géométriques de la section intermédiaire

	Unités	Poutre préfabriquée
Section : B	cm^2	5029.5
Cdg = μ_Δ /B=v	cm	82.07
V' =h-V	cm	69.93
$I_G = I_\Delta - Bv^2$	cm^4	13666208.59
I_G /v	cm^3	166518.93
I_G /v'	cm^3	201180.75
$\rho = i^2/(vv') = (I_G/B)/(vv')$	%	0.48

Le rendement géométrique

ρ = 0.48

ρ =48 % donc correspond à une section normal

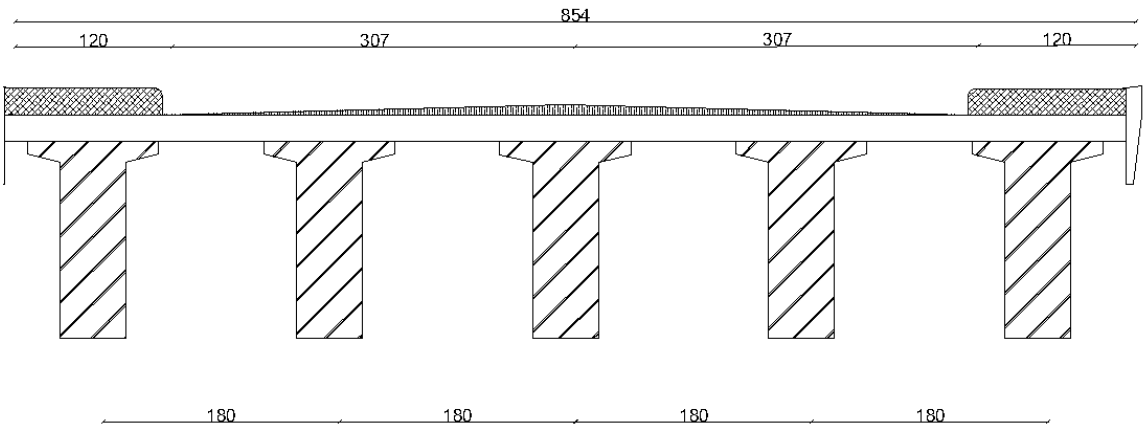


Figure2.4 : Coupe transversal du pont au début de la travée

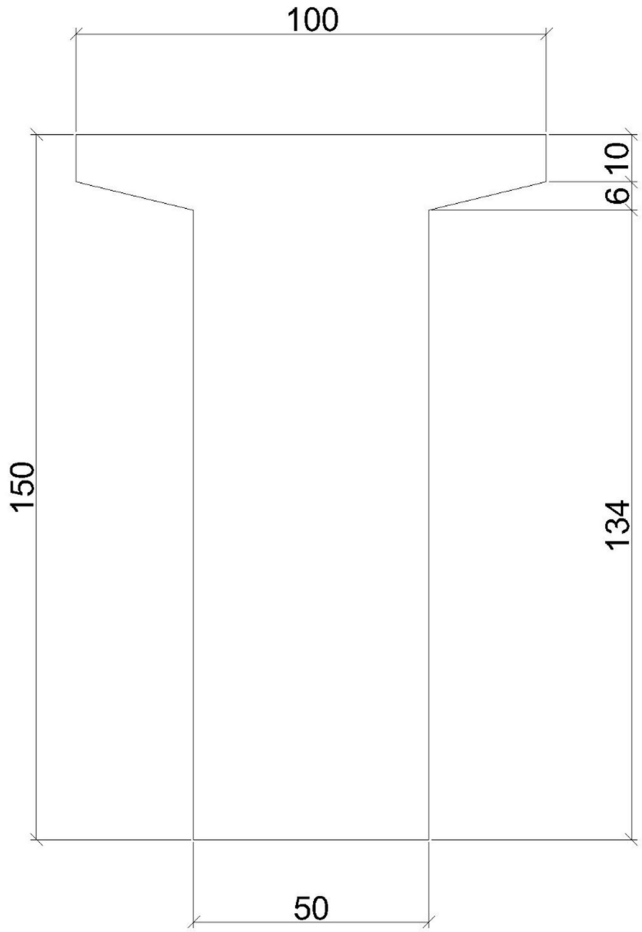


Figure2.5 : Coupe transversal de la poutre en T

Tableau 2.3 : Caractéristiques de la poutre intermédiaire en « T » sans hourdis

Désignation	Dimension	B (cm)	Z (cm)	μ_Δ=B x z	I_0 (cm4)	$I_\Delta = I_0 + BxZ^2$
	(B x h)					
1	50 x134	6700	67	448900	1002543.3	31078843.3
2	(6x25/2) x 2	150	136	20400	150	27744550
3	10 x100	1000	145	145000	8333.33	21033333.33
4	50 x6	300	137	41100	900	5631600
Poutre Préfabriquée		**8150**	/	**655400**	/	**60518326.6**
B brute		8150				
B nette		7742.5				
μ_Δ brute				655400		
μ_Δ nette				622630		
I_Δ brute						60518326.6
I_Δ nette						54466493.94

Tableau 2.4 : Les caractéristiques géométriques de la section d'about

	Unités	Poutre préfabriquée
Section : B	cm^2	8150
Cdg = μ_Δ /B=v	cm	80.4171
V' =h-V	cm	69.59
$I_G = I_\Delta - Bv^2$	cm^4	7822316.585
I_G /v	cm^3	97271.8064
I_G /v'	cm^3	112405.75
$\rho = i^2/(vv') = (I_G/B)/(vv')$	%	0.17

Le rendement géométrique :

ρ= 0.17

ρ= 17 % donc correspond à une section normale

Caractéristiques géométriques de la poutre en « T » avec hourdis :

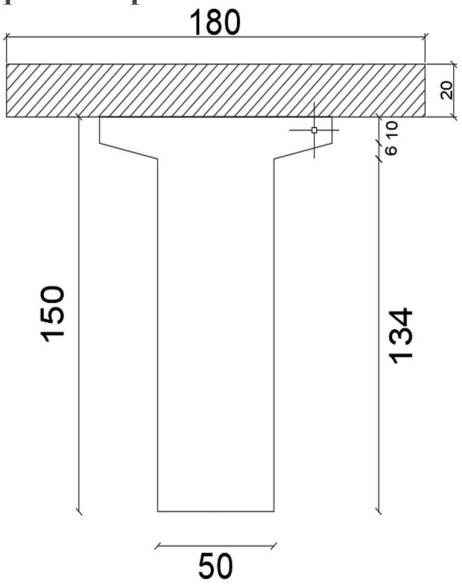


Figure 2.6 : poutre en « T » avec hourdis à l'about

Tableau 2.5 : Caractéristiques géométriques de la poutre en « T » avec hourdis

Désignation	Dimension	B(cm)	Z (cm)	μ_Δ=B x z	Io(cm4)	$I_\Delta = I_0$+BxZ^2
	(B x h)					
1	50 x134	6700	67	448900	1002543.3	31078843.3
2	(6x25/2) x 2	150	136	20400	150	27744550
3	10 x100	1000	145	145000	8333.33	21033333.33
4	50 x6	300	137	41100	900	5631600
Dalle	180 x 20	3600	160	576000	120000	92280000

$V' = \frac{\sum \mu\Delta}{\sum Si} = 104.8$ cm V = 170 – 104.8 = 65.2 cm

$I_{/\Delta} = 177768326.6 cm^4$

$I_G = I_{/\Delta} – S \times (V_{inf})2 = 51683027.4\ cm^4$

$\rho = I_G/(B \times V \times V') = \frac{51683027.4}{11480 \times 65.2 \times 104.8} = 0.658 \Rightarrow$ **ρ = 65%**

Tableau 2.6 : Caractéristiques géométriques de la poutre à l'about

B (Cm^2)	11480
V' (Cm)	104.8
V (Cm)	65.2
I_G (Cm^4)	51683027.4
ρ (%)	65%

Caractéristiques géométriques de la poutre en « I » avec hourdis :

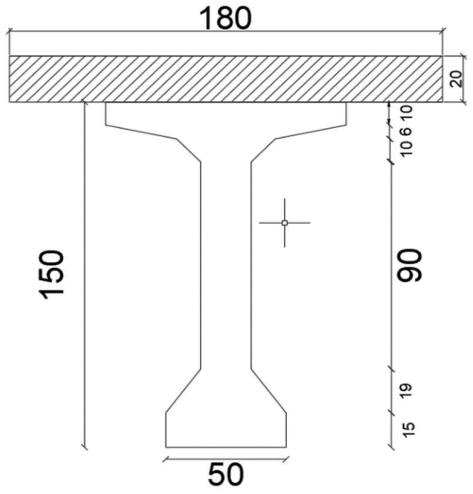


Figure 2.7 : poutre en « I » avec hourdis en médiane

Tableau 2.7: Caractéristiques de la poutre intermédiaire en « I » sans hourdis

Désignation	Dimension	B(cm)	Z (cm)	μΔ=B x z	Io(cm4)	IΔ =I0+BxZ^2
	(B x h)					
1	21 x150	3150	75	236250	5906250	23625000
2	(10 x39.5) x2	790	145	114550	6533.33	16616333.33
3	(10x10/2)x 2	100	127.33	12733.33	555.55	1621848.446
4	(29.5x6/2)x 2	177	136	24072	354	3274146
5	(10 x6) x2	120	137	16440	180	2252460
6	(14.5x19/2)x 2	275.5	21.3	5493.3	2762.65	119917.1445
7	(14.5x15) x2	435	7.5	3262.5	8156.25	32625
Dalle	(180 x20)	3600	160	576000	120000	92280000

$V' = \frac{\sum \mu\Delta}{\sum Si} = 114.35$ cm V = 170 – 114.34 = 55.65 cm

$I_{/\Delta} = 139822329.9\ cm^4$

$I_G = I_{/\Delta} - S \times (V_{inf})^2 = 26748290.08\ cm^4$

$$\rho = I_G/(B \times V \times V') = \frac{26748290.08}{8647.5 \times 55.65 \times 114.35} = 0.48 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{\rho = 48\%}$$

Tableau 2.8 : Caractéristiques géométriques de la poutre en I a la médiane

B (Cm^2)	8647.5
V' (Cm)	114.35
V (Cm)	55.65
I_G (Cm^4)	26748290.08
ρ (%)	48%

2.5) Appareils d'appuis :

Un appareil d'appui de pont est un élément de l'ouvrage placé entre le tablier et les appuis, dont le rôle est de transmettre les actions verticales dues à la charge permanente et aux charges d'exploitation, routières ou ferroviaires, et de permettre des mouvements de rotation ou de translation.

Les premiers appareils d'appui étaient métalliques, puis des articulations béton ont été utilisées dans les petits ponts en béton armé. Mais à partir des années 1950 l'utilisation des appuis en élastomère va être dominante. Aujourd'hui les appareils d'appui en élastomère fretté représentent plus de 90 % des appareils d'appui utilisés sur les ponts,

Ils sont constitués de feuillets d'élastomère (en général de néoprène) empilés avec interposition de tôles d'acier jouant le rôle de frettes (appui semi-fixe). Ils ne sont donc ni parfaitement fixes ni parfaitement mobiles.

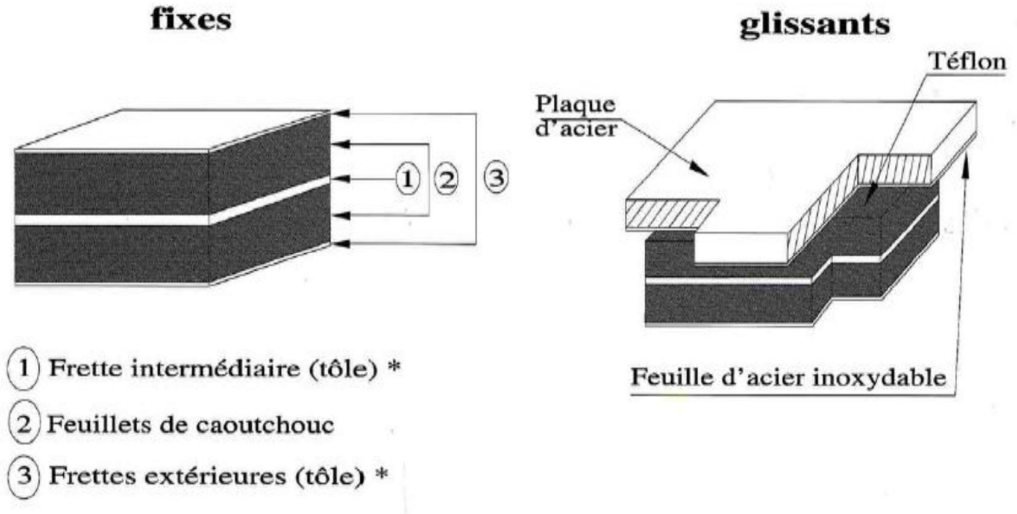


Figure 2.8 : Appareil d'appui en élastomère fretté

- Dans notre projet nous avons utilisé des appareils d'appuis en élastomère fretté qui représente un sandwich de plaques d'aciers et de résines élastomères

2.6) EVALUATION DES CHARGES

L'ouvrage doit résister à ses efforts suivants :

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

2.6.1) La charge permanente (CP)

Elle contient seulement le poids propre des poutres et la dalle (tablier).

- **Le poids propre de la poutre :**

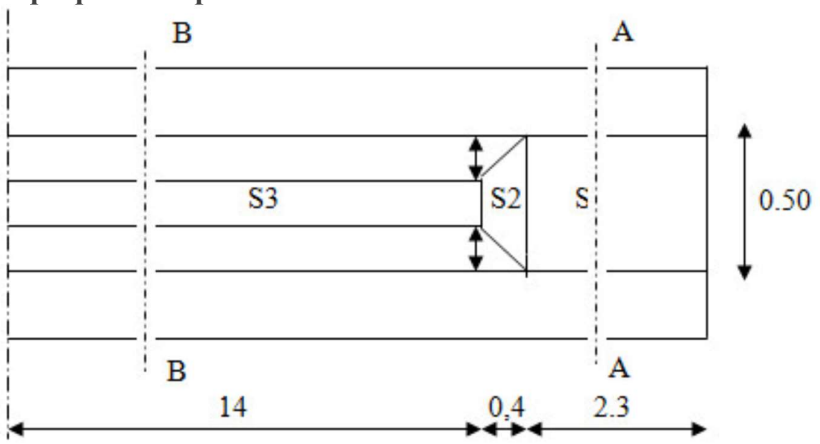


Figure 2.9 : Vue en plan de la poutre

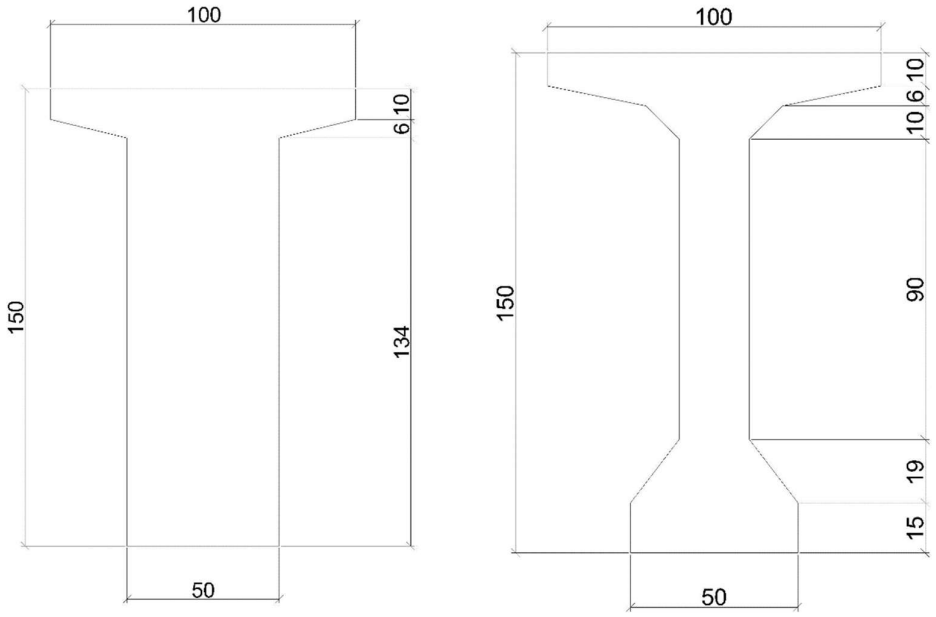


Figure 2.10 : Coupe A-A et coupe B-B [11]

G_1 =2 x (P_1 + P_2 + P_3)

P_1 = 2.30x0.8150 x 2.5

P_1= 4.6862 t

P_3 = 14.0 x 0.50295 x 2,5

P_3= 17.6 t

P_2 = 0,4 x 2, 5 x (0.8150+0.50295) /2

P_2= 0.659 t

G_1 = 2 x (4.34 + 17.87 + 0.633)

G_1 poutre = 45.89 t

G_1 (t/ml) = 45.89 / 33.4

G_1 poutre 1.344 t/ml x 5

G_1 poutre =6.72 t/ml

- **Le poids de la dalle qui renie à la poutre :**

G_2 =γ b x L x e avec

- e : l'épaisseur de la dalle est : 20cm.
- γ_b : le poids volumique du béton

G_2 =2.5 x 8.54x 0.2 x 1

G_2=4.27/ml

2.6.2) La charge complémentaire permanente (CCP)

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

Suivants :

- Revêtement.
- Le garde-corps.
- La glissière de sécurité.
- La corniche
- Entretoise
- Trottoirs

a) Le trottoir

G_3= γ b x L x S x e

G_3=2.5x 1.2 x 0.2 x 1

G_3= 0.625 t/ml x 2

G_3= 1.2t/ml

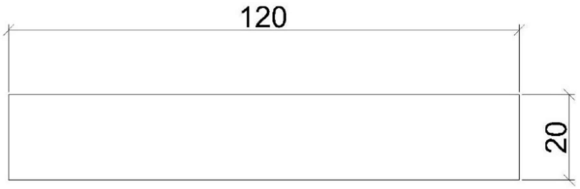


Figure 2.11 : Trottoir

b) **La corniche**

G_4= = γ_b x L x S

- S : la surface de corniche
- G_4 =2. 5 *x* 1 *x* [(20 x17) + ((17 x2)/2)+(6 x 53) + (6 x 53)/2]

G_4 = 0.2085 t/ml x 2

G_4 = 0.417 t/ml

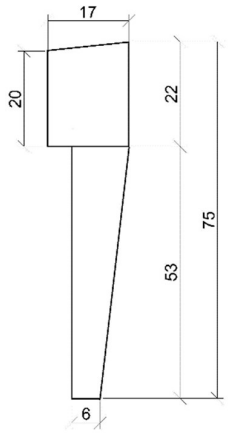


Figure 2.12 : Corniche

c) **La glissière de sécurité**

Le poids de la glissière de sécurité est 0.06t/ml x 2

G_5= 0.12 t/ml

d) Le garde-corps

Le poids de garde-corps est 0.1t/ml x 2 → **G_6= 0.2 t/m**

e) Le revêtement

On a couche de revêtement de 8 cm donc

Le poids de revêtement est :

G_3 =e_r x L_r x ρ_r

- e_r : épaisseur du revêtement
- L_r : la largeur de la chaussée
- ρ_r: masse volumique de revêtement 2.2t/m3

G_7 = 0.08 x 6.14 x 2.2

G_7=1.08 t/ml

f) Entretoise

G_8= b x h x L x γ b

- b : largeur de l'entretoise. b=0.5 m
- h : hauteur d'entretoise. h= 1.00m
- L : longueur de l'entretoise. L= 1.5 - 0.5= 1.00 m

G_8=0.5 x 1 x 1 x 2.5 x 4 x 2= 10 t ⇒ **G_8 = 10 t**

La charge totale par mètre linéaire est G=∑G_i :

G_T= (6.72 + 4.27+1.08 + 0.417 +1.2 + 0.2 + 0.12)

G= 14.007 t/ml

La charge permanente totale par travée

G=G_T x L

14.007 x 33.4 = 467.83 + 10 (entretoises)

G=477.83 t

2.6.3) Calcul des surcharges routières

D'après le fascicule 61 titre II, les surcharges a utilisées pour le dimensionnement du Pont sont les suivantes : [2]

-La surcharge de type A (L).

-Système B

-La surcharge militaire $Mc_{120.}$

-La surcharge exceptionnelle convois D_{240} .

-Les surcharges sur trottoirs.

Tableau 2.9: Classe de pont [5]

La classe	La largeur roulable
1	$L_r \geq 7.0m$
2	$5.50 < L_r < 7.0m$
3	$L_r < 5.50m$

D'après le tableau ci-dessus notre pont est de classe 2 car on a une longueur roulable de 6.14 m

a) La surcharge de type A (L)

Pour les ponts comportant des portées unitaires sont 200 doivent rester à une charge A(l) uniforme exprimée en (Kg/m^2) est donnée en fonction de la longueur surchargée L(m) par la formule suivante

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

Avec:

$A(L) = 230 + 36000/(L + 12)$ [Kg/m^2]

$L = 33.4$ m $\Rightarrow A(L) = 1{,}0229$ t/m^2

A (L) est multipliée par le coefficient a1 en fonction de la classe du pont pour le

Nombre de voies chargées

Le coefficient a1 : donner par le tableau suivant

Tableau 2.10: Coefficient de dégressivité transversale de la charge (LACROIX .M.R et all 1980)

	Nombre de voies chargées			
Classe du pont	1	2	3	4
1	1	1	0.9	0.75
2	1	0.9	-	-
3	0.8	0.8	-	-

D'après le tableau ci-dessus a1=0.9

$a_2 = V_0 / V$

- V : La largeur d'une voie =3,75 m
- V_0 : dépend de la classe

Tableau 2.11 : Valeur de V_0 [5]

Classe du pont	V_0 (m)
1ere classe	3.5
2eme classe	3
3eme classe	2.75

V_0 = 3.0 m (pont de1ère classe)

a_2 = 3.0/ 3.07

a_2= 0.97

A(l) = a_1 x a_2 x A (L)

A(l) = 0.9 x 0.97 x 1.0229

A(l) =0.893 t/m^2

A(l) =0.893t/m^2 x 7.5=**5.4829 t/ml**

b) Système de charges B

Le système de charge B comprend trois sous-systèmes :

- Sous système B_c : se compose de camions types (30T).
- Sous système B_t : se compose d'une roue isolée.
- Sous système B_r : se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux

Tandems (8T)

Les surcharges du système B sont frappées par des coefficients de majoration

Dynamique.

Ce coefficient est déterminé par la formule :

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

- L : la longueur de la travée = 33.4m
- G : poid totale des surcharges permanentes
- S : poids max des surcharges

Système B_C :

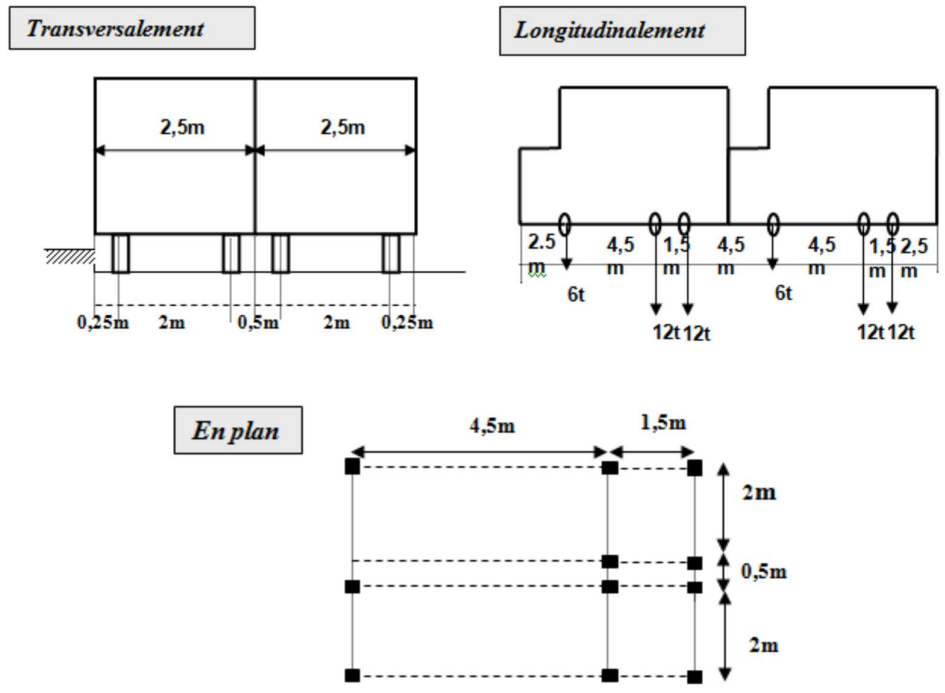


Figure 2.13 : Dispositions du système B_c [5]

Tableau 2.12: Coefficient de b_c [5]

	Nombre de files considérés				
Classe du pont	1	2	3	4	5
1ere classe	1.2	1.1	0.95	0.7	0.8
2eme classe	1	1	/	/	/
3eme classe	1	0.8	/	/	/

D'après le tableau suivant b_c=1

S_1=2 x (2 x 30) =120 t

S=S_1 x b_c

S=120*1=120 t

B_c= s x δ

δ=1.17

B_c=1.17 x 120

B_c = 140.94 t

Système B_t :

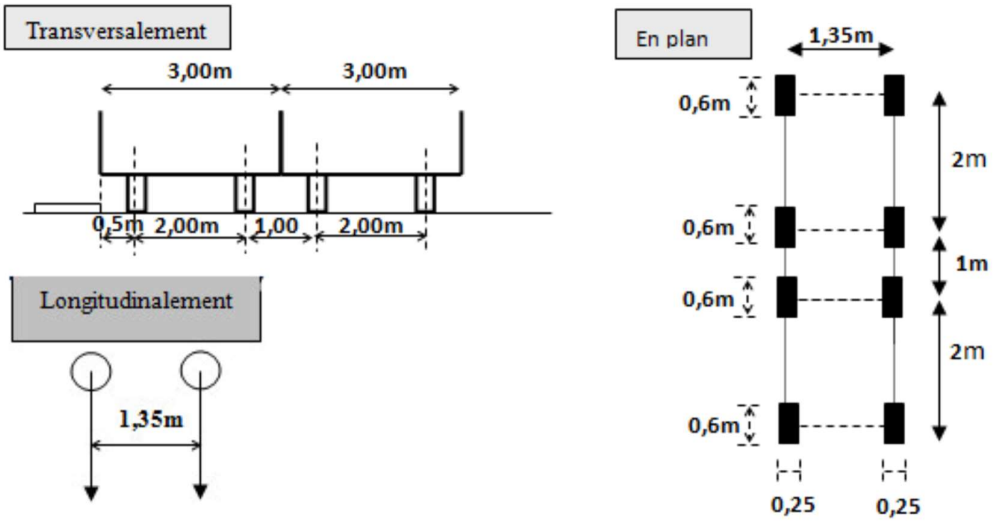


Figure 2.14: Les dimensions du système Bt [5]

Tableau 2.13 : Coefficient bt [5]

Classe du pont	1	2
Coefficient b_t	1	0.9

S_1=2 x 32 =64t (1 essieux ⇒32t)

b_t=0.9 (2eme classe)

S=64 x 0.9 = 57.6t

δ=1.07

B_t=1.07 x57.6

B_t=61.63 t

Système Br :

La roue isolée, qui constitue le système Br pèse 10 tonnes. Sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le coté transversal mesure 0.60m et le coté longitudinale 0.30 m.

Le rectangle d'impact de la roue Br, disposé normalement à l'axe longitudinal de la chaussée peut être placé n'importe où sur la largeur roulable.

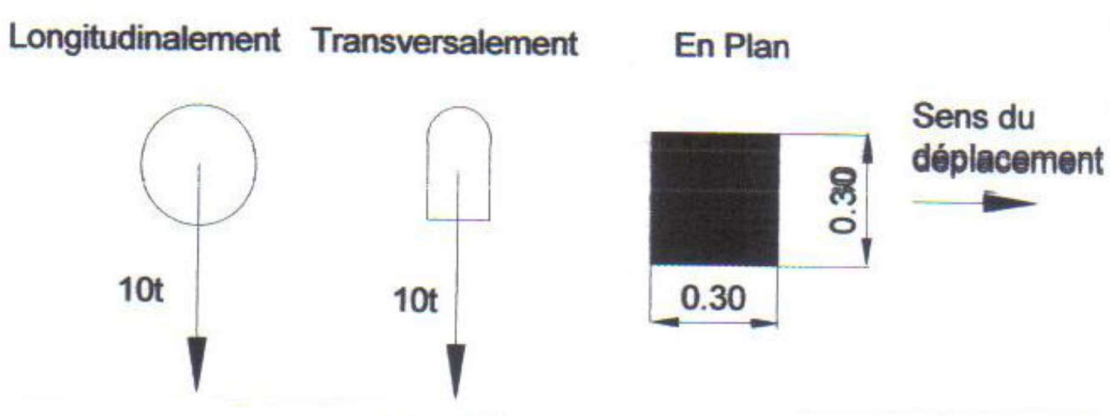


Figure 2.15: Disposition du système B_r. [5]

δ=1.055

S=10 t

B_r=10 x 1.055

B_r=10.55 t

Système militaire Mc 120

Les véhicules types militaires sont souvent plus défavorables que le système A et B pour les éléments de couverture ou d'ossature du tablier.

