

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة أبي بكر بلقايد - تلمسان

Université Aboubakr Belkaïd – Tlemcen –

Faculté de TECHNOLOGIE



MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du **diplôme de MASTER**

En : Travaux Publics

Spécialité : Voies et Ouvrages d'Art

Réalisé par : HENNI FOUZI ABOU-TALEB

GHOMRI ABDELKRIM

Sujet

**ETUDE TECHNICO ECONOMIQUE DU
PASSAGE SUPERIEUR AU PK 18 +598,23 DU
PROJET DE LIAISON FERROVIAIRE HASSI
MEFSOUKH – MOSTAGANEM SUR 55,5KM**

Soutenu publiquement, le 27/06/2022, devant le jury composé de :

<i>M^r MISSOUM MOHAMMED A</i>	MCB	Université de Tlemcen	Président
<i>M^r CHERIF BENMOUSSA M Y</i>	MAA	Université de Tlemcen	Examineur
<i>M^r HAMZAOUI FETHI</i>	MCA	Université de Tlemcen	Encadreur
<i>M^r MAACHOU OMAR</i>	MAA	Université de Tlemcen	Encadreur

Année universitaire : 2021 /2022

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

REMERCIEMENTS

Tout d'abord, nous remercions ALLAH Azzewajul, qui nous a donné la santé et la volonté la patience, le courage d'arriver jusque là

Je souhaite adresser mes remerciements les plus sincères aux personnes qui m'ont apporté leur aide pour mener à bien ce travail

Nous tenons à remercier vivement nos encadreurs Messieurs HAMZAOU.F et MAACHOU.O, qui ont contribué et ont assuré la direction de ce travail, par leur soutien, leurs orientations tout au long de la réalisation de ce mémoire.

Nos vifs remerciements s'adressent à Mr MISSOUM MOHAMMED A, de nous avoir fait l'honneur d'accepter la présidence de notre jury

Que Mr CHERIF BENMOUSSA M Y, reçoivent l'expression de notre profonde reconnaissance d'avoir accepté d'être examinateur de ce travail

Nos remerciements à toute l'équipe SEROR pour leur aide, à Mademoiselle N.MOUSTARI et Mademoiselle H.CHIBANI si précieux, ainsi à tout ceux qui nous ont aidés, de près ou loin

Enfin et surtout, nous adressons nos profonde gratitude à nos chers parents, pour leurs encouragements et leur soutien tout au long des années, les mots ne suffisent pas pour les exprimer toute notre gratitude.

HENNI-GHOMRI

RÉSUMÉ

Résumé :

Le but de ce mémoire est de faire une étude technico-économique du passage supérieur au PK 18+598,23 du projet de liaison ferroviaire HASSI MEFSOUKH-MOSTAGANEM sur 55,5KM.

Nous élaborons en première partie, une présentation de l'ouvrage existant ci-après dénommée troisième variante, suivi d'une présentation de deux variantes ; une première en béton précontraint, et la deuxième en béton armé d'où un pré-dimensionnement des poutres.

On détermine ensuite, le ferrailage de poutres à partir des résultats obtenus par le logiciel SAP2000.

En seconde partie, nous effectuons une étude comparative technico-économique entre l'ouvrage existant, et les variantes proposées, une étude managériale utilisant MS Project, Excel, et Mindview ; permettant de déterminer la durée, et le coût des trois projets en question.

L'étude résulte que la variante proposée du pont en béton précontraint est de meilleure faisabilité et de courte durée

Les mots clés :

Pont, Béton précontraint, béton armé, coût, délai

RÉSUMÉ

Abstract:

The purpose of this memory is to carry out a technical-economic study of the overpass at KP 18+598.23 of the HASSI MEFSOUKH-MOSTAGANEM rail link project over 55,5KM.

We develop in the first part, a presentation of the existing work hereinafter referred to as the third variant, followed by a presentation of two variants; a first in prestressed concrete, and the second in reinforced concrete, hence the pre-sizing of the beams.

The reinforcement of beams is then determined from the results obtained by the SAP2000 software.

In the second part, we carry out a comparative technical and economic study between the existing structure and the proposed variants, a managerial study using MS Project, Excel, and Mindview; to determine the duration and cost of the three projects in question.

The study results that the proposed variant of the prestressed concrete bridge is of better feasibility and of short duration of completion.

Keywords:

Bridge, prestressed concrete, reinforced concrete, cost, time

RÉSUMÉ

ملخص:

الغرض من هذه المذكرة هو اجراء دراسة فنية-اقتصادية لجسر علوي في النقطة الكيومترية 18+598.32 على مستوى مشروع ربط سكة حديد حاسي مفسوخ-مستغانم 55,5 كم.

نطور في الجزء الأول, عرضا للعمل الحالي المشار اليه فيما يلي بالمتغير الثالث, ثم عرض متغيرين, الأول في الخرسانة سابقة الاجهاد, و الثاني في الخرسانة المسلحة, و من ثم الأبعاد المسبقة للعوارض فيما يتعلق بالمتغيرين.

يتم بعد ذلك تحديد تقوية الحزم من النتائج التي تم الحصول عليها بواسطة برنامج (ساب 2000)

في الجزء الثاني, نقوم باجراء دراسة فنية و اقتصادية مقارنة بالهيكل الحالي و المتغيرين المقترحين, دراسة ادارية باستخدام (مس بروجكت) و (اكسال) و (ميند فيو), لتحديد مدة و تكلفة المشاريع الثلاثة المعنية.

أظهرت نتائج الدراسة أن البديل المقترح للجسر الخرساني المجهد ذو جدوى أفضل و قصر مدة الانجاز.

الكلمات المفتاحية:

جسر, خرسانة سابقة الاجهاد, خرسانة مسلحة, الكلفة, المهلة

Sommaire

REMERCIEMENTS	I
RÉSUMÉ.....	II
LISTE DES FIGURES	IX
LISTE DES TABLEAUX	XI
INTRODUCTION.....	1
CHAPITRE I Généralités	2
I.1 Introduction.....	2
I.2 Le béton.....	2
I.3 Pont en béton armé.	2
I.4 Pont en béton précontraint.	2
I.5 Pont a poutres	3
I.6 Avantages et inconvénients.	3
CHAPITRE II Présentation du projet et caractéristiques des matériaux	4
II.1 Présentation de la ligne ferroviaire HASSI MEFSOUKH	4
II.2 Définitions et composantes structural	4
II.2.1 Introduction.....	4
II.3 Présentation de l’ouvrage existant.....	5
II.4 Reconnaissance du site.	7
II.4.1 Procédure des travaux et la nature des sols.....	7
II.4.2 Fondation	7
II.5 Présentation des variantes.....	11
II.5.1 Présentation de la 1ère variante(en béton précontraint).....	11
II.5.2 Présentation de la 2ème variante(en béton armé)	12
II.6 Caractéristiques des matériaux.	12
II.7 Conclusion.....	16
CHAPITRE III Pré-dimensionnement et descente de charge.....	17
III.1 Introduction	17
III.2.1 Pré-dimensionnement de la 1ère variante (en béton précontraint)	17
III.2.2 Caractéristiques géométrique de la poutre médiane	19
III.2.3 Caractéristiques géométrique de la poutre+hourdis	21
III.2.4 Caractéristiques géométrique de la poutre d’about	22
III.2.5 Caractéristiques géométrique de la poutre d’about+hourdis	23

Sommaire

III.3. Pré-dimensionnement de la 2 ^{ème} variante (en béton armé)	24
III.4 L'objectif d'analyses de deux variantes	27
III.5 L'analyses de deux variantes	27
III.6 Evaluation des charges de la 1 ^{ère} variante (en béton précontraint).....	28
III.7 Evaluation des surcharges routières de la 1 ^{ère} variante.....	30
III.8 Evaluation des charges de la 2 ^{ème} variante (en béton armé)	35
III.9 Evaluation des surcharges routières de la 2 ^{ème} variante.....	37
CHAPITRE IV Modélisation du tablier	42
IV.1 Introduction	42
IV.2. La modélisation	42
IV.3 Les étapes de modélisation	42
IV.4 Les différents cas de charge.....	49
IV.5. Les résultats obtenus par le logiciel SAP2000	50
IV.6. Conclusion	59
CHAPITRE V Etude de la précontrainte	60
V.1 Introduction	60
V.2. Les principes de la précontrainte	60
V.3 Les types de la précontrainte	60
V.3.1 Précontrainte pré-tension.....	60
V.3.2 Précontrainte post-tension.....	61
V.4 Calcul du précontraint.....	61
V.4.1 Caractéristique du béton.....	62
V.4.2 détermination de la précontrainte P.....	62
V.5. Vérification à ELS	64
V.5.1 Combinaison quasi-permanente	64
V.5.2 Combinaison fréquente	66
V.5.3 Combinaison rare	68
V.6. Vérification à ELU.....	69
V.7. Disposition des câbles	71
V.7.1 Disposition constructive des câbles.....	72
V.7.2 Tracé des câbles	73
V.8. Perte de précontraint	74

Sommaire

V.8.1 Perte instantanée.....	74
V.8.2 Pertes différées	78
V.9. Vérification de la flexion à mi-travée	83
V.9.1 Armatures de peau.....	83
V.9.2 Vérification de l'effort tranchant.....	84
V.10. Conclusion	86
CHAPITRE VI Etude de la poutre en béton armé	87
VI.1 Introduction.....	87
VI.2. Ferrailages des poutres	87
VI.2.1 Calcul à L'ELU.....	87
VI.2.2 Calcul à L'ELS.....	88
VI.2.3 Armature supérieure.....	89
VI.2.4 Calcul des armatures transversales.....	89
VI.2.5 Effet de l'effort tranchant.....	90
VI.3 Jonction de l'hourdi et l'âme de la poutre.....	90
VI.4. Conclusion	91
CHAPITRE VII Etude comparative technico-économique.....	92
VII.1 Introduction.....	92
VII.1.1 C'est quoi un projet.....	92
VII.1.2 Management du projet	92
VII.2 Cycle de vie d'un projet.....	92
VII.3 Les acteurs du projet	93
VII.4 WBS.....	94
VII.5 Management des délais.....	94
VII.6 Les ressource.....	94
VII.7 Management des coûts.....	98
VII.8 Etude économique de deux variantes.....	98
VII.8.1 1ère variante (pont en béton précontraint).....	98
VII.8.2 2ème variante (pont en béton armé).....	100
VII.8.3 3ème variante (l'ouvrage existant).....	102
VII.8.4 Avantages et inconvénients de chaque variante	103
VII.9 Analyse multicritère.....	105
VII.9.1 Critère de choix de la variante	105

Sommaire

VII.10 Conclusion	106
Conclusion générale	107
RÉFÉRENCES, ANNEXES	109

Liste des figures

Liste des figures

Figure. I.1. Pont d'Ain touta-Msila	2
Figure. I.2. Pont à La Wilaya de Mostaganem	3
Figure II.1. Plan de situation de ligne ferroviaire (Google Maps)	4
Figure II.2. Terminologie des ponts	5
Figure II.3. Vue en plan de L'ouvrage	6
Figure II.4. Coupe Transversale de l'ouvrage	6
Figure II.5. Résultats des sondages	9
Figure II.6. Résultats d'essai pressiométrique	10
Figure II.7. Coupe transversale de la 1ère variante (en béton précontraint)	11
Figure II.8. Coupe transversale de la 2ème variante -Travée intermédiaire (en béton armé)	12
Figure III.1. Coupe Transversale d'une poutre	17
Figure III.2. Dimensions de la poutre en travée	19
Figure III.3. Dimensions de la poutre en travée +hourdis	21
Figure III.4. Dimensions de la poutre à l'about	22
Figure III.5. Dimensions de la poutre en travée +hourdis	23
Figure III.6. Les caractéristiques du système Bc	31
Figure III.7. Les caractéristiques du système Bt	32
Figure III.8. Les caractéristiques du système Br	33
Figure III.9. Les caractéristiques du système Mc120	34
Figure III.10. Les caractéristiques du système D240	34
Figure III.11. Les caractéristiques du système D280	35
Figure IV.1. Choix d'unité	42
Figure IV.2. Choix du modèle	43
Figure IV.3. Longueurs de pont	43
Figure IV.4. Choix du matériau	44
Figure IV.5. Dimensionnement des poutres	44
Figure IV.6. Modélisation du tablier	45
Figure IV.7. Choix de type d'appui	45
Figure IV.8. définition de la ligne	46
Figure IV.9. définition des charges mobiles	46
Figure IV.10. Système Bc	47
Figure IV.11. Système MC120	47
Figure IV.12. Système Convoi D	48
Figure IV.13. Les classes des charges mobiles	48
Figure IV.14. Option des analyses	48
Figure IV.15. Lancer les analyses	49
Figure IV.16. Tableau des analyses	49
Figure IV.17. Les résultats obtenues	51
Figure IV.18. Les moments fléchissant de la 1ère variante	51
Figure IV.19. Les efforts tranchants de la 1ère variante	53
Figure IV.20. Les moments fléchissant de la 2ème variante	55
Figure IV.21. Les efforts tranchants de la 2ème variante	57

Liste des figures

Figure V.1.Les étapes de la Pré-tension	61
Figure V.2.Les étapes de la post tension	61
Figure V.3.Diagramme de la combinaison quasi permanente P1	65
Figure V.4.Diagramme de la combinaison quasi permanente P2	66
Figure V.5.Diagramme de la combinaison fréquente P1.....	67
Figure V.6.Diagramme de la combinaison fréquente P2.....	67
Figure V.7.Diagramme de la combinaison rare P1	68
Figure V.8.Diagramme de la combinaison rare P2	69
Figure V.9.Section médiane+dalle, Section équivalente.....	69
Figure V.10.Disposition des câbles à l’about	72
Figure V.11.Disposition des câbles à mi-travée	73
Figure V.12.L’emplacement des câbles dans la section de la poutre	73
Figure V.13.Diagramme de la contrainte max et min.....	83
Figure VI.1. Poutre+dalle	87
Figure VI.2.Ferraillage de section	90
Figure VII.1. Triangle d’or du projet	92
Figure VII.2. Cycle de vie d’un projet.....	93
Figure VII.3. Représentation des ressources de la 1ére variante (type WORK).....	95
Figure VII.4. Représentation des ressources de la 1ére variante (type MATERIAL).....	95
Figure VII.5. Représentation des ressources de la 2éme variante (type WORK).....	96
Figure VII.6. Représentation des ressources de la 2éme variante (type MATERIAL).....	96
Figure VII.7. Représentation des ressources de la 3éme variante (type WORK).....	97
Figure VII.8. Représentation des ressources de la 3éme variante (type MATERIAL).....	97
Figure VII.9. Diagramme de management des coûts.....	98
Figure VII.10. Le coût global (MSPROJECT)	100
Figure VII.11. Le coût global (MSPROJECT)	101
Figure VII.12. Le coût global (MSPROJECT)	103
Figure VII.13. Présentation de la variante optimale par le graphique ‘Radar’	105

Liste des tableaux

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Les avantages et les inconvénients du béton précontraint.....	3
Tableau I.2 : Les avantages et les inconvénients du béton armé.....	3
Tableau II.1. Caractéristiques de toron de nature T15.....	15
Tableau III.1 : Pré-dimensionnement d'un pont en béton précontraint (Portée 28.7m).....	19
Tableau III.2.Calcul des données géométriques de la poutre	20
Tableau III.3.Caractéristiques géométriques de la poutre en travée	20
Tableau III.4.Caractéristiques géométriques du hourdis	21
Tableau III.5.Caractéristiques géométrique de la poutre+hourdi en travée	21
Tableau III.6.Calcul des données géométriques de la poutre à l'about	22
Tableau III.7.Caractéristiques géométrique de la poutre à l'about	22
Tableau III.8.Caractéristiques géométrique de la poutre+hourdi à l'about	23
Tableau III.9 : Nombres des poutres	24
Tableau III.10 : Epaisseur de l'hourdi	25
Tableau III.11 : Pré-dimensionnement d'un pont en béton armé (Portée 6.5m).....	26
Tableau III.12 : Pré dimensionnement d'un pont en béton armé (Portée 15.7m).....	27
Tableau III.13.Classe de pont.....	30
Tableau III.14.Valeur du coefficient a1	30
Tableau III.15.Valeur du coefficient bc.....	31
Tableau III.16. Valeur du coefficient bt	32
Tableau IV.1 Combinaisons ELU	50
Tableau IV.2.Combinaisons ELS	50
Tableau IV.3.Les moments fléchissant dans les poutres (1ère variante)	52
Tableau IV.4.Chargement Bc (1ère variante)	52
Tableau IV.5.Chargement Mc120 (1ère variante).....	52
Tableau IV.6.Chargement ConvoiD (1ère variante)	53
Tableau IV.7.Chargement Al (1ère variante).....	53
Tableau IV.8.L'effort tranchant dans les poutres (1ère variante)	54
Tableau IV.9.Effort du chargement Bc (1ère variante)	54
Tableau IV.10.Effort du chargement Mc120 (1ère variante).....	54
Tableau IV.11.Effort du chargement ConvoiD (1ère variante).....	55
Tableau IV.12.Effort du chargement Al (1ère variante).....	55
Tableau IV.13. Les moments fléchissant dans les poutres (2ème variante)	56
Tableau IV.14.Chargement Bc (2ème variante)	56
Tableau IV.15.Chargement Mc120 (2ème variante).....	56
Tableau IV.16.Chargement ConvoiD (2ème variante).....	57
Tableau IV.17.Chargement Al (2ème variante)	57
Tableau IV.18.L'effort tranchant dans les poutres (2ème variante)	58
Tableau IV.19.Effort du chargement Bc (2ème variante)	58
Tableau IV.20.Effort du chargement Mc120 (2ème variante).....	58
Tableau IV.21.Effort du chargement ConvoiD (2ème variante).....	58
Tableau IV.22.Effort du chargement Al (2ème variante).....	59

Liste des tableaux

Tableau V.1. Les caractéristiques géométriques de la poutre avec hourdis à mi-travée.....	62
Tableau V.2. Les valeurs des contraintes admissibles.....	62
Tableau V.3. Récapitulation des résultats de précontrainte	64
Tableau V.4. Les caractéristiques géométriques de la poutre à mi-travée.....	64
Tableau V.5. Combinaison quasi-permanente de P1	65
Tableau V.6. Combinaison quasi-permanente de P2	65
Tableau V.7. Combinaison fréquente de P1	66
Tableau V.8. Combinaison fréquente de P2.....	67
Tableau V.9. Combinaison rare de P1	68
Tableau V.10. Combinaison rare de P2	68
Tableau V.11. Tracé des câbles par rapport à la fibre inférieure.....	74
Tableau V.12. Valeurs numériques des coefficients ‘y’ et ‘ α ’	75
Tableau V.13. Les pertes dues au frottement pour le câble moyen	75
Tableau V.14. Les pertes dues au glissement	76
Tableau V.15. Les caractéristiques géométriques nettes des sections	77
Tableau V.16. Pertes dues au raccourcissement instantané du béton	78
Tableau V.17. Les pertes instantanées	78
Tableau V.18. Pertes dues à la relaxation des aciers.....	79
Tableau V.19. Les caractéristiques géométriques brutes (poutre + dalle)	80
Tableau V.20. Les pertes dues au fluage de béton	80
Tableau V.21. Les pertes différés	80
Tableau V.22. Les pertes totales	81
Tableau V.23. Les caractéristiques géométriques nettes pour différentes sections	81
Tableau V.24. Déterminations des contraintes	82
Tableau V.25. Les caractéristiques géométriques brutes (poutre + dalle)	82
Tableau V.26. Détermination des contraintes	82
Tableau VI.1. Les valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants.....	87
Tableau VII.1. Devis estimatif pour la variante 1	98
Tableau VII.2. Devis estimatif pour la variante 2	100
Tableau VII.3. Devis estimatif pour la variante 3	102
Tableau VII.4. Avantages et inconvénients de la 1 ^{ère} variante	104
Tableau VII.5. Avantages et inconvénients de la 2 ^{ème} variante	104
Tableau VII.6. Avantages et inconvénients de la 3 ^{ème} variante	104
Tableau VII.7. Résultats de l’analyse multicritère.....	105
Tableau VII.8. Échelle de l’analyse multicritère	105

Introduction générale

Le pont est l'ouvrage d'art permettant de franchir un obstacle naturel ou artificiel, reliant deux points séparés, un cours d'eau, une voie de communication, une vallée, un ravin, ou autres, ainsi, ce dernier est une infrastructure artistique à contribution socio-économique importante.