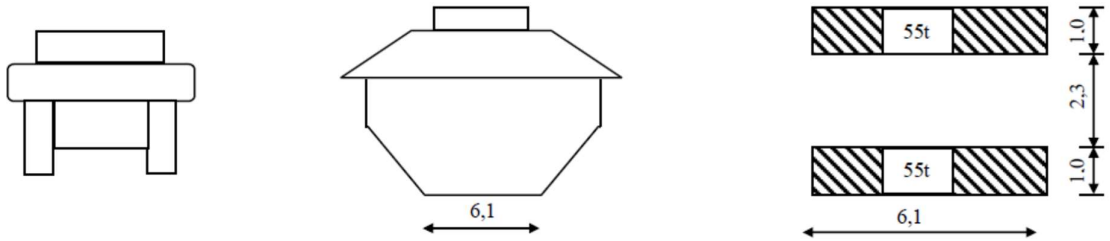


Figure 2.16 : Disposition du système militaire Mc_{120} [5]

Poid totale = 110 t

Longueur d'une chenille = 6.10 m

Largeur d'une chenille = 1.00m

S=110t

δ=1.085

Mc_{120}=110 x 1.085

Mc_{120}=119.39t

Charge exceptionnelle : D_{240}

Les charges exceptionnelles ne sont pas multipliées par le coefficient de majoration

Pour l'effet dynamique.

Le convoi type D comporte une remorque de 3 éléments de 4 linges à 2 essieux de 240 t de poids total, ce poids est supposé uniformément répartie sur un rectangle de (3,2 m x 18,6 m).

P= 240 t ⇒ p = 240 /18,6 = **12,9 t/ml**

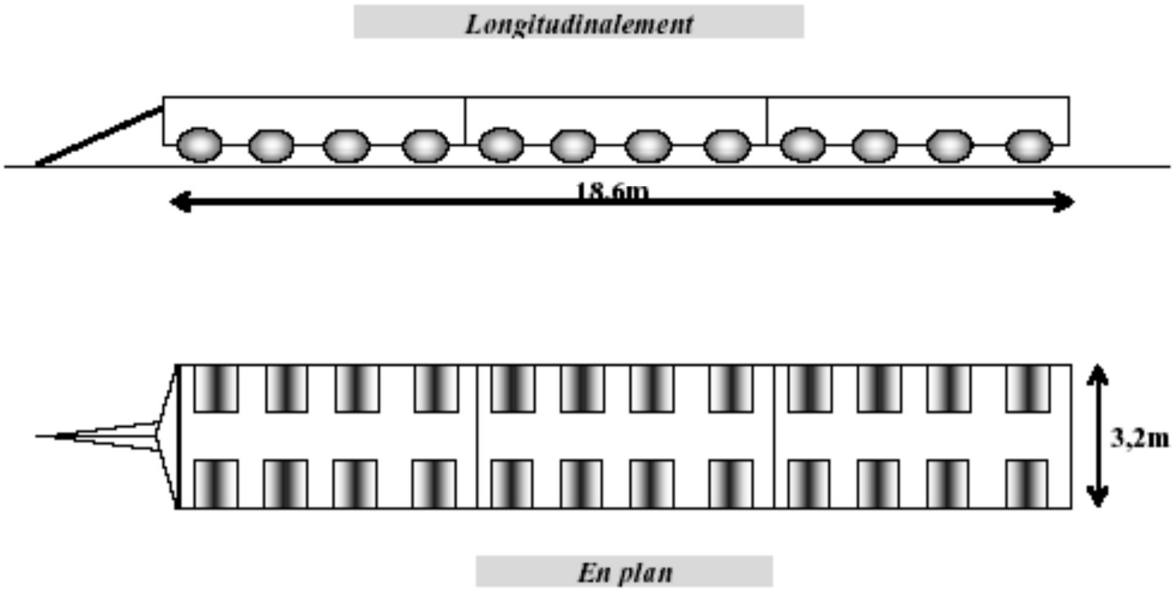


Figure 2.17 : Disposition du exceptionnelle D240 [5]

Surcharge de trottoir

On applique sur le trottoir une charge uniforme de 150 Kg/m^2

Largeur du trottoir est 1,20m

Pour 1 trottoir chargé

P = 0, 15 *x* 1, 20 = **0, 18 t/ml**

Pour 2 trottoirs chargés

P= 2 x *0.18* = **0, 36 t/ml**.

Effort de freinage

Les efforts de freinage, sont utilisés pour la justification des piles, des culées et des appareils d'appuis.

Les charges de système A(L) et Bc sont susceptibles de développer les réactions de freinage, effort s'exercent à la surface de la chaussée dans l'un ou l'autre sens de circulation.

- **Effort de freinage à A(L)**

$HF_{A(L)}$ = (1/20) x A (L) x S

S: surface surchargée

S= 6.14 x 33.4= **205.076m^2**

$HF_{A(L)}$ = (1/20) x 1, 0229 x 205.076 = **10.488**

- **Effort de freinage du B_c**

Chaque camion B_c peut développer un effort de freinage égal à son poids propre.

Parmi le camion B_c placés sur le pont, il est considéré qu'un seul peut freiner.

HF_{Bc}= 30 t.

2.7) CONCLUSION

Dans ce chapitre Nous avons d'abords expliqués les caractéristiques des matériaux que nous pouvons utiliser dans ce projet, ensuite Nous avons présenté les charges et surcharges que supporte la structure longitudinalement et transversalement. Leur mise en application sur la structure sera présentée dans le chapitre suivant en faisant appel à la modélisation numérique.

CHAPITRE 3

LIGNE D'INFLUENCE

3.1) INTRODUCTION :

Le calcul se fait en utilisant la méthode de BARRE, qui consiste à déterminer les efforts internes (M, T) dans les différentes sections des poutres et cela en considérant le tablier comme une seule poutre reposant sur deux appuis simples. Les efforts ainsi obtenus seront divisés par le nombre de poutres. Les charges et surcharges à prendre en considération sont calculées dans l'autre chapitre (4).

a) Ligne D'influence des Réactions D'appui :

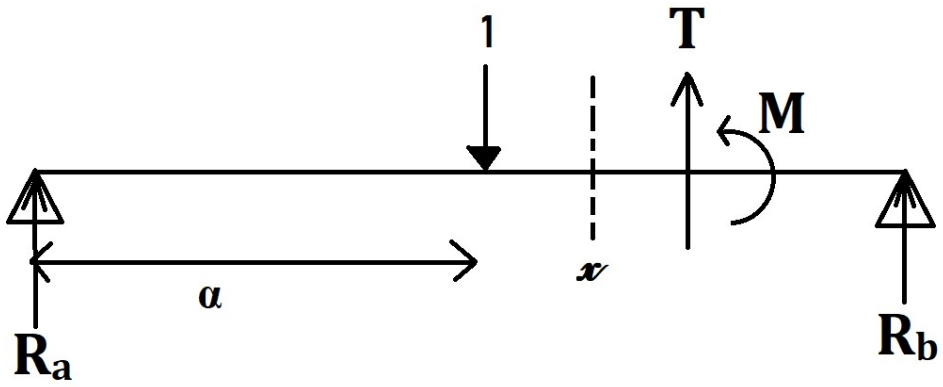


Figure 3.1 : Les éfforts dans la poutre [6]

$\sum M/A = +Rb \times L - 1 \times (\alpha)$

$\Rightarrow Rb = \alpha/L$

$\sum M/B = -Ra \times L + 1 \times (L-\alpha)$

$\Rightarrow Ra = 1 - \alpha/L$

$\Rightarrow \sum F_{/y} = Ra + Rb = 1 \quad \Rightarrow \alpha/L + 1 - \alpha/L = 1 \quad \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

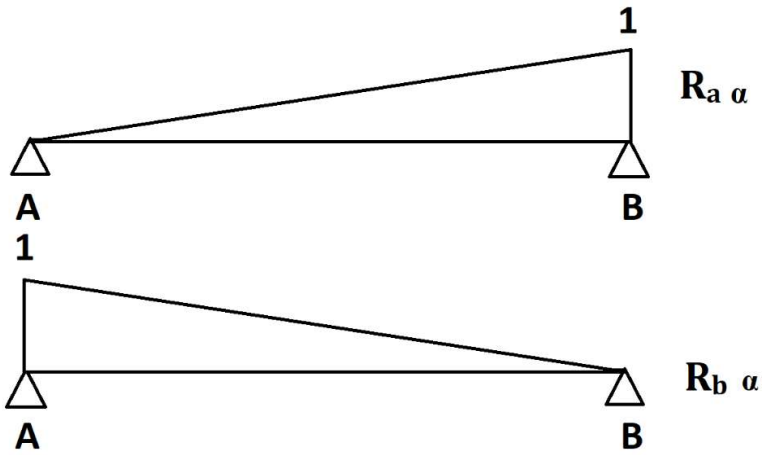


Figure 3.2 : Lignes d'influence des appuis [6]

b) Ligne d'influence pour l'effort tranchant

- $0 \leq \alpha \leq x \quad \Rightarrow T(\alpha) = R_a - 1 = 1 - \alpha/L - 1 = -\alpha/L$
- $\alpha \geq x \quad \Rightarrow T(\alpha) = R_a = 1 - \alpha/L$

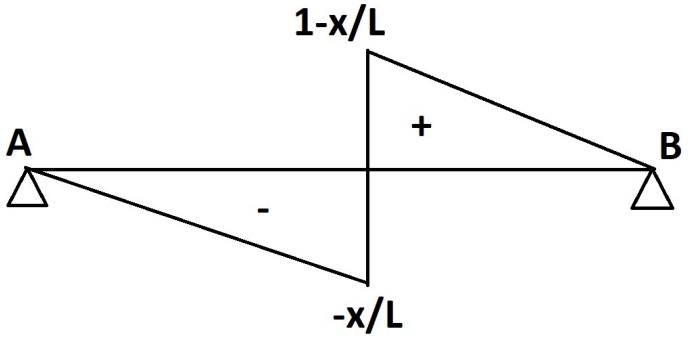


Figure 3.3 : Ligne d'influence de l'effort tranchant [6]

c)Ligne d'influence pour le moment fléchissant

$0 \leq \alpha \leq x \quad \Rightarrow M(\alpha) = R_a \times x - 1 \times (x - \alpha)$

$M(\alpha) = \alpha \times (1 - x/L)$

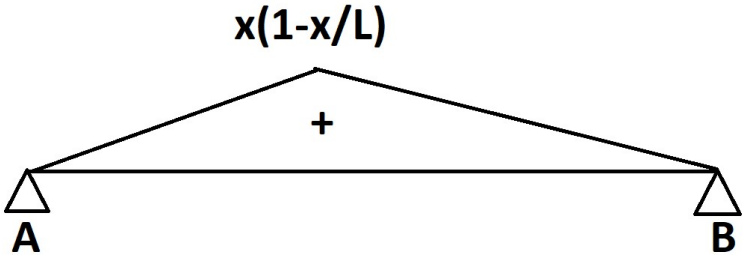


Figure 3.4: Ligne d'influence du moment fléchissant [6]

3.2) Calcul des moments fléchissant longitudinaux :

Moment engendré par les charge permanentes :

Poids total de tablier : **G = 477.82t**

Poids total de tablier /ml $\Rightarrow \quad gt = \frac{477.82}{33.4} = 14.30$ t \ml

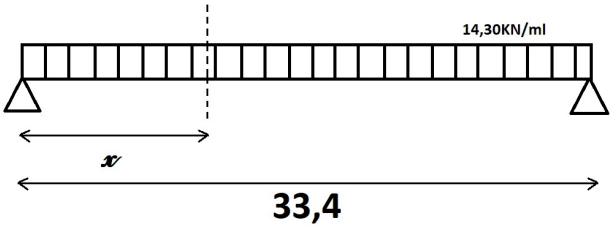


Figure 3.5 : Répartition longitudinale de la charge permanente G

La valeur du moment fléchissant d'une section située à une distance(x) de l'appui est donnée par la formule suivante : M(x) = q.x (L-x/2) ….. (V-1)
Les valeurs des moments fléchissant dans différentes sections sont données dans le tableau suivant :

Tableau 3.1: Valeurs des mom dans les différentes sections sous les charges permanentes

Section	0.0L	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
X(m)	0	3.34	6.68	10.02	13.36	16.7
Moment(t.m)	0	718.16	1276.73	1675.71	1915.104	1994.90

Moment engendre par la surcharge A(L)

A(L) = 892.99kg/m^2 = **0.89299t/m^2**

q_A = n x Lv x A(L)

n = 2 Avec n : nombre de voies L_v = 3,07m largeur d'une voie

q_A : la surcharge A par mètre linéaire

- Pour deux voies chargées : q_A = 2 x3.07 x0.89299=5.4829t/ml
- Pour une voie chargée : q_{A1} = 1 x3.07 x0.89299=2.74t/ml

Par la formule précédente (V-1), on peut calculer la valeur du moment fléchissant dans les Différentes sections, présentées dans le tableau suivant :

Tableau 3.2: Valeurs des moments dans les différentes sections sous la surcharge « A(L) »

Section	0.0L	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
X(m)	0	3.34	6.68	10.02	13.36	16.67
Moment pour 1 voie chargée	0	134.618	244.65	321.110	366.98	382.274
Moment pour 2 voies chargée	0	275.24	489.32	642.232	733.98	764.5629

Moments engendrés par les surcharges sur le trottoir :
1 seul trottoir : 0,1725t
2 trottoirs : 0,345t
Par la formule (V.1) précédente, on peut calculer les valeurs du moment fléchissant dans les Différentes sections qui sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau 3.3: Valeurs des moments dans les différentes sections sous la surcharge sur trottoir

Section	0.0L	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
X(m)	0	3.34	6.68	10.02	13.36	16.67
Mom pour 1 seul trottoir	0	8,66	15,39	20,20	23,09	24,05
Moment pour 2 trottoirs	0	17,32	30,78	40,41	46,18	48,10

Moments engendrés par les surcharges « Bc » :
On utilise le théorème de **BARRE** pour déterminer la section dangereuse.
Le moment fléchissant est maximum au droit d'un essieu lorsque cet essieu et la résultante générale Des charges du convoi occupent des positions symétriques par rapport au milieu de la poutre.
Généralement ; le maximum absolu a lieu au droit de l'un des essieux les plus voisins de la Résultante générale

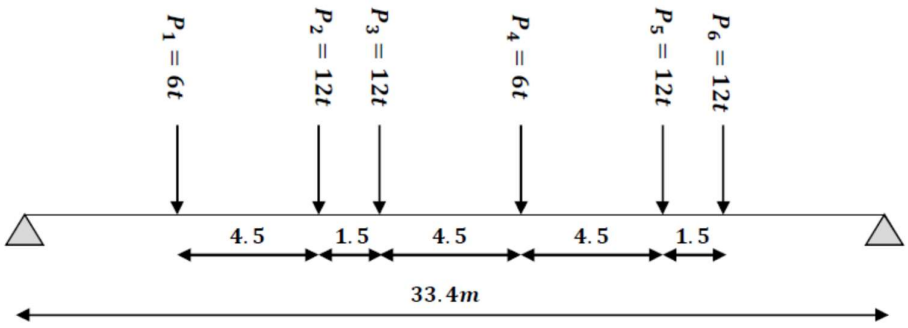


Figure 3.6 : Système « Bc » disposition de deux camions sur la chaussée

- **Application de la Méthode de BARRE**

- **Section dangereuse :**

$$X_{ri} = \frac{\sum Pi.Zi}{\sum P} = \frac{6x0+(12x4.5)+(12x6)+(6x10.5)+(12x15)+(12x16.5)}{6+12+12+6+12}$$

X_{ri}= 9.45m

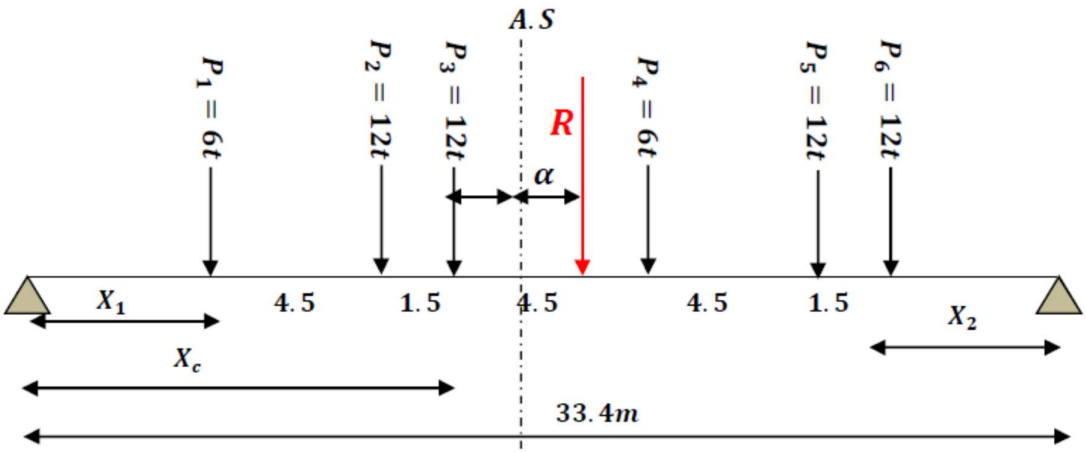


Figure 3.7 : Recherche du moment maximal

- Calcul de la distance α:

$\Sigma M_{/R} = P_1 (6+2\alpha)+P_2(1.5+2\alpha)+P_3(2\alpha)-P_4(4.5-2\alpha)-P_5(9-2)-P_6(10.5-2\alpha)=0$

$\Rightarrow \alpha = 1.725m$

$X_1 = 16.7-(1.725+1.5+4.5) = 8.975m$

$X_2 = 33.4-(8.975+4.5-1.5-4.5-4.5-1.5) = 7.925m$

- **Le moment sous P_3 :**

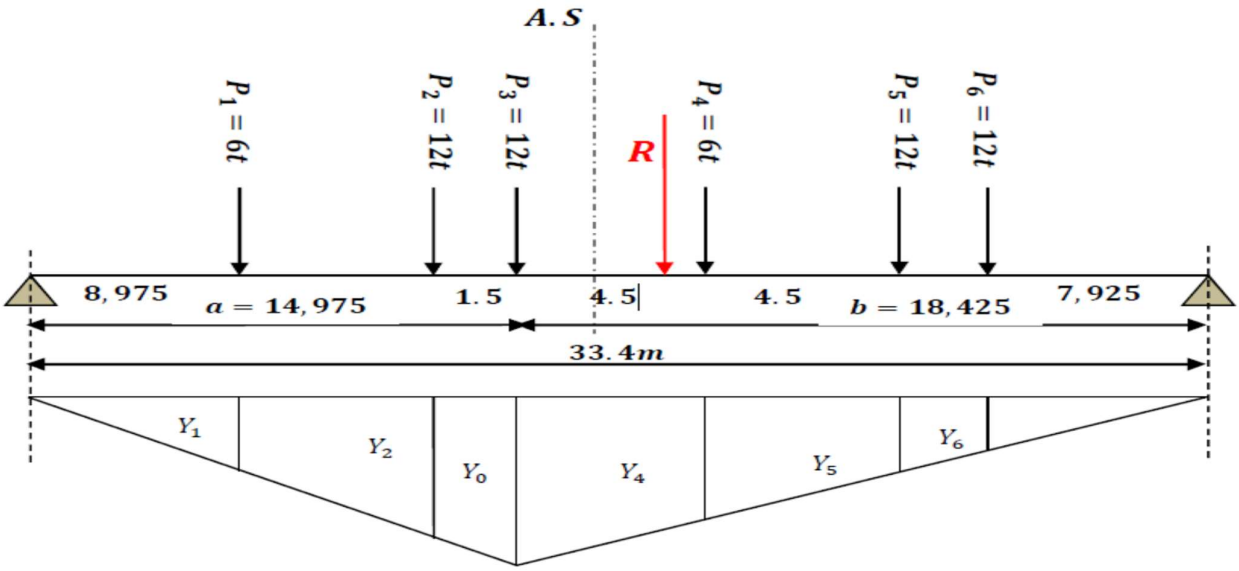


Figure 3.8 : Ligne d'influence du moment sous P_3

D'après la similitude des triangles semblables :
La valeur d'Y0 est donnée par la formule suivante :

$Y_0 = (\frac{L-X}{L})X$

$Y_0 = \left(\frac{33.4-1\ .975}{33.4}\right) 14.975 =$ **8.26m**

$Y_i = \frac{Yo}{b}X_i = \frac{8.26}{18.425}X_i$

Tableau 3.4 : Lignes d'influence du moment sous P3

Y_i	Y_1	Y_2	Y_3	Y_4	Y_5	Y_6
Valeurs (m)	4.95	7.43	8.26	6.24	4.22	3.55

$M_{max} = 12\ (7.43+8.26+4.22+3.55) +6(4.95+6.24)$

M_{max} =348.66 t.m

- **Le moment sous P_4 :**

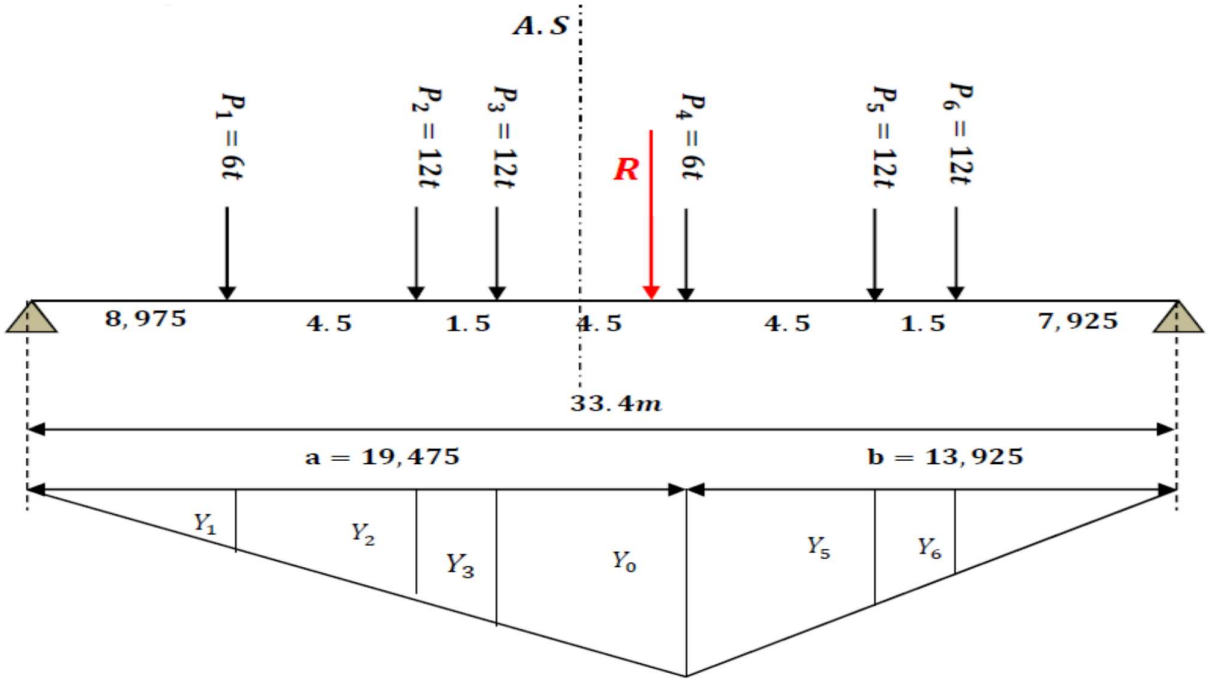


Figure 3.9 : lignes d'influences sous P_4

D'après la similitude des triangles semblables : [6]
La valeur d'Y_0 est donnée par la formule suivante :

$$Y_0 = \left(\frac{L-X}{L}\right)X$$

$$Y_0 = \left(\frac{33.4-19.475}{33.4}\right) 19.475 = \mathbf{8.12m}$$

$$Y_i = \frac{Yo}{b}X_i = \frac{8.12}{13.925}X_i \quad \text{Pour} \quad 19.975m \leq X \leq 33.4m$$

$$Yi = \frac{Yo}{a}Xi = \frac{8.12}{19.475}Xi \quad \text{Pour} \quad X \geq 19.975m$$

Tableau 3.5 : lignes d'influence du moment sous P4

Y_i	Y_1	Y_2	Y_3	Y_4	Y_5	Y_6
Valeurs (m)	3.74	5.62	6.24	8.12	5.49	4.62

M_{max} = 12(5.62+6.24+5.49+4.62) + 6(3.74+8.12)

M_{max} =334.8t.m

Le moment maximal est dans le cas précédent (M max = 348.66t.m) au droit d'une section laquelle a un x=14.975m

Remarque : ce calcul est fait pour une seule voie, alors pour deux voies

M_{max} = 697,32t.m

Les moments engendrés par les surcharges « B_t » :

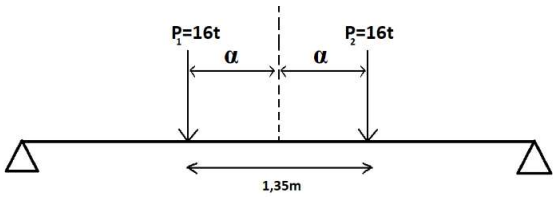


Figure 3.10 : Chargement type sous un tandem (système B_t)

$X_{ri} = \frac{\sum Pi.Zi}{\sum P} = \frac{(P1\times 0)+(P2\times 1{,}35)}{16+16} =$ **0.675m**

$\Rightarrow \alpha = \frac{0.675}{2} \Rightarrow$ **α = 0.3375m**

- **Calcul du moment max. sous P_1 :**

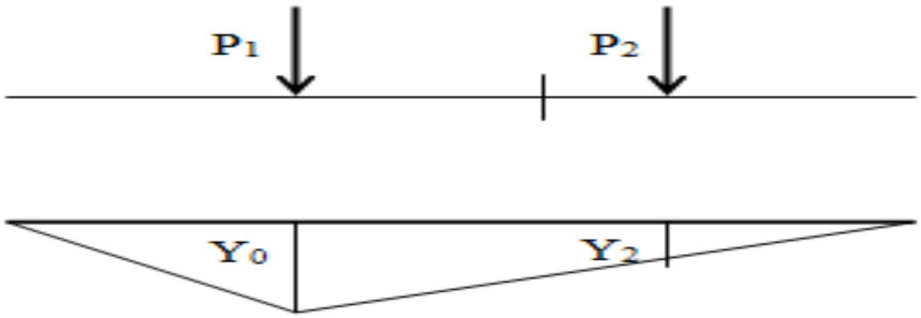


Figure 3.11 : Moment max. sous P_1

$Y_0 = (\frac{L-X}{L})X$

$Y_0 = \left(\frac{33.4-16.3625}{33.4}\right) 16.3625 =$ **8.347m**

$Y_i = \frac{Yo}{b}X_i = \frac{8.347}{17.0375}X_i = \frac{8.347}{17.0375}\times 15.6875 =$**7.685m**

M_{max}= 2×16× (8.347+7.685) =513. 024t.m

- **Calcul du moment max. sous P_2 :**

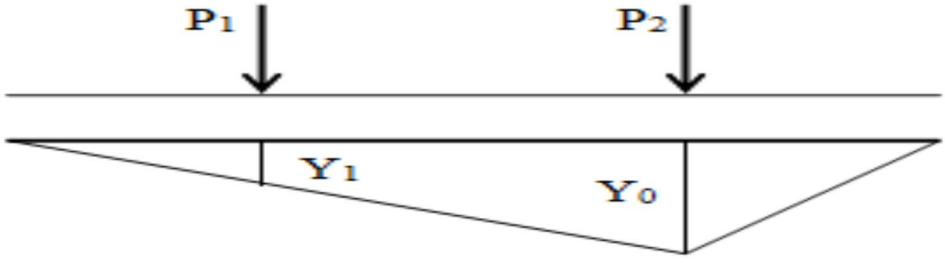


Figure 3.12 : Moment max. sous P1

$Y_0 = (\frac{L-X}{L})X$

$Y_0 = \left(\frac{33.4-17.7125}{33.4}\right) 17.7125 =$ **8.319m**

$Y_i = \frac{Yo}{b}X_i = \frac{8.319}{17.7125}X_i = \frac{8.319}{17.7125} \times 16.3625 =$**7.685m**

M_{max}= 2×16×(8.319+7.685)=**512.128t.m**

Remarque : Cette valeur sera multipliée par un coefficient de majoration dynamique qui est dans notre cas 1.07

Mmax × 1.07 ⇒ 513.024× 1.07

⇒ M_{max} = 548.935 t.m

Moment engendré par les surcharges Mc_{120} :

Les véhicules du système Mc peuvent circuler en convoi. Dans le sens transversal, un seul convoi est
Supposé circuler quel que soit la largeur de la chaussée. Dans le sens longitudinal, le nombre n'est pas
Limité sauf que la distance libre entre les points de contacts des chenilles de deux véhicules
Consécutifs doit avoir au moins 30,50 m.
De ce fait, un seul véhicule est considéré pour le calcul du moment.

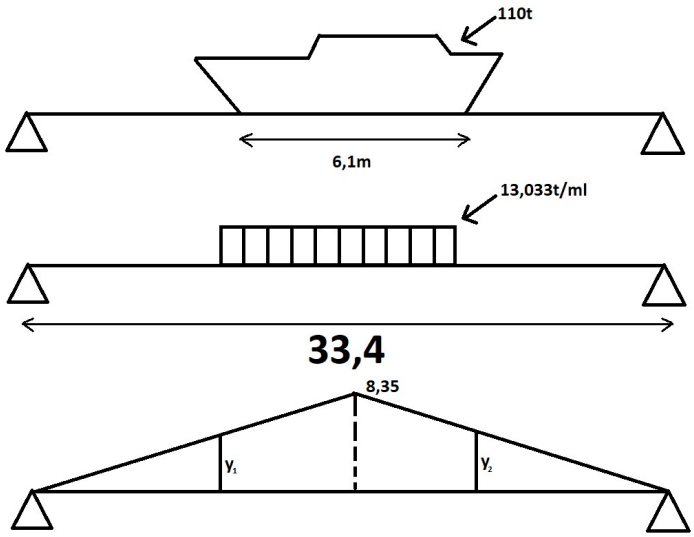


Figure 3.13 : Position de Mc_{120} [6]

Le convoi Mc_{120} comporte 2 chenilles et représente une charge totale de 1100 KN

Alors : $q = \frac{110}{33.4}$ ⇒ q = 18.033 t.m

$\frac{y1}{8.35} = \frac{13.65}{16.7}$ ⇒ y_1= 6.825m

$y_1=y_2$ = 6.825m

$M_{max} = q \times S = 18.033 \times 2 \times \frac{(8.35+6.825)\times 3.05}{2}$

M_{max} = 834.428t.m

Moment engendré par les surcharges D_{240} :

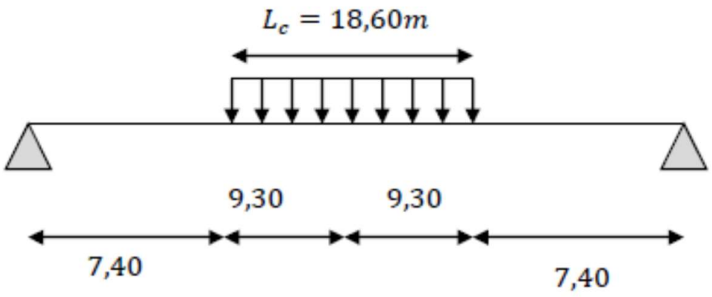


Figure 3.14 : Position de D240

$q = \frac{240}{18.6}$ **⇒ q = 12.90 t.m**

$\frac{y1}{7.4} = \frac{8.35}{16.7}$ ⇒ y1= 3.7m

y_1=y2 = 3.7m

$M_{max} = q \times S = 12.90 \times 2 \times \frac{(8.35+7.3)\times 9.3}{2}$

M max = 1445.64t.m

3.3) calcul des efforts tranchants :

Efforts tranchants engendrés par les charges permanentes :

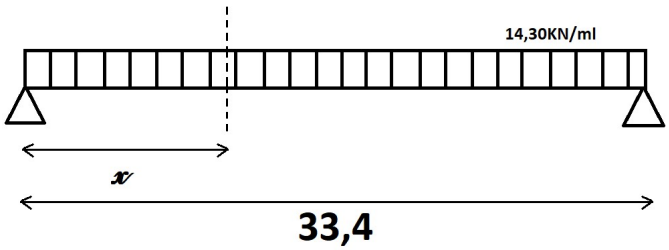


Figure 3.15 : Schéma statique d'une poutre

$T(x) = q \times (\frac{L}{2} - x)$ Avec q= 14.306

T(x)= 14.306× (16.7-x)

Tableau 3.6 : Effort tranchant dans les différentes sections sous G

Section	0L	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
X(m)	**0**	**3.34**	**6.68**	**10.02**	**13.36**	**16.7**
T(t)	**238.91**	**191.128**	**143.34**	**95.56**	**47.78**	**0**

Les efforts tranchants engendrés par les surcharges A(l) :

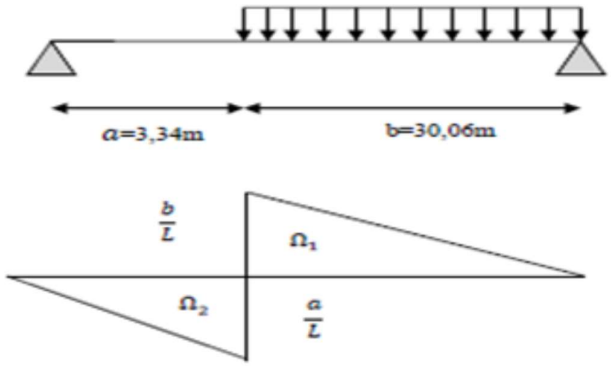


Figure 3.16 : Ligne d'influence de l'effort tranchant

$T=q \times \Omega = q \times \frac{b^2}{2 \times L}$

A(L) = 0.8929

q = A x V = 0.8929 x3.07= 2.741 t/m

$T(x) = 2.741 \times (\frac{(33,4)^2}{2x \quad .4})$

T_{max} = 45.77t

Pour 2 voies charges ⇒ **T_{max} = 91.54t**

Efforts tranchants engendrés par la surcharge sur les trottoirs :

En suivant le même cheminement que la surcharge A(l), en appliquant la méthode des lignes d'influence

- 1 trottoir chargé q = 0,1725 t/ml
- 2 trottoirs chargés q = 0,345 t/ml

$T = \frac{q}{2 \times L} \times (b)_2$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 3.7: Effort tranchant dans les différentes sections sous la surcharge trottoirs

	Section	0L	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
T (t)	X (m)	**0**	**3.34**	**6.68**	**10.02**	**13.36**	**16.7**
	1 trottoir chargé	**2.88**	**2.33**	**1.84**	**1.41**	**1.04**	**0.72**
	2 trottoirs chargés	**5.96**	**4.66**	**3.68**	**2.82**	**2.08**	**1.44**

Les efforts tranchants engendré par B_c :

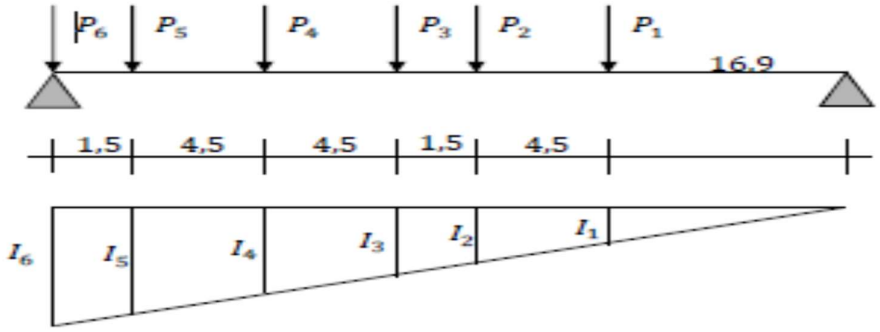


Figure 3.17 : Position du système B_c donnant T_{max}

$T = \sum Pi \,.\, Ii$

$Ii = I_6 \,.X_i /L$

Tableau 3.8 : Lignes d'influence due à la surcharge B_c

Ii	I6	I5	I4	I3	I2	I1
Valeurs (m)	1	0.95	0.82	0.68	0.64	0.50

$T = \sum Pi \,.\, Ii$

$T = 12\times (1+0.955+0.68+0.64) +6\times (0.82+0.50)$

T_{max} = 47.3232t.m

Effort tranchants engendré par la surcharge B_t :

De la même façon nous utilisons la méthode des lignes d'influences, pour calculer l'effort tranchant par la formule suivante :

$T = \sum Pi \, . \, Ii$

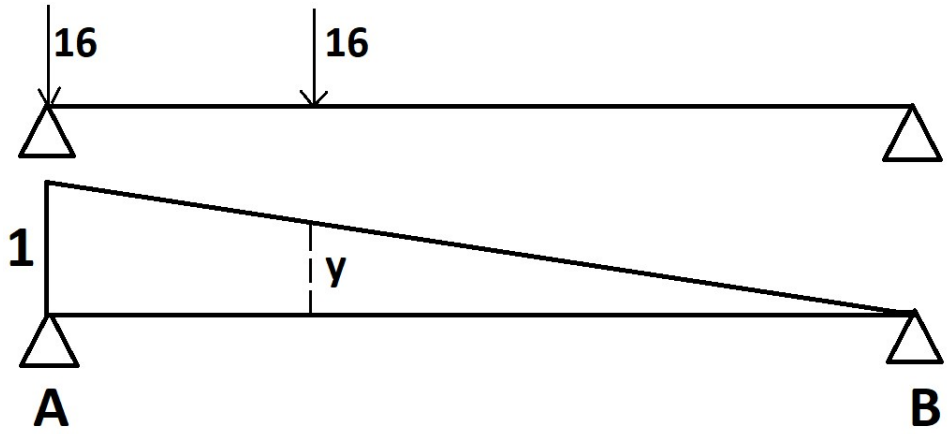


Figure 3.18 : Surcharge B_t

$(1/33.4) = (y_2/32.05)$

$\Rightarrow y_2 = 0.959$

$T_{max} = \sum Pi \, . \, Ii$

$T_{max} = 16(1+0.959)$

$\Rightarrow$ **T_{max} = 31.344 t.m**

Efforts tranchants engendrés par la surcharge Mc_{120} :

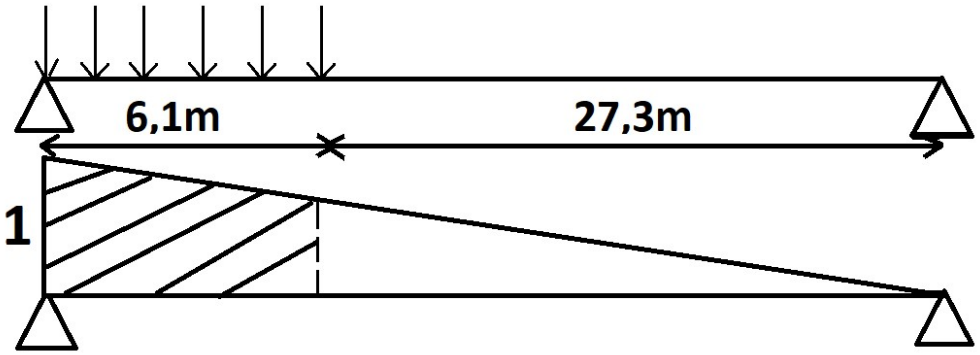


Figure 3.19 : Surcharge Mc_{120}

Pour avoir un éffort tranchant maximum il faut mettre les charges au niveau d'appuis

T = q × S = 18.03 t/m × S

(1/33.4)= (y/27.3)

⇒ y = (27.3/33.4) ⇒ **y = 0.817**

Donc S $= \frac{(1+0.817)\times 6.1}{2}$ = 5.5418 m^2

T= 5.5418 × 18.03 = **99.92 t.m**

Efforts tranchants engendrés par la surcharge Mc_{120} :

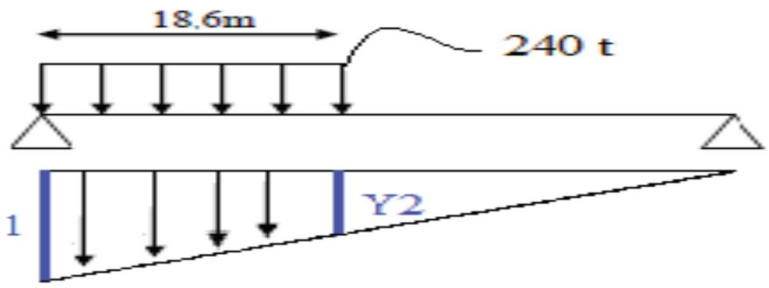


Figure 3.20 : Effort tranchant de surcharge « D_{240} »

Q = $\frac{240}{18.60}$ = 12.90 t/ml

$\frac{1}{33.4} = \frac{y2}{14.80}$ ⇒ **y_2 = 0.44m**

T_{max} = q . S

T_{max}=12,90. (0,44 .18,60 +1/2 .18,60 .0,56)

⇒T_{max}=72,75t

Tableau 3.9 : Les résultats des moments fléchissant max et efforts tranchants max

Les combinaisons	Moment fléchissant (t.m)	Effort tranchant (t.m)
Charge permanente « G »	**1994.9**	**238.91**
Surcharge « A(L) »	**764.56**	**91.54**
Surcharge du trottoir	**48.10**	**5.96**
Surcharge « B_c»	**697.32**	**47.32**
Surcharge « B_t »	**548.935**	**31.34**
Surcharge « Mc_{120} »	**834.428**	**99.92**
Surcharge « D_{240} »	**1445.64**	**72.75**

CHAPITRE 4

MODELISTAION

4.1 C'est quoi la modélisation ?

La modélisation d'une structure c'est la conception d'un modèle dans un logiciel de calcul de structure comme SAP2000 ou Autodesk Robot qui utilise de moyen mathématique, géométrique,3D, éléments finis … pour simuler le comportement de la structure aux charges en fonction des matériaux de sa construction et de ces dimensions avant même qu'elle soit construite.

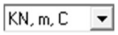
4.2 SAP2000

SAP2000 (Structural Analysis Program) est un logiciel développé par Computers and Structures, Inc. (CSI) depuis 1975 pour Windows.

Ce logiciel permet le calcul des structures d'ingénieur que sa sois dans le domaine du bâtiment ou des travaux publique (Pont, Barrage, Château d'eau …).

En utilisant le principe des éléments finis ce logiciel peut calculer les effort interne d'une structure que sa sois pour les effort statique ou dynamique et quelle que soit le matériau utilisé pour sa construction (Béton Armé, Charpente métallique…). [11]

4.3 Les Etapes à suivre pour la modélisation de notre structure

- Après avoir lancé le logiciel SAP2000 on change directement les unités en 

- Pour crée un nouveau model on clique sur ou on fait (CTRL+N) et on a un grand tableau qui s'affiche sur le quelle on va choisir le type de notre modèle (pour notre cas c'est Quick Bridge)

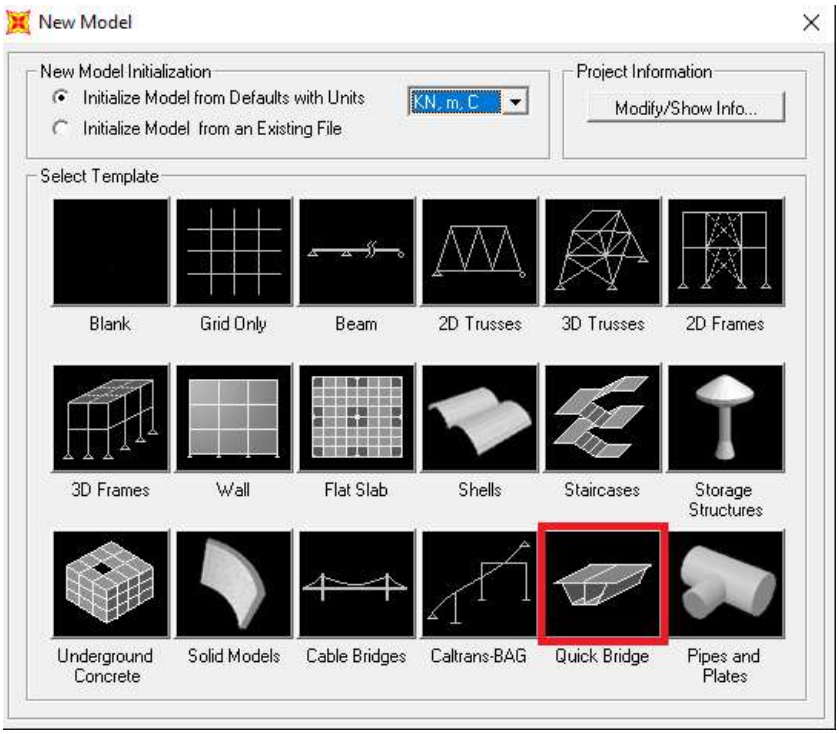


Figure4.1 Tableau de modèle

- On a donc un tableau où on va choisir les longueurs des travers et le type de pont

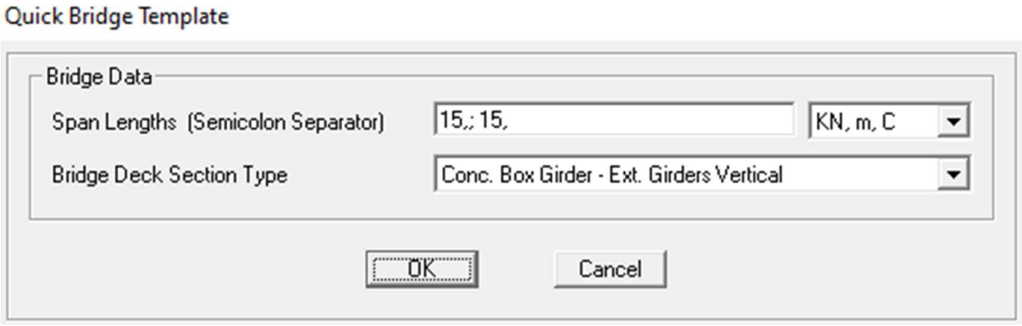


Figure4.2 Tableau des types de pont et des longueurs des travers

- Après avoir cliqué sur OK on va sur : Bridge > Deck Section > Modify/Show Section… On a alors un grand tableau qui s'affiche qui contient toutes les caractéristiques géométriques de notre pont (Dalle, Poutre)

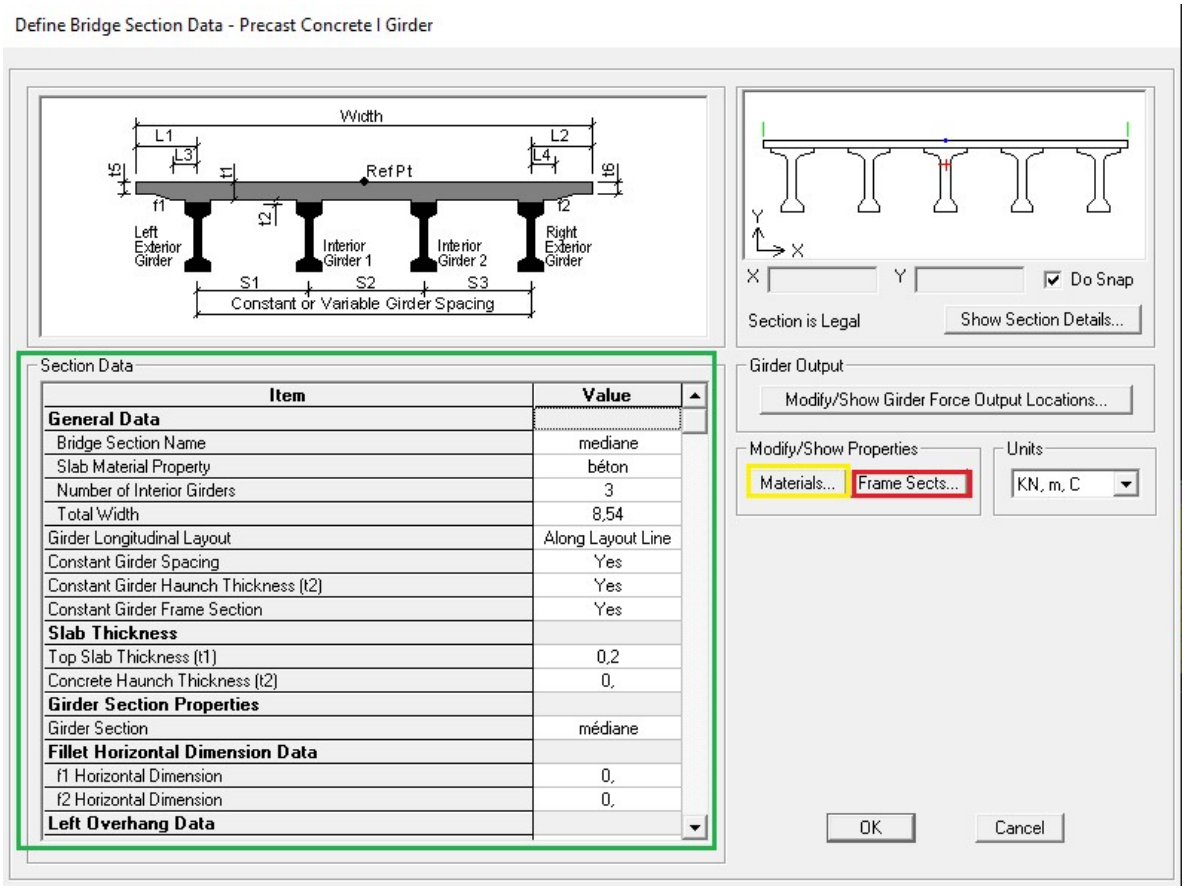


Figure4.3 Définir les sections du pont

Ici on peut alors modifier les caractéristiques de la dalle et les matériaux utilisé pour la dalle et les poutres ainsi que la section de ces dernières.

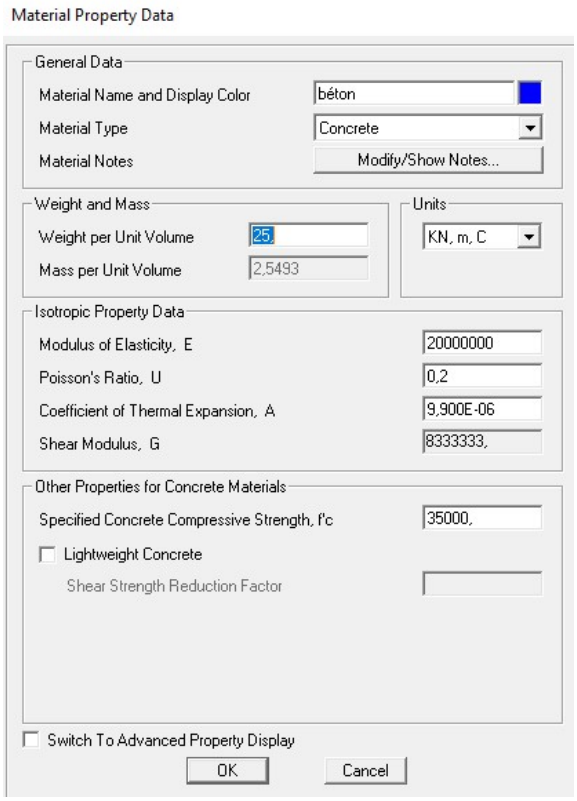


Figure4.4 Tableau du matériau

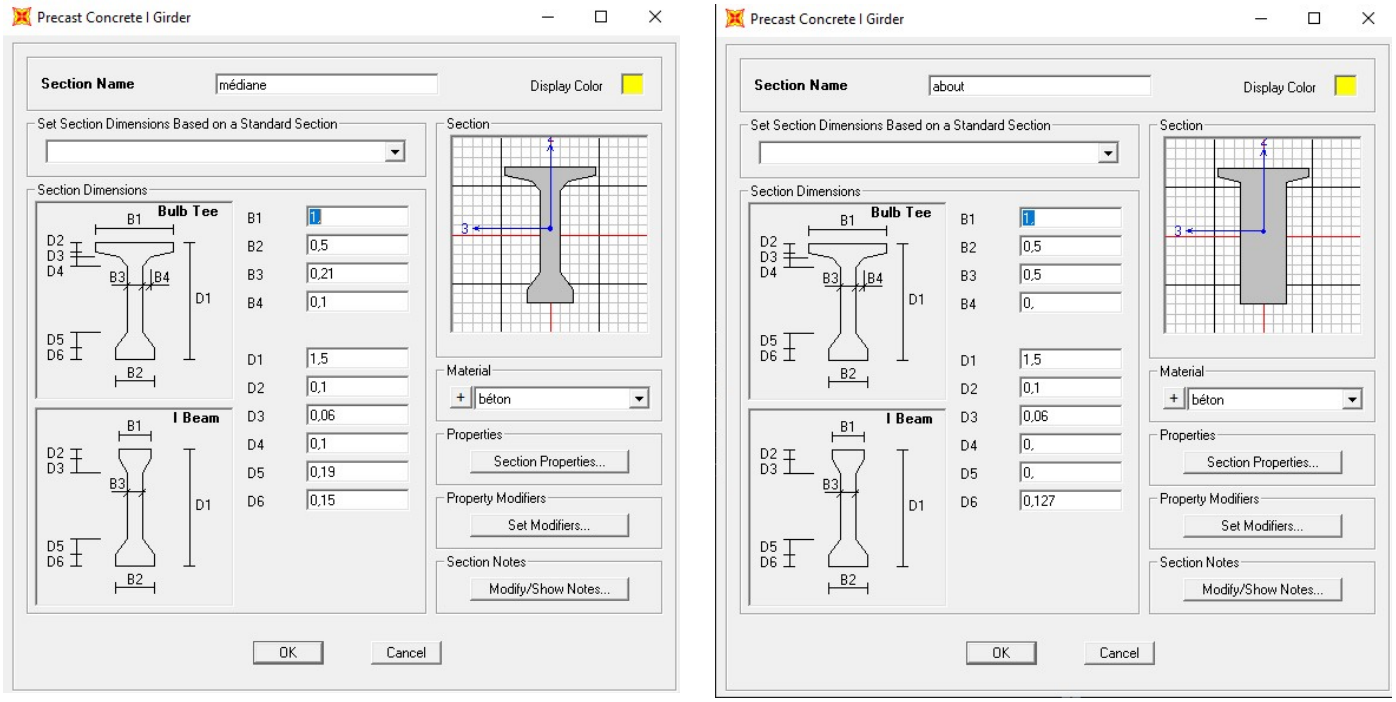


Figure4.5 Tableau des sections des poutres (Médiane & D'about)

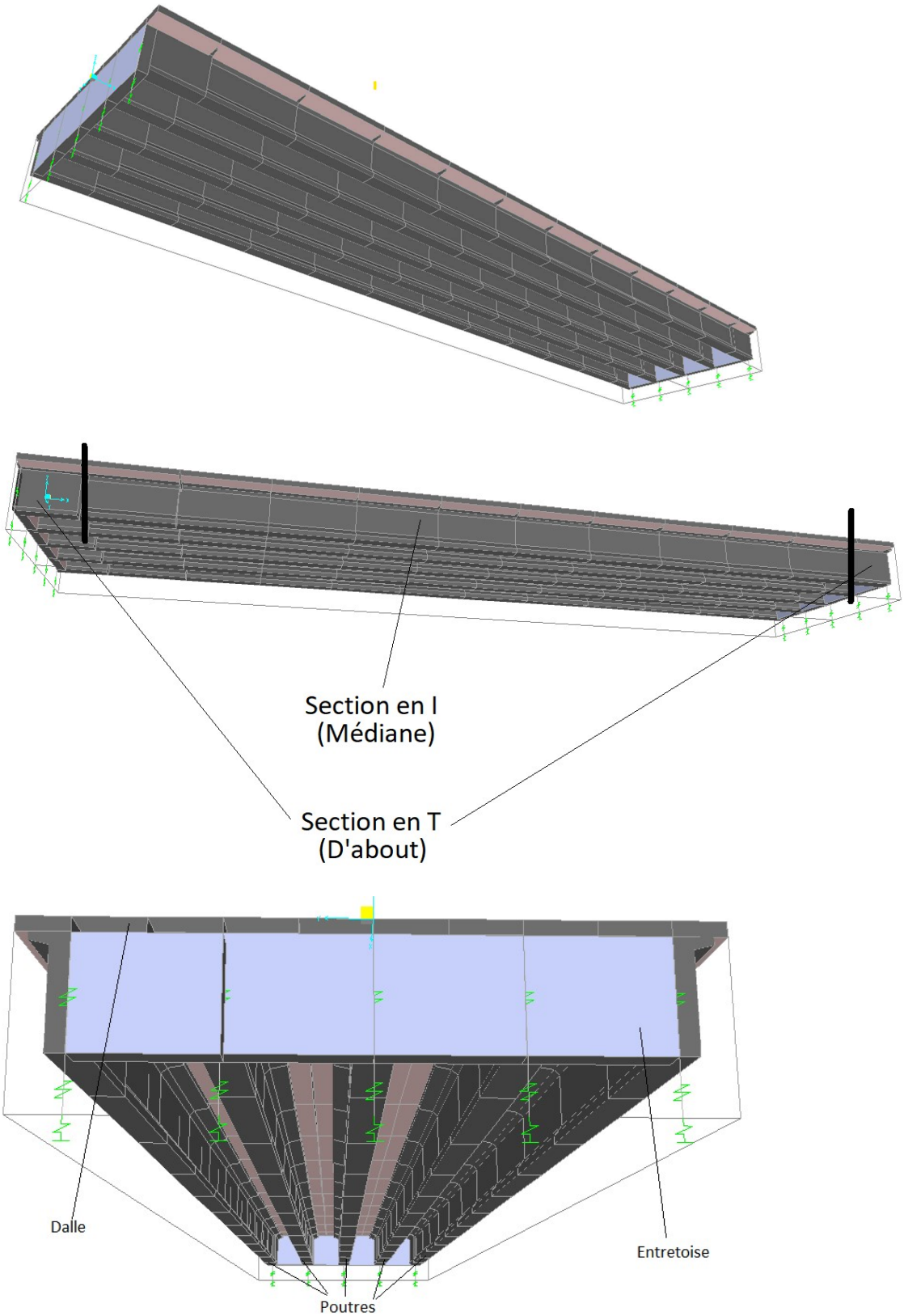


Figure4.6 Le modèle du pont (SAP2000)

4.4 Les charges et Les combinaisons de calcul

- **Les Charges**

Après avoir cliqué sur Define > Load Patterns On a un tableau qui s'affiche sur le quelle on définit dedans les charges statiques comme le poids propre et des autre charge permanente du pont (Trottoir, Corniche, Garde Corp, Revêtement…) et les charge d'exploitation et définir leurs type (Dead, Live, Wind…etc.)