L'objectif de ce travail est de mener une étude technico-économique fonctionnelle d'un pont en béton précontraint et celle d'un pont en béton armé.

Ce mémoire de fin d'étude s'articule autour de sept chapitres se comportant de trois parties essentielles : la première partie est une revue d'étude de conception d'un pont en béton armé et d'un pont en béton précontraint ; la deuxième partie, une étude économique comparative entre le pont en béton précontraint, le pont en béton armé, et l'ouvrage existant ; en dernier, une conclusion du mémoire dont une synthèse générale de l'ouvrage d'art étudié.

Le mémoire se représente en 7 chapitres :

Le premier chapitre présente une revue sommaire des ponts en béton précontraint et en béton armé.

Le deuxième chapitre est basé sur la description de l'ouvrage étudié ainsi que la connaissance des caractéristiques de ce dernier et présente les plans principaux pour chaque variante.

Le troisième chapitre présente un pré-dimensionnement de la super structure, défini et calcule des charges appliquées sur le pont.

Le quatrième chapitre concerne les différentes étapes de la modélisation du pont en béton précontraint et en béton armé.

La cinquième chapitre présente quelques définitions de la précontrainte et détermine le nombre de câble et le ferrailage.

Le sixième chapitre concerne l'étude de la poutre en béton armé ainsi que la détermination de ferrailage.

Le septième chapitre présente d'abord quelques définitions du management des projets ainsi qu'une étude comparative technico-économique des trois variantes de notre ouvrage en passant par une analyse multicritère pour enfin choisir la variante optimale.



Chapitre I
Généralités

I.1. Introduction :

De manière générale, les ponts sont des constructions qui relient deux points au-dessus d'un obstacle tel que : un barrage, une ligne ferroviaire, une route etc. comme il peut être un viaduc (grand ouvrage avec grande hauteur) ou encore un ponceau (petit pont).

Le pont a plusieurs matériaux de construction : Pont mixtes acier béton, pont en béton armé, pont en béton précontraint, l'ingénieur doit utiliser une conception qui vise à optimiser parmi plusieurs paramètres spécifiés l'économie, la sécurité, les données géographiques du site, l'esthétique de l'ouvrage et le planning, tout cela, en tenant compte des diverses contraintes, notamment naturelles, ce chapitre va parler des différents types de pont qui peuvent être construits en béton armé et en béton précontraint.

I.2. Le béton :

Le béton est le deuxième produit le plus utilisé à la construction dans le monde après l'eau ; Il est composé de granulats naturels ou artificiel agglomérés par un liant (généralement le ciment).

I.3. Pont en Béton armé :

Quand la structure porteuse a un élément qui est fabriqué par du béton armé on appelle ce pont "un Pont en Béton Armé" ce type de pont a une bonne résistance à la compression avec un entretien facile et une exécution de qualité.

I.4. Pont en béton précontraint :

Le pont en béton précontraint est un pont dont la structure porteuse a au des éléments construits par béton précontraint (arc ou poutre), ce pont utilise les éléments préfabriqués



Figure.I.1. Pont d'Ain touta-Msila (AFITEX2006)

I.5. Pont à poutres :

Le pont à poutres est un pont dont l'organe porteur possède plusieurs poutres droites, les efforts donnés dans la structure sont principalement des efforts de flexion.



Figure.I.2. Pont à La Wilaya de Mostaganem(SAPTA2008°

I.6. Avantages et inconvénients :

- **Béton précontraint**

Le tableau suivant représente les avantages et les inconvénients:[1]

Tableau I.1 : Les avantages et les inconvénients du béton précontraint

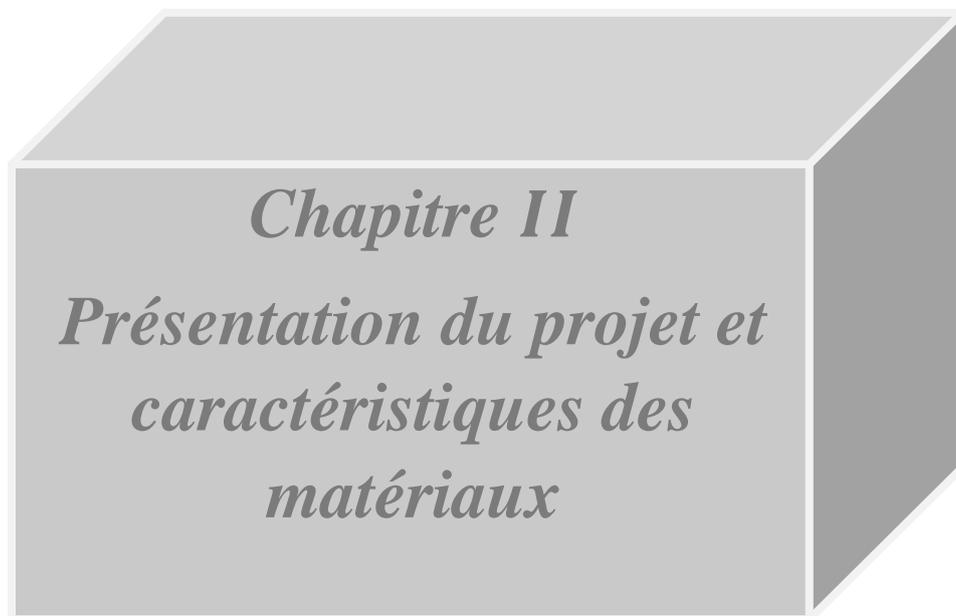
Avantages	Inconvénients
<ul style="list-style-type: none"> . Portée entre 30m et 50m . Bonne résistance à la compression et à la traction . Excellente résistance à la fissuration . Réduction du nombre d'appuis et on peut utiliser les éléments préfabriqués .Limitation de déformation sous chargement extérieur. 	<ul style="list-style-type: none"> . Besoin de matériels spécifiques . Main d'œuvre qualifié . Problèmes d'encombrement et attente de la mise en tension . Fabrication du béton résistant avant 28j.

- **Béton armé**

Le tableau suivant représente les avantages et les inconvénients:[1]

Tableau I.2 : Les avantages et les inconvénients du béton armé

Avantages	Inconvénients
<ul style="list-style-type: none"> . Minimum consommation d'échafaudage . Bonne résistance à la compression . Fabrication facile et coffrage simple 	<ul style="list-style-type: none"> . Portée limitée à 22m . Grand risque de fissuration . Consommation de l'acier .Cout élevé en raison du nombre d'appui



Chapitre II

*Présentation du projet et
caractéristiques des
matériaux*

II.1 Présentation de la ligne ferroviaire HASSI MEFSOUKH [4]

Cette ligne qui a pour but la modernisation des rails en Algérie, va amener à élargir un nouveau réseau ferroviaire d'autoroutes et de ponts.

Notre projet de chemin de fer reliant la ville de Mostaganem à la commune de Hassi Mefsoukh dans la wilaya d'Oran sur une distance de 55,5 km s'agira d'une ligne à trafic mixte qui permettra le transport de voyageurs ainsi que de marchandises.

Les trains pourront circuler à une vitesse qui peut atteindre 160 km/h concernant les trains de voyageurs, et 100 km/h pour les trains transporteurs de marchandises.



Figure II.1 : Plan de situation de ligne ferroviaire (Google Maps)

II.2 Définition et Composition Structural :

II.2.1 Introduction :

Un pont est un ouvrage d'art qui relie deux points séparés par un cours d'eau ou un obstacle, il permet de faciliter la circulation des véhicules et des humains.

Il est constitué de trois parties essentielles :

- **La Superstructure :**

Elle est composée de tablier et les poutres (principales et secondaires) ou entretoise (souple et rigide) et les choses qui font de pont (les trottoirs, corniches, garde-corps etc.)

Présentation du projet et caractéristiques des matériaux

- **Appareil d'appuis :**

Ils sont placés entre le tablier et les appuis leur but est permettre de transmettre les charges en toute sécurité et permettre les actions et les mouvements pour éviter les instabilités et ils sont caoutchouc fretté constitués par un empilage de plaques d'élastomère et de feuilles

- **Infrastructure :**

Elle est composée de fondations et les appuis qui sont des culées installées par des pieux et les appuis intermédiaires se sont des piles installées par des pieux profonds

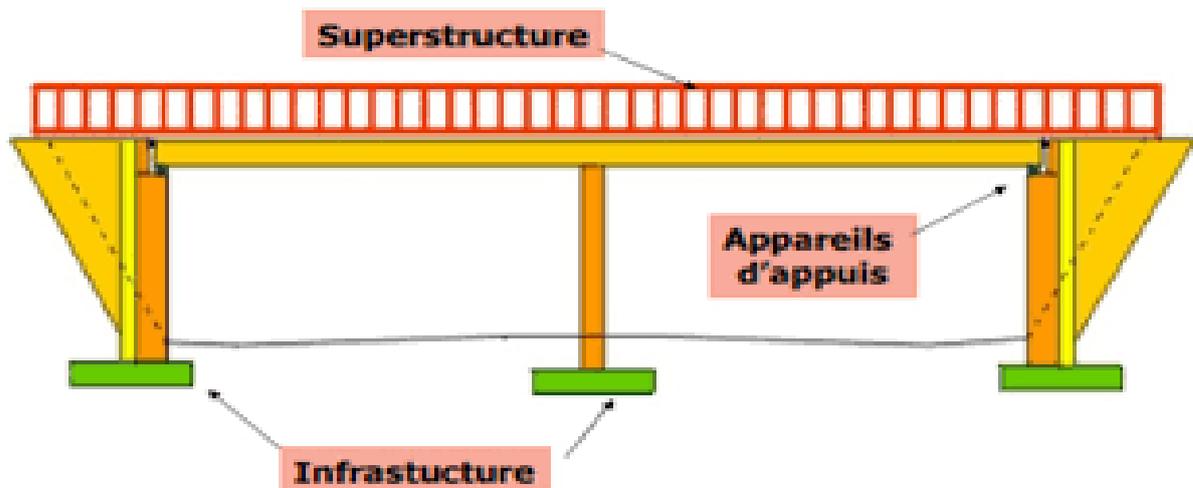


Figure II.2 : Terminologie des ponts

II.3 Présentation de l'ouvrage existant [4]

L'ouvrage d'art est un pont routier il se place entre douar djfafla (Wilaya de Oran) et la RN11 qui va vers Wilaya de Mostaganem

Il s'agit de concevoir un pont à poutres en béton précontrainte sous chaussés, il est originalement composé d'une seule travée de 28.7m (Voir annexe D)

D'un tablier de 8.14m de largeur composé de 8 poutres en béton précontrainte, espacé de 1.02m, avec une dalle en béton armée de 0.2m d'épaisseur

Cet ouvrage d'art a une chassée de double voix ($2 \times 2.5\text{m}$) et deux trottoirs de 1.57m chacun.

En ce qui concerne les appuis extrêmes, se sont des culées intégrées avec un chevêtre, incluant : colonnes de fondation et dalle de transition, ainsi que des appareils d'appuis

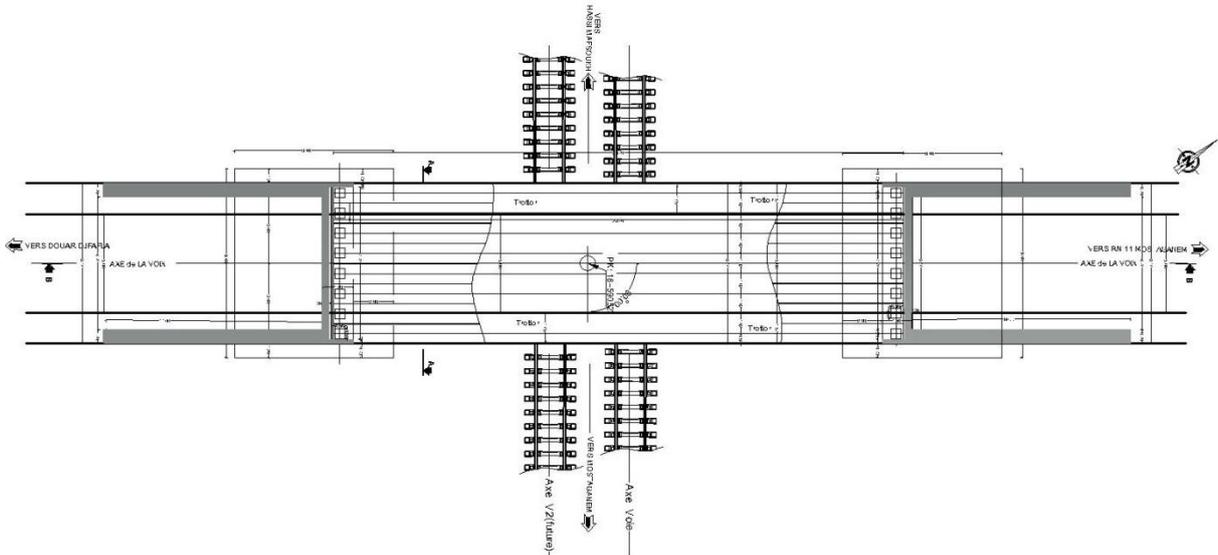


Figure II.3 : Vue en plan de L'ouvrage [4]

COUPE TRANSVERSALE : A - A

ECH: 1/50

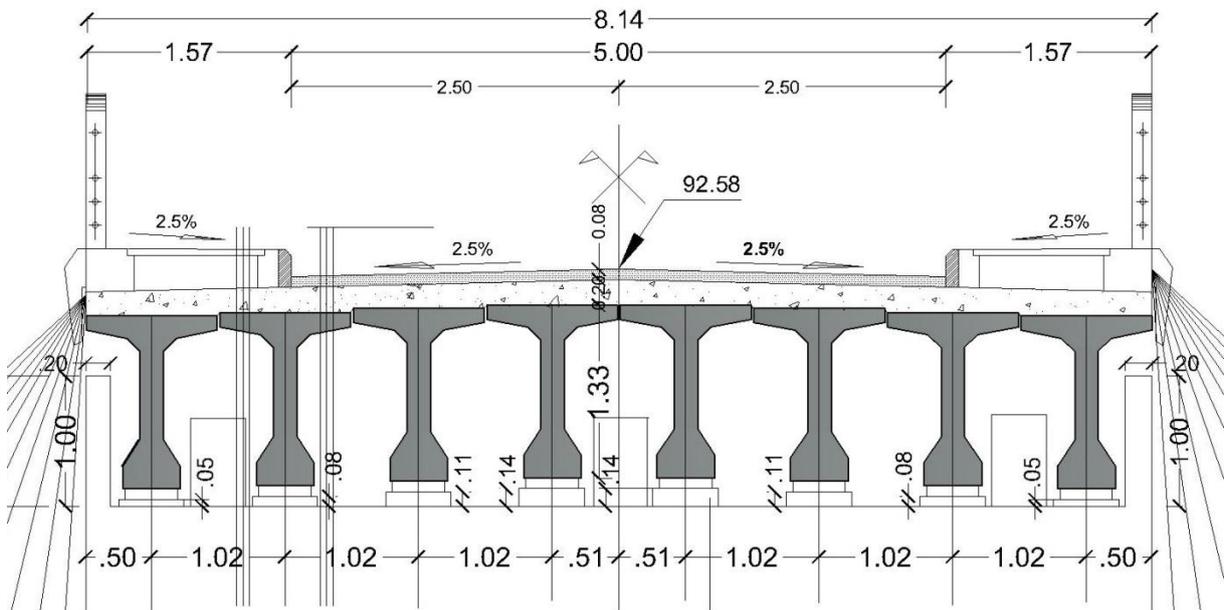


Figure II.4: Coupe Transversale de l'ouvrage [4]

II.4 Reconnaissance du site :

Pour définir le type de fondation il faut connaître l'étape essentielle qui est le sol, pour ainsi connaître les fondations des appuis et choisir un bon emplacement afin d'avoir un très bon ouvrage.