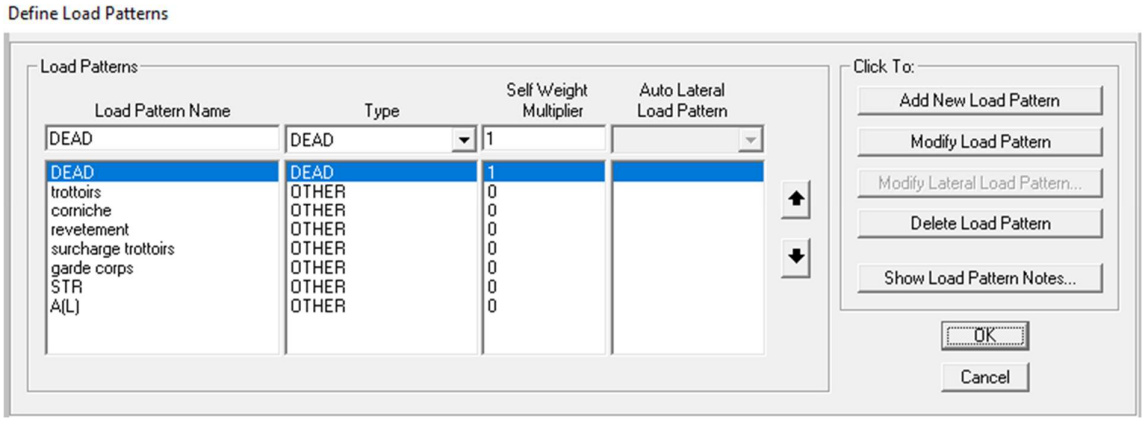


Figure4.7 Tableau des définitions des modèle de charge

- **Les combinaisons de calcul**

  Dans le calcul d'un pont on prend en compte plusieurs charges et système pour avoir savoir si le pont peut résister la durée de son cycle de vie et plus en prend en compte ses charge et système dans la modélisation on a des résultats plus précis et notre gagne en résistance.

  Les combinaisons qu'on va prendre en compte dans nos calcul SAP sont les suivant :

  - Poids Propre
  - Charge A(L)
  - Surcharge poids propre
  - Complément de poids propre
  - Surcharge B_c
  - Surcharge B_t
  - Surcharge B_r
  - Surcharge Mc_{120}
  - Surcharge D_{240}

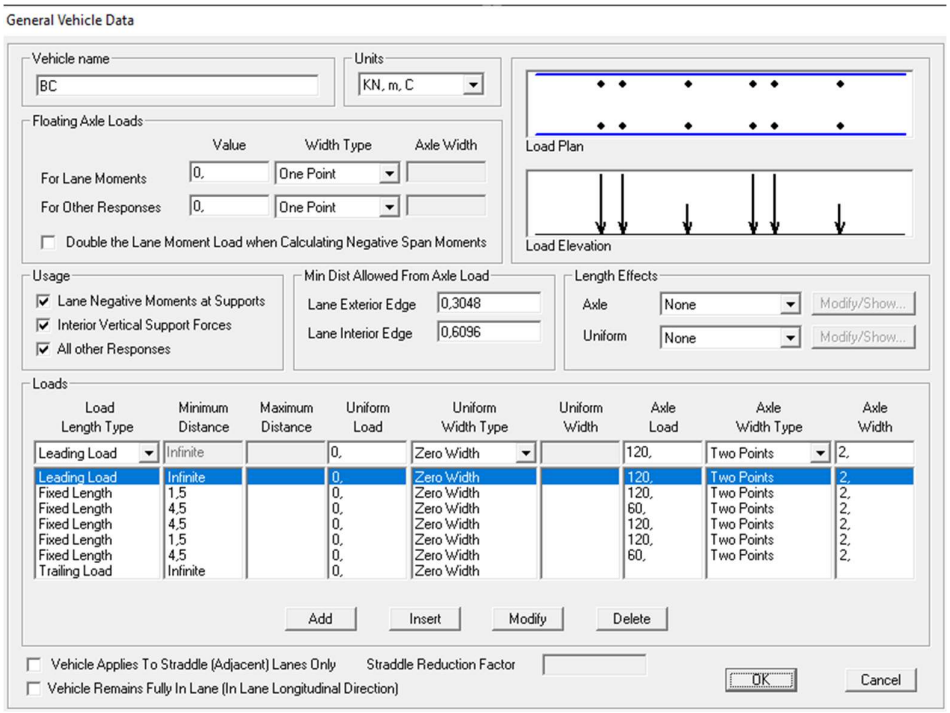


Figure4.8 Système B_c et sa position

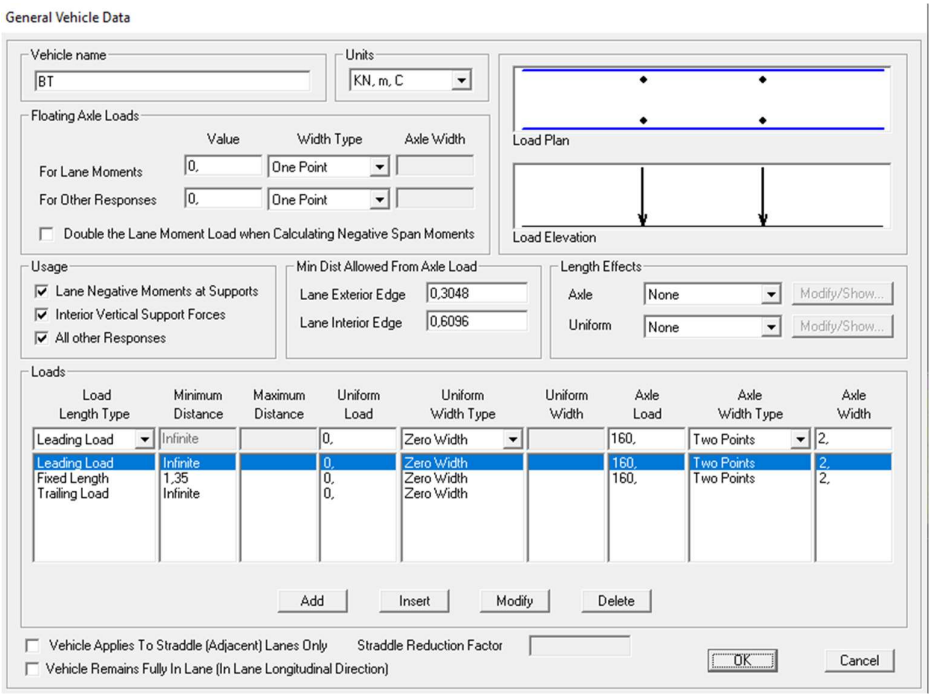


Figure4.9 Système B_t et sa position

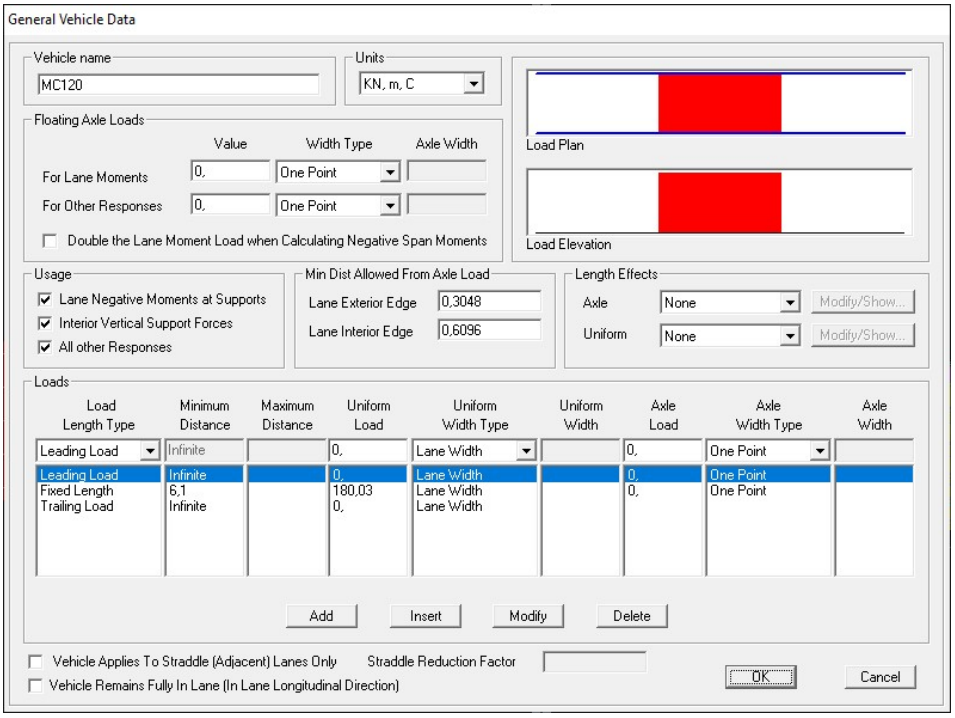


Figure4.10 Système militaire Mc_{120} et sa position

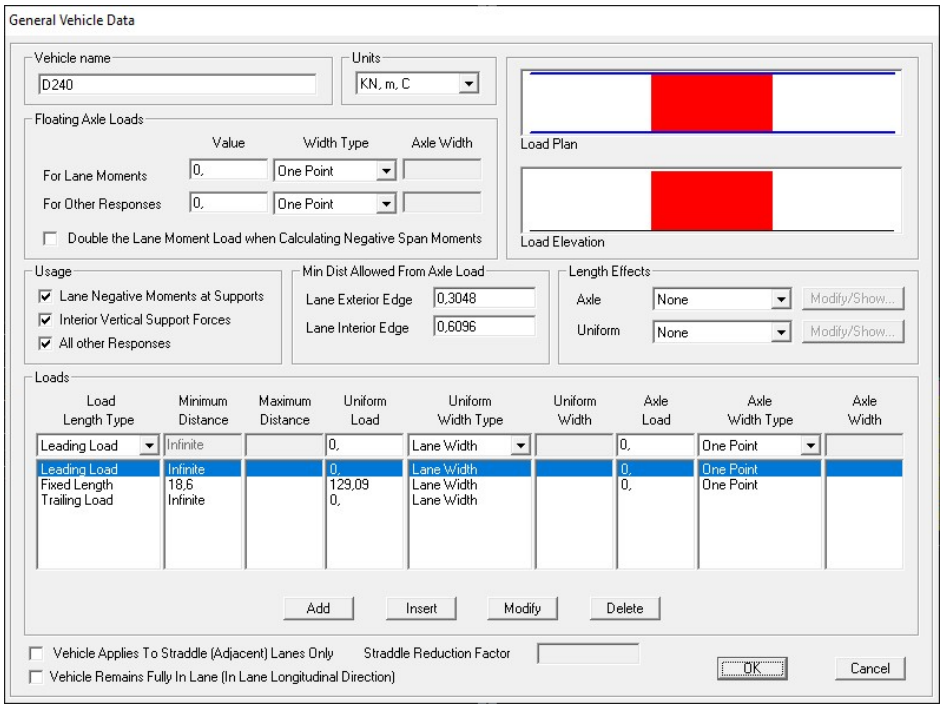


Figure4.11 Système exceptionnel D_{240} et sa position

4.5 Les combinaisons de charges

Pour crée une combinaison de charges sur SAP2000 on clique sur : Define>load combinaisons> Add new combo, on a alors le tableau suivant qui s'affiche on pose les Charge G (Trottoir + Garde Corp + Poids propre + Revêtement + Corniche) et Q (STR) et les autres charges avec un multiplicateur

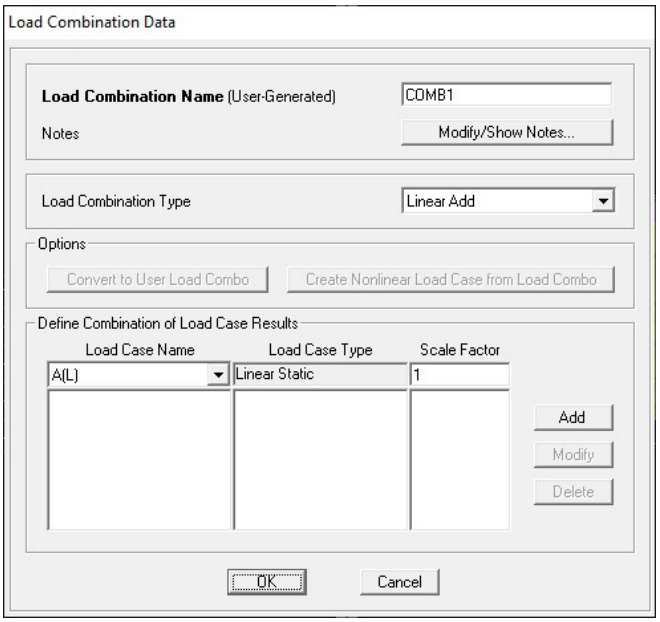


Figure4.12 Tableau des combinaisons de charge

Les combinaisons de charges les plus utilisé sont ELU et ELS et dans notre cas on a créé 4 ELU et 4 ELS

Tableau4.1 : Combinaison ELU

ELU 1	**1.35G+1.5Q+1.6A(L)**
ELU 2	**1.35G+1.5Q+1.6B_c**
ELU 3	**1.35(G+Mc_{120})+1.5Q**
ELU 4	**1.35(G+D_{240})+1.5Q**

Tableau4.2 : Combinaison ELS

ELS 1	**G+Q+1.2A(L)**
ELS 2	**G+Q+1.2B_c**
ELS 3	**G+Q+ Mc_{120}**
ELS 4	**G+Q+ D_{240}**

4.6 Les résultats obtenus

Après le lancement des calculs en cliquant sur Run le logiciel procède au calcul et nous donne les résultats et alors on peut avoirs les moments maximums et les efforts tranchant pour les poutres et la dalle ce qui nous aidera a calculé ensuite le ferraillage.

Tableau4.3 Les moments fléchissant et les efforts tranchant de chaque poutre soumis à G seulement

Poutres	Moments fléchissant (KN.m)	Effort tranchant (KN)
Poutre 1 (extrémité)	**3195.53**	**438.946**
Poutre 2 (intérieur gauche)	**3340.67**	**427.172**
Poutre 3 (milieu)	**3351.56**	**415.698**
Poutre 4 (intérieur droite)	**3340.67**	**427.172**
Poutre 5 (extrémité)	**3195.53**	**438.946**

On déduit donc que la poutre qui a le plus grand moment fléchissant c'est la Poutre 3 celle du milieu et celle avec le plus grand effort tranchant c'est les deux poutre 1 et 5 qui se trouve à gauche et à droite.

Et c'est avec ces poutres qu'on va travailler.

4.6.1 Les Moments fléchissant

Tableau4.4 Les moments fléchissant dans la poutre du milieu (Poutre 3)

Les combinaisons de charges	Moment fléchissant (KN.M)
ELU 1	**6889.32**
ELU 2	**6890.51**
ELU 3	**7479.68**
ELU 4	**8858.38**
ELS 1	**5125.09**
ELS 2	**5125.98**
ELS 3	**5540.50**
ELS 4	**6561.76**

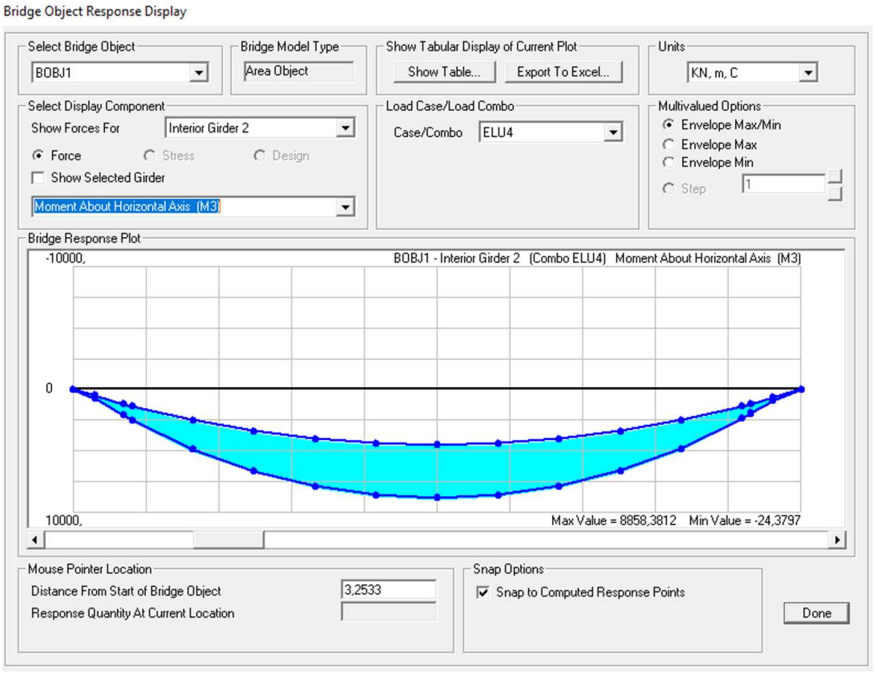


Figure4.13 Moment fléchissant de la poutre du milieu (ELU4)

4.6.2 Les Effort Tranchants

Tableau4.5 Effort tranchant dans la poutre du milieu (Poutre 1 & 5)

Les combinaisons de charges	Effort Tranchant (KN)
ELU 1	**944.939**
ELU 2	**1101.576**
ELU 3	**955.832**
ELU 4	**1243.18**
ELS 1	**703.217**
ELS 2	**753.165**
ELS 3	**708.024**
ELS 4	**920.874**

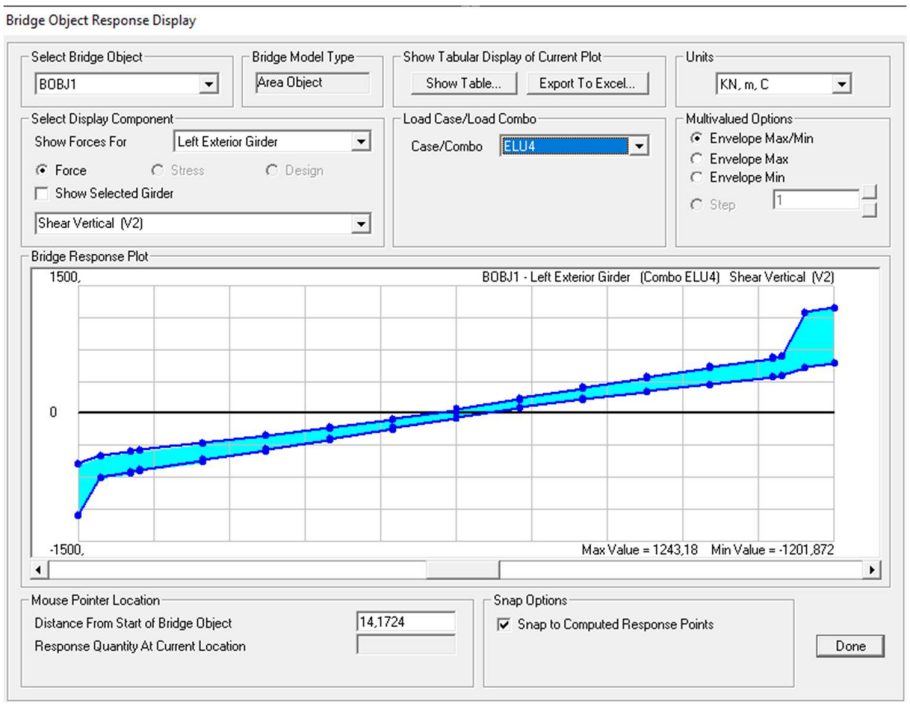


Figure4.13 Effort tranchant de la poutre 1 ou 5 (ELU4)

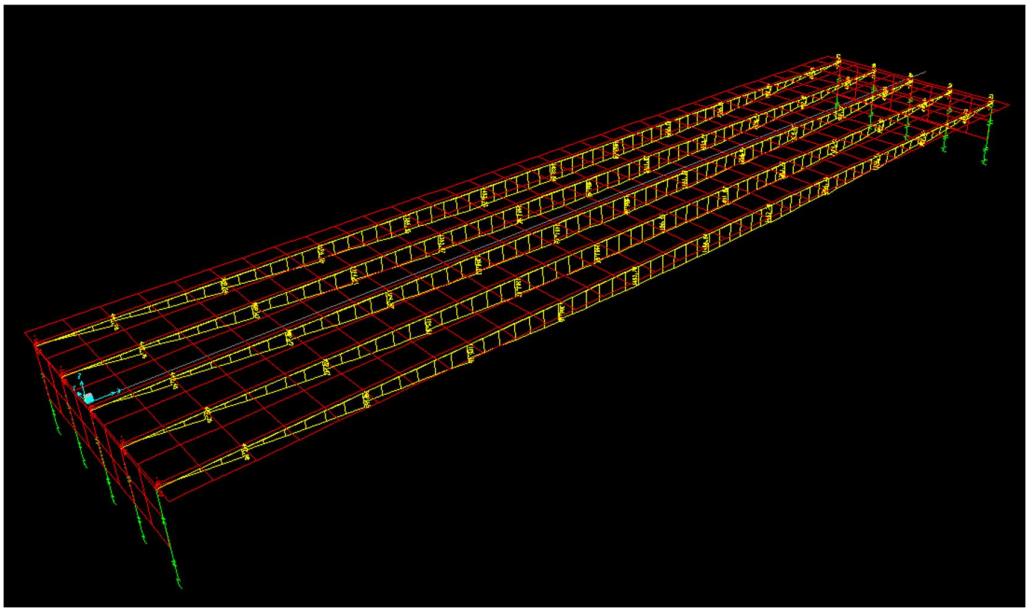


Figure4.14 Diagramme moments fléchissant des poutres

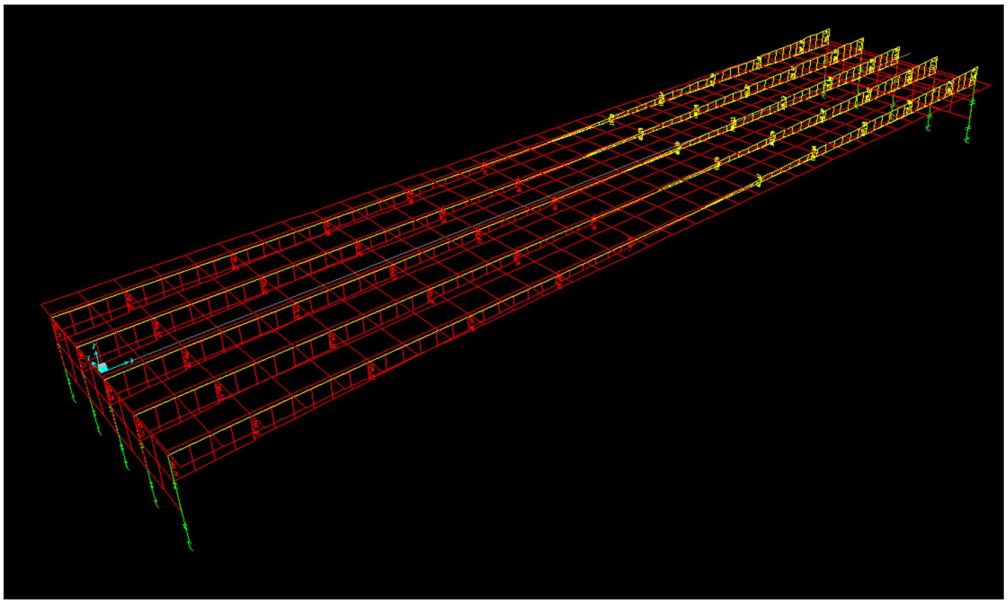


Figure4.15 Diagramme des efforts tranchant des poutres

4.7 Conclusion

Dans l'aide du logiciel SAP2000 on a pu savoir les diffèrent moment fléchissant et effort tranchant à l'ELU et l'ELS avec tous les charges du pont G, Q, B_c, B_t, A(l), Mc_{120}….

CHAPITRE 05

ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

5.1 Généralité sur Le Béton

Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de granulats, de sable, et d'eau et de liant hydraulique (ciment) qui sert de « colle ». On y ajoute alors des adjuvants pour modifier ses caractéristiques.

Très utilisé en construction il a la particularité d'être hétérogène et très résistant à la compression mais pas autant à la traction.

Sois une poutre isostatique (qui est tenue par deux appui) soumis à son poids propre (G) et a une charge d'exploitation (Q) et perpendiculaire à l'axe de la poutre, on remarquera alors que la poutre subis une flexion qui se traduit visuellement par une traction de la partie inferieur et une compression de la partie supérieure et elle subit en plus des contrainte de cisaillement qui sont dues à l'effort tranchant ce peut engendré une fissuration des fissures à 45° que le béton ne peut pas les reprendre tout seul.

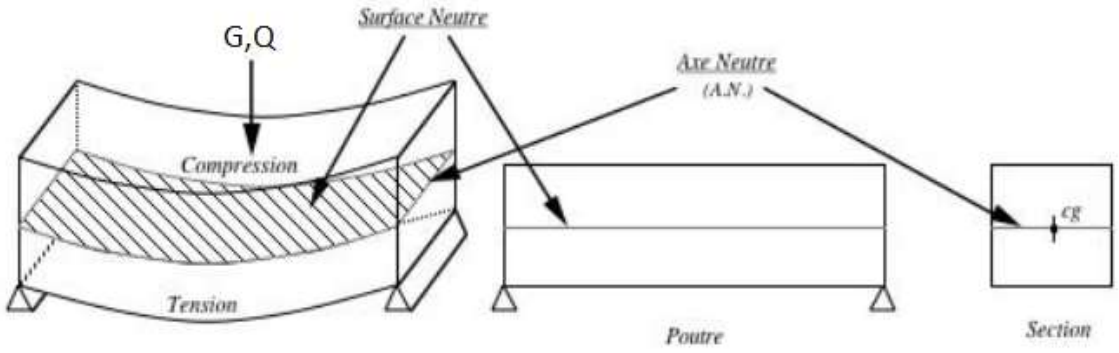


Figure 5.1 Flexion d'une poutre soumise au charge G et Q

Pour remédier à ces problème deux solution s'offre à nous :

Béton armé : le principe du béton armé c'est ajouté des armatures qui sont contrairement au béton très résistant à la traction a la partie inferieur surtout de la poutre pour qu'ils puissent reprendre les efforts de traction dans le béton

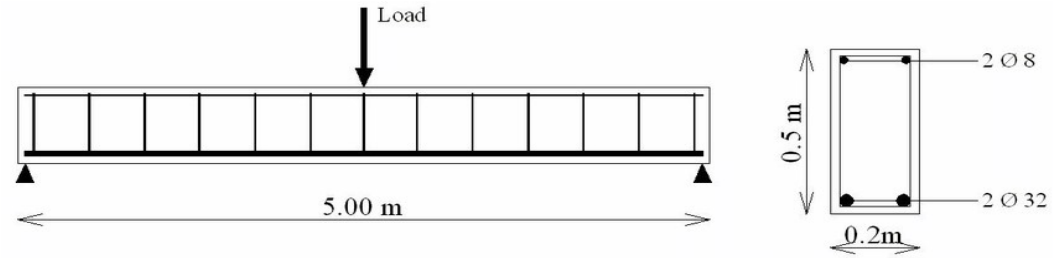


Figure 5.2 : L'ajout des armatures pour reprendre la traction du béton

Le béton précontraint : cette solution se traduit par l'application d'un effort de compression axial qui annulera la traction due au chargement, et ça se fait avec des câbles de précontrainte qui permettent une contre flèche a la poutre.

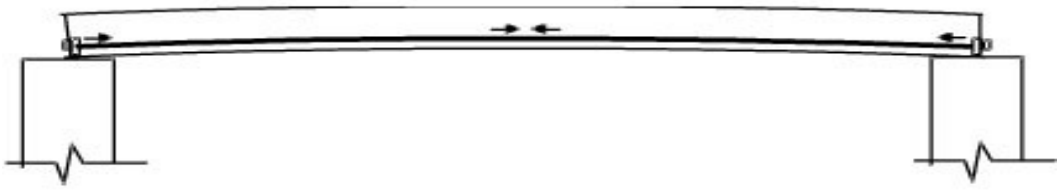


Figure 5.3 : L'ajout des câbles précontraint pour annuler la traction (solution du b.p)

5.2 Les principe de la précontrainte

La précontrainte a pour objectif, en imposant aux éléments un effort de compression axial judicieusement appliqué, de supprimer (ou fortement limiter) les sollicitations de traction dans le béton.

Cette précontrainte peut être :

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

-Une précontrainte totale : élimination totale des contraintes de traction.

(Yazid.A 2005)

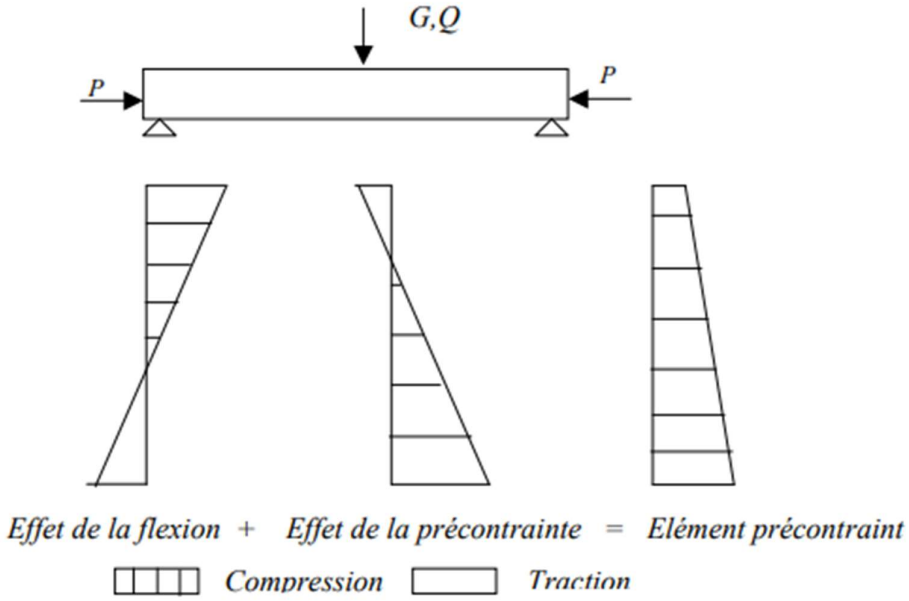


Figure 5.4 Principe de la précontrainte [4]

5.3 Mode de précontrainte

Il existe deux possibilités pour réaliser la précontrainte

5.3.1 Précontrainte par pré-tension

Dans ce procédé, les câbles de précontrainte sont tendus entre deux massifs solidement ancrés avant le coulage du béton.

Cette technique est surtout employée sur les bancs de préfabrication, pour réaliser des éléments répétitifs. *(Yazid.A 2005)*

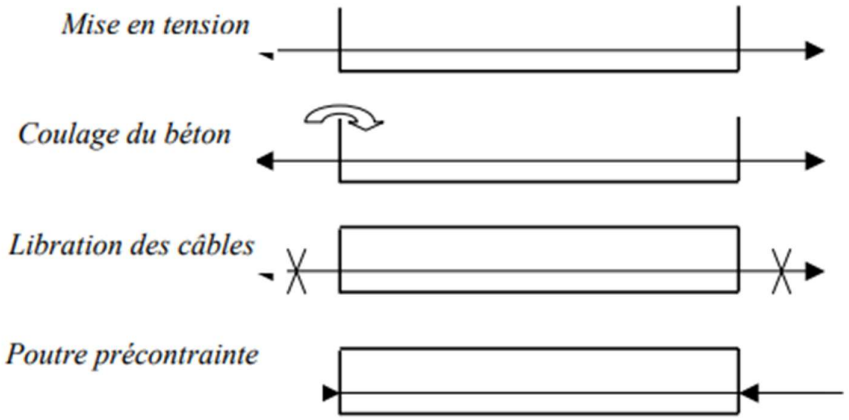


Figure 5.5 Etapes de réalisation par pré-tension (Yazid.A 2005)

5.3.2 Précontrainte par post-tension

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

La précontrainte par post tension se présente sous deux formes :

1. *Une précontrainte par post-tension interne*
2. *Une précontrainte par post-tension externe*
3. *(Yazid.A 2005)*

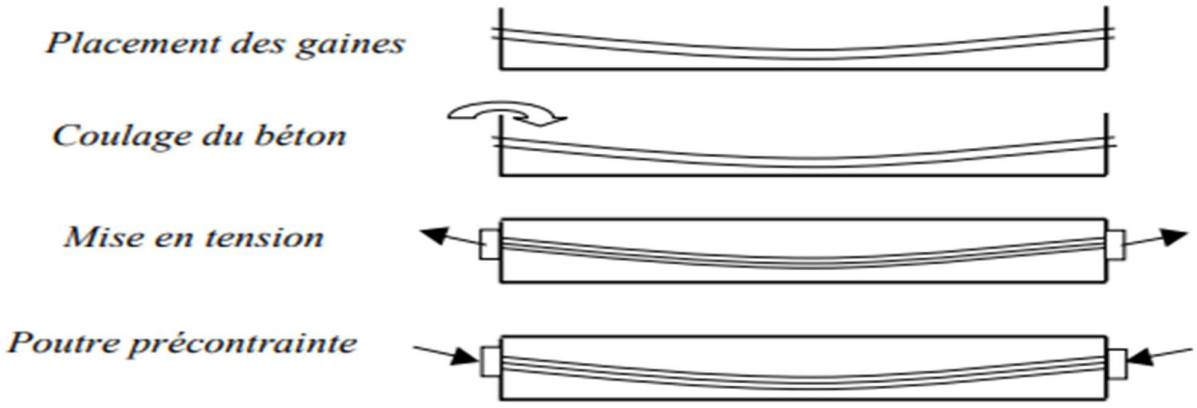


Figure 5.6 Etapes de réalisation par post-tension (Yazid.A 2005)

5.4 ETUDE DE LA PRECONTRAINTE SUIVANT LES REGLES DE B.P.E.L :

Le calcul se fera pour la poutre la plus sollicité (la poutre centrale à mi- travée) ; le Moment maximal à mi-travée à l'ELS :

5.4.1 Hypothèse de calcul

Entre les deux procédés (post-tension et pré-tension) la majorité des chantiers utilisent la post-tension donc on va proposer de faire la même chose pour faciliter la tâche à la main d'œuvre, et pour les aciers de précontrainte vu la disponibilité des câbles a torons T15 sur le marché on propose des 12T15 avec : [8]

- fprg (Force de rupture garantie) = **1743 MPa**

- fpeg (Force élastique garanti) = **1553 MPa**

Et pour la classe de résistance généralement pour les poutres des ponts on prend la classe 2 pour vérifier leurs résistances. [3]

Tableau 5.1 : Les caractéristiques de la poutre à mi travée

	Unités	Poutre préfabriquée
Section : B	Cm^2	5029.5
Cdg = μ_Δ /B=v	Cm	82.07
V' =h-V	Cm	67.93
I_G =IΔ –Bv²	Cm^4	13666208.59
I_G /v	Cm^3	166518.93
I_G /v'	Cm^3	201180.75
ρ=i^2/(vv')=(I_G/B)/(vv')	/	0.48
C=ρ x V	Cm	39.39
C'=ρ x V'	Cm	33.56
d' = H_t - 0,9 H_t	Cm	15
M_{MAX} (moment maximum à l'ELS)	t.m	656.176
M_{MIN} (moment maximum sous G a l'ELU)	t.m	335.156
M_Q = M_{max} – M_{min}	t.m	321.02

5.4.2 Calcul de la force de la précontrainte :

$$P_1 = \frac{\Delta m}{\rho.h} + \frac{S}{h}\left(\overline{\sigma ti}\ .V + \overline{\sigma ts}\ .\ V'\right)\ [8]$$

Avec : $\Delta m = M_{max} - M_{min} = (M_G + M_Q) - M_G = M_Q$

M_{max} : moment du a la charge permanente plus la surcharge

$M_{min} = M_G$: Moment du a la charge permanente

M_Q : Moment du a la surcharge

r : rendement géométrique

S : section de la poutre **h** : hauteur de la poutre

$\overline{\sigma ti}$: Contrainte admissible en traction sur la fibre inférieure

$\overline{\sigma ts}$: Contrainte admissible en traction sur la fibre supérieure.

$\overline{\sigma cs}$: 0.6 fc28 =0.6 35 =21 MPa

$\overline{\sigma ci}$: 0.5fc28 =0.5 35 = 17.5MPa

$\overline{\sigma ti}$ = -ft28 =-(0.6+0.06fc28) = -2.7 MPa

$\overline{\sigma ts}$ = -1.5ft28 =-4.05 Mpa

$$\mathbf{P_1 = \frac{3.2102}{0.48.1.5} + \frac{0.5029}{1.5}(-2.7\ \times 0.82 - 4.05 \times 0.6793) = 2.793MN.}$$

$$P_2 = \frac{Mmax + \rho\ .S.V.\overline{\sigma t}}{\rho\ .V + V' - d'}$$

Avec : d': la distance du centre gravité des câbles jusqu'a la fibre inferieur

$$\mathbf{P_2 = \frac{6.561 + 0.48 \times 0.5029 \times 0.82 \times -2.7}{0.48 \times 0.82 + 0.6793 - 0.15} = 6.528MN}$$

P = max (P_1; P_2)

P = max (2.793; 6.528)

P= 6.528 MN

$P_2 > P_1$ ⇒ Section surcritique

⇒ e_0 (L'excentricité) = -V' +d'

⇒ e_0 = -0.529 m

5.4.3 Détermination du nombre de câbles :

Fixons à priori l'intensité des pertes (ΔP) à 25% de la tension initial P0, en tenant Compte de ces pertes, la valeur de précontrainte sera de :[8]

$$P_0 = \frac{P}{0.98 - 1.2 \times \frac{\Delta P}{P_0}}$$

$$\mathbf{P_0 = \frac{6.528}{0.98 - 1.2 \times (\frac{25}{100})} = 9.6\ MN}$$

Le nombre de câble = $\frac{P0}{p}$ avec :

p : Précontrainte développées pour un câble ⇒ $p = \sigma po \times Ap$

σpo : Contrainte à l'origine ⇒ σpo= inf (0.8 Fprg ; 0.9 Fpeg)

σpo= inf (0.8× 1743 ; 0.9× 1553) ⇒ **σpo= 1394.4 MPa**

$p = 1394.4 \times 1668 \times 10^{-6}$ = **2.326 MPa**

n= $\frac{P0}{p} = \frac{9.676}{2.326} = 4.13$ ⇒ **On fait une disposition de 4 câbles de 12T15**

La nouvelle valeur de la précontrainte :
$P_0 = n.P$ ⇒ $P_0 = 4 \times 2.326$ ⇒ **P_0 = 9.304Mpa**

Tableau 5.2 : Récapitulatif des résultats de précontrainte

Précontrainte Pmax = $P_{surcritique}$ (MN)	**L'excentricité (e_0)**	**Nombre de câbles**	**Précontrainte initiale P_0 (MN)**
6.528	**-0.529 m**	**4 (12T15)**	**9.304**

La mise en tension

$P_1 = 1.02 \times 6.528 - 0.80 \times 0.1 \times 6.528$ = **6.136 MN**
$P_2 = 0.98 \times 6.528 - 1.20 \times 0.1 \times 6.528$ = **5.614 MN**

Tableau 5.3 : Combinaison La mise en tension de P1

COMBIAISON DE MISE EN TENSION P1	
$P_1 \times e0 \times V / I$	$M_{min} \times V / I$
-19.49	**20.11**
$P_1 \times e0 \times V$ '/ I	$M_{min} \times V' / I$
16.13	**-16.65**

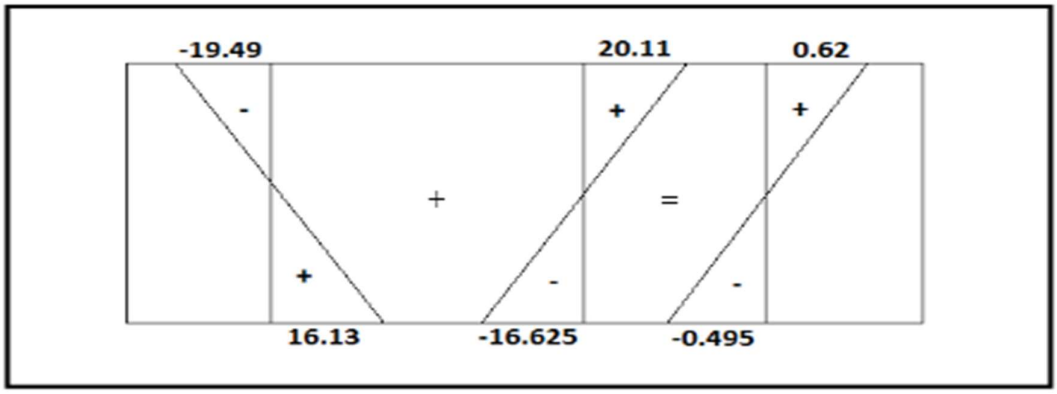


Figure 5.7 : Diagramme de la combinaison La mise en tension de P_1

Sous P_1 :
0.62 Mpa. > = - 4.05 Mpa ……Condition Vérifiée.
-0.495Mpa. < = 17.5 Mpa ……Condition Vérifiée.

Tableau 5.4 : Combinaison La mise en tension de P2

COMBIAISON DE MISE EN TENSION P2	
$P_2\times$ e0 $\times$V / I	$M_{min} \times$V / I
-17.83	**20.08**
$P_2\times$ e0 $\times$V ‘/ I	$M_{min} \times$V’ / I
14.76	**-16.625**

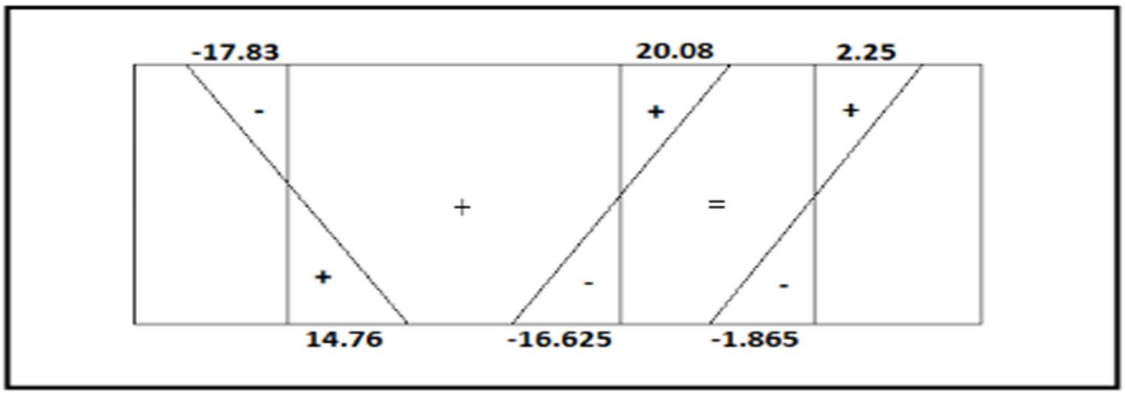


Figure 5.8: Diagramme de la combinaison La mise en tension de P_2

Sous P_2 :
2.25Mpa. > = - 4.05 Mpa ……Condition Vérifiée.
-1.865Mpa. < = 17.5 Mpa ……Condition Vérifiée.

- **On interprète que les contraintes résultantes à la mise en tension restent inferieurs aux contraintes admissibles (traction et compression).**

5.4.4 Vérification à l'ELS :

On calcule les contraintes caractéristiques :

$P_1 = 1.02 \times P_0 - 0.80 \times \Delta_P \quad \Rightarrow \quad P_1 = 1.02 \times 6.528 - 0.80 \times 0.25 \times 6.528$

$P_2 = 0.98 \times P_0 - 1.20 \times \Delta_P \quad \Rightarrow \quad P_2 = 0.98 \times 6.528 - 1.20 \times 0.25 \times 6.528$

P_1 = 5.35 MN.
P_2 = 4.43 MN.

a) Combinaison Quasi-permanente :

On utilise les caractéristiques de la poutre + la dalle, Les deux équations suivantes doivent être vérifiées

$$\begin{cases} \frac{B}{P} - \frac{P \times e \times V}{I} + \frac{Mmin \times V}{I} > \overline{\sigma ts} = -4.05 MPa \\ \frac{B}{P} + \frac{p \times e \times V'}{I} - \frac{Mmin \times V'}{I} < \overline{\sigma ci} = 17.5 MPa \end{cases}$$

Sous **P_1 = 5.35 MN**

Tableau 5.5: Combinaison quasi permanente de P_1

COMBIAISON QUASI PERMANENTE		
P_1 / B	$P_1 \times e0 \times V / I$	$M_{min} \times V / I$
6.187	**-11.34**	**6.96**
P_1 / B	$P_1 \times e0 \times V' / I$	$M_{min} \times V' / I$
6.187	**23.256**	**-14.276**

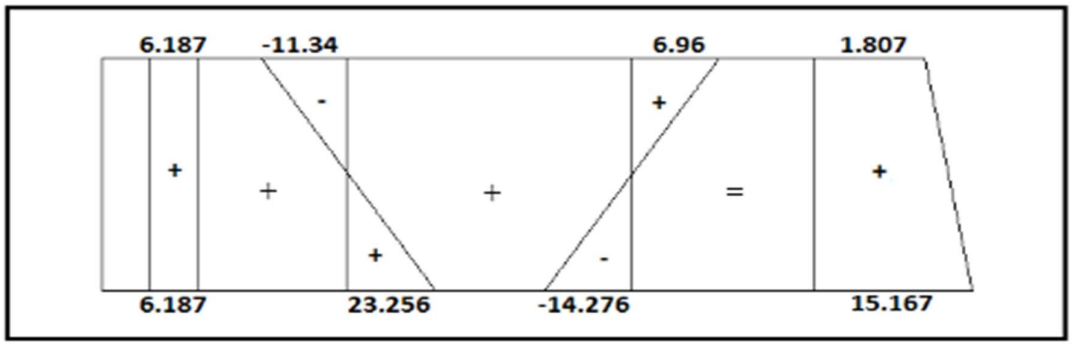


Figure 5.9 : Diagramme de la combinaison quasi-permanente de P_1

Sous P_1 :
1.807 Mpa. > = - 4.05 Mpa …….Condition Vérifiée.
15.167 Mpa. < = 17.5 Mpa ……..Condition Vérifiée.

Sous **P_2 = 4.43 MN**

Tableau 5.6: Combinaison quasi permanente de P_2

COMBIAISON QUASI PERMANENTE		
P_2/ B	P_2× e0 ×V / I	M_{min} ×V / I
5.12	**-9.39**	**6.96**
P_2 / B	P_2× e0 ×V '/ I	M_{min} ×V' / I
5.12	**19.256**	**-14.276**

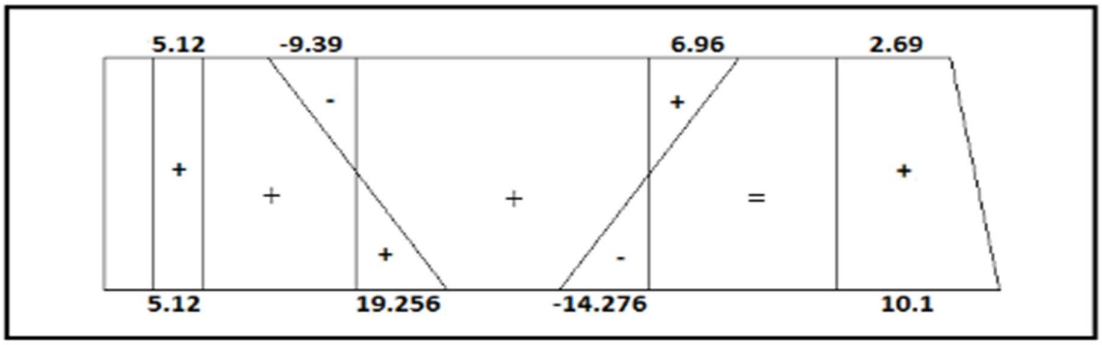


Figure 5.10 : Diagramme de la combinaison quasi-permanente de P_2

Sous P_2 :
2.69 Mpa. > = - 4.05 Mpa…….Condition Vérifiée.
10.1 Mpa. < = 17.5 Mpa……...Condition Vérifiée.

b) Combinaison Fréquente :

$$\begin{cases} \frac{B}{P} - \frac{P \times e \times V}{I} + \frac{Mmin \times V}{I} + \frac{0.72 \times MQ \times V}{I} > \overline{\sigma ts} = -4.05MPa \\ \frac{B}{P} + \frac{p \times e \times V'}{I} - \frac{Mmin \times V'}{I} - \frac{0.72 \times MQ \times V'}{I} < \overline{\sigma ci} = 17.5MPa \end{cases}$$

Sous **P_1 = 5.39 MN**

Tableau 5.7: Combinaison Fréquente de P_1

COMBIAISON FREQUENTE			
P_1 / B	P_1× e0 ×V / I	M_{min} ×V / I	0.72× MQ ×V/ I
6.187	**-11.34**	**6.96**	**4.80**
P_1 / B	P_1× e0 ×V '/ I	M_{min} ×V' / I	0.72× MQ ×V'/ I
6.187	**23.256**	**-14.276**	**-9.849**

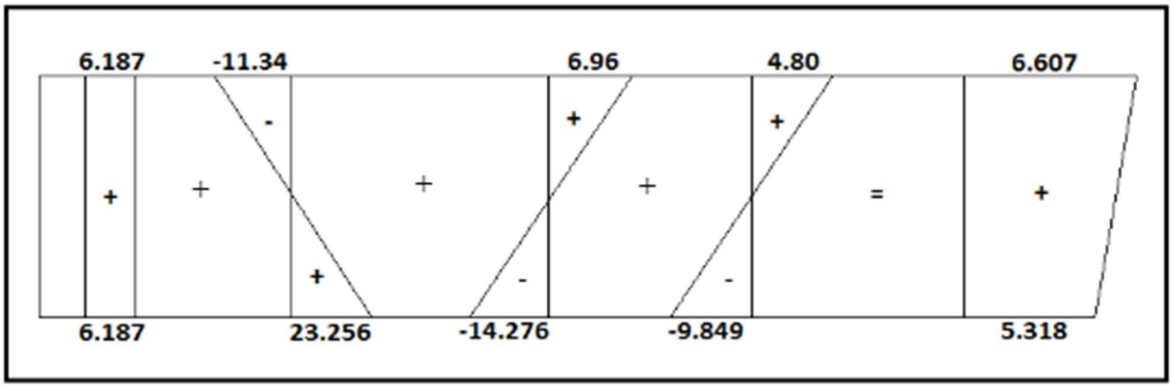


Figure 5.11 : Diagramme de la combinaison fréquente de P_1

Sous P_1 :
6.607 Mpa. > = - 4.05 Mpa……Condition Vérifiée.
5.318 Mpa. < = 17.5 Mpa……...Condition Vérifiée.

Sous **P_2 = 4.43 MN**

Tableau 5.8 : Combinaison fréquente de P_2

COMBIAISON FREQUENTE			
P_2 / B	P_2× e0 ×V / I	M_{min} ×V / I	0.72× MQ ×V/ I
5.12	**-9.39**	**6.96**	**4.80**
P_2 / B	P_2× e0 ×V ‘/ I	M_{min} ×V’ / I	0.72× MQ ×V’/ I
5.12	**19.256**	**-14.276**	**-9.849**

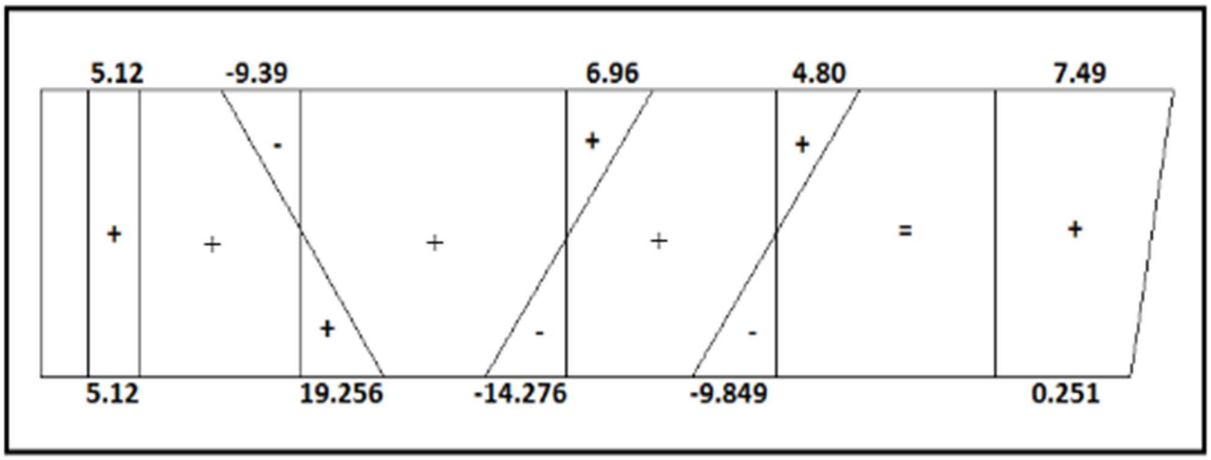


Figure 5.12 : Diagramme de la combinaison fréquente de P_2

Sous P_2 :
7.49 Mpa. > = - 4.05 Mpa……..…Condition Vérifiée.
0.251 Mpa. < = 17.5 Mpa……..…Condition Vérifiée.

c) Combinaison rare :

Rare : P+G+1,2Q
- Les deux équations suivantes doivent être vérifiées :

$$\begin{cases} \frac{B}{P} - \frac{P \times e \times V}{I} + \frac{Mmin \times V}{I} + \frac{1.2 \times MQ \times V}{I} > \overline{\sigma ts} = -4.05MPa \\ \frac{B}{P} + \frac{p \times e \times V'}{I} - \frac{Mmin \times V'}{I} - \frac{1.2 \times MQ \times V'}{I} < \overline{\sigma ci} = 17.5MPa \end{cases}$$

Sous **P_1 = 5.39 MN**

Tableau 5.9 : Combinaison rare de P_1

COMBIAISON FREQUENTE			
P_1 / B	P_1× e0 ×V / I	M_{min} ×V / I	1.2× MQ ×V/ I
6.187	**-11.34**	**6.96**	**8.006**
P_1 / B	P_1× e0 ×V '/ I	M_{min} ×V' / I	1.2× MQ ×V'/ I
6.187	**23.256**	**-14.276**	**-16.4**

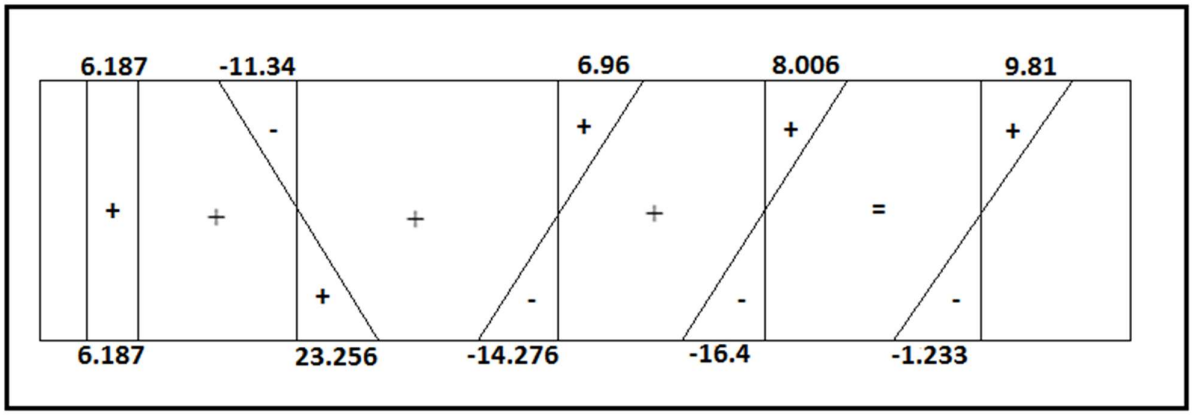


Figure 5.13 : Diagramme de la combinaison rare de P_1

Sous P_1
9.81 Mpa. > = - 4.05 Mpa……...Condition Vérifiée.
-1.233 Mpa. < = 17.5 Mpa……..Condition Vérifiée.