L'étude géotechnique permet de déterminer les caractéristiques géotechniques des sols, à l'emplacement prévue de la structure à construire, une étude qui comprend une description géologique et géotechnique de l'infrastructure, et qui définit les caractéristiques physiques et mécaniques de différentes formations reconnues ainsi que le calcul de contrainte admissible et l'estimation d'un tassement selon les données, pour savoir s'il y'a une nappe d'eau ou pas, afin de présenter les principes généraux envisageable pour les fondations. [2]

Notre travail sera à étudier le terrain qui servira d'assise à la construction d'un passage supérieur 18-2

Les Wilayas d'Oran et de Mostaganem font partie de la région Nord-Ouest d'Algérie, Ces dernières sont classées «Zone **IIa**» selon le règlement RPA 99 version 2003, reflétant une sismicité moyenne. [2]

II.4.1 Procédure des Travaux et la nature des sols :

Lors de cette étude, deux sondages ont été effectués, premièrement un sondage carotté puis un sondage pressiométrique, ainsi que plusieurs essais au niveau des laboratoires.

Ce qui nous a indiqué que le sous-sol de cette plaine est constitué d'une succession de formations principales de nature marneuse supporté par une couche gréseuse. [2]

Lors de l'exécution des sondages, aucun niveau statique des eaux souterraines n'a été soulevé. [2]

II.4.2 Fondation :

Considérant les résultats des essais de cisaillement et de compression simple les contraintes admissibles seront calculées dans les deux formations.

Elles vont être calculées en deux essais : un essai de cisaillement qui donnera le résultat de 2.6kg/cm^2 dans la couche argileuse et un essai de compression simple qui aura pour résultat 5.8 bars. [2]

Pour ce qui est des fondations ; il y'a deux types : profonde et superficielle, dans notre ouvrage nous choisissons le deuxième type car les fondations superficielles transmettent directement les efforts sur les couches proches de la surface et sa base munie d'une semelle dont le but est de réduire la pression du sol, elles sont idéales pour les constructions légères.

Présentation du projet et caractéristiques des matériaux

Les contraintes admissibles sous les fondations superficielles peuvent être prises : [2]

- Grés 3kg/cm^2
- Marne 1.5kg/cm^2

Pour éviter les risques de tassement il faut poser les fondations dans le même sol et le calculer à partir des essais de consolidation.

Pour assurer la formation argile nous faisons un drainage. [2]

Présentation du projet et caractéristiques des matériaux

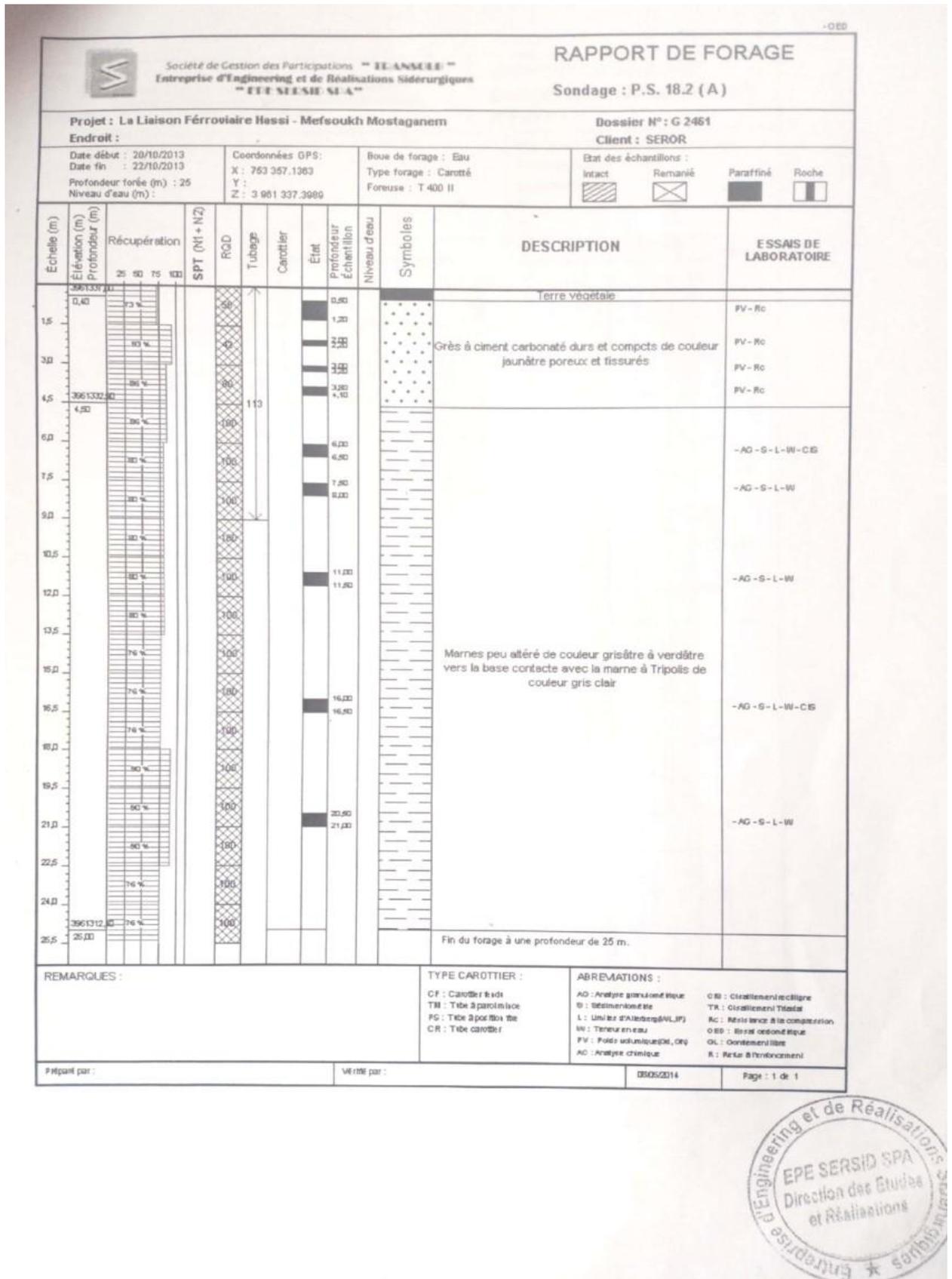


Figure II.5 : Résultats des sondages (G 2461-EPE SERSID SPA)

II.5 Présentation des variantes :

Notre travail englobe des projections comparatives de deux variantes est d'un ouvrage d'art existant dont l'une est un pont en béton précontraint et l'autre un pont en béton armé, donc nous allons d'abord faire l'étude technique dans ce qui suit

II.5.1 Présentation de la 1^{ère} variante (En béton Précontraint) :

La précontrainte est une technique de construction des ouvrages qui consiste de produire dans le béton, avant sa mise en service, pour le rendu soit à la fois résistant à la compression

Il permet de la réalisation des ouvrages sur de grandes portées de l'ordre de 30 à 50m, la portée économique se situent à environ 40m (Règlement BPEL 91), nous possédons pour ce projet une seule travée de 28.7m

La précontrainte des poutres est généralement assurée par des câbles d'acier fortement tendus qui transmettent au béton leur tension par des dispositifs appropriés, il existe deux façon pour la mise en tension soit par pré-tension ou par post tension, dans notre projet on a choisi d'adopter la précontrainte par post tension vu qu'on a une portée proche de 30m ce qui nous donne un avantage d'utilisation du béton sur la portée.

Il s'agit de concevoir un pont à poutres en béton précontrainte sous chaussés, d'un tablier de 10m de largeur composé de 5 poutres en béton précontrainte, espacé de 2.25m, nous avons 2 entretoises aux extrémités, au droit des lignes d'appui avec une dalle en béton armée (l'hourdi) de 0.2m d'épaisseur, et une chassée de double voix de 3.5m et deux trottoirs de 1.5m chacun.

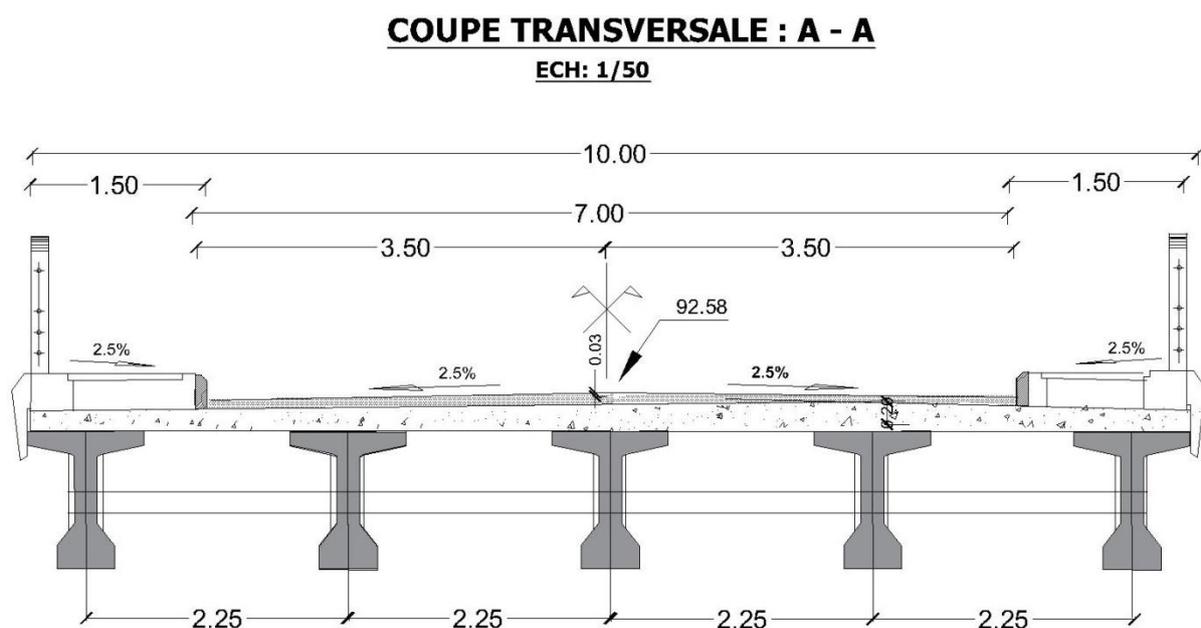


Figure II.7 : Coupe transversale de la 1^{ère} variante (en béton précontraint)

Présentation du projet et caractéristiques des matériaux

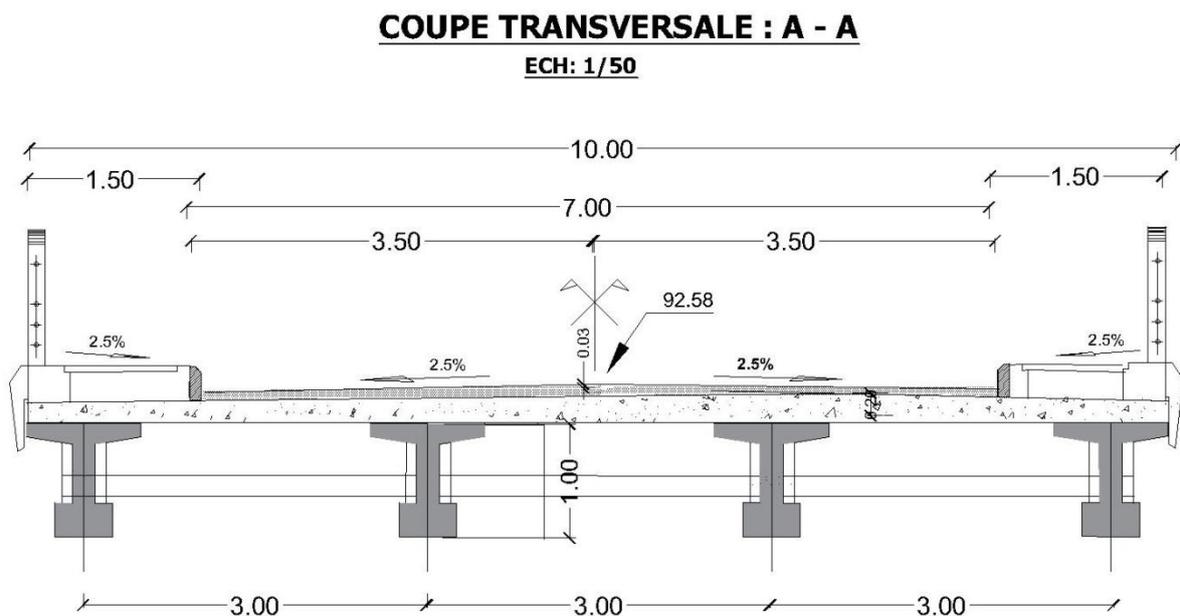
II.5.2 Présentation de la 2^{ème} variante (En béton armé) :

Le béton armé est un matériau de construction peu coûteux qui a une bonne résistance à la compression mais une mauvaise résistance à la traction. Il peut être utilisé généralement dans tous les types de ponts (Arc, a poutre etc....)

La 2^{ème} variante est un pont en béton armé de 2 travées de rives 6.5m et une travée intermédiaire de 15.7m

Le béton armé ne se corrode pas et il a un entretien facile grâce à sa construction stable et pour cela nous avons proposé pour ce projet un pont en béton armé de 2 travées rives de 6.5m longueur et une travée intermédiaire de 15.7m, il sera constitué donc de 4 poutres de 0.45m de hauteur pour les travées de rives et de 1m pour la travée intermédiaire espacé de 3m avec travées assurées par l'hourdis et les entretoises.

Le tablier de largeur 10m constitue deux voies routières de 3.5m avec 2 trottoirs de 1.50m avec des glissières de sécurité.



**Figure II.8 : Coupe transversale de la 2^{ème} variante -Travée intermédiaire
(en béton armé)**

II.6. Caractéristiques des matériaux

Matériels de construction font partie de la conception et le calcul de pont :

- **Le béton :**

La qualité de béton dépend de qualité de sa fabrication et ses constituants.

Présentation du projet et caractéristiques des matériaux

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à 28 jours qui est appelé f_{c28}

Dosage de béton est 400kg/m^3

➤ Poids volumique :

Est une grandeur physique qui caractérise la masse de cette substance par unité de volume

La masse volumique du béton précontraint : $\gamma = 25 \text{ KN/m}^3$

➤ Résistance à la compression :

La résistance à la compression définit l'aptitude d'un matériau à résister à la pression appliquée verticalement, sans déformation longitudinale et transversale excessive

La résistance f_{cj} des bétons suit les lois données par les règles de BAEL et BPEL :

La formule pour un béton de l'Age moins 28 jours : $f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} \times f_{c28}$; pour $f_{c28} \leq 40\text{Mpa}$

Pour notre structure $F_{c28} = 35\text{Mpa}$

➤ Resistance a la traction :

La formule de résistance a la traction est définie par règles de BAEL et donnée par :

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

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} \text{ par calcul : } f_{t28} = 0.6 + 0.06(35) \qquad f_{t28} = 2.7\text{Mpa}$$

➤ Les calculs des contraintes de L'ELU :

C'est l'état qui correspond à la valeur maximale de la capacité portante de la construction

Pour calculer ELU d'abord on va calculer la résistance de calcul du béton F_{bu} avec la formule suivante :

$$F_{bu} = 0.85 \frac{f_{cj}}{\alpha \cdot \gamma_b}$$

F_i : Coefficient dépendant de la durée d'application de la charge avec :

$F_i = 1$ pour durée supérieur a 24h

$F_i = 0.9$ pour durée entre 1h et 24h

$F_i = 0.85$ pour durer moins de 1h

γ_b : le coefficient de sécurité avec : $\gamma_b = 1.5$ pour situation durable

$\gamma_b = 1.15$ pour situation accidentelle

$$\text{Donc } F_{bu} = \frac{0.85 \times 35}{0.9 \times \gamma_b}$$

Présentation du projet et caractéristiques des matériaux

Par calcul : $F_{bu}=22.03$ pour situation durable

$F_{bu}=28.74$ pour situation accidentable

Les calculs des contraintes d'ELS:

L'état limite de service constitue des limites au-delà desquelles, les conditions normales d'exploitation ne sont plus satisfaites, sans qu'il y soit la ruine de la structure.

La formule de la compression de béton est : $\sigma = 0.5 \times f_{c28}$ en service

$\sigma = 0.6 \times f_{c28}$ en construction

Donc : $\sigma = 17.5 \text{ Mpa}$ pour service

$\sigma = 21 \text{ Mpa}$ pour construction

➤ Coefficient de poisson :

Le coefficient de Poisson caractérise la contraction de la matière perpendiculairement à la direction de l'effort appliqué

$\nu = 0$ dans le cas des ELU (section fissurée)

$\nu = 0.2$ dans le cas des ELS (section non fissurée)

➤ Module de déformation longitudinale :

Des modules sont définis par les règles de B.P.E.L par les expressions suivantes :

Module de déformation instantanée pour courte durée :

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

Donc $E_{ij} = 36000 \text{ Mpa}$

Module de déformation différée pour longue durée :

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

Donc $E_{iv} = 12500 \text{ Mpa}$

➤ Déformation transversale du béton :

L'expression c'est : $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$

Avec : ν : Coefficient de poisson

E : module d'élasticité longitudinale

Par calcul : ELU : $G = 9.5 \times 10^4 \text{ Mpa}$

ELS : $G = 7.9 \times 10^4 \text{ Mpa}$

Présentation du projet et caractéristiques des matériaux

- **L'Acier :**

L'économie du béton précontraint conduit à utiliser des aciers à haute capacité. Des aciers ayant une limite élastique de 1 800 MPa sont couramment utilisés. L'acier peut être présent sous forme de fils, de torons, de câbles, ou même de barres.

Nuance FeE est 400Mpa parce que notre acier est à haute adhérence

➤ **Module d'élasticité de l'acier :** $E_s = 190\,000\text{ MPa}$ (Pour toron)

La limite élastique : $\gamma_s = 1$ pour les cas accidentels

$\gamma_s = 1.15$ pour les cas durables

➤ **Contraintes admissibles A L'ELU :**

La formule est $\sigma_s = \frac{f_e}{1.15}$

Donc avec calcul $\sigma_s = \frac{400}{1.15} = 347.82\text{ Mpa}$

➤ **Contraintes admissibles A L'ELS :**

$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) = 228.63\text{ Mpa}$

- **Les Câbles :**

La précontrainte des poutres est généralement assurée par des câbles d'acier fortement tendus qui transmettent au béton leur tension par des dispositifs appropriés et il est constitué de plusieurs de plusieurs torons

➤ **Toron**

Un toron est un assemblage de 3 ou 7 fils enroulés en hélice en usine et répartis en une couche autour d'un fil central

Notre toron contient de 12 files de nature **T15**

Tableau II. 1. Caractéristiques de toron de nature T15

Nature	Classe (fprg)	Diamètre en mm	F rupture Fprg (KN)	F élastique Fpeg (KN)
T15	1770	15,2	246	220

➤ **Résistance à la rupture :**

C'est la Résistance de l'armature de précontrainte de rupture garantie noté fprg que supporte l'éprouvette dans l'essai de traction jusqu'à rupture.