Sous **P_2 = 4.43 MN**

Tableau 5.10 : Combinaison rare de P_2

COMBIAISON FREQUENTE			
P_2 / B	P_2× e0 ×V / I	M_{min} ×V / I	1.2× MQ ×V/ I
5.12	**-9.39**	**6.96**	**8.006**
P_2 / B	P_2× e0 ×V '/ I	M_{min} ×V' / I	1.2× MQ ×V'/ I
5.12	**19.256**	**-14.276**	**-16.4**

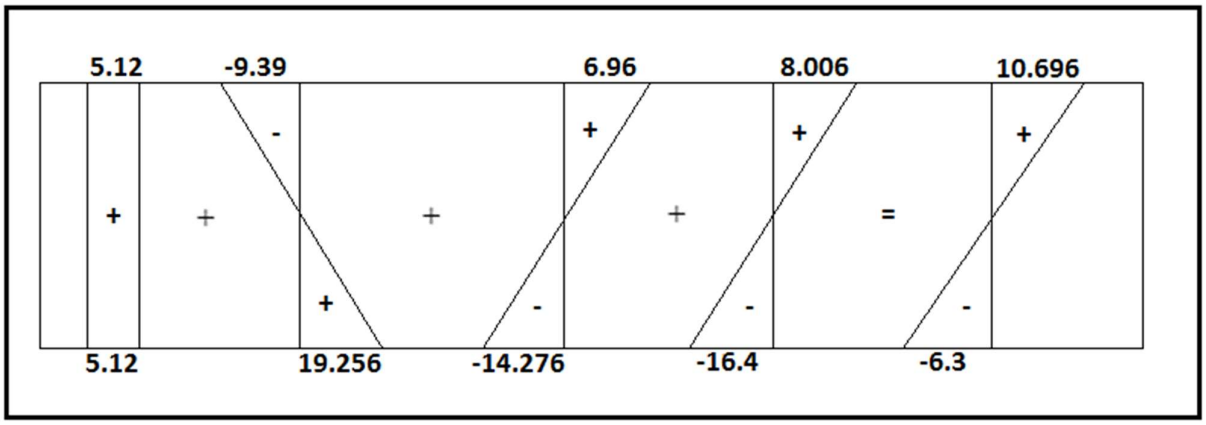


Figure 5.14 : Diagramme de la combinaison rare de P_2

Sous P_2 :
10.696 Mpa. > = - 4.05 Mpa.……Condition Vérifiée.
-6.3 Mpa. < = 17.5 Mpa.……..…..Condition Vérifiée

- **On interprète que les contraintes résultantes dans la section du béton des poutres ont l'ELS reste inferieurs aux contraintes admissibles (traction et compression).**

5.5 Principe de positionnement des câbles

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

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 de la 1ère famille est compris entre 2° et 20°.

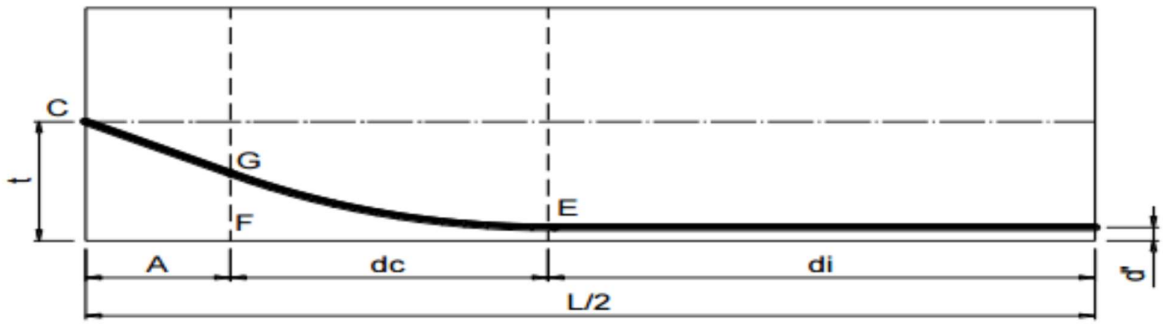


Figure 5.15 : Tracé d'un câble

-E : point du début de relevage.

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

-EG : tronçon parabolique d'équation y =a . 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 a la dérivée de Y= a. x^2 pour x = dc

Donc y' (dc) = 2.a.dc = tgα a ⇒ a = $\frac{\mathbf{tg\alpha}}{\mathbf{2\times dc}}$

GC = a.dc^2 = t – d'- GC.sinα

A= GC. Cos α ⇒ GC = $\frac{A}{\cos\alpha}$ ⇒ GC. sinα = A.tg α

a × dc^2 = t – d ' – A × tg α

$dc = \frac{2}{\text{tg}\alpha}$ (t- d'- A × tgα)

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

$dc = \frac{2}{\text{tg}}$(t –tgα -d)

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

Nous avons une seule file d'ancrage à l'about : quatre câbles disposés verticalement

L'enrobage minimal est pris égale : c = 10 cm.

D'après SETRA il faut assurer les conditions suivantes :

d > 16.5cm ; d' > 16.5cm et a > 28cm

Compte tenu de la disposition :

$P_1+ P_2+ P_3+P_4= R$ $P_1 = P_2 = P_3=P_4 = P$

$\Sigma M_{/fibr\ inf} = R\times V' = P_1\times d + P_2\times (a'+d) + P_3\times (2a'+d) + P_4 (3a'+d)$.

$V' = \frac{3}{2}a' + d$

$a' = \frac{V'-d}{1.5} = \frac{69.59-30}{1.5} = 26.39cm$ ⇒ on prend **a'=30 cm.**

Avec **d = d'= 30cm > 16.5 cm** ⇒ condition vérifiée

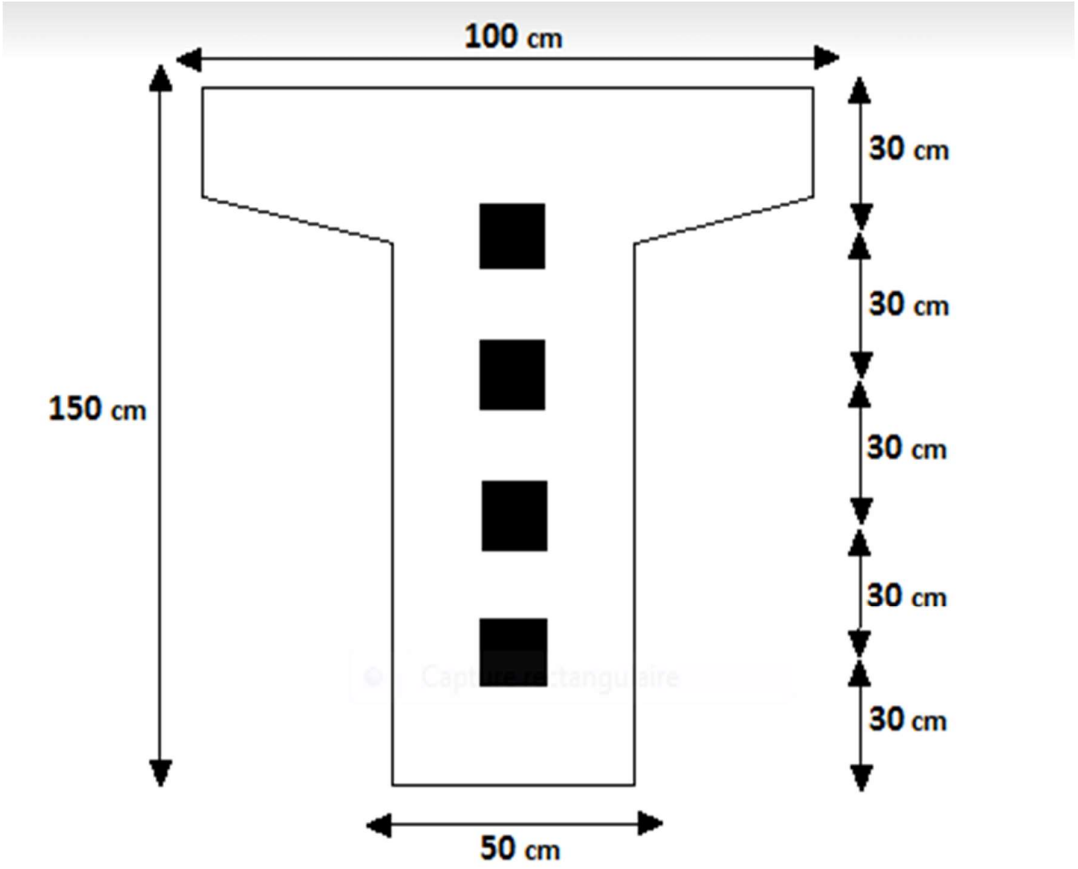


Figure 5.16 : Disposition des câbles a l'about

-pour la zone médiane on a préféré de placer les câbles en 2 nappes de 2 câbles chaque 'une avec un bon espacement histoire d'éviter une ségrégation probable du béton.

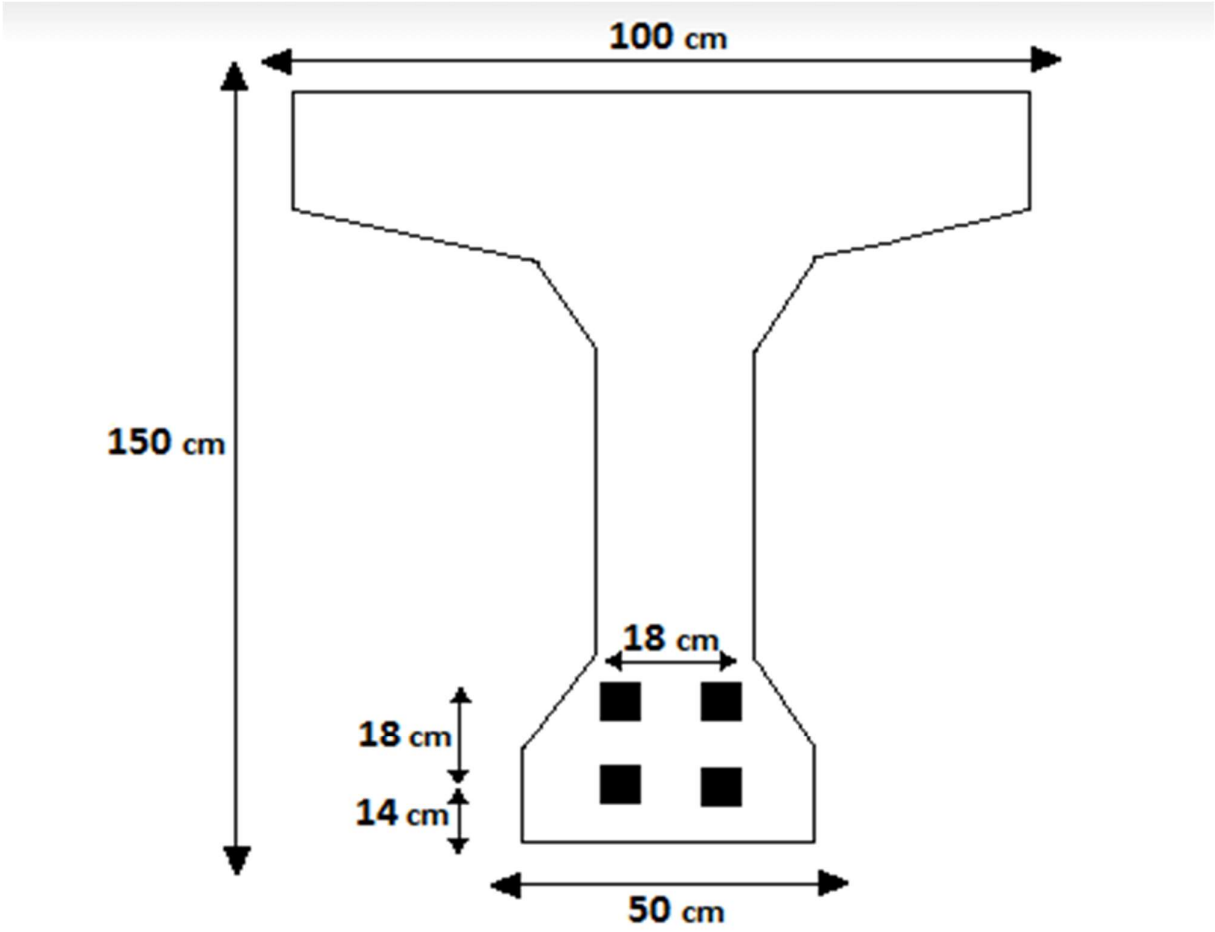


Figure 5.17 : Disposition des câbles dans la zone médiane

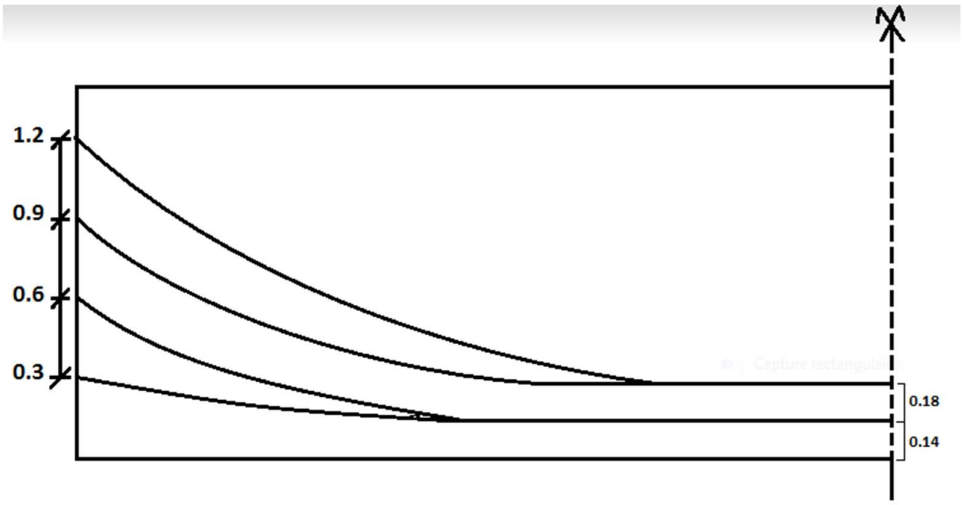


Figure 5.18 : Vue longitudinale de la disposition des câbles

Détermination de l'angle de relevage :

$$\text{Tan } \alpha = \frac{2\times(\frac{LP}{2}+l1-l2)}{H(\frac{\frac{LP}{2}+l1-l2}{H})^2-1)}$$

Pour le calcul des αi on fixe l2 du deuxième câble au départ et on ajoute une raison de 1,5 m. Donc on a : l2, 2=10 m ; l2, 1=11,5 m ; l1=1 m.

$\text{Tan } \alpha1 = \frac{2\times(16.7+1-11.5)}{0.16(\frac{16.7+1-1\ .5}{0.16})^2-1)} = 0.051828 \Rightarrow \boldsymbol{\alpha1 = 2.97°}$

$\text{Tan } \alpha2 = \frac{2\times(16.7+1-1\ .5)}{0.46(\frac{16.7+1-11.5}{0.46})^2-1)} = 0.150184 \Rightarrow \boldsymbol{\alpha2 = 8.54°}$

$\text{Tan } \alpha3 = \frac{2\times(16.7+1-11.5)}{0.58(\frac{16.7+1-11.5}{0.58})^2-1)} = 0.18996 \Rightarrow \boldsymbol{\alpha3 = 10.75°}$

$\text{Tan } \alpha4 = \frac{2\times(16.7+1-11.5)}{0.88(\frac{16.7+1-11.5}{0.88})^2-1)} = 0.2905 \Rightarrow \boldsymbol{\alpha4 = 16.198°}$

Détermination des équations et des distances de chaque câble :

$B_i = \frac{2(ei-di-100tg\ \ )}{tg\alpha i}$; $a_i = \frac{tg\alpha i}{2Bi}$

$B_1 = \frac{2(30-14-100t\ \ .97)}{tg2.97} = \mathbf{416.77cm}$; $a_1 = \frac{tg2.97}{2\times416.77} = \mathbf{6.22\times 10^{-5}}$

$B_2 = \frac{2(60-14-100tg8.54)}{tg8.54} = \mathbf{412.66cm}$; $a_2 = \frac{tg8.54}{2\times416.77} = \mathbf{1.82\times 10^{-4}}$

$B_3 = \frac{2(90-(14+18)-100tg10.75)}{tg10.75} = \mathbf{410.98cm}$; $a_3 = \frac{tg10.75}{2\times410.98} = \mathbf{2.31\times 10^{-4}}$

$B_4 = \frac{2(120-(14+18)-100tg16.198)}{tg16.198} = \mathbf{405.87cm}$; $a_4 = \frac{tg16.198}{2\times410.98} = \mathbf{3.578\times 10^{-4}}$

Tableau 5.11 : Tableau récapitulatif du tracé des câbles

N° câble	e (cm)	d (cm)	α (deg)	a$\times 10^{-4}$	B_i (cm)	y=ax^2
1	**30**	**14**	**2.97**	**6.22×10^{-1}**	**416.77**	**$0.622x^2$**
2	**60**	**14**	**8.54**	**1.82**	**412.66**	**$1.82x^2$**
3	**90**	**32**	**10.75**	**2.31**	**410.98**	**$2.31x^2$**
4	**120**	**32**	**16.198**	**3.578**	**405.87**	**$3.578x^2$**

5.6) CALCUL DES PERTES DE PRECONTRAINTES PAR POST- TENSION :

La force de précontrainte dans un câble varie à la fois dans l'espace (le long de l'abscisse du câble) et dans le temps.

La tension en un point du câble dans la structure diffère de la force du vérin avec lequel le câble a été tendu, du fait d'un certain nombre de pertes qui font baisser significativement la tension du câble c'est d'ailleurs à cause de ses pertes qu'on est obligé d'utiliser des câbles à très haute limite d'élasticité.

On regroupe habituellement les pertes en deux familles :

- **Pertes instantanées :**

Il s'agit des pertes qui se produisent a la mise en tension du câble :

-pertes dues au frottement

-pertes aux ancrages

-pertes par raccourcissement instantatané

- **Pertes différées :**

On appelle pertes différées les pertes qui se développent dans le temps

-pertes dues au retrait du béton

- pertes dues au fluage du béton

-pertes dues à la relaxation des câbles

5.6.1) pertes instantanées :

5.6.1.1) pertes dues au frottement :

Ces pertes sont provoquées par le frottement de l'acier des câbles sur leurs gaines lors de la mise en tension.

$$\Delta\sigma fr(x) = \sigma p_0 . (1- e^{-(f\alpha + \rho x)})$$

Avec :
σp_0 : contrainte de tension à l' origine $\Rightarrow \sigma p_0 = 1394.4$ MPa
f : coefficient de frottement de la section des câbles par rapport à la gaine.
ρ: Coefficient d'imperfection de la section des câbles.
α : angle de déviation du câble.
x : le point de calcul de la tension.

D'après le B.P.E.L : f = 0.16 ; ρ = 0.002

Tableau 5.12 : Les valeurs des pertes de frottement

Section	α (rad)	σp0(MPa)	X = 0.0L		X = 0.25L		X = 0.5L	
-	-	-	X	Δσfr	X	Δσfr	X	Δσfr
Câble 1	**0.0518**	**1394.4**	**0**	**0**	**8.34**	**34.41**	**16.7**	**56.93**
Câble 2	**0.149**	**1394.4**	**0**	**0**	**8.34**	**55.39**	**16.7**	**77.57**
Câble 3	**0.1875**	**1394.4**	**0**	**0**	**8.34**	**63.62**	**16.7**	**85.66**
Câble 4	**0.2825**	**1394.4**	**0**	**0**	**8.34**	**83.69**	**16.7**	**105.40**
Moyenne des 1,2,3 et 4em câble	–	–	–	–	–	**59.27MPa**	–	**81.39MPa**

5.6.1.2) pertes dues au recul d'ancrages :

Ces pertes correspondent à un glissement des torons ou fils dans les clavettes, et des clavettes dans les plaques d'ancrage lors de la détention du vérin et du blocage des clavettes.

Si : $d \leq L/2$ il faut tirer le câble par les deux extrémités.
Si : $d > L/2$ il faut tirer le câble par une seule extrémité.
La distance de glissement « d » :

$$d = \sqrt{\frac{g.Ep}{\sigma p0x(\frac{f.\alpha}{L}+\varphi)}}$$

- *g : intensité de recul d'ancrage 0.006 m*
- *E_p : module d'élasticité de l'acier de précontrainte $1.9\times10^5 MPa$*
- *φ : 0.002*

Les pertes par recul d'ancrage sont données par la formule suivante :

$$\Delta\sigma rec = 2\times\sigma po\times(\frac{f.\alpha}{L} + \varphi)\times d$$

Tableau 5.13: Les valeurs de « d »

Câbles	α (rad)	$(\frac{f.\alpha}{L} + \varphi)$	d
1	**0.0518**	**0.002248**	**19.07**
2	**0.149**	**0.0027**	**17.4**
3	**0.1875**	**0.002898**	**16.79**
4	**0.2825**	**0.003353**	**15.61**

⇒ D'âpres les résultats trouvés on conclut que le 1er, 2ème et le 3ème câble seront tirés par une seule extrémité alors que le 4ème câble sera tiré par les deux extrémités.

Pour le calcul des pertes aux différentes sections nous utilisons le théorème de « Thalès » appliqué au diagramme des tensions :

$\Delta\sigma rec$ (0,25L) = $\Delta\sigma rec$ (0,00L) (1-0,25L/d)
$\Delta\sigma rec$ (0,50L) = $\Delta\sigma rec$ (0,00L) (1-0,5L/d)

Tableau 5.14 : Les pertes par recule d'ancrage

Câbles	d(m)	d>ou<L/2	$\Delta\sigma rec$ (0,0L)	$\Delta\sigma rec$ (0,25L)	$\Delta\sigma rec$ (0,5L)
1	**19.04**	**> L/2**	**119.55**	**67.12**	**00**
2	**17.4**	**> L/2**	**131.0178**	**68.14**	**00**
3	**16.79**	**> L/2**	**135.69**	**68.21**	**00**
4	**15.61**	**< L/2**	**145.96**	**67.88**	**00**

5.6.1.3) Pertes dues au recul au raccourcissement du béton :

$\Delta\sigma el = \frac{N-1}{2.N} \times \frac{Ep}{Eij} \times \sigma b(x)$

Avec :

- σb (x) : contrainte normal du béton.
- N :Nombre de câbles
- E_{ij} : module d'élasticité instantanée du béton.
- σ_b : contrainte moyen du béton au niveau du câble a la mise en tension.
- $E_{ij} = 11000.\sqrt[3]{fc28} = 11000.\sqrt[3]{35}$ =35981.7 MPa

$\sigma_b = \frac{P}{B} + \frac{P \times ep^2}{I} + \frac{Mg \times ep}{I}$

$Mg = \frac{g \times L^2}{8} = \frac{13.44 \times 33.4^2}{8}$ = **1.87 MN.m**

g : poids d'une poutre (458.9/33.4=13.44)

Avec :

P= $Ap \times (\sigma p0 - \Delta\sigma fr - \Delta\sigma rec)$

Tableau 5.15 : Les pertes par raccourcissement instantané

Désignation	X= (0,0L)	X= (0,25L)	X= (0,5L)
P (MPa)	**1.44**	**1.47**	**1.78**
e (m)	**0.5759**	**0.5593**	**0.5593**
Mg (MN)	**00**	**1.87**	**1.87**
I (m^4)	**0.0782**	**0.13666**	**0.13666**
B_{nette} (m)	**0.7949**	**0.4828**	**0.4828**
σb (MPa)	**7.918**	**14.06**	**15.41**
$\Delta\sigma rac$ (MPa)	**15.67**	**27.83**	**30.51**

- **Pertes instantanées totales**

$\Delta\sigma$inst = $\Delta\sigma frot$ + $\Delta\sigma$ rec + $\Delta\sigma$ rac

Tableau 5.16 : Les pertes instantanées totales

X (m)	X=0.0L	X= 0.25L	X=0.5L
$\Delta\sigma frot$ (MPa)	**00**	**59.27**	**81.39**
$\Delta\sigma$ rec (MPa)	**133.05**	**67.83**	**00**
$\Delta\sigma$ rac (MPa)	**15.67**	**27.83**	**30.51**
Pertes totales (MPa)	**148.72**	**154.93**	**111.9**

5.6.2) pertes différées :

5.6.2.1) pertes dues au retrait du béton :

Le retrait est un phénomène de raccourcissement du béton dans le temps dû à une évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le béton. Les câbles de précontrainte solidaires du béton subissent le même raccourcissement. L'expression de cette perte est prise égale à :

$\Delta\sigma_{ret}$ =ε_r×E_p× (1-r (t_0)) Avec $\begin{cases} r(to) = \frac{to}{to+9rm} \\ rm = \frac{\text{air de la section nette}}{\text{périmètre de la section}} [cm] \end{cases}$

Avec :

- t_0 : jour de la mise en tension
- ε_r : 2.5×10^{-4} étant le retrait total du béton
- r_m : rayon moyen exprimé en (cm)
- E_p. : 1.9×10^5 MPa

-section des gaines : $4\times(\pi\times D^2/4)$

$\Rightarrow 4\times(3.14\times 0.08^2/4) = 0.02m^2$

On a:

$r_m = \frac{B}{u} = [(\frac{0.8150-\ .02}{4.89}\times 4.6)+(\frac{0.50295\ \ .02}{5.16}\times 28)+(\frac{0.6589-0.02}{5.025}\times 0.8)]\ /\ 33.4$

$r_m = 0.10385 \Rightarrow \mathbf{r_m = 10.38cm}$

$\mathbf{r(28) = \frac{28}{28+9\times 10.38} = 0.23}$

$\mathbf{\Delta\sigma_{ret} = 1.9\times 10^5 \times 2.5\times 10^{-4}(1\text{-}0.23) = 36.57\ MPa}$

5.6.2.2) pertes dues aux fluages du béton :

Le fluage de béton est la déformation qui se produit sous l'effet d'une charge fixe appliquée indéfiniment, elle entraine une perte de tension dans les câbles de précontrainte donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{fl} = 2.5\times \frac{\sigma b}{Ei}\times Ep$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 2.5\times \frac{\sigma b}{11000\sqrt[3]{35}}\times 1.9\times 10^5$$

Tableau 5.17 : Les pertes par fluages

X(m)	X= (0.0L)	X= (0.25L)	X= (0.5L)
$\Delta\sigma_{fl}$ (MPa)	**104.5**	**185.592**	**203.4**

5.6.2.3) pertes dues a la relaxation des aciers :

$$\Delta\sigma_{rel} = 6\times \frac{\rho 1000}{100}\times(\mu - \mu 0)\times \sigma pi(x)$$

Avec :

- $\boldsymbol{\rho 1000}$ *: Coefficient de relaxation a 1000h (*$\rho 1000 = 2.5$*)*
- $\boldsymbol{fprg}$ *: Contrainte limite garantie a la rupture*
- $\boldsymbol{\mu 0}$ *: Coef pris a 0.43 pour les armatures a TBR (très basse relaxation)*
- $\boldsymbol{\sigma pi}$ *: tension initiale nette*
- $\boldsymbol{\mu = \frac{\sigma pi}{fprg}}$

Tableau 5.18 : Les pertes dues à la relaxation des aciers

X(m)	X (0.0L)	X (0.25L)	X (0.5L)
σ_{po}	**1394.4**	**1394.4**	**1394.4**
σ_i	**148.72**	**154.93**	**111.9**
σpi(x)	**1245.68**	**1239.47**	**1282.5**
μ	**0.7147**	**0.711**	**0.7358**
$\Delta\sigma_{rel}$	**53.1967**	**52.24**	**58.82**

5.6.2.4) La perte différée finale :

La perte différée finale est prise égale à :

$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_{retrait} + \Delta\sigma_{fluages} + \frac{5}{6}\Delta\sigma_{relaxation}$

Tableau 5.19 : Les pertes de tensions différées totales

X (m)	X=0.0L	X= 0.25L	X=0.5L
$\Delta\sigma ret$ (MPa)	**36.57**	**36.57**	**36.57**
Δσflua (MPa)	**104.5**	**185.592**	**203.4**
Δσrelax (MPa)	**53.1967**	**52.24**	**58.82**
Pertes totales (MPa)	**194.26**	**274.402**	**298.79**

- ***Calcul du* pourcentage des pertes totales**

$\Delta\sigma_{totales} = 4\times (\Delta\sigma_{instantanées} + \Delta\sigma_{différées})$

Pertes (%) = $\Delta\sigma_{totales} / 4 \times \sigma_{po}$

Tableau 5.20 : Pourcentage réel des pertes.

X (m)	X=0.0L	X= 0.25L	X=0.5L
$\Delta totales$ (MPa)	**1371.92**	**1717.32**	**1642.76**
Pertes (%)	**24.5%**	**30.78%**	**29.4%**

- **Les pertes avoisinent les pertes forfaitaires supposés de 25%**

5.7) Vérification A L'ELS des Contraintes de La Poutre la plus sollicitée

La vérification est effectuée à mi- travée, point critique en flexion. On vérifiera que les contraintes restent dans le domaine des contraintes admissibles suivant une seule phase :

-En service, on utilise les caractéristiques géométriques nettes pour sections composites.

Le B.P.E.L donne : $\mathbf{P_2 = 0{,}98P_0 - 1{,}2\sigma P}$ et on considère les pertes instantanées et différées.

Tableau 5.21: Caractéristiques géométriques de la poutre en service

X (m)	X=0.0L	X= 0.25L	X=0.5L
B (m)	**0.79489**	**0.4828**	**0.4828**
I(m)	**0.41**	**0.172**	**0.172**
V(m)	**0.79**	**0.7982**	**0.7982**
V'(m)	**0.71**	**0.7018**	**0.7018**
e_0 (m)	**00**	**0.5318**	**0.5318**

Les 2 équations suivantes doivent être vérifiées :

$$\begin{cases} \dfrac{P2}{B} - \dfrac{\mathrm{P2} \times \mathrm{e} \times \mathrm{V}}{\mathrm{I}G} + \dfrac{\mathrm{Mmin} \times \mathrm{V}}{\mathrm{I}} > \overline{\sigma \mathrm{ts}} = -4.05MPa \\ \dfrac{P2}{B} + \dfrac{\mathrm{p2} \times \mathrm{e} \times \mathrm{V}'}{\mathrm{I}G} - \dfrac{\mathrm{Mmin} \times \mathrm{V}'}{\mathrm{I}} < \overline{\sigma \mathrm{ci}} = 17.5MPa \end{cases}$$

Avec :

P_2=0,98P0-1,2σP

$\sigma P_i = \dfrac{\Delta\sigma i}{\sigma P0}$

P_0=9.304 MN

Tableau 5.22 : Détermination des contraintes en service

X (m)	X=0.0L	X= 0.25L	X=0.5L
Δσt (MPa)	**1371.92**	**1717.32**	**1642.76**
Δσp (MPa)	**9.15**	**11.45**	**10.96**
P_2 (MN)	**-1.86**	**-4.62**	**-4.03**
M_{min} (MN.m)	**00**	**1.87**	**1.87**
σs (MPa)	**-2.33**	**10.51**	**10.27**
σi (MPa)	**-2.33**	**-27.22**	**-24.72**

- **On interprète que les contraintes résultantes dans la section du béton restent inférieures aux contraintes admissibles (traction et compression). Donc les sollicitations agissantes restent dans le domaine de sécurité.**

Les contraintes en E.L.S sont inferieur aux contraintes admissibles, donc les Sollicitations agissantes restent dans le domaine de sécurité.

5.8 Conclusion

Tableau 5.23 : Récapitulatif des résultats de précontrainte

Précontrainte P_{max} = Psurcritique(MN)	**L'excentricité (e_0)**	**Nombre de câbles**	**Précontrainte Initiale P_0 (MN)**
6.528	**-0.529 m**	**4 (12T15)**	**9.304**

- Les conditions des calcule de précontraintes sont vérifié.
- La perte totale est trouvée supérieur à la perte forfaitaire =25%.
- La contrainte résultante inférieure à la contrainte admissible.

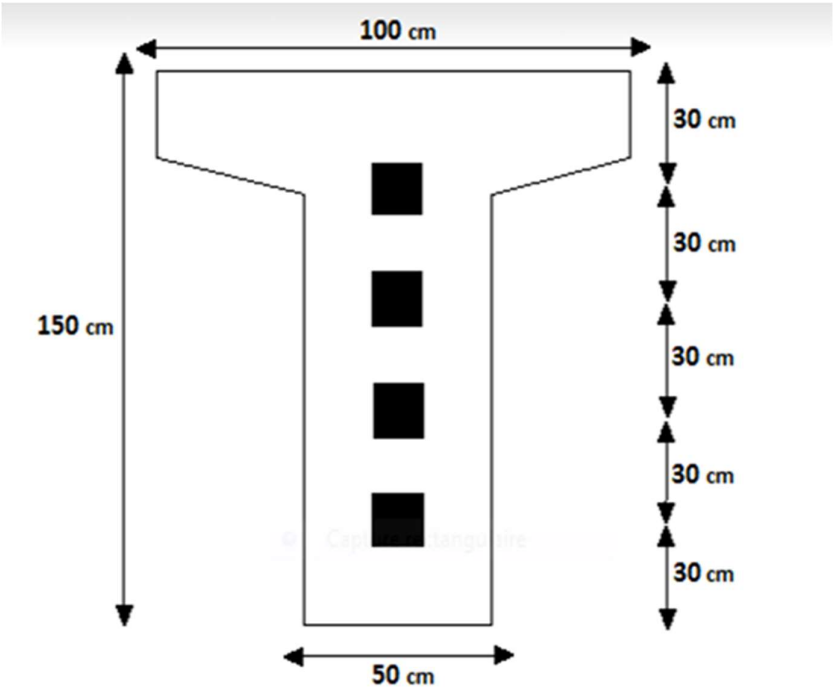


Figure 5.19 : Coupe Transversale de la zone d'about

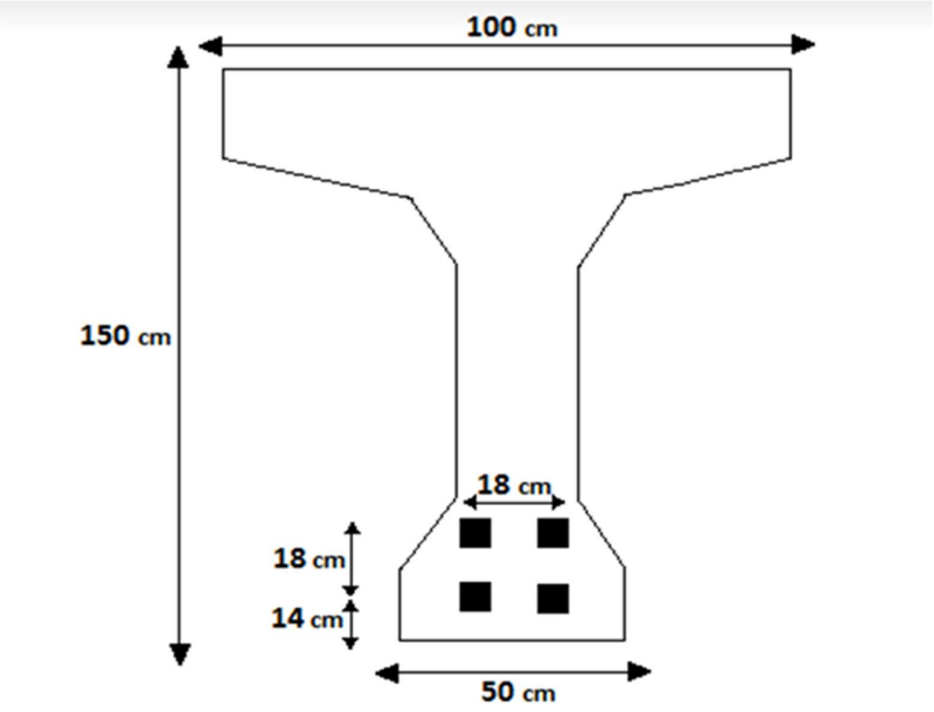


Figure 5.20 : Coupe Transversale de la zone médiane

CHAPITRE 6

ETUDE MANAGERIALE

6.1 Introduction

Le domaine des ouvrages d'art est le département le plus touché par les problèmes liés a la gestion , les délais et les couts qui sont rarement respectés dans notre pays vu que les projets de construction en Algérie subissent souvent des décalages considérables entre le plan et la réalité et on a plusieurs exemple ici en Algérie comme le cas de la grande mosquée d'Alger qui a connu une hausse de prix de 50% , selon le directeur de l'agence nationale de réalisation et de gestion, le cout initial du Djamaa El-Djazair avait été annoncé à 1 milliard de dollars et finalement il s'est élevé à 1.5 milliards .On a aussi l'exemple de la pénétrante d'Oran qui relie le port de cette ville à l'autoroute Est-Ouest , cette dernière a connu un dépassement de délai et elle n'as pas été achevée dans le délai contractuel qui a été prévu en mai 2017 , et jusqu'à maintenant les travaux sont loin d'être finis .

Tout cela nous mènent à comprendre qu'on est loin de maitriser le planning économique et le management de projet qui couvre l'ensemble des outils, techniques et méthodes qui permettent au chef de projet de conduire et harmoniser les différentes taches de manière successive et a toute l'équipe dédiée de réaliser le projet de proprement , il nous permet aussi de déterminer le type d'ouvrage le plus économique et qui est capable de répondre à tous les critères et a toutes les normes imposé, et enfin assurer le bon déroulement du projet histoire d'atteindre l'équilibre entre les 3 piliers du triangle de fer qui sont les délais , les couts et les performances. [12]

6.2 Le Cycle de vie d'un projet

Afin de mieux maitriser un projet les chefs de projet le devise en plusieurs phase qui sont exécuté au cours du projet, ces phases sont connues sous le nom de cycle de vie d'un projet.

Le cycle de vie d'un projet se compose de de : Définition, Planification, Exécution, Clôture [7]

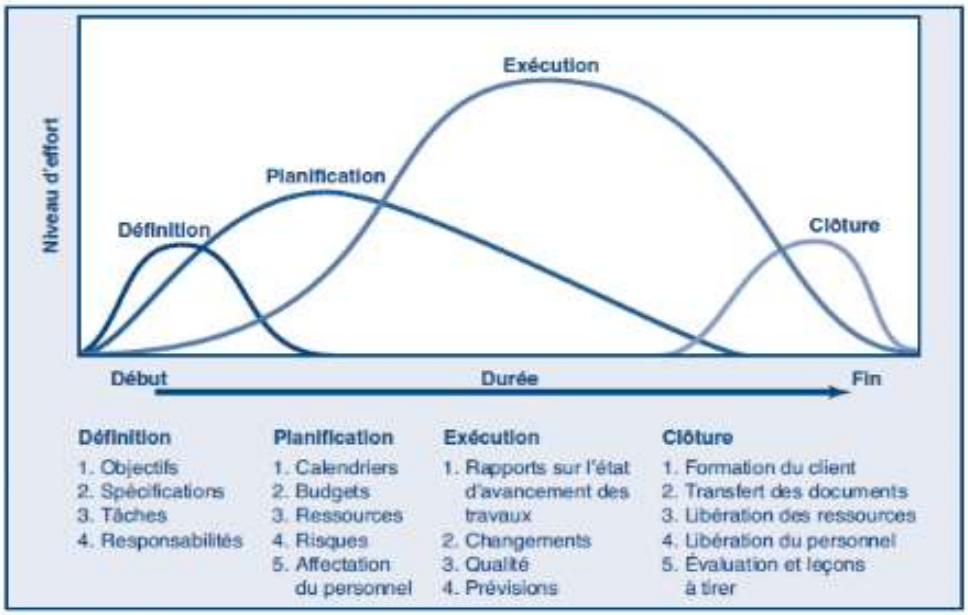


Figure 6.1 : Cycle de vie d'un projet

Définition : Ou aussi appelle l'étape de démarrage ou encore avant-projet.

Cette étape a pour but de déterminer si le projet peut se faire ou pas avec l'analyse du projet pour bien le mener par la suite et ne pas le raté au cours des étapes suivante.

L'analyse se fait aussi en fonction du cout et des délais pour savoir si le résultat sera satisfaisant.

Planification : cette étape a pour but de planifier plus en détail ce qui doit être fait, comment et avec quels moyens.

Le chef de projet intègre différente charges qui doivent être faite prestations externes, support interne, les moyens matériels et les autres achats Pour affiner le budget du projet.

L'exécution : Dans cette étape tout ce qui a était planifier et définie doit être exécuter en respectant bien les exigences du demandeur et il faut une bonne gestion de projet pour que cette étape soit bien effectuée.

C'est aussi l'étape qui demande le plus d'effort et de temp pour qu'elle soit faite avec succès et elle permet de :

- Mettre en place l'équipe du projet
- Gérer et coordonné les ressources pour la réalisation des activités liées au projet
- Mettre en œuvre les modifications approuvées
- Révélait les informations du projet au diffèrent intervenant.

Clôture : le produit ou le service est remis au demandeur, le projet est évalué et sa clôture administrative effectuée.

La clôture d'un projet doit se faire avec la présence des diffèrent acteurs du projet dans un réunion puis rédigé un bilan pour définir en quoi ce projet est fort ou faible et les leçons tirai au cours de sa réalisation.

6.3 Parties prenantes

Afin d'éviter de commettre des erreurs ou des maladresses et de garantir la réussite de notre projet, il est important d'identifier toutes les parties prenantes, puis les hiérarchiser selon des catégories définis. [7]

a) Le maître d'ouvrage (ou Porteur du projet ou Commanditaire)

Il s'agit de la personne ou de l'organisation qui finance le projet. C'est donc à lui que revient la prise de décisions importantes. Le contenu et le niveau de qualité du projet ainsi que l'échéancier et le budget sont définis par le commanditaire.

Le porteur du projet peut être :

- Un client externe
- Entreprise elle-même qui décide de réaliser le projet pour son propre compte.

b) Le maître d'œuvre du projet (ou Réalisateur)

C'est la personne physique ou morale choisie par le maitre d'ouvrage pour la conduite opérationnelle des travaux en matière de couts, de délais et de choix techniques, le tout conformément à un contrat et un cahier de charges

c) L'équipe projet

C'est une équipe choisie par le chef de projet. Elle est chargée de la réalisation du projet, chaque membre est sélectionné pour ses compétences et se voit attribuer un nombre de taches qu'il doit accomplir en respectant les échéances et le budget ainsi que la qualité exigée

d) Le client

Il s'agit de la personne qui achète le projet. Il peut s'agir d'un client externe ou de l'entreprise elle-même, et parfois le client est aussi le commanditaire du projet.

e) Partenaires

Le chef de projet peut avoir besoin de partenaires en plus des membres de son équipe.
Projet qui peut être des fournisseurs ou des sous-traitants qui peuvent fournir l'équipement, le matériel ou les logiciels nécessaires à la réalisation du projet

f) Le comité de pilotage

Il intervient pour des décisions « politiques » importantes que le chef de projet ne peut Prendre seul.
Il est choisi par le maître d'ouvrage.

Figure 6.2 : Parties prenantes du projet

6.4 Définir la structure des tache WBS

6.4.1 Qu'est-ce qu'un WBS ?

WBS pour « Work Breakdown Structure » c'est une structure hiérarchique qui se présente sous forme d'organigramme qui contient tout le contenue d'un projet et il se devise en plusieurs niveau qui se compose de

- Phases (Premier niveau) : qui regroupe plusieurs taches et donne une lisibilité globale du projet
- Taches : les petits éléments qui doivent être :
  - Identifiée et codifier
  - Quantifier en termes de délai et de ressources [9]

Figure6.3 : WBS du projet (Voir annexe)

6.4.2 Les taches du projet

- L'installation du chantier : Faire venir le matériel de construction

- Préfabrication : Poutres ; Dalle ; Corniche ; trottoirs

- Terrassement : Remblais ; Déblais

- Travaux des fondations : Pieux

- Les appuis : Culées ; Appareils d'appui

- Posé la superstructure : Poutres en BP ; Dalle

- La pose des équipements : Trottoirs ; Gardes corps ; Corniche ; Couche d'étanchéité ; Tuyaux en PVC ; Joint de chaussé ; Glissière de sécurité

- Clôture du projet

6.5 Estimation du délai du projet avec Gantt

6.5.1 Qu'est-ce qu'un Diagramme de Gantt ?

C'est un outil qui permet de visualiser le déroulement de projet dans le temp.

Comme son nom l'indique il se présente sous forme de diagramme avec des trait qui définit le début et la fin d'une tache dans le temp et sa du début du projet jusqu'à sa fin.

Le diagramme de Gantt est indispensable dans les projets de génie civil et il est fait à l'aide de logiciel Comme Microsoft Project. [9]

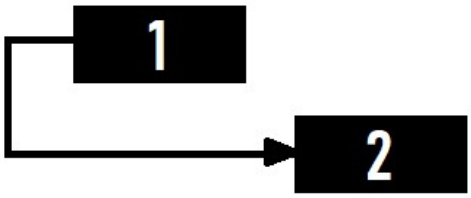
6.5.2 L'ordonnancement

Les taches d'un projet suivent une certaine logique dans leur exécution dans le temp, il y a des taches qui ne pourront être exécutées que si la tâche d'avant et fini et d'autre qui peuvent être exécutées en parallèle.

6.5.3 La dépendance

Il existe 4 types de dépendance entre les taches :

- Début – Début

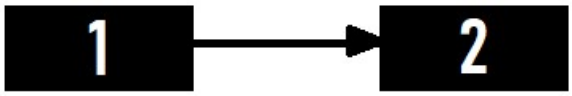


La tache 1 doit commencer avant que la tache 2 commence.

- Début – Fin

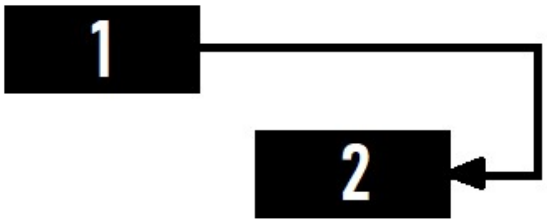
La tache 1 doit commencer avant que la tache 2 puisse finir.

- Fin – Début



La tache 1 doit être fini avant que la tache 2 commence.

- Fin – Fin



La tache 1 doit être fini avant que la tache 2 puisse être fini.

Les résultats du délai trouvé avec Ms Project sont les suivant :

Tableau 6.1 : Tableau des délais des taches du projet

Nom de la tâche	Duration
L'installation du chantier	15 Jours
Préfabrication	45 Jours
Réalisation	128 Jours
Les équipements	42 Jours
Clôture du projet	15 Jours
TOTAL	**245 Jours**

6.6 Estimation du cout

Plan des ressources

Créer un plan de ressources est nécessaire pour mener un projet a bien

On doit passer par 4 étapes pour crées un plan de ressources

- Définir la liste des ressources
- Quantifier les ressources nécessaires
- Construire une annexe aux taches
- Affecter les différentes ressources aux taches [13]

a) La liste des ressources

Il s'agit des ressources nécessaires pour mener à bien notre projet en minimisant au maximum les obstacles ou les contraintes qu'on peut rencontrer.

Il existe trois types de ressources

- Humaines
- Matérielles
- Matériaux

b) Quantifier les ressources

Pour quantifier les ressources il faut vérifier sa disponibilité (jour de travail ou de congé…) et le cout qui est mesuré généralement par

- Ressources Humaines [DA/mois] ou [DA/h]

- Ressources Matérielles [DA/h]

- Ressources Matériaux [DA/m^3]

Tableau 6.2 : Tableau des ressources du projet

Nom de la ressource	Type	Etiquette	Capacité	Tx. Standard
Chef de projet	Travail		1	60 000,00 DA/ mois
Ingénieur des travaux	Travail		1	50 000,00 DA/mois
Ingénieur qualité	Travail		1	50 000,00 DA/ mois
Ingénieur HSE	Travail		1	50 000,00 DA/ mois
Ingénieur	Travail		1	47 000,00 DA/ mois
Topographe	Travail		1	55 000,00 DA/ mois
Conducteurs	Travail		2	40 000,00 DA/ mois
Chef d'équipe	Travail		1	38 000,00 DA/ mois
Soudeur	Travail		1	36 000,00 DA/ mois
Grutier	Travail		1	36 000,00 DA/ mois
Ferrailleurs	Travail		8	1 500,00 DA/hr
Coffreurs	Travail		8	1 440,00 DA/hr
Main d'œuvre	Travail		8	880,00 DA/hr
Centrale a béton	Travail		1	2 800,00 DA/hr
Chargeur	Travail		1	2 000,00 DA/hr
Compresseur	Travail		1	180,00 DA/hr
Camion malaxeur	Travail		4	8 000,00 DA/hr
Pelle mécanique	Travail		1	2 000,00 DA/hr
Marteaux piqueurs	Travail		2	100,00 DA/hr
Bull	Travail		1	2 000,00 DA/hr
Vibreur	Travail		1	16,00 DA/hr
Codeuse / cisaille	Travail		1	300,00 DA/hr
Grue mobile	Travail		2	5 000,00 DA/hr
Transporteur poutre	Travail		1	3 500,00 DA/hr
Échafaudage	Travail		1	100,00 DA/hr
Coffrage ordinaire	Matériel	M^2		770,00 DA
Coffrage fin	Matériel	M^2		1 200,00 DA
Camion 2,5 t	Travail		1	180,00 DA/hr
Camion 19 t	Travail		1	450,00 DA/hr
Pompe immergée	Travail		2	100,00 DA/hr
Camion a pompe	Travail		1	3 000,00 DA/hr
Groupe soudure	Travail		1	1 000,00 DA/hr
Citerne d'eau	Travail		1	4 000,00 DA/Jour
Remblais sélectionnés R.C	Matériel	M^3		1 900,00 DA
Déblais	Matériel	M^3		1 850,00 DA
Remblais pour fouille	Matériel	M^3		700,00 DA
Tube métallique 50/60	Matériel	M		1 100,00 DA
Béton de propreté (150kg/m3)	Matériel	M^2		1 000,00 DA
Béton RN35 pour pieux	Matériel	M^3		16 000,00 DA
Béton RN35 hourdis (entretoise)	Matériel	M^3		18 500,00 DA
Béton 35 poutre	Matériel	M^3		31 000,00 DA
Béton RN27	Matériel	M^3		16 500,00 DA
Acier de précontrainte	Matériel	TONNE		350 000,00 DA
Acier FeE40	Matériel	TONNE		118 000,00 DA
Appareille d'appui	Matériel	Pièce		90 000,00 DA
Souffle 200 mm	Matériel	M		139 000,00 DA
Glissière de sécurité H3-16t	Matériel	M		25 000,00 DA
Gaine de PVC 100 mm	Matériel	M		1 400,00 DA
Recepage	Matériel	Unité		5 600,00 DA
Chape d'étanchéité	Matériel	M^2		2 600,00 DA
Foreuse	Travail		1	3 400,00 DA/hr
Essai de son	Matériel	Unité		16 450,00 DA

Tableau 6.3 : Devis Estimatif du pont en béton précontrainte

Etape du projet	**Cout**
L'installation du chantier	692 100,00 DA
Préfabrication	9 679 045,00 DA
Réalisation	51 109 470,00 DA
Les équipements	6 117 140,00 DA
Clôture du projet	410 550,00 DA
TOTAL H.T	68 008 305,00 DA
TVA 17%	11 561 411,85DA
TOTAL TTC	**79 569 716,85DA**

(Voir le diagramme de Gantt dans l'annexe pour plus de détail)

6.7 Comparaison

Si on compare avec le coup du vrai projet réalisé par la SEROR qui est de 120 000 000DA [10] avec le nôtre on remarque que ce prix est plus élevé que le nôtre, les raisons de cette différence sont :

a) Les aléas : En effet le projet a rencontré des aléas qui ont retardé la réalisation du projet de plusieurs mois et donc le cout du projet à augmenter. (Ex : problème dans les culées)
b) L'optimisation des ressources : l'optimisation des ressources joue un rôle important sur le déroulement du projet et le cout nécessaire pour la réalisation.
c) La différence des poutres : Dans notre cas on a travaillé avec 5 poutres alors que le projet a été construit avec 6 poutres.

6.8 Conclusion

Dans ce chapitre on a défini le cycle de vie d'un projet, les parties prenantes ainsi que le WBS qui a était fait à l'aide du logiciel MINDVIEW et pour finir on à estimer le délai qui est de **245 jours** et le cout nécessaire qui est de **79 569 716,85DA** pour réaliser le projet du pont de Oued Mekkerra qui se situe au centre de SBA à l'aide du logiciel Ms Project.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Notre projet intitulé « étude technique et managériale d'un OA sur Oued Mekkerra au centre de SBA », qui facilite le passage des véhicules a fin de traversé l'oued nous a permis de développer et d'approfondir nos connaissances acquises durant notre formation concernant le calcul, prédimensionnement, étude de la précontrainte ainsi que l'étude managériale à l'aide des logiciel SAP2000, Ms Project et Autocad.

L'étude d'un projet requière un sens d'observation qui aide à analyser les situations et conclure la décision la mieux adaptée.

Nous avons suivi tous les calculs et les étapes nécessaires pour concevoir un pont qui répond à tous les critères demandés en veillant au respect des normes de sécurité.

On a opté pour un pont de 33.4 mètres de longueur avec **5 poutres en béton précontraint** réalisé en **245 jours** avec un devis estimé à **79 569 716,85DA**.

L'ingénieur a pour rôle de faire des calculs et assurer le bon déroulement du chantier en veillant sur les sources humaines, matériels ou matériaux et prendre les décisions raisonnablement et rapidement qui conduit à un résultat convaincant et qui répond aux demandes.

BIBLIOGRAPHIE

[1] : **Guide S.E.T.R.A** : Service d'Étude technique des Routes et Autoroutes (Ponts à Poutres Préfabriquées en béton précontraint).

[2] : **Fascicule 61 titres II** : Programmes de Charges et Épreuves des ponts Routes

[3] : **Les règlements** :
DTR : Document technique Règlement
BPEL : Béton précontraint aux états limites.

[4] : **Yazid A**. Béton précontraint : cours et exercices. Centre universitaire de Bechar, institue de génie civil.

[5] : **Lacroix M.R et all**. Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites. Fascicule 62(titre I-section II) BPEL 91 révisé 99.