➤ **Resistance de Limite élastique :**

C'est Résistance de l'armature de précontrainte élastique garantie noté f_{peg}

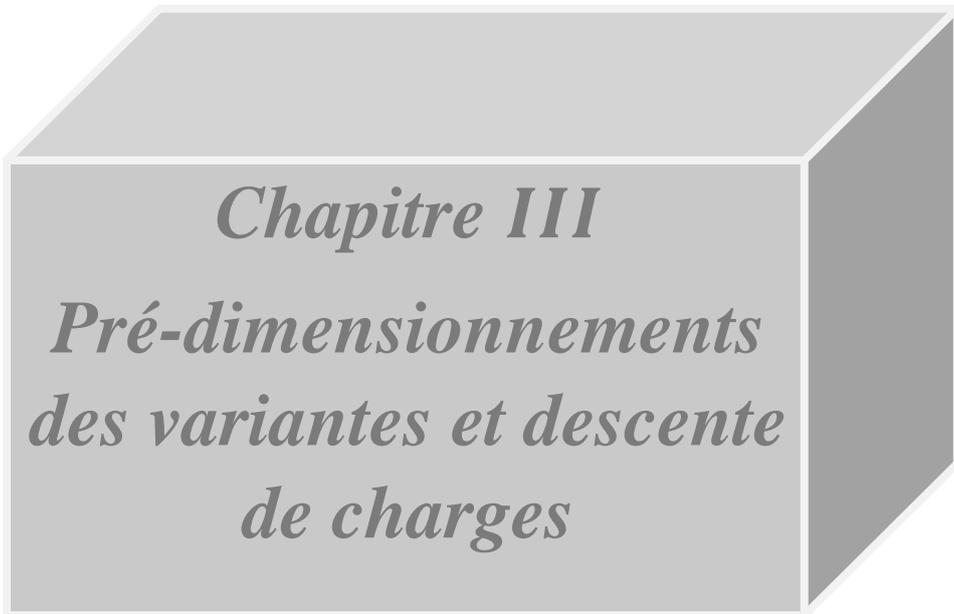
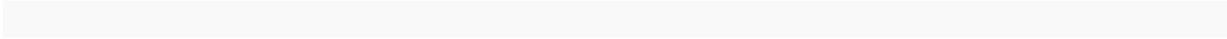
➤ **Pour les fils et les torons :**

$\sigma_{po} = \text{Min} (0,8 f_{prg} , 0,9 f_{peg})$ en post tension

II.7.Conclusion

Les critères de choix d'un ouvrage d'art sont les données naturelles comme il est conditionné dans une grande partie par l'élément fondation, l'étude géotechnique nous a permis de guider le projet sur un type de fondation (superficielle) afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage, ainsi que les données économiques et esthétiques

Puis en deuxième partie on a étudié les caractéristiques des matériaux qu'elle est clairement liée au respect de la réglementation notamment en matière de respect des normes de construction mais aussi de condition de travail.



III.1 Introduction :

Le but de ce chapitre est de pré dimensionner les deux variantes (en béton précontraint puis en béton armé).

Ce pré dimensionnement se base sur le guide SETRA pour la détermination des dimensions économiques des ouvrages d'art dits courants.

Les calculs seront établis selon les prescriptions des principaux documents ci-dessous :

- Méthode des abaques du Guide de dimensionnement de chaussées dans les pays tropicaux du CEBTP
- Démarche rationnelle du LCPC-SETRA à travers le document de référence qu'est le Guide technique - conception et dimensionnement des structures de chaussées, LCPC-SETRA 1994.
- Règles BAEL 91, modifiée 99 ;
- Règles BPEL 91 ;
- Fascicule n° 61, Titre II : concernant les charges d'exploitation - Conception Calcul et épreuves des ouvrages d'art
- Fascicule 62, titre V : Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de Génie civil ;
- Fascicule 65-A du CCTG et son additif : Exécution des ouvrages de génie civil en béton armé et en béton précontraint ;

III.2.1 Pré dimensionnement de la 1^{ère} variante (En béton Précontraint) [3]

- **Poutre**

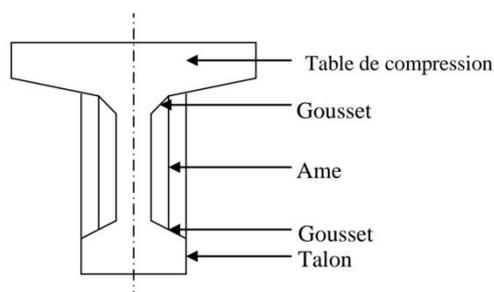


Figure III.1 : Coupe Transversale d'une poutre

1. L'espace entre axe des poutres : est compris entre 1 et 2.5m
($1 \leq d \leq 2.5m$)

On prend $d=2,25m$

2. Hauteur : est définie par la formule suivante $\frac{L}{30} < Hp > \frac{L}{20}$

H_p : Hauteur de poutre

Pré-dimensionnements des variantes et descente de charges

L : Longueur de la portée

Pour notre portée de 28.7m : $0.96 < Hp > 1.44$

On prend $Hp=1.20m$

3. Section des poutres : la section des poutres est :

- ✓ En T aux abouts pour reprendre les efforts tranchants qui s'y développent
- ✓ En I aux milieux afin d'alléger le poids de poutre

4. Nombres des poutres : est déterminé par la formule suivante $N = \frac{La}{d} + 1$

N : nombres des poutres

La : l'entraxe entre les poutres d'extrémités à égale 9m

d : l'entraxe entre deux poutres à égale 2.25m

$$N = 5$$

5. La largeur de la table de compression : sa formule est $0.6Hp \leq b$

Pour la poutre de 28.7m : On a pris une Hp de 1.20m donc $0.72 \leq b$

On prend $b = 1m$

6. Épaisseur de La table de compression ec : sa formule est $12 \leq ec \leq 15cm$

On prend $ec = 12 cm$

7. La largeur de talon Lt : $50 \leq Lt \leq 80cm$

On prend $Lt = 50cm$

8. Epaisseur de talon et : $et \geq 15cm$

On prend $et = 20cm$

9. Épaisseur de l'âme aux abouts d'appuis b_0 : généralement $b_0 \geq 40cm$

On prend $b_0 = 50cm$

10.Épaisseur de l'âme à une section intermédiaire b_0 : $18 \leq b_0 \leq 25$

On prend $b_0 = 20cm$

11. Les goussets :

C'est l'angle disposé pour permettre d'améliorer la section et de placer les armatures d'acier et les câbles de précontrainte $45^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$:

(i) Goussets de la table de compression :

$$e_1 = 6cm$$

$$e_2 = 10cm$$

Pré-dimensionnements des variantes et descente de charges

(ii) Goussets de talon :

$$\alpha=45^\circ$$

$$e_3 = 20\text{cm}$$

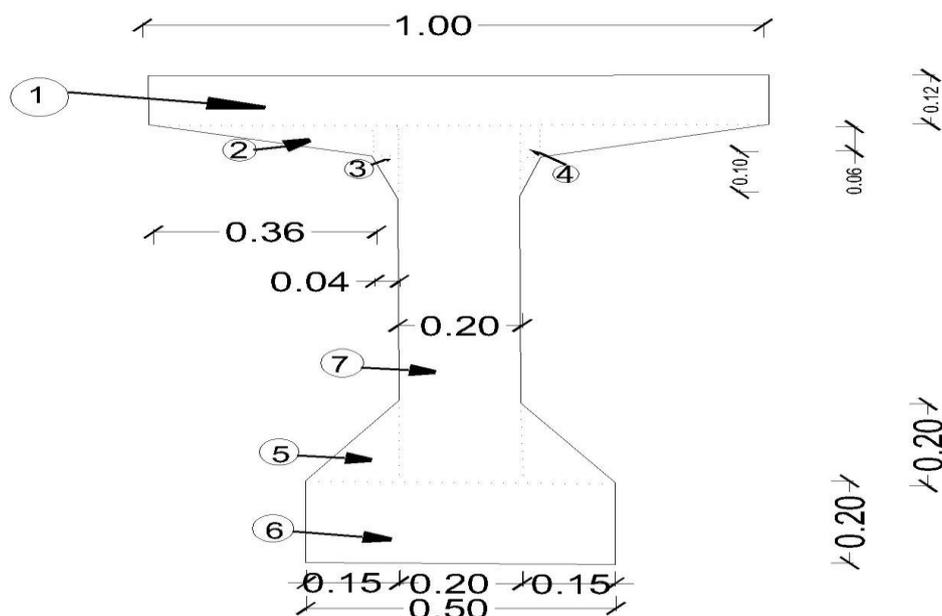
- **L'hourdi**

Il est généralement entre 0.2m et 0.3m, dans notre projet on prend $H_o=0.2\text{m}$

Tableau III.1 : Pré-dimensionnement d'un pont en béton précontraint (Portée 28.7m)

Pour une portée de 28.7m		
Éléments	Dimensions	
Poutre	Hauteur	<u>$H_p=1.2\text{m}$</u>
	Nombre des poutres	<u>$N=5$</u>
	Largeur de table de compression	<u>$b=1\text{m}$</u>
	Largeur de talon	<u>$L_t=50\text{cm}$</u>
	Epaisseur de l'âme	<u>$b_0 = 20\text{cm}$</u>
Entretoise	Hauteur	<u>$H_e=60\text{cm}$</u>
	Epaisseur	<u>$b_0 = 20\text{cm}$</u>
Hourdi	Epaisseur	<u>$H_o=0.2\text{m}$</u>

III.2.2 Caractéristiques géométriques de la poutre médiane



Pré-dimensionnements des variantes et descente de charges

La section de la poutre est en « I »

B : la section brute

Z : distance du centre de gravité de la section (i) par apport à la base de la poutre.

I : moment inertie par apport la base de la poutre avec $I=I_0+Z^2 \times B$

S : moment statique sa formule est : $S=B \times Z$

V' : la distance de centre de gravité a la fibre inferieur

V : la distance de centre de gravité a la fibre supérieure

IG: Moment d'inertie de la poutre par rapport à son centre de gravite avec $IG = I - B \times V'^2$

I0 : Moment d'inertie par rapport au centre de gravité avec :

$I_0 = b \cdot h^3 / 36$ pour une section triangulaire.

$I_0 = b \cdot h^3 / 12$ pour une section rectangulaire.

ρ : Coefficient de rendement de la section. $\rho = \frac{IG}{B \times V \times V'}$

Tableau III.2. Calcul des données géométriques de la poutre

Section	Dimension (cm)	B (cm ²)	Z (cm)	S (cm ³)	I0 (cm ⁴)	I (cm ⁴)
1	100x12	1200	114	136800	14400	15609600
2	((30x6)/2) x2	180	106	19080	180	2022660
3	((10x10)/2) x2	100	98.67	9867	277.77	973854.66
4	(10x6) x2	120	105	12600	180	1323180
5	((15x20)/2) x2	300	26.67	8001	6666.66	220053.33
6	20x50	1000	10	10000	33333.33	133333.33
7	20x88	1760	64	112640	1135786.66	8344746.66
Total		4660		308988		28627427.98

$$V' = \frac{\sum S}{\sum B} = \frac{308988}{4660} = 66.31 \text{ cm}$$

$$V = h - V' = 120 - 66.31 = 53.69 \text{ cm}$$

$$IG = I - B \times V'^2 = 28627427.98 - 4660 \times 66.31^2 = 8137332.95 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{8137332.95}{4660 \times 66.31 \times 53.69} = 0.4905 = 49.05\%$$

Tableau III.3. Caractéristiques géométriques de la poutre en travée

B (cm²)	4660
V' (cm)	66.31
V (cm)	53.69
IG (cm⁴)	8137332.9
ρ (%)	49.05

III.2.3 Caractéristiques géométriques de la poutre + hourdis

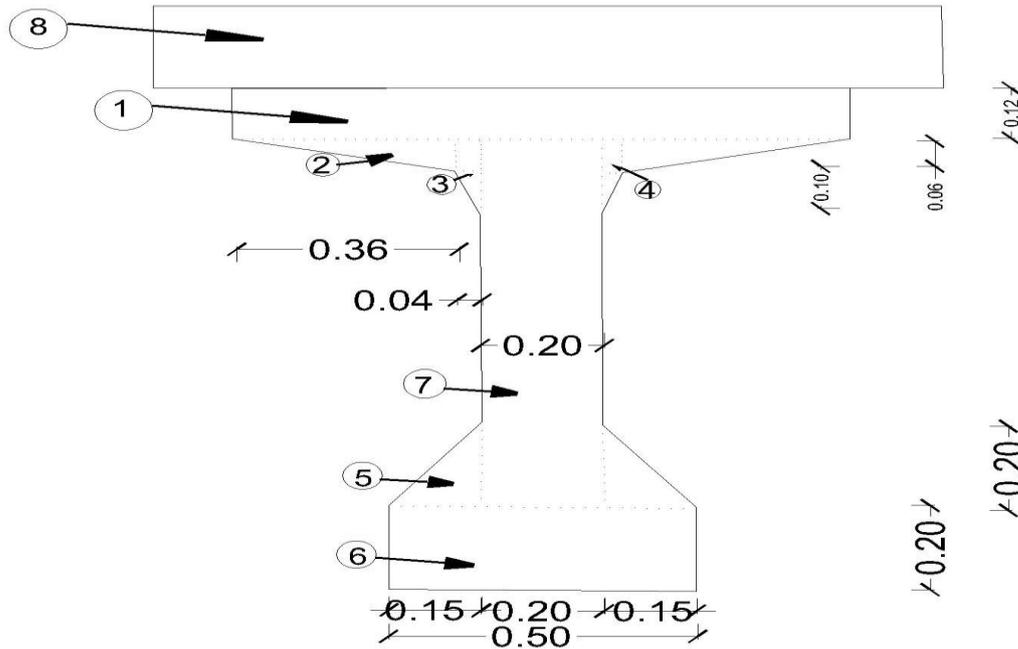


Figure III.3. Dimensions de la poutre en travée +hourdis

Tableau III.4. Caractéristiques géométriques du hourdis

Section	Dimension (cm)	B (cm ²)	Z (cm)	S (cm ³)	I ₀ (cm ⁴)	I (cm ⁴)
8	225x20	4500	130	585000	150000	76200000

$$B \text{ (total)} = B \text{ (poutre)} + B \text{ (hourdis)} = 4660 + 4500 = 9160 \text{ cm}^2$$

$$S \text{ (total)} = S \text{ (poutre)} + S \text{ (hourdis)} = 308988 + 585000 = 893988 \text{ cm}^3$$

$$I \text{ (total)} = I \text{ (poutre)} + I \text{ (hourdis)} = 28627427.98 + 76200000 = 104827428 \text{ cm}^4$$

$$V' = \frac{\sum S}{\sum B} = \frac{893988}{9160} = 97.59 \text{ cm}$$

$$V = h - V' = 140 - 97.59 = 42.42 \text{ cm}$$

$$IG = I - B V'^2 = 104827428 - 9160 \times 97.59^2 = 17589345.8 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{17589345.8}{9160 \times 987.59 \times 42.42} = 0.4601 = 46.38\%$$

Tableau III.5. Caractéristiques géométrique de la poutre+hourdi en travée

B (cm²)	9160
V' (cm)	97.59
V (cm)	42.42
IG (cm⁴)	17589345.8
ρ (%)	46.38

III.2.4 Caractéristiques géométriques de la poutre d'about

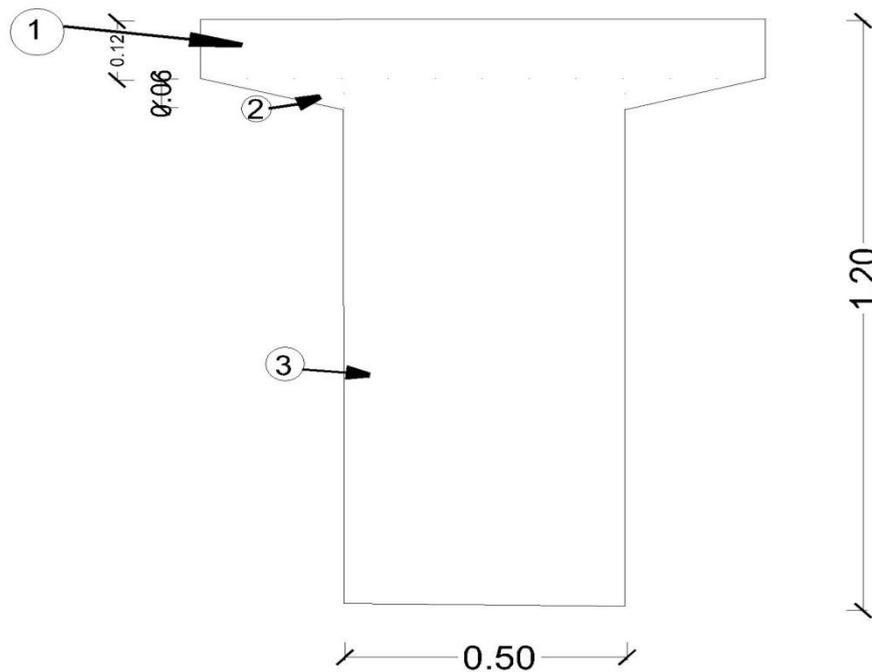


Figure III.4. Dimensions de la poutre à l'about

Tableau III.6. Calcul des données géométriques de la poutre à l'about

Section	Dimension (cm)	B (cm ²)	Z (cm)	S (cm ³)	I0 (cm ⁴)	I (cm ⁴)
1	100x12	1200	114	136800	14400	15609600
2	((25x6)/2) x2	150	106	15900	150	1685550
3	50x108	5400	51	275400	5248800	19294200
total		6750		428100		36589350

$$V' = \frac{\sum S}{\sum B} = \frac{428100}{6750} = 63.42 \text{ cm}$$

$$V = h - V' = 120 - 63.42 = 56.58 \text{ cm}$$

$$IG = I - B V'^2 = 36589350 - 6750 \times 63.42^2 = 9440199.3 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{9440199.3}{6750 \times 63.42 \times 56.58} = 0.389 = 38.9\%$$