[6] : **Mr. TALEB.O**., ''Chap. 1, Définitions et Classification des Ponts Cours, Faculté de Technologie, Université de Tlemcen (Algérie)''.2018

[7] : **Mr. BENAMAR.A**., cours ORGANISATION ET VISIT CHANTIER, Faculté de Technologie,
Université de Tlemcen (Algérie)''.2019

[8] **Mr. OUJDI.F**., cours Béton précontraint, Faculté de Technologie, Université de Tlemcen (Algérie)''.2019

[9] **Mm HAKIKI**,, cours management de projet , faculté de technologie , Université de Tlemcen (Algerie) '' 2018-2019

[10] : **Bureau d'étude du SEROR**

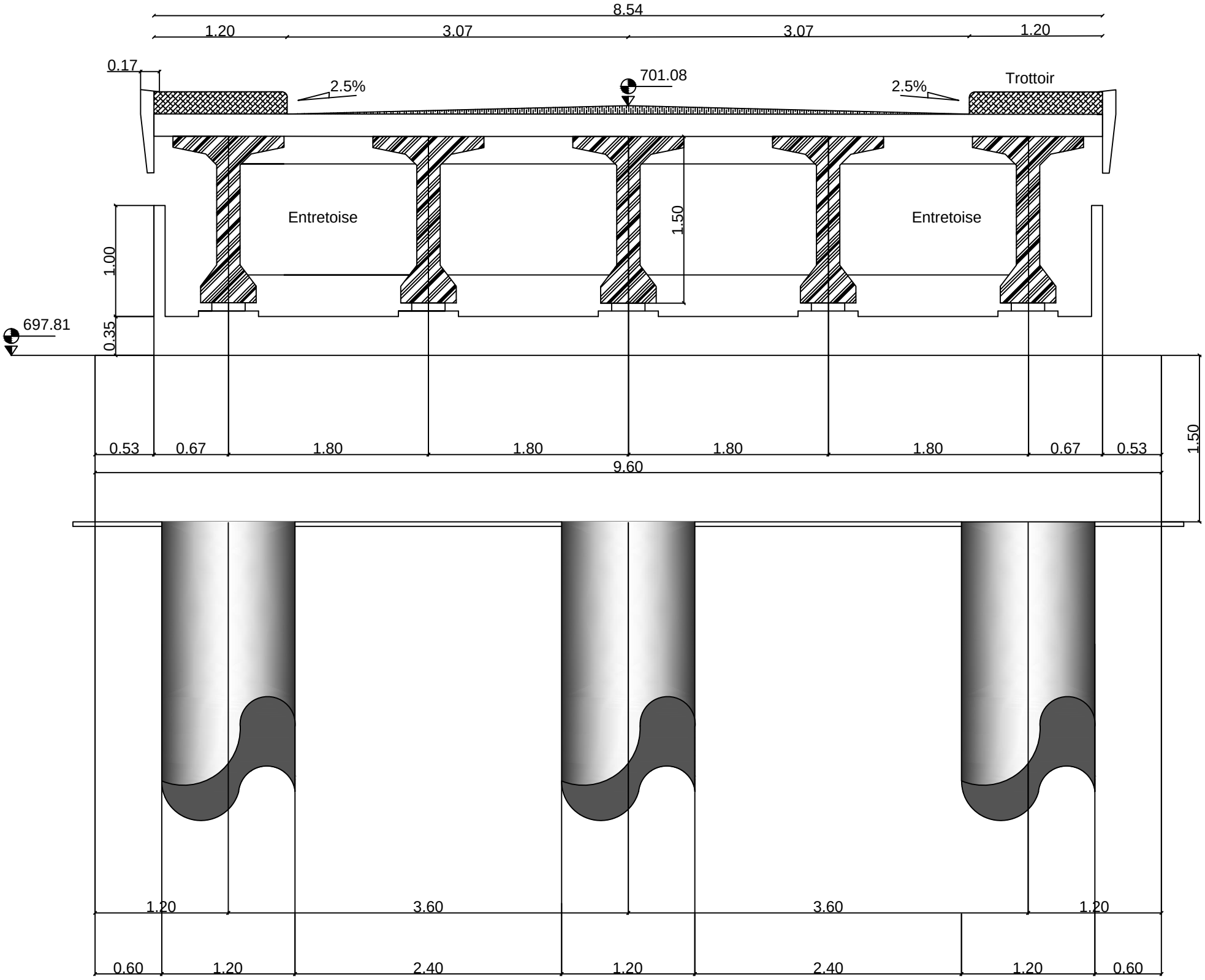
[11] **Les Logiciels :**
- SAP 2000 v14 : Modélisation du tablier
- AUTO CAD 2013 : Dessiner de tablier
- MICROSOFT PROJECT 2010 : Managements des couts et délais

[12] : https://portail.mtpt.gov.dz/ (site officiel du ministère des travaux publics, Algérie)

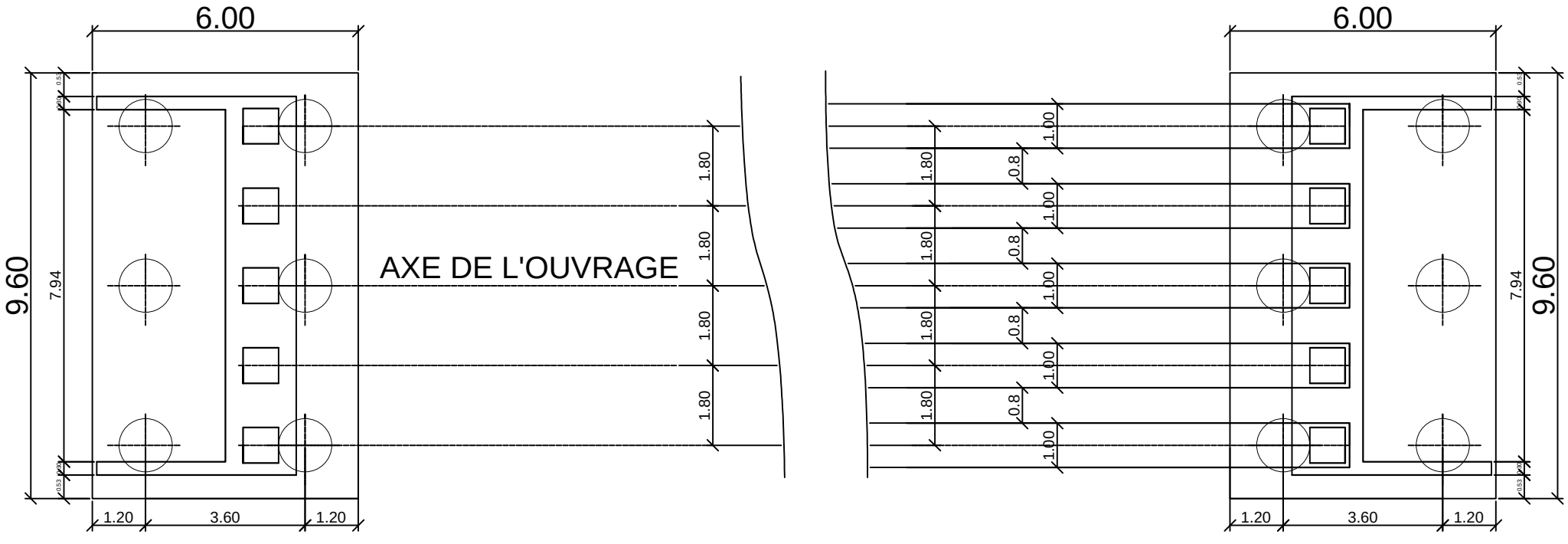
[13] : PDF (Approche paramétrique d'estimation des couts, appliquée au projet IFMIF)

ANNEXE

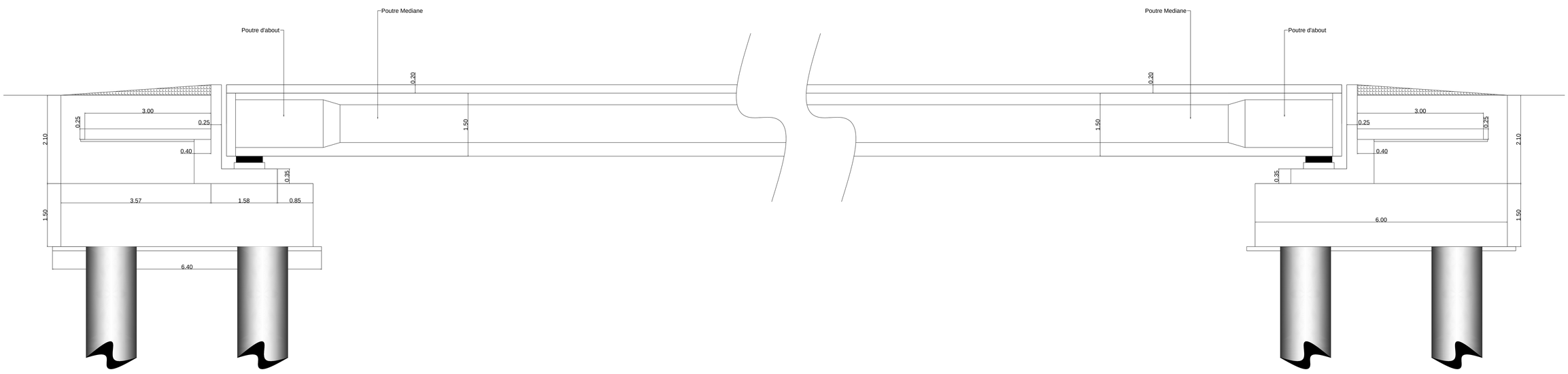
COUPE TRANSVERSALE

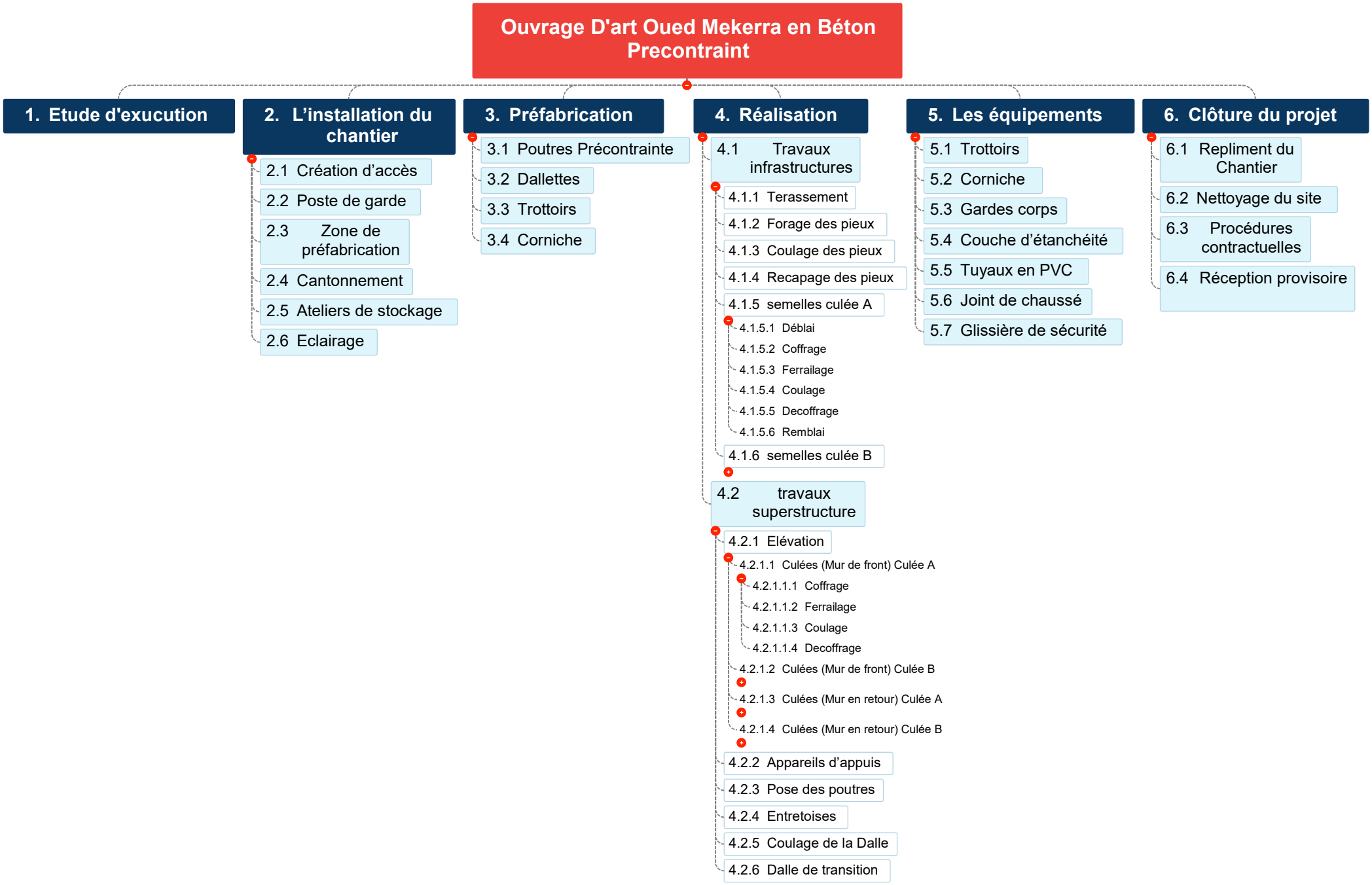


VUE EN PLAN

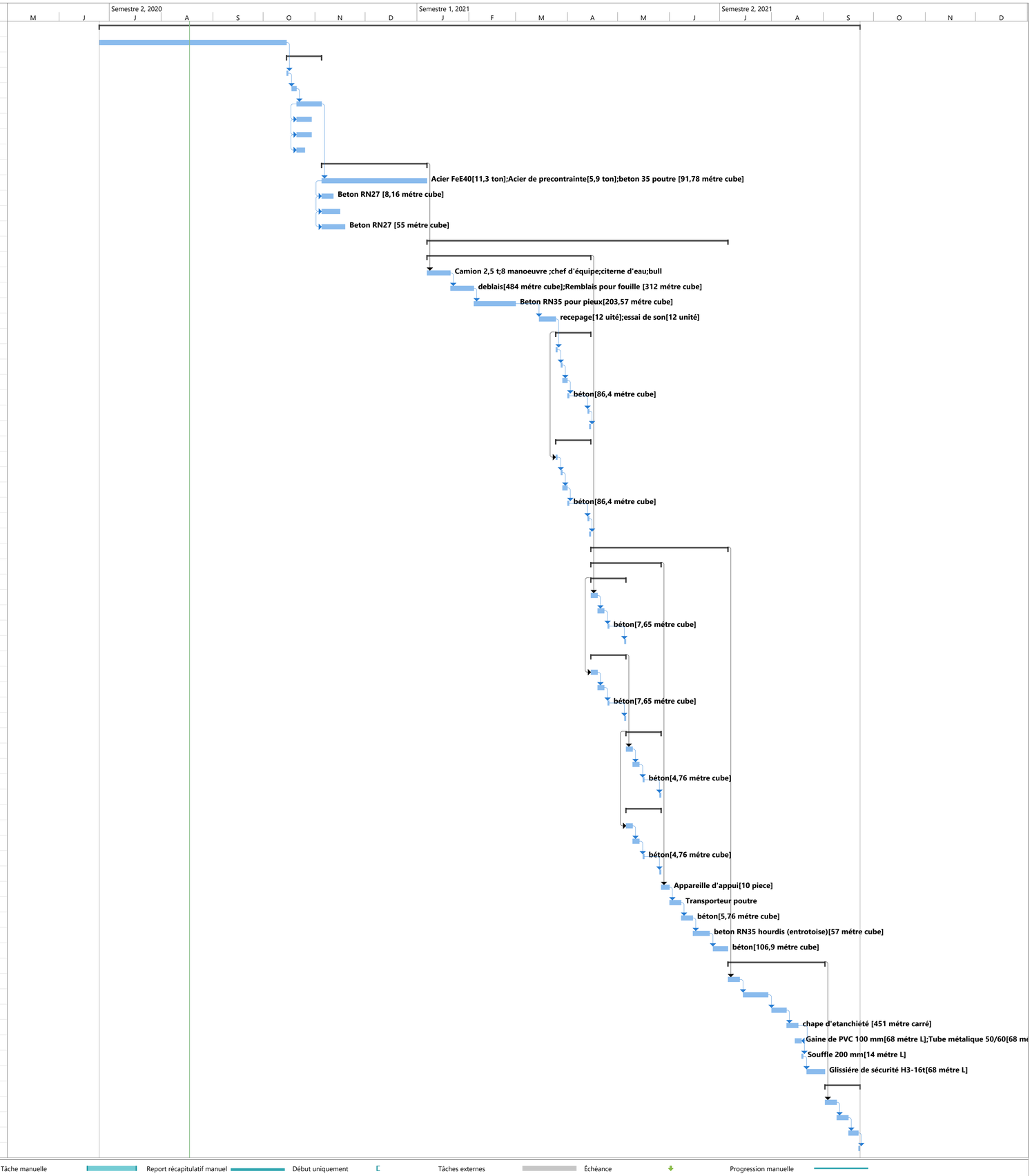

6.00
9.60
7.94
0.53
0.53
AXE DE L'OUVRAGE
1.80
1.80
1.80
1.80
1.20
3.60
1.20
6.00
1.00
0.8
1.00
0.8
1.00
0.8
1.00
0.8
1.00
1.80
1.80
1.80
1.80
1.80
7.94
9.60
1.20
3.60
1.20

COUPE LONGITUDINAL




Ouvrage D'art Oued Mekerra en Béton Precontraint
1. Etude d'exucution
2. L'installation du chantier
2.1 Création d'accès
2.2 Poste de garde
2.3 Zone de préfabrication
2.4 Cantonnement
2.5 Ateliers de stockage
2.6 Eclairage
3. Préfabrication
3.1 Poutres Précontrainte
3.2 Dallettes
3.3 Trottoirs
3.4 Corniche
4. Réalisation
4.1 Travaux infrastructures
4.1.1 Terassement
4.1.2 Forage des pieux
4.1.3 Coulage des pieux
4.1.4 Recapage des pieux
4.1.5 semelles culée A
4.1.5.1 Déblai
4.1.5.2 Coffrage
4.1.5.3 Ferrailage
4.1.5.4 Coulage
4.1.5.5 Decoffrage
4.1.5.6 Remblai
4.1.6 semelles culée B
4.2 travaux superstructure
4.2.1 Elévation
4.2.1.1 Culées (Mur de front) Culée A
4.2.1.1.1 Coffrage
4.2.1.1.2 Ferrailage
4.2.1.1.3 Coulage
4.2.1.1.4 Decoffrage
4.2.1.2 Culées (Mur de front) Culée B
4.2.1.3 Culées (Mur en retour) Culée A
4.2.1.4 Culées (Mur en retour) Culée B
4.2.2 Appareils d'appuis
4.2.3 Pose des poutres
4.2.4 Entretoises
4.2.5 Coulage de la Dalle
4.2.6 Dalle de transition
5. Les équipements
5.1 Trottoirs
5.2 Corniche
5.3 Gardes corps
5.4 Couche d'étanchéité
5.5 Tuyaux en PVC
5.6 Joint de chaussé
5.7 Glissière de sécurité
6. Clôture du projet
6.1 Repliment du Chantier
6.2 Nettoyage du site
6.3 Procédures contractuelles
6.4 Réception provisoire

N°	Mode Tâche	N° hiérarchique	Nom de la tâche	Durée	Début	Fin	Prédécesseurs	Coût	Successeurs
1		**1**	**Ouvrage D'art Oued Mekerra en Béton Precontraint**	**325 jours**	**25/06/20 08:00**	**22/09/21 16:00**		**68 008 305,00 DA**	
2		1.1	Etude d'exucution	4 mois	25/06/20 08:00	14/10/20 16:00		0,00 DA	4
3		**1.2**	**L'installation du chantier**	**15 jours**	**15/10/20 08:00**	**04/11/20 16:00**		**692 100,00 DA**	
4		1.2.1	Création d'accès	1 jour	15/10/20 08:00	15/10/20 16:00	2	0,00 DA	5
5		1.2.2	Poste de garde	3 jours	18/10/20 08:00	20/10/20 16:00	4	0,00 DA	6
6		1.2.3	Zone de préfabrication	11 jours	21/10/20 08:00	04/11/20 16:00	5	0,00 DA	7DD;11
7		1.2.4	Cantonnement	7 jours	21/10/20 08:00	29/10/20 16:00	6DD	0,00 DA	8DD
8		1.2.5	Ateliers de stockage	7 jours	21/10/20 08:00	29/10/20 16:00	7DD	0,00 DA	9DD
9		1.2.6	Eclairage	3 jours	21/10/20 08:00	25/10/20 16:00	8DD	0,00 DA	
10		**1.3**	**Préfabrication**	**45 jours**	**05/11/20 08:00**	**06/01/21 16:00**		**9 679 045,00 DA**	**17**
11		1.3.1	Poutres Précontrainte	45 jours	05/11/20 08:00	06/01/21 16:00	6	6 243 580,00 DA	12DD
12		1.3.2	Dallettes	5 jours	05/11/20 08:00	11/11/20 16:00	11DD	134 640,00 DA	13DD
13		1.3.3	Trottoirs	7 jours	05/11/20 08:00	15/11/20 16:00	12DD	0,00 DA	14DD
14		1.3.4	Corniche	10 jours	05/11/20 08:00	18/11/20 16:00	13DD	907 500,00 DA	
15		**1.4**	**Réalisation**	**128 jours**	**07/01/21 08:00**	**05/07/21 16:00**		**51 109 470,00 DA**	
16		**1.4.1**	**Travaux infrastructures**	**70 jours**	**07/01/21 08:00**	**14/04/21 16:00**		**15 211 070,00 DA**	**38**
17		1.4.1.1	Terrassement	10 jours	07/01/21 08:00	20/01/21 16:00	10	273 200,00 DA	18
18		1.4.1.2	Forage des pieux	10 jours	21/01/21 08:00	03/02/21 16:00	17	1 113 800,00 DA	19
19		1.4.1.3	Coulage des pieux	17 jours	04/02/21 08:00	28/02/21 16:00	18	3 257 120,00 DA	20FD+10 jours
20		1.4.1.4	Recepage des pieux	8 jours	15/03/21 08:00	24/03/21 16:00	19FD+10 jours	264 600,00 DA	22
21		**1.4.1.5**	**semelles culée A**	**15 jours**	**25/03/21 08:00**	**14/04/21 16:00**		**4 752 000,00 DA**	**29DD**
22		1.4.1.5.1	Deblai	1 jour	25/03/21 08:00	25/03/21 16:00	20	0,00 DA	23
23		1.4.1.5.2	Coffrage	1 jour	28/03/21 08:00	28/03/21 16:00	22	0,00 DA	24
24		1.4.1.5.3	Ferrailage	3 jours	29/03/21 08:00	31/03/21 16:00	23	0,00 DA	25
25		1.4.1.5.4	Coulage	1 jour	01/04/21 08:00	01/04/21 16:00	24	4 752 000,00 DA	26FD+7 jours
26		1.4.1.5.5	Decoffrage	1 jour	13/04/21 08:00	13/04/21 16:00	25FD+7 jours	0,00 DA	27
27		1.4.1.5.6	Remblai	1 jour	14/04/21 08:00	14/04/21 16:00	26	0,00 DA	
28		**1.4.1.6**	**semelles culée B**	**15 jours**	**25/03/21 08:00**	**14/04/21 16:00**		**4 752 000,00 DA**	
29		1.4.1.6.1	Deblai	1 jour	25/03/21 08:00	25/03/21 16:00	21DD	0,00 DA	30
30		1.4.1.6.2	Coffrage	1 jour	28/03/21 08:00	28/03/21 16:00	29	0,00 DA	31
31		1.4.1.6.3	Ferrailage	3 jours	29/03/21 08:00	31/03/21 16:00	30	0,00 DA	32
32		1.4.1.6.4	Coulage	1 jour	01/04/21 08:00	01/04/21 16:00	31	4 752 000,00 DA	33FD+7 jours
33		1.4.1.6.5	Decoffrage	1 jour	13/04/21 08:00	13/04/21 16:00	32FD+7 jours	0,00 DA	34
34		1.4.1.6.6	Remblai	1 jour	14/04/21 08:00	14/04/21 16:00	33	0,00 DA	
35		**1.4.2**	**travaux superstructure**	**58 jours**	**15/04/21 08:00**	**05/07/21 16:00**		**35 898 400,00 DA**	**63**
36		**1.4.2.1**	**Elévation**	**30 jours**	**15/04/21 08:00**	**26/05/21 16:00**		**27 625 100,00 DA**	**57**
37		**1.4.2.1.1**	**Culées (Mur de front + garde gréve) Culée A**	**15 jours**	**15/04/21 08:00**	**05/05/21 16:00**		**420 750,00 DA**	**43DD**
38		1.4.2.1.1.1	Cofrage	2 jours	15/04/21 08:00	18/04/21 16:00	16	0,00 DA	39
39		1.4.2.1.1.2	Ferrailage	4 jours	19/04/21 08:00	22/04/21 16:00	38	0,00 DA	40
40		1.4.2.1.1.3	Coulage	1 jour	25/04/21 08:00	25/04/21 16:00	39	420 750,00 DA	41FD+7 jours
41		1.4.2.1.1.4	Decofrage	1 jour	05/05/21 08:00	05/05/21 16:00	40FD+7 jours	0,00 DA	
42		**1.4.2.1.2**	**Culées (Mur de front + garde gréve) Culée B**	**15 jours**	**15/04/21 08:00**	**05/05/21 16:00**		**420 750,00 DA**	**48**
43		1.4.2.1.2.1	Cofrage	2 jours	15/04/21 08:00	18/04/21 16:00	37DD	0,00 DA	44
44		1.4.2.1.2.2	Ferrailage	4 jours	19/04/21 08:00	22/04/21 16:00	43	0,00 DA	45
45		1.4.2.1.2.3	Coulage	1 jour	25/04/21 08:00	25/04/21 16:00	44	420 750,00 DA	46FD+7 jours
46		1.4.2.1.2.4	Decofrage	1 jour	05/05/21 08:00	05/05/21 16:00	45FD+7 jours	0,00 DA	
47		**1.4.2.1.3**	**Culées (Mur en retour) Culée A**	**15 jours**	**06/05/21 08:00**	**26/05/21 16:00**		**261 800,00 DA**	**53DD**
48		1.4.2.1.3.1	Cofrage	2 jours	06/05/21 08:00	09/05/21 16:00	42	0,00 DA	49
49		1.4.2.1.3.2	Ferrailage	4 jours	10/05/21 08:00	13/05/21 16:00	48	0,00 DA	50
50		1.4.2.1.3.3	Coulage	1 jour	16/05/21 08:00	16/05/21 16:00	49	261 800,00 DA	51FD+7 jours
51		1.4.2.1.3.4	Decofrage	1 jour	26/05/21 08:00	26/05/21 16:00	50FD+7 jours	0,00 DA	
52		**1.4.2.1.4**	**Culées (Mur en retour) Culée B**	**15 jours**	**06/05/21 08:00**	**26/05/21 16:00**		**261 800,00 DA**	
53		1.4.2.1.4.1	Cofrage	2 jours	06/05/21 08:00	09/05/21 16:00	47DD	0,00 DA	54
54		1.4.2.1.4.2	Ferrailage	4 jours	10/05/21 08:00	13/05/21 16:00	53	0,00 DA	55
55		1.4.2.1.4.3	Coulage	1 jour	16/05/21 08:00	16/05/21 16:00	54	261 800,00 DA	56FD+7 jours
56		1.4.2.1.4.4	Decofrage	1 jour	26/05/21 08:00	26/05/21 16:00	55FD+7 jours	0,00 DA	
57		1.4.2.2	Appareils d'appuis	3 jours	27/05/21 08:00	31/05/21 16:00	36	900 000,00 DA	58
58		1.4.2.3	Pose des poutres	5 jours	01/06/21 08:00	07/06/21 16:00	57	122 500,00 DA	59
59		1.4.2.4	Entretoises	5 jours	08/06/21 08:00	14/06/21 16:00	58	316 800,00 DA	60
60		1.4.2.5	Coulage de la dalle	8 jours	15/06/21 08:00	24/06/21 16:00	59	1 054 500,00 DA	61
61		1.4.2.6	Dalle de transition	7 jours	27/06/21 08:00	05/07/21 16:00	60	5 879 500,00 DA	
62		**1.5**	**Les équipements**	**42 jours**	**06/07/21 08:00**	**01/09/21 16:00**		**6 117 140,00 DA**	**71**
63		1.5.1	Trottoirs	5 jours	06/07/21 08:00	12/07/21 16:00	35	0,00 DA	64FD+2 jours
64		1.5.2	Corniche	11 jours	15/07/21 08:00	29/07/21 16:00	63FD+2 jours	0,00 DA	65
65		1.5.3	Gardes corps	7 jours	01/08/21 08:00	09/08/21 16:00	64	0,00 DA	66
66		1.5.4	Couche d'étanchéité	5 jours	10/08/21 08:00	16/08/21 16:00	65	1 172 600,00 DA	67FF+2 jours
67		1.5.5	Tuyaux en PVC	4 jours	15/08/21 08:00	18/08/21 16:00	66FF+2 jours	170 000,00 DA	68
68		1.5.6	Joint de chaussé	1 jour	19/08/21 08:00	19/08/21 16:00	67	1 946 000,00 DA	69
69		1.5.7	Glissière de sécurité	9 jours	22/08/21 08:00	01/09/21 16:00	68	1 700 000,00 DA	
70		**1.6**	**Clôture du projet**	**15 jours**	**02/09/21 08:00**	**22/09/21 16:00**		**410 550,00 DA**	
71		1.6.1	Repliment du Chantier	5 jours	02/09/21 08:00	08/09/21 16:00	62	0,00 DA	72
72		1.6.2	Nettoyage du site	5 jours	09/09/21 08:00	15/09/21 16:00	71	0,00 DA	73
73		1.6.3	Procédures contractuelles	4 jours	16/09/21 08:00	21/09/21 16:00	72	0,00 DA	74
74		1.6.4	Réception provisoire	1 jour	22/09/21 08:00	22/09/21 16:00	73	0,00 DA	



Projet : Projet1
Date : 18/08/20 18:53

Tâche | Jalon | Récapitulatif du projet | Jalon inactif | Tâche manuelle | Report récapitulatif manuel | Début uniquement | Tâches externes | Échéance | Progression manuelle
Fractionnement | Récapitulative | Tâche inactive | Récapitulatif inactif | Durée uniquement | Récapitulatif manuel | Fin uniquement | Jalons externes | Avancement