Tableau III.7. Caractéristiques géométriques de la poutre à l'about

B (cm²)	6750
V' (cm)	63.42
V (cm)	56.58
IG (cm⁴)	9440199.3
ρ(%)	38.9

III.2.5 Caractéristiques géométriques de la section à l'about + hourdis

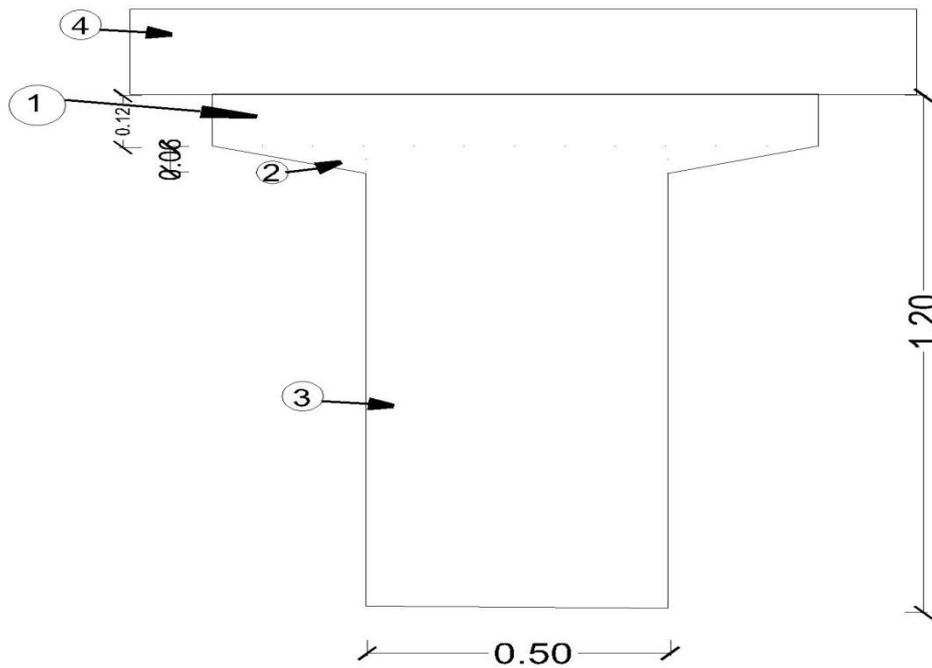


Figure III.5 : Dimensions de la poutre en travée +hourdis

$$B \text{ (total)} = B \text{ (poutre)} + B \text{ (hourdis)} = 6750 + 4500 = 11250 \text{ cm}^2$$

$$S \text{ (total)} = S \text{ (poutre)} + S \text{ (hourdis)} = 428100 + 585000 = 1013100 \text{ cm}^3$$

$$I \text{ (total)} = I \text{ (poutre)} + I \text{ (hourdis)} = 36589350 + 76200000 = 112789350$$

$$V' = \frac{\sum S}{\sum B} = \frac{1013100}{11250} = 90.05 \text{ cm}$$

$$V = h - V' = 140 - 90.05 = 49.95 \text{ cm}$$

$$IG = I - B V'^2 = 112789350 - 11250 \times 90.05^2 = 21563071.88 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{21563071.88}{11250 \times 90.05 \times 49.95} = 0.429 = 42.9\%$$

Tableau III.8 Caractéristiques géométriques de la poutre +hourdis à l'about

B (cm²)	11250
V' (cm)	90.05
V (cm)	49.95
IG (cm⁴)	21563071.88
ρ (%)	42.9

III.3. Pré-dimensionnement de la 2^{ème} variante (En béton armé) [3]

- **Poutre**

D'après le guide S.E.T.R.A, la hauteur des poutres varie dans l'intervalle :

1) **Hauteur** : est définie par la formule suivante : $\frac{L}{18} \leq H_p \leq \frac{L}{14}$

H_p : Hauteur de poutre

L : Longueur de la portée

Pour une portée de 6.5m : $0.36 \leq H_p \leq 0.46$

On prend $H_p=0.45$ m

Pour notre portée de 15.7m : $0.87 \leq H_p \leq 1.12$

On prend $H_p=1$ m

3) Section des poutres :

La section des poutres est :

- ✓ Rectangulaire aux abouts pour reprendre les efforts tranchants qui s'y développent
- ✓ En I aux milieux afin d'alléger le poids de poutre

2) Nombre et espacement des poutres :

Nombres des poutres : nous avons un tablier de largeur de 10m, deux travées de rive de 6.5m et 1 travée intermédiaire de 15.7, donc d'après le tableau et les nombres de travées le nombre de poutre est 4 (N=4)

Nombre de poutres :

Tableau III.9 : Nombres des poutres

Largeur de tablier	≤ 6	6 à 9	9 à 11	11 à 14
Nombre de poutres	2	3	4	5

3) Epaisseur de l'hourdis :

Elle est donnée en fonction des entre axes des poutres.

$$2.5 \leq E \leq 3.5$$

On prend un espacement entre axe $E = 3$ m

Tableau III.10 : Epaisseur de l'hourdi

E (m)	2.00	2.50	3.00	3.50
Hd (cm)	16	18	20	24

Hd = 20cm (épaisseur minimal)

On prend Hd = 20cm

4) L'épaisseur de l'Ame :

L'épaisseur de l'âme des poutres est comprise entre 20cm et 60cm donc

Largeur d'une poutre en section en T : $0.2h \leq b_0 \leq 0.4h$ donc par calcul

➤ Pour une portée de 6.5m on obtient :

$$0.09 \leq b_0 \leq 0.18 \quad , \quad \text{on prend } b_0=20\text{cm}$$

➤ pour une portée de 15.7m on obtient :

$$0.2 \leq b_0 \leq 0.4 \quad \text{on prend } b_0=30\text{cm}$$

5) Largeur et hauteur du Talon :

D'après le guide S.E.T.R.A, la formule de largeur de talon est :

$$bt \geq \frac{l \times L^2}{kt \times H_p^2} \quad \text{tel que :}$$

bt: largeur du talon

l : largeur du tablier (l=10 m)

L : longueur de la poutre

kt: coefficient sans dimension ($950 \leq kt \leq 1200$) on prend =1200

H_p: hauteur de la poutre

-Pour portée de L=6.5m on obtient :

$$bt \geq \frac{10 \times 6.5^2}{1200 \times 0.45^2} \quad \text{donc largeur de le tablier : } bt \geq 1.73$$

$$bt \geq \frac{1.73}{5} = 0.35\text{m} \quad \gg \gg \gg \quad bt = 0.40\text{m}$$

-Pour portée de L=15.7m on obtient :

$$bt \geq \frac{10 \times 15.7^2}{1200 \times 1^2} \quad \text{donc largeur de tablier : } bt \geq 2.05$$

$$bt \geq \frac{2.05}{5} = 0.41\text{m}$$

Pré-dimensionnements des variantes et descente de charges

On prend $bt=0.50m$

-Ensuite la hauteur du talon est comprise généralement entre 25 et 35cm, soit donc $H=35cm$

Distance du gousset de jonction, il doit être suffisamment incliné

Alors pour $\alpha = 56^\circ$

$$Tg\alpha=3/2=Y/X$$

$$\text{Avec } X = \frac{(50-30)}{2} = 10cm$$

Alors $Y=10 \times \frac{3}{2} = 15$ Donc on prend $h_{\text{pied}}=15cm$

6) Entretoise

La hauteur d'entretoise la formule est : $0,6H_p < h_e < 0,9H_p$

Donc pour portée de 6.5m : $0.27 < h_e < 0.41$ on prend $h_e=0.4cm$

Pour portée de 15.7m : $0.6 < h_e < 0.9$ on prend $h_e=0.7cm$

On prend $B_0=0.2m$ et la longueur est $E = 3m$

Tableau III.11 : Pré-dimensionnement d'un pont en béton armé (Portée 6.5m)

Pour une portée de 6.5m	
Éléments	Dimensions
Poutre	Hauteur <u>$H_p=0.45m$</u>
	Largeur de talon <u>$bt=40cm$</u>
	Epaisseur de l'âme <u>$b_0 = 20cm$</u>
	Epaisseur de talon <u>$b_0 = 30cm$</u>
Entretoise	Hauteur <u>$H_e=40cm$</u>
	Epaisseur <u>$b_0 = 20cm$</u>
Hourdi	Epaisseur <u>$H_o=0.25m$</u>

Tableau III.12 : Pré dimensionnement d'un pont en béton armé (Portée 15.7m)

Pour une portée de 15.7m	
Éléments	Dimensions
Poutre	Hauteur <u>Hp=1m</u>
	Largeur de talon <u>bt=50cm</u>
	Epaisseur de l'âme <u>b0 = 30cm</u>
	Epaisseur de talon <u>b0 = 40cm</u>
Entretoise	Hauteur <u>He=70cm</u>
	Epaisseur <u>b0 = 20cm</u>
Hourdi	Epaisseur <u>Ho=0.25m</u>

III.4. L'objectif d'analyse de deux variantes

L'objectif est de donner un point de vue sur les deux variantes d'une façon technico-économique, cela nous permettra de choisir le meilleur type d'ouvrage et le plus satisfaisant, en tenant compte de toutes les données imposées, c'est pour ça qu'il est important de voir les différents avantages et inconvénients de chaque variante, ce qui nous donnera l'avantage d'avoir un autre facteur à porter de main afin de trouver la solution.

III.5. L'analyse de deux variantes

Les deux variantes sont de bonnes solutions pour réaliser ce pont mais du côté exécutive le pont en béton armé est plus complexe par rapport au pont en béton précontraint car la réalisation de 3 travées de portées (2x6.5m et 15.7m) par le béton armé qui a besoin de 4 appuis, dépasse le nombre d'appuis de béton précontraint qui est de 2 appuis n'ayant qu'une seule travée de 28.7m

En outre, un des inconvénients du BA est qu'il est rigide au tassement de sol.

Nous expliquons plus loin dans une étude managériale analytique et comparative les critères sur lesquels nous effectuons nos sélections exécutive.

III.6. Evaluation des charges permanentes de la 1ère variante (en béton précontraint) :

- **Poids propre des poutres :**

$$G1 = Nbr \times S \times l \times \gamma_a$$

$$G1 = 5 \times 0.38 \times 28.7 \times 25$$

$$G1 = 1363.25KN$$

Avec : *Nbr*: Nombre de poutres

S: Section de la poutre

l: longueur de la poutre

γ_a : Poids volumique du béton précontraint

- **Poids propre des entretoises :**

$$G2 = 2 \times S \times l \times \gamma_a$$

$$G2 = 2 \times 0.12 \times 1.5 \times 25$$

$$G2 = 9KN$$

Avec : *S*: Section de l'entretoise

l: longueur de l'entretois

γ_a : Poids volumique du béton

- **Poids propre de l'hourdi :**

$$G3 = e \times L \times l \times \gamma_b$$

$$G3 = 0.2 \times 10 \times 28.7 \times 25$$

$$G3 = 1435KN$$

Avec : *e* : Epaisseur de l'hourdi

L: Largeur de l'hourdi

l: longueur de l'hourdi

γ_b : Poids volumique du béton armé

- **Trottoirs :**

$$G4 = 2 \times S \times l \times \gamma_b$$

$$G4 = 2 \times 0.47 \times 28.7 \times 25$$

$$G4 = 674.45KN$$

Avec : *S* : Section du trottoir

l: longueur de l'hourdi

γ_b : Poids volumique du béton armé

- **Corniche:**

$$G5 = S \times l \times \gamma_b$$

Pré-dimensionnements des variantes et descente de charges

$$G5 = 0.0948 \times 28.7 \times 25$$

$$G5 = 68.02KN$$

Avec : e : Epaisseur de l'étanchéité

L : Largeur de la chape d'étanchéité

γ_b : Poids volumique du béton armé

l : longueur de portée

- **Couche de revêtement :**

$$G6 = e \times l \times L \times \gamma_{ba}$$

$$G6 = 0.08 \times 28.7 \times 7 \times 22$$

$$G6 = 353.584KN$$

Avec : e : Epaisseur de l'étanchéité

L : Largeur de la chape d'étanchéité

γ_{ba} : Poids volumique de revetement

l : longueur de portée

- **Etanchéité :**

$$G7 = e \times l \times L \times \gamma_{ba}$$

$$G7 = 0.02 \times 28.7 \times 7 \times 22$$

$$G7 = 88.396KN$$

Avec : e : Epaisseur de l'étanchéité

L : Largeur de la chape d'étanchéité

γ_{ba} : Poids volumique butimine

l : longueur de portée

- **Garde corps :**

$$G8 = g_c \times l \times 2$$

$$G8 = 1 \times 28.7 \times 2$$

$$G8 = 57.4KN$$

Avec : g_s : Poids volumique du garde corps selon leur catalogue

l : longueur de portée

$$\sum G_t = 1363.25 + 9 + 1435 + 674.45 + 68.02 + 353.584 + 88.396 + 57.4$$

$$\sum G_t = 4049.1KN$$

III.7. Evaluation des surcharges routières de la 1ère variante [5]

Cette évaluation est faite d'après l'exigence du fascicule 61 titre II, Les surcharges concéderont sont :

- Surcharge A(L)
- Surcharge B
- Surcharge militaire MC120
- La surcharge exceptionnelle convoi D240
- La surcharge exceptionnelle convoi D280
- La surcharge sur trottoir

-L'ouvrage à une largeur chargeable égale a la largeur roulable $L_c=L_r=7m$

-Le nombre de voies=2

-Classe de pont : D'après le fascicule 61 titre II, On distingue trois classes de pont en fonction de leur L_r dans le tableau suivant

Tableau III.13. Classe de pont (LACROIX .M.R et all1980)

Classe de Pont	Largeur roulable
1	$L_r \geq 7m$
2	$5.5m \leq L_r \leq 7m$
3	$L_r \leq 5.5m$

Puisque on a une largeur roulable de 5m donc notre pont est de clase 1

- **La surcharge A(L)**

$$A(L)=a1 \times a2 \times A(l)$$

$$A(l) = 230 + \frac{3600}{L+12} \qquad \gggg A(l) = 2.3 + \frac{360}{28.7+12} = 11.15KN/m^2$$

-On distingue la valeur a1 d'après le tableau suivant :

Tableau III.14. Valeur du coefficient a1 (LACROIX .M.R et all1980)

Nombre de Voies		1	2	3
Classe du Pont	1 ^{er}	1	1	0.9
	2 ^{eme}	1	0.8	/
	3 ^{eme}	0.9	0.8	/

Puisque on a un pont de 1ère classe et de 2 voies, donc on prend $a1=1$

-On détermine la valeur d'a2 par la formule suivante $a2 = \frac{v_0}{v}$

Pré-dimensionnements des variantes et descente de charges

Avec : $V_0=3.5\text{m}$ (Pont de 1ere classe) d'après fascicule 61 titre II

$$V = \frac{Lc}{Nv} = \frac{7}{2} = 3.5\text{m}$$

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

-Par la suite : $A(L)=1 \times 1 \times 11.15$

$$A(L) = 11.15\text{KN/m}^2$$

$$q(A(L)) = A(L) \times Nv \times V$$

$$q(A(L)) = 11.15 \times 2 \times 3.5 \qquad q(A(L)) = 78.05\text{KN/m}$$

- **Surcharge B**

Ce système de charge comprend 3 systèmes de distinct :

- Le système Bc qui se compose de camion types (30t)
- Le système Bt se compose de groupe de 2 essieux dits « essieux tandems »
- Le système Br se compose d'une roue isolée (10t)

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

$$\text{Coefficient de majoration : } \delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4\frac{G}{S}}$$

- Surcharge Bc :

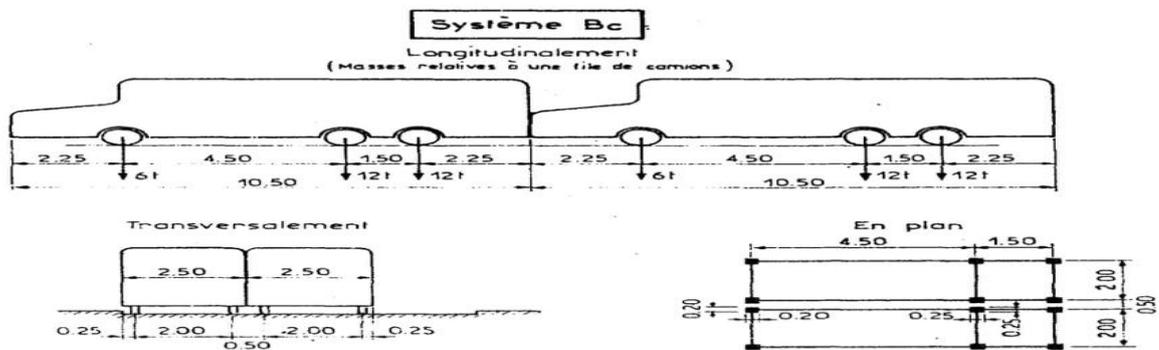


Figure III.6. Les caractéristiques du système Bc

La valeur des charges du système Bc prise en compte est multiple par le coefficient b_c , donné dans le tableau suivant :

Tableau III.15. Valeur du coefficient b_c

Nombres de convois		1	2	3
Classe du pont	1 ^{er}	1.2	1.1	0.95
	2 ^{eme}	1	1	/
	3 ^{eme}	1	0.8	/

Pré-dimensionnements des variantes et descente de charges

Le système Bc est majoré par ce coefficient de majoration : $\delta_{bc} = 1 + \frac{0.4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4\frac{G}{S}}$

Avec : G : La charge permanent de l'ouvrage

L : Longueur de travée

S : Poids maximale des surcharges que peut supporter l'hourdis

-Pour une Voie chargé : $bc=1.2$

$$S=600 \times 1.2=720\text{KN}$$

$$\delta=1.08$$

$$Bc = \delta \times S \qquad Bc=780.85\text{KN}$$

-Pour deux voies: $bc=1.1$

$$S=2 \times 600 \times 1.1=1320\text{KN}$$

$$\delta=1.10$$

$$Bc = \delta \times S \qquad Bc=1452\text{KN}$$

➤ Surcharge Bt

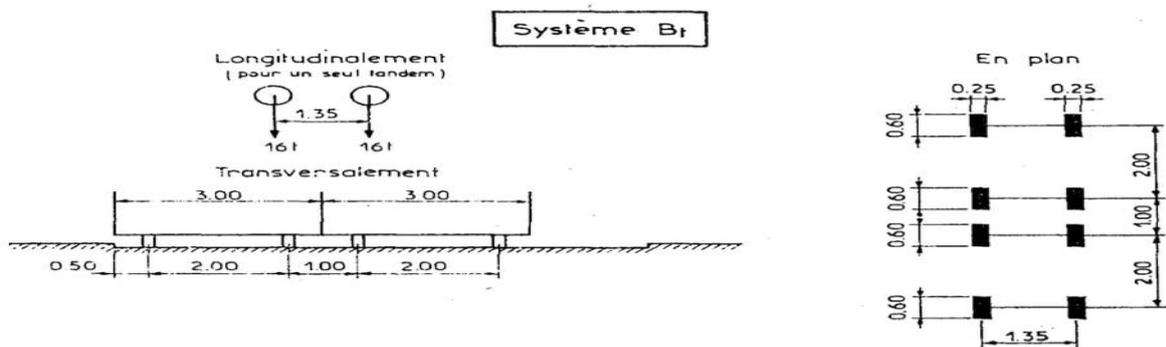


Figure III.7. Les caractéristiques du système Bt

La valeur des charges du système Bt prise en compte est multiple par le coefficient b_t , donné dans le tableau suivant :

Tableau III.16. Valeur du coefficient b_t

Classe de pont	1	2	3
Valeur de b_t	1	0.9	/

Pré-dimensionnements des variantes et descente de charges

-Pour une voie chargée :

$$S=320 \times 1=320\text{KN}$$

$$\delta=1.07$$

$$B_t = \delta \times S \qquad B_t=342.4\text{KN}$$

-Pour deux voies chargées:

$$S=2 \times 320 \times 1=640\text{KN}$$

$$\delta=1.08$$

$$B_t = \delta \times S \qquad B_t=692.35\text{KN}$$

➤ Surcharge Br

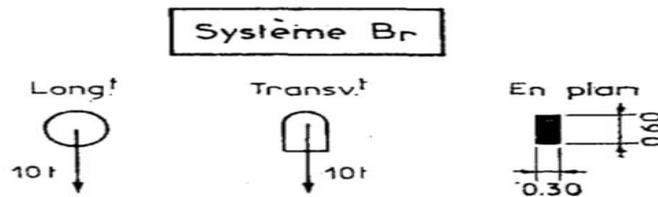


Figure III.8. Les caractéristiques du système Br

$$S=100\text{KN}$$

$$\delta=1.06$$

$$B_r = \delta \times S \qquad B_r=106.3\text{KN}$$

- **System Mc120**

Ce système renferme les charges militaires (véhicules militaires), chaque véhicule comporte de deux chenilles et ses caractéristiques sont : Poids totale $S = 110 \text{ t} = 1100\text{KN}$ et Longueur d'une chenille = 6.10 m avec Largeur d'une chenille = 1.00m

$$\delta=1.1$$

$$M_{c120} = \delta \times S \qquad M_{c120}=1.1 \times 1100 \qquad M_{c120}=1210\text{KN}$$

$$Q_{Mc120} = \frac{1210}{6.1} = 198.36\text{KN/m}$$

Pré-dimensionnements des variantes et descente de charges

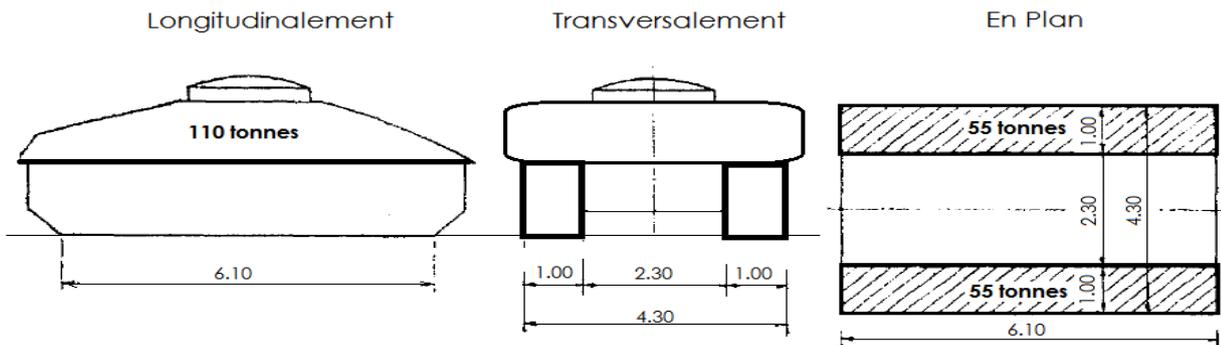


Figure III.9. Les caractéristiques du système Mc120

- **Charge exceptionnel type D240**

Elle s'agit d'une remorque a une longueur de 18.6m avec largeur 3.2m et Poids de 1400KN

$$S=1400\text{KN} \quad \delta=1.06$$

$$D240 = \delta \times S$$

$$D240=1.06 \times 1400$$

$$D240= 1485\text{KN}$$

D240

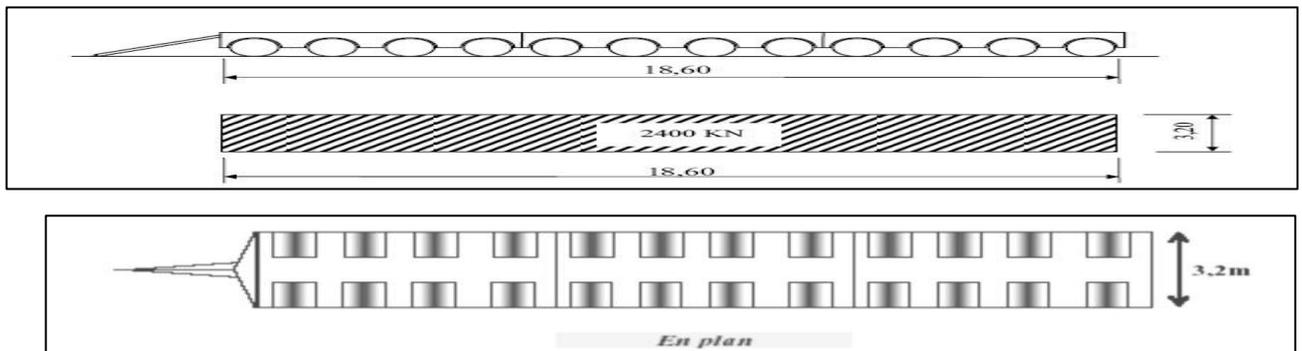


Figure III.10. Les caractéristiques du système D240

- **Charge exceptionnel type D280**

Cette charge s'agit de deux remorques de poids 1400KN chacun de longueur 11m et largeur 3.3m et espace de 8m entre eu

$$S=1400 \times 2=2800\text{KN}$$

$$\delta=1.10$$

$$D280 = \delta \times S \gg D240=1.10 \times 2800$$

$$D280= 3080\text{KN}$$

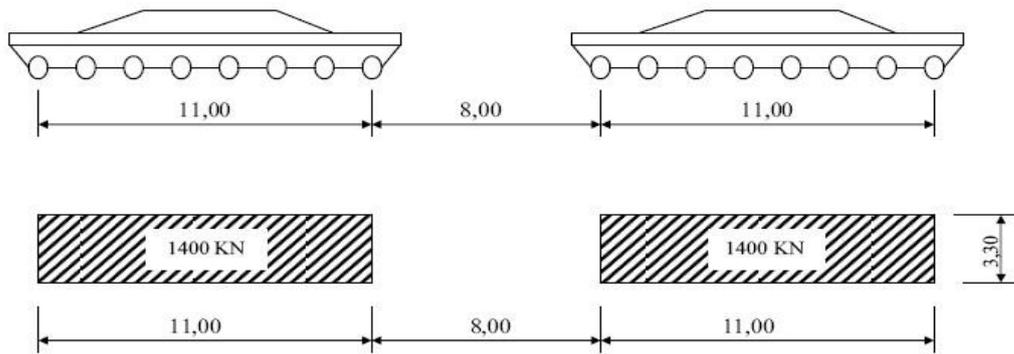


Figure III.11. Les caractéristiques du système D280

- **Surcharge trottoirs :**

Selon les Fascicule 61 titre II, On applique sur le trottoir une surcharge uniforme de 1.5 KN/m^2 , Pour deux trottoir d'1.5m nous avons :

$$Str = 2 \times 1.5 \times 1.5 \quad Str = 4.5 \text{ KN/ml}$$

- **Effort de freinage :**

- **Effort de freinage à A(L)**

$$F_A = \frac{Q(A(L))}{20 + 0.0035 \times S}$$

Avec : S : Surface chargée

$$S = 5 \times 28.7 \quad S = 143.5 \text{ m}^2$$

$$Q(A(L)) = 78.05 \times 28.7 \quad Q(A(L)) = 2240.04 \text{ KN}$$

$$F_A = \frac{2240.04}{20 + 0.0035 \times 143.5} \quad F_A = 109.25 \text{ KN}$$

- **Effort de freinage du Bc**

L'effort de freinage susceptible d'être développé par le système Bc se trouve limité par le texte des instructions au poids d'un véhicule de 30 tonnes. $F_{bc} = 30t = 300 \text{ KN}$

III.8. Evaluation des charges permanentes de la 2ème variante (en béton armé)

- **Poids propre des poutres :**

$$G1 = Nbr \times S \times l \times \gamma_a$$

$$G1 = 4 \times 0.485 \times 15.7 \times 25$$

$$G1 = 761.45 \text{ KN/ml}$$

Avec : Nbr: Nombre de poutres

Pré-dimensionnements des variantes et descente de charges

S: Section de la poutre

l: longueur de la poutre

γ_a : Poids volumique du béton précontraint

- **Poids propre des entretoises :**

$$G2 = 2 \times 4 \times S \times l \times \gamma_a$$

$$G2 = 2 \times 0.14 \times 1.5 \times 25$$

$$G2 = 11.25 \text{KN/ml}$$

Avec : *S*: Section de l'entretoise

l: longueur de l'entretois

γ_a : Poids volumique du béton

- **Poids propre de l'hourdi :**

$$G3 = e \times L \times l \times \gamma_b$$

$$G3 = 0.2 \times 10 \times 15.7 \times 25$$

$$G3 = 785 \text{KN/ml}$$

Avec : *e* : Epaisseur de l'hourdi

L: Largeur de l'hourdi

l: longueur de l'hourdi

γ_b : Poids volumique du béton armé

- **Trottoirs :**

$$G4 = 2 \times S \times l \times \gamma_b$$

$$G4 = 2 \times 0.47 \times 15.7 \times 25$$

$$G4 = 368.95 \text{KN/ml}$$

Avec : *S* : Section du trottoir

l: longueur de l'hourdi

γ_b : Poids volumique du béton armé

- **Corniche:**

$$G5 = S \times l \times \gamma_b$$

$$G5 = 0.0948 \times 15.7 \times 25$$

$$G5 = 37.20 \text{KN/ml}$$

Avec : *e*: Epaisseur de l'étanchéité

L: Largeur de la chape d'étanchéité

γ_b : Poids volumique du béton armé

l: longueur de portée

Pré-dimensionnements des variantes et descente de charges

- **Couche de revêtement :**

$$G6 = e \times l \times L \times \gamma_{ba}$$

$$G6 = 0.08 \times 15.7 \times 7 \times 22$$

$$G6 = 193.42 \text{KN/ml}$$

Avec : *e*: Epaisseur de l'étanchéité

L: Largeur de la chape d'étanchéité

γ_{ba} : Poids volumique de revêtement

l: longueur de portée

- **Etanchéité :**

$$G7 = e \times l \times L \times \gamma_{ba}$$

$$G7 = 0.02 \times 15.7 \times 7 \times 22$$

$$G7 = 48.36 \text{KN/ml}$$

Avec : *e*: Epaisseur de l'étanchéité

L: Largeur de la chape d'étanchéité

γ_{ba} : Poids volumique butimine

l: longueur de portée

- **Garde corps :**

$$G8 = g_c \times l \times 2$$

$$G8 = 1 \times 15.7 \times 2$$

$$G8 = 31.4 \text{KN/ml}$$

Avec : *g_s*: Poids volumique du garde corps selon leur catalogue

l: longueur de portée

$$\sum G_t = 761.45 + 11.25 + 785 + 368.95 + 37.2 + 193.42 + 48.36 + 31.4$$

$$\sum G_t = 2237.03 \text{KN/ml}$$

III.9.Evaluation des surcharges routières de la 2ème variante [5]

Cette évaluation est faite d'après l'exigence du fascicule 61 titre II, Les surcharges concéderont sont :

- Surcharge A(L)
- Surcharge B
- Surcharge militaire MC120
- La surcharge exceptionnelle convoi D240

Pré-dimensionnements des variantes et descente de charges

- La surcharge exceptionnelle convoi D280
- La surcharge sur trottoir

-L'ouvrage à une largeur chargeable égale à la largeur roulable $L_c=L_r=7m$

-Le nombre de voies=2

-Classe de pont : D'après le fascicule 61 titre II, On distingue trois classes de pont en fonction de leur L_r dans le tableau suivant

Puisque on a une largeur roulable de 7m donc notre pont est de classe 1

- **La surcharge A(L)**

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

$$A(l) = 230 + \frac{3600}{L+12} \quad \gggg A(l) = 2.3 + \frac{360}{15.7+12} = 15.3KN/m^2$$

Puisque on a un pont de 3ème classe et de 2 voies, donc on prend $a_1=1$

-On détermine la valeur d' a_2 par la formule suivante $a_2 = \frac{V_0}{V}$

Avec : $V_0=3.5m$ (Pont de 1ere classe) d'après fascicule 61 titre II

$$V = \frac{L_c}{Nv} = \frac{7}{2} = 3.5 \quad \text{Donc } a_2 = \frac{3.5}{3.5} = 1$$

-Par la suite : $A(L)=1 \times 1 \times 15.3$

$$A(L) = 15.3KN/m^2$$

$$q(A(L)) = A(L) \times Nv \times V$$

$$q(A(L)) = 15.3 \times 2 \times 3.5 \quad q(A(L)) = 107.07KN/m$$

- **Surcharge B**

Ce système de charge comprend 3 systèmes de distinct :

- Le système Bc qui se compose de camion types (30t)
- Le système Bt se compose de groupe de 2 essieux dits « essieux tandems »
- Le système Br se compose d'une roue isolée (10t)

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

$$\text{Coefficient de majoration : } \delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4\frac{G}{S}}$$

- Surcharge Bc :

La valeur des charges du système Bc prise en compte est multiple par le coefficient bc,

Pré-dimensionnements des variantes et descente de charges

Le système Bc est majoré par ce coefficient de majoration : $\delta_{bc} = 1 + \frac{0.4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4\frac{G}{S}}$

Avec : G : La charge permanent de l'ouvrage

L : Longueur de travée

S : Poids maximale des surcharges que peut supporter l'hourdis

-Pour une voie chargée : $bc=1.2$

$$S=600 \times 1.2=720\text{KN}$$

$$\delta=1.1$$

$$Bc = \delta \times S \qquad Bc=750\text{KN}$$

-Pour deux voies chargées: $bc=1.1$

$$S=2 \times 600 \times 1.1=1320\text{KN}$$

$$\delta=1.13$$

$$Bc = \delta \times S \qquad Bc=1491.6\text{KN}$$

➤ Surcharge Bt

La valeur des charges du système Bt prise en compte est multiple par le coefficient bt

-Pour une voie chargée :

$$S=320 \times 1=320\text{KN}$$

$$\delta=1.08$$

$$Bt = \delta \times S \qquad Bt=345.6\text{KN}$$

-Pour deux voies chargées :

$$S=2 \times 320 \times 1=640\text{KN}$$

$$\delta=1.14$$

$$Bt = \delta \times S \qquad Bt=729.6\text{KN}$$

➤ Surcharge Br

$$S=100\text{KN}$$

$$\delta=1.10$$

$$Br = \delta \times S \qquad Br=110\text{KN}$$

Pré-dimensionnements des variantes et descente de charges

- **System Mc120**

Ce système renferme les charges militaires (véhicules militaires), chaque véhicule comporte de deux chenilles et ses caractéristiques sont : Poids totale $S = 110 \text{ t} = 1100 \text{ KN}$ et Longueur d'une chenille = 6.10 m avec Largeur d'une chenille = 1.00m

$$\delta = 1.16$$

$$Mc120 = \delta \times S$$

$$Mc120 = 1.16 \times 1100 \quad Mc120 = 1276 \text{ KN} \quad QMc120 = \frac{1276}{6.1} = 209.18 \text{ KN/m}$$

- **Charge exceptionnel type D240**

Elle s'agit d'une remorque a une longueur de 18.6m avec largeur 3.2m et Poids de 1400KN

$$S = 1400 \text{ KN} \quad \delta = 1.17$$

$$D240 = \delta \times S$$

$$D240 = 1.17 \times 1400$$

$$D240 = 1638 \text{ KN}$$

- **Charge exceptionnel type D280**

Cette charge s'agit de deux remorques de poids 1400KN chacun de longueur 11m et largeur 3.3m et espace de 8m entre eu

$$S = 1400 \times 2 = 2800 \text{ KN}$$

$$\delta = 1.23$$

$$D280 = \delta \times S \gg D280 = 1.23 \times 2800$$

$$D280 = 3444 \text{ KN}$$

- **Surcharge trottoirs :**

Selon les Fascicule 61 titre II, On applique sur le trottoir une surcharge uniforme de 1.5 KN/m^2 , Pour deux trottoir d'1.5m nous avons :

$$Str = 2 \times 1.5 \times 1.5$$

$$Str = 4.5 \text{ KN/ml}$$

- **Effort de freinage :**

- **Effort de freinage à A(L)**

$$F_A = \frac{Q(A(L))}{20 + 0.0035 \times S}$$

Avec : S : Surface chargée

$$S = 4 \times 28.7$$

$$S = 114.8 \text{ m}^2$$

Pré-dimensionnements des variantes et descente de charges

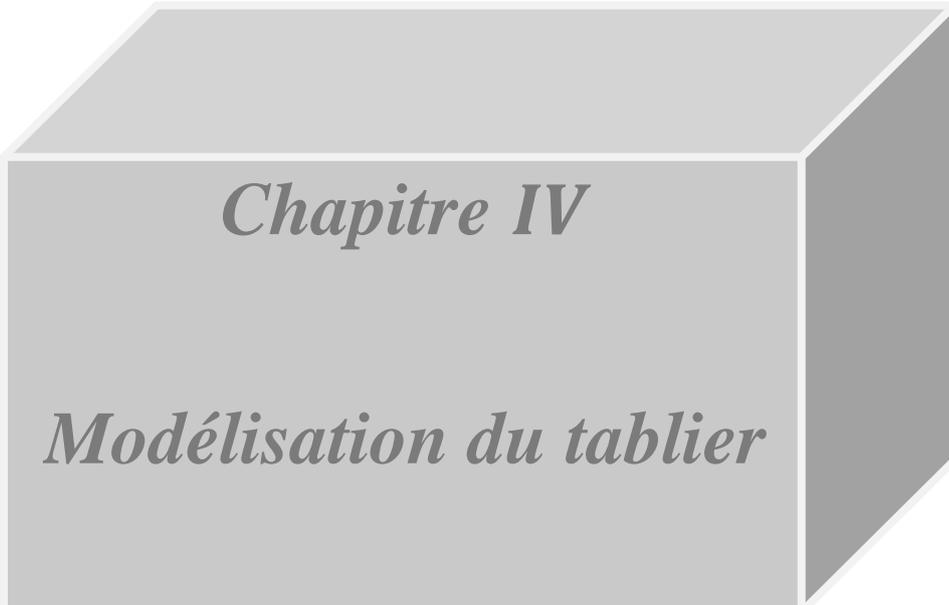
$$Q (A (L)) = 107.07 \times 15.7 \quad Q (A (L)) = 1681 \text{KN}$$

$$F_A = \frac{1681}{20 + 0.0035 \times 114.8} \quad F_A = 82.4 \text{K}$$

➤ Effort de freinage du Bc

L'effort de freinage susceptible d'être développé par le système Bc se trouve limité par le texte des instructions au poids d'un véhicule de 30 tonnes.

$$F_{bc} = 30t = 300 \text{ KN}$$



Chapitre IV

Modélisation du tablier

IV.1.Introduction

Le SAP 2000(Structural Analytique Program) est l'un des logiciels de calcul des efforts internes, conçu par la compagnie Computers & Structures Inc.

Il est utilisé par les ingénieurs particulièrement adapté aux ouvrages d'art de génie civil.

Ainsi qu'il est utilisé pour des différents types de structures, en BA béton armé, ou béton précontraint BP, ou autres structures et matériaux de construction et sous différentes formes de chargement

Dans le but de traiter plusieurs types de chargement statique (poids propre de la structure et charges d'exploitation) ou dynamique (séisme, explosion...)

IV.2.La modélisation

Son but est de développer un modèle capable de décrire une manière approximative de faire fonctionner la structure

Cela nous permet d'avoir une réelle appréciation du comportement de notre structure via les contraintes appliquées à travers les efforts internes résultant d'une analyse numérique sous les différents cas de charge

On étudiera en première partie une seule travée (une dalle de 20cm d'épaisseur en béton armé avec 5 poutres en béton précontraint de longueur 28.7m)

En seconde partie une seule travée (une dalle de 20cm d'épaisseur en béton armé avec 4 poutres en béton armé de longueur 15,7m)

Les poutres sont considéré comme un élément (precastoncrete) en forme de I (préfabriqué en béton), et la dalle considérée comme un élément finis SHELL

IV.3. Les étapes de modélisation

- **Choix de l'unité :**

La première étape avant de commencer est de choisir l'unité, On adopte le **KN, m, c**

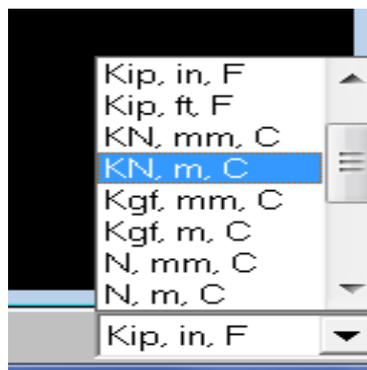


Figure IV.1.Choix d'unité

Modélisation du tablier

- **Choix du modèle**

Après cliquant **FILE/NEW MODEL**, le programme de SAP 2000 nous offre différents modèles à choisir, nous choisissons **QUICK BRIDGE**

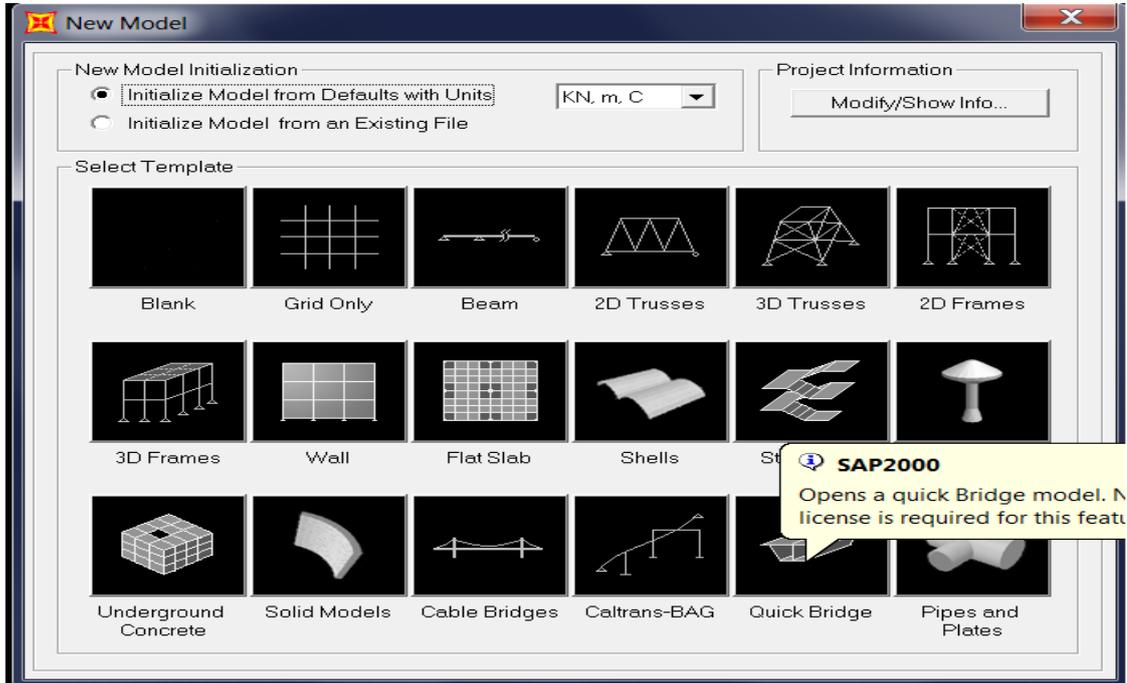


Figure IV.2.Choix du modèle

- **Longueurs de pont :**

Après le choix du modèle le programme nous demande de rentrer les longueurs de pont

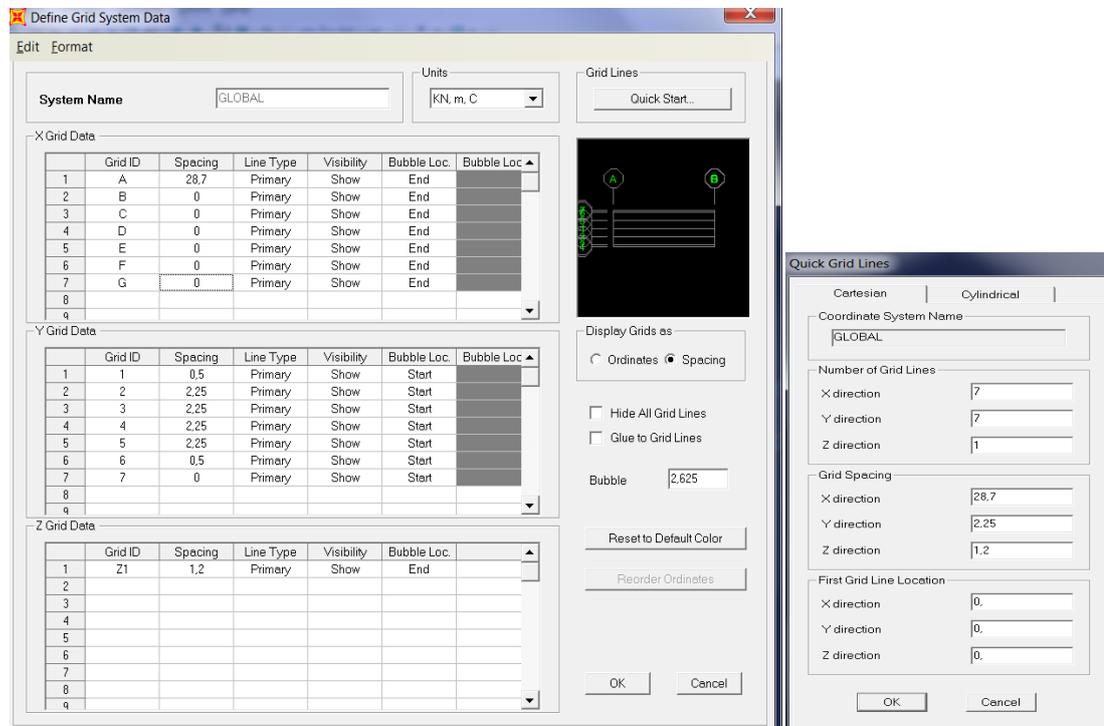


Figure IV.3.Longueurs de pont

Modélisation du tablier

- **Choix du matériau :**

On passe ensuite par la description **BRIDGE** pour le choix de la sous-tâche **BRIDGE WIZARD** dans laquelle on trouve toutes les étapes nécessaires pour la modélisation du notre pont, on commence par le choix du matériau **MATERIAL PROPERTIES**

Material Property Data

General Data
Material Name and Display Color:
Material Type:
Material Notes:

Weight and Mass
Weight per Unit Volume:
Mass per Unit Volume:
Units:

Isotropic Property Data
Modulus of Elasticity, E:
Poisson's Ratio, U:
Coefficient of Thermal Expansion, A:
Shear Modulus, G:

Other Properties for Concrete Materials
Specified Concrete Compressive Strength, f'c:
 Lightweight Concrete
Shear Strength Reduction Factor:

Switch To Advanced Property Display

Figure IV.4.Choix du matériau

- **Modélisation de la poutre :**

Après le choix du matériau on passe à **FRAME SECTION** pour présenter les dimensions des 5 poutres

Precast Concrete I Girder

Section Name: Display Color:

Set Section Dimensions Based on a Standard Section:

Section Dimensions

Dimension	Value
B1	1
B2	0.5
B3	0.5
B4	0
D1	1.2
D2	0.12
D3	0.06
D4	0
D5	0
D6	0.127

Material:

Properties:

Property Modifiers:

Section Notes:

Figure IV.5.Dimensionnement des poutres

Modélisation du tablier

- **Modélisation du tablier :**

Pour déclarer le type de plaque, on doit aller au **DEFINE** sur la tâche **AREA SECTION**, pour notre cas on utilise une plaque épaisse avec une épaisseur de 0,2m

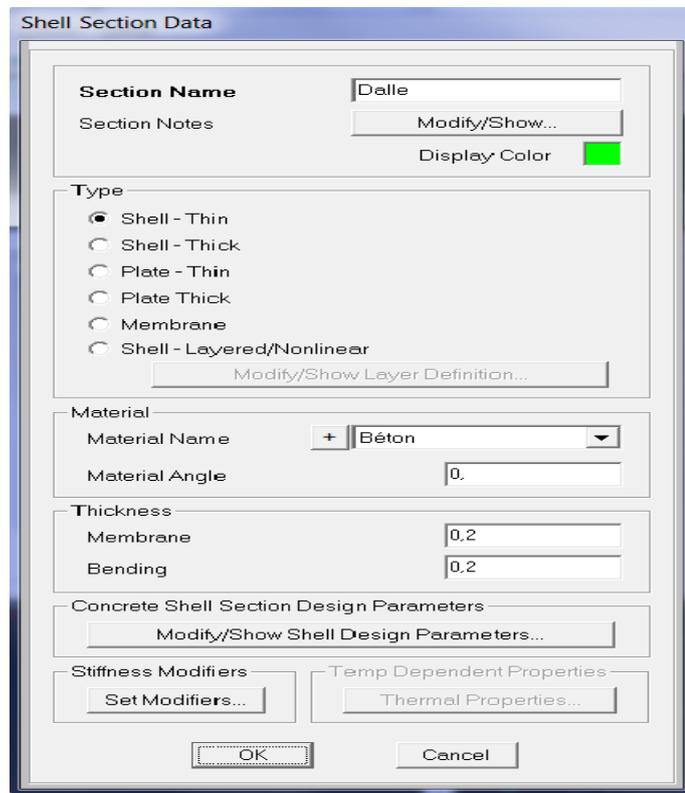


Figure IV.6. Modélisation du tablier

- **Choix type d'appuis :**

On section notre dessin sur le logiciel pour la définition d'appui

ASSIGN → **JOINT** → **RESTRAINT**

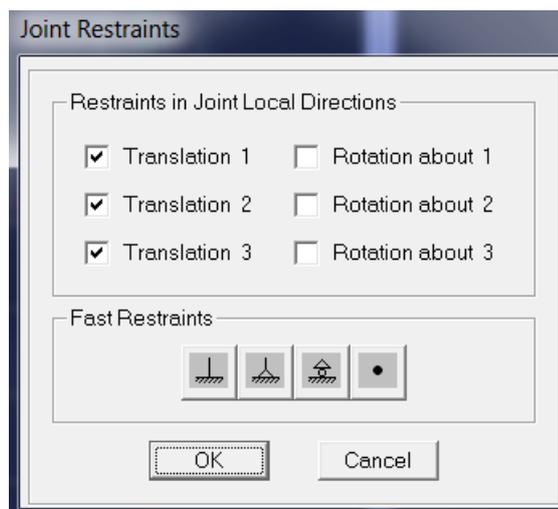


Figure IV.7. Choix de type d'appui

Modélisation du tablier

- Définition des charges mobiles :

On passe ensuite par la description **BRIDGE** pour créer les charges tapées mobiles

On commence par **LANES**

Bridge Layout Line	Station m	Centerline Offset m	Lane Width m
BLL1	0	1,75	3,5
BLL1	28,7	1,75	3,5
BLL1			

Figure IV.8.définition de la ligne

Puis on définit les charges par la tâche **VEHICLES**

Define Vehicles

Vehicles:

- Bc
- Br
- MC120
- D240
- D280
- AL
- Str

Choose Vehicle Type to Add:

Add Standard Vehicle

Click to:

Add Vehicle...

Modify/Show Vehicle...

Delete Vehicle

OK Cancel

Figure IV.9.définition des charges mobiles

Modélisation du tablier

General Vehicle Data

Vehicle name: Bc Units: KN, m, C

Floating Axle Loads

	Value	Width Type	Axle Width
For Lane Moments	0.	One Point	
For Other Responses	0.	One Point	

Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Usage

Lane Negative Moments at Supports
 Interior Vertical Support Forces
 All other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load

Lane Exterior Edge: 0,3048
 Lane Interior Edge: 0,6096

Length Effects

Axle: None (Modify/Show...)
 Uniform: None (Modify/Show...)

Loads

Load	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		0.	Zero Width		30.	One Point	
Leading Load	Infinite		0.	Zero Width		30.	One Point	
Fixed Length	4,5		0.	Zero Width		60.	One Point	
Fixed Length	1,5		0.	Zero Width		60.	One Point	
Fixed Length	4,5		0.	Zero Width		30.	One Point	
Fixed Length	4,5		0.	Zero Width		60.	One Point	
Fixed Length	1,5		0.	Zero Width		60.	One Point	
Trailing Load	Infinite		0.	Zero Width				

Add Insert Modify Delete

Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only Straddle Reduction Factor:

Vehicle Remains Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction)

OK Cancel

Figure IV.10.Système Bc

General Vehicle Data

Vehicle name: Mc120 Units: KN, m, C

Floating Axle Loads

	Value	Width Type	Axle Width
For Lane Moments	0.	One Point	
For Other Responses	0.	One Point	

Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Usage

Lane Negative Moments at Supports
 Interior Vertical Support Forces
 All other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load

Lane Exterior Edge: 0,3048
 Lane Interior Edge: 0,6096

Length Effects

Axle: None (Modify/Show...)
 Uniform: None (Modify/Show...)

Loads

Load	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		0.	Zero Width		0.	One Point	
Leading Load	Infinite		0.	Zero Width		0.	One Point	
Fixed Length	0,61		0.	Zero Width		55.	One Point	
Fixed Length	0,61		0.	Zero Width		55.	One Point	
Fixed Length	0,61		0.	Zero Width		55.	One Point	
Fixed Length	0,61		0.	Zero Width		55.	One Point	
Fixed Length	0,61		0.	Zero Width		55.	One Point	
Fixed Length	0,61		0.	Zero Width		55.	One Point	

Add Insert Modify Delete

Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only Straddle Reduction Factor:

Vehicle Remains Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction)

OK Cancel

Figure IV.11.Système MC120

Modélisation du tablier

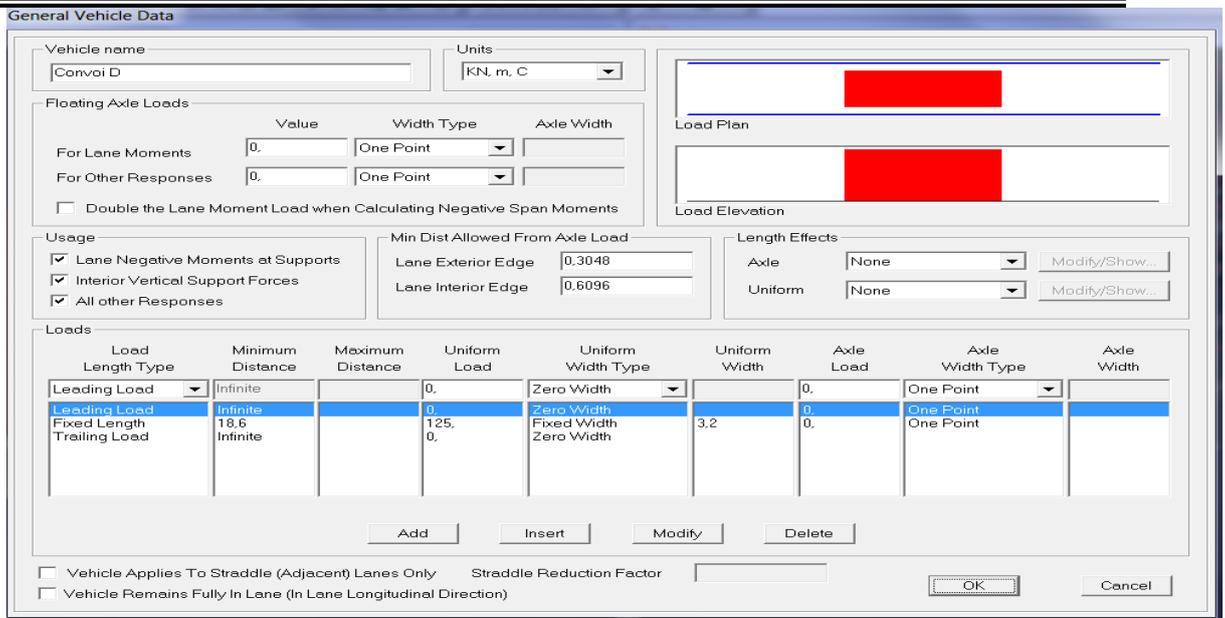


Figure IV.12. Système Convoi D

Après on définit les classes des charges mobiles comme ce suit : **VEHICLE CLASSES**

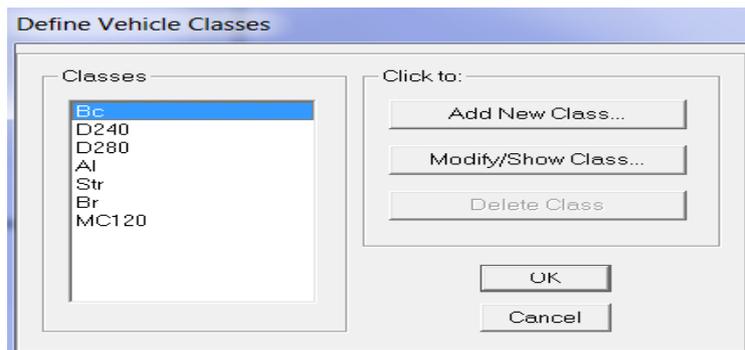


Figure IV.13. Les classes des charges mobiles

- **Analyse de système :**

Comme dernière étape, après avoir entré et défini tout ce qui est nécessaire pour le programme on passe par la description **ANALYZE** sur **SET ANALYSIS OPTION** et on clique sur **PLAN GRID**

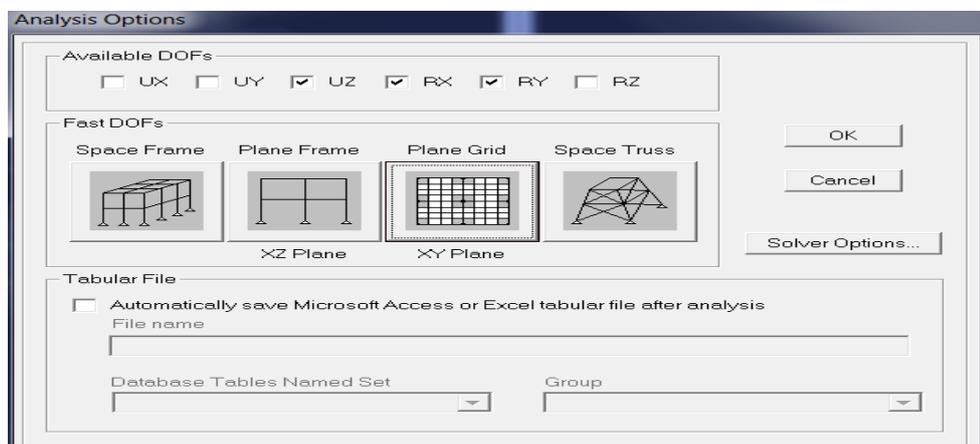


Figure IV.14. Option des analyses

Ensuite SET LOAD CASES TO RUN

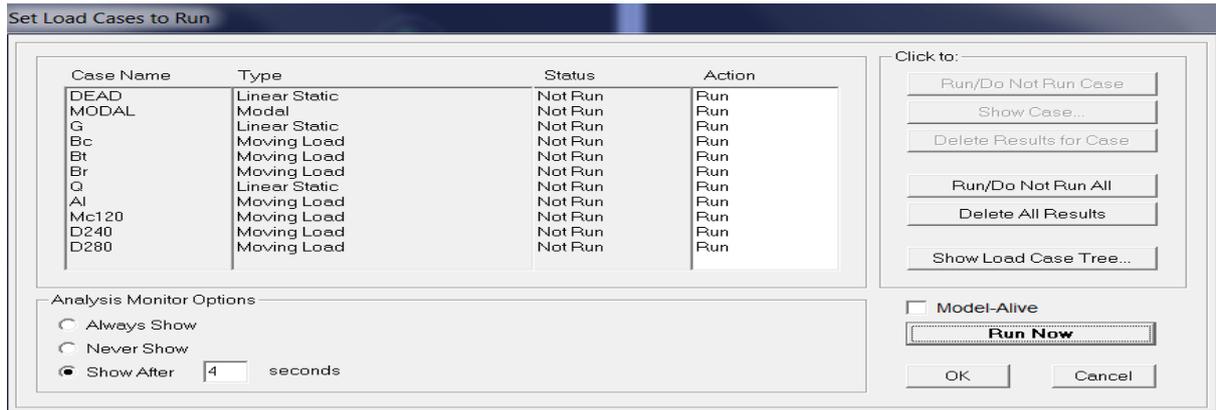


Figure IV.15. Lancer les analyses

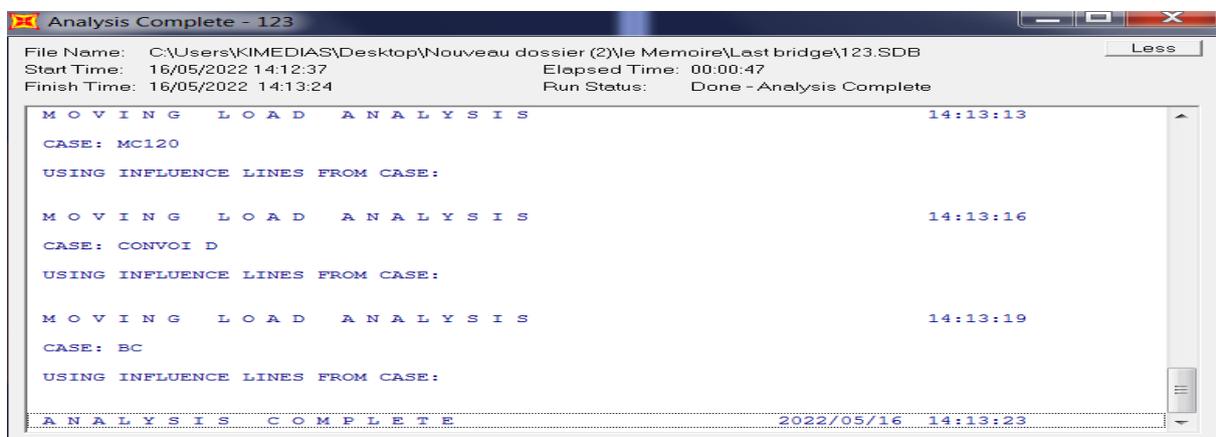


Figure IV.16. Tableau des analyses

IV.4. Les différents cas de charge

- G : Charge permanente
- Q : Les surcharges
- A(L) : Surcharge uniformément répartie sur la largeur roulable définie comme charge linéairement statique.
- Bc, Br : Surcharges des camions type, définie (movingload)
- MC120 : Surcharge militaire, définie comme une charge mobile
- D240 : Convois exceptionnels (movingload)
- D280 : Convois exceptionnels (movingload)

Modélisation du tablier

- **Combinaisons à l'état limite ultime (ELU):**

Ce tableau dessous présente les combinaisons ELU

Tableau IV.1 Combinaisons ELU

ELU (A(L))	1.35G+1.5Q+1.6A(L)
ELU (Bc)	1.35G+1.5Q+1.6Bc
ELU (Br)	1.35G+1.5Q+1.6Br
ELU (Mc120)	1.35G+1.5Q+1.35Mc120
ELU (D240)	1.35G+1.5Q+1.35D240
ELU (D280)	1.35G+1.5Q+1.35D280

$$1.35G+1.5Q+\text{MAX} [1.6A(L) ; 1.6Bc ; 1.6Br ; 1.35MC120 ; 1.35D240 ; 1.35D280]$$

- **Combinaisons à l'état limite de service (ELS) :**

Ce tableau dessous présente les combinaisons ELS

Tableau IV.2. Combinaisons ELS

ELS (A(L))	G+Q+1.2A(L)
ELS (Bc)	G+Q+1.2Bc
ELS (Br)	G+Q+1.2Br
ELS (Mc120)	G+Q+Mc120
ELS (D240)	G+Q+D240
ELS (D280)	G+Q+D280

$$G+Q+\text{MAX} [1.2A(L) ; 1.2Bc ; 1.2Br ; MC120 ; D240 ; D280]$$

IV.5. Les résultats obtenus par le logiciel SAP2000

Les résultats obtenus sont donnés dans les tableaux ci-dessous, ils représentent les moments de flexion, les efforts tranchants ainsi que les moments longitudinaux et transversaux de la dalle, On considère les efforts obtenus sous charges permanentes et pour les combinaisons défavorables à l'état limite ultime (ELU) et à l'état limite de service (ELS).

- ❖ **1ère variante (en béton précontraint)**

Modélisation du tablier

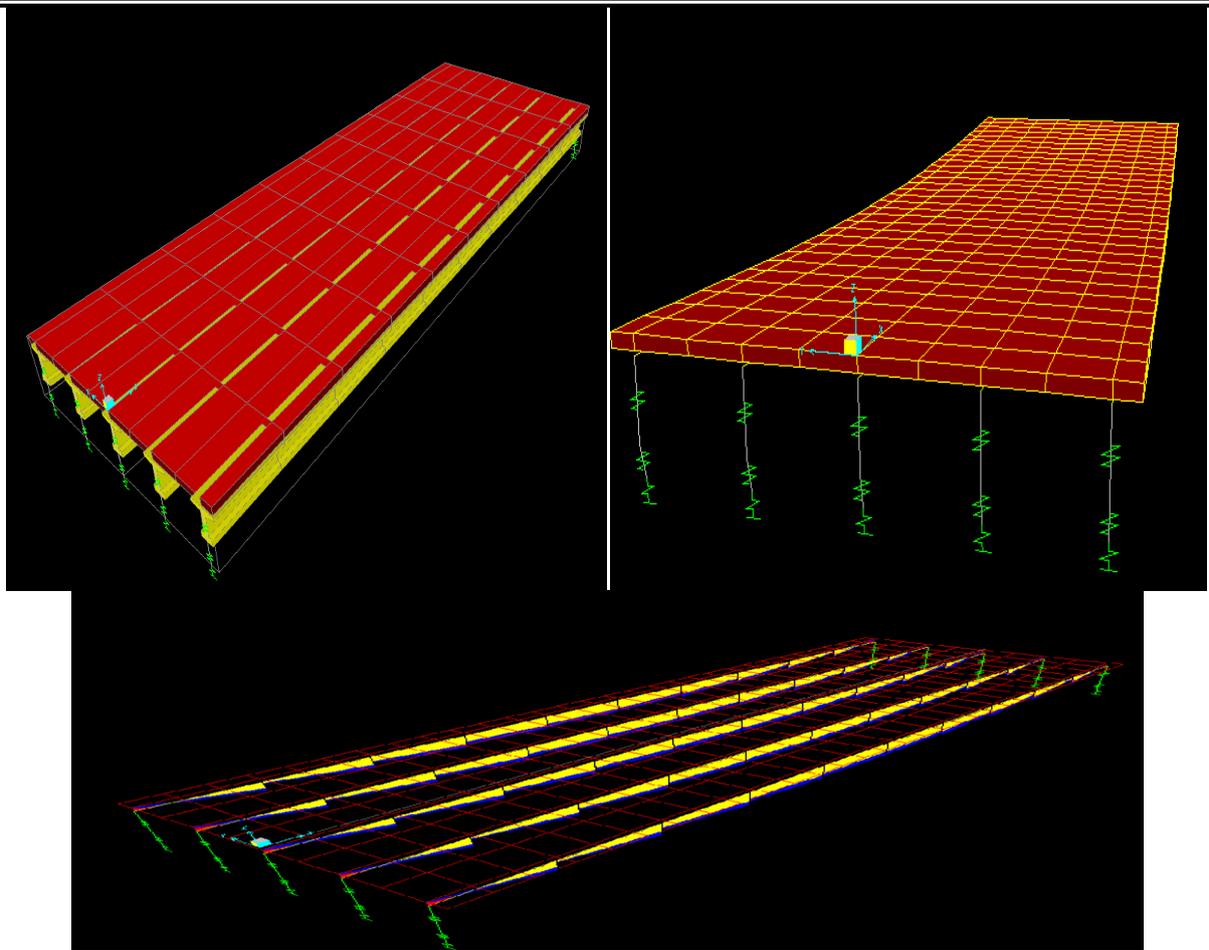


Figure IV.17. Les résultats obtenues

- **Les moments fléchissant**

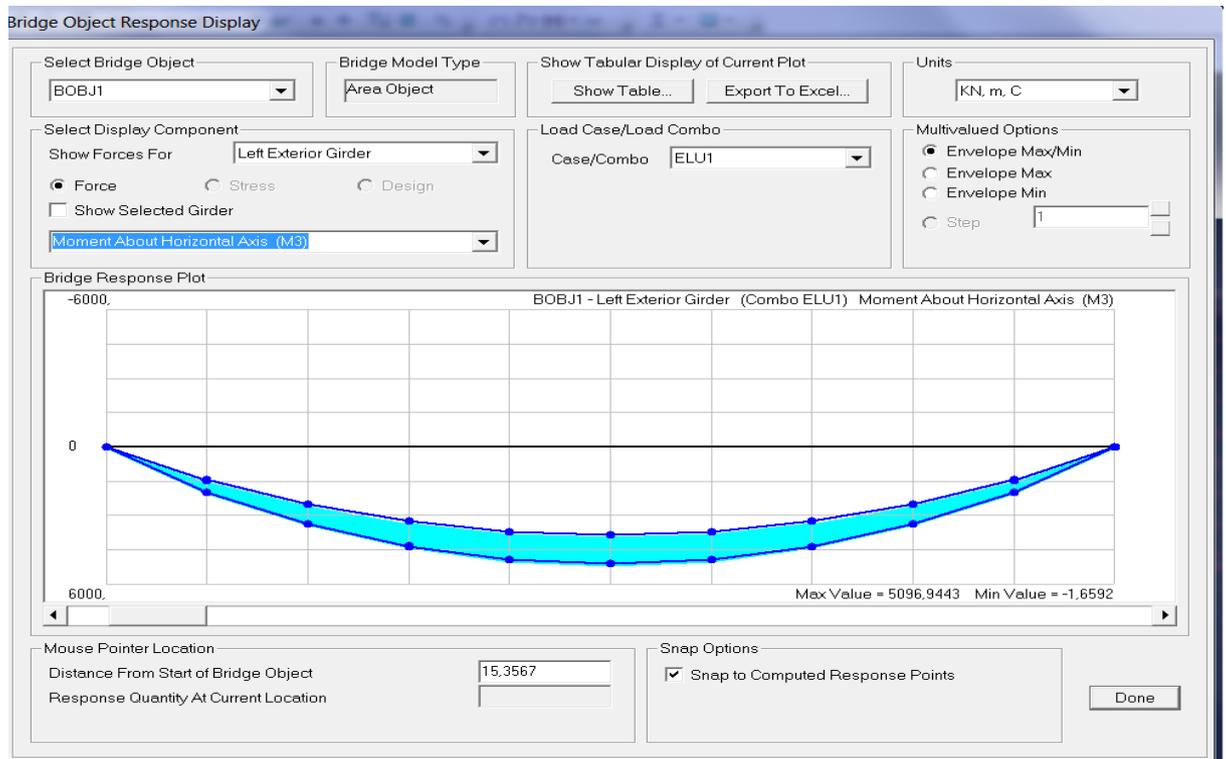


Figure IV.18. Les moments fléchissant (la 1ère variante)

Modélisation du tablier

➤ Les moments dus au poids propre

Tableau IV.3. Les moments fléchissant dans les poutres (1ère variante)

N° de Poutre	Le moment (KN.m)
Poutre 1	2499.70
Poutre 2	2754.75
Poutre 3	2758.96
Poutre 4	2727.87
Poutre 5	2465.15

Le moment maximal est : 2758.96 KN.m

➤ Chargement Bc

Tableau IV.4. Chargement Bc (1ère variante)

N° de Poutre	Moment à L'ELU (KN.m)	Moment à L'ELS (KN.m)
Poutre 1	5096.94	3751.46
Poutre 2	5364.40	3952.05
Poutre 3	5330.77	3929.39
Poutre 4	5322.21	3920.61
Poutre 5	5048.48	3751.29

➤ Chargement Mc120

Tableau IV.5. Chargement Mc120 (1ère variante)

N° de Poutre	Moment à L'ELU (KN.m)	Moment à L'ELS (KN.m)
Poutre 1	4521.50	3313.70
Poutre 2	5208.33	3825.30
Poutre 3	5492.42	4038.06
Poutre 4	5715.41	4200.80
Poutre 5	5783.23	4248.09

Modélisation du tablier

➤ Chargement ConvoiD

Tableau IV.6.Chargement ConvoiD (1ère variante)

N° de Poutre	Moment à L'ELU (KN.m)	Moment à L'ELS (KN.m)
Poutre 1	5688.46	4178.12
Poutre 2	6351.34	4671.96
Poutre 3	6382.75	4697.55
Poutre 4	6300.14	4633.92
Poutre 5	5630.01	4134.60

➤ Chargement AI

Tableau IV.7.Chargement AI (1ère variante)

N° de Poutre	Moment à L'ELU (KN.m)	Moment à L'ELS (KN.m)
Poutre 1	1738.94	1232.96
Poutre 2	1692.47	1198.09
Poutre 3	1745.07	1240.12
Poutre 4	2085.26	1492.90
Poutre 5	2381.95	1715.40

Le moment fléchissant maximal est : 6382.75 KN.m à L'ELU et 4697.55 à L'ELS

- **Les efforts tranchants**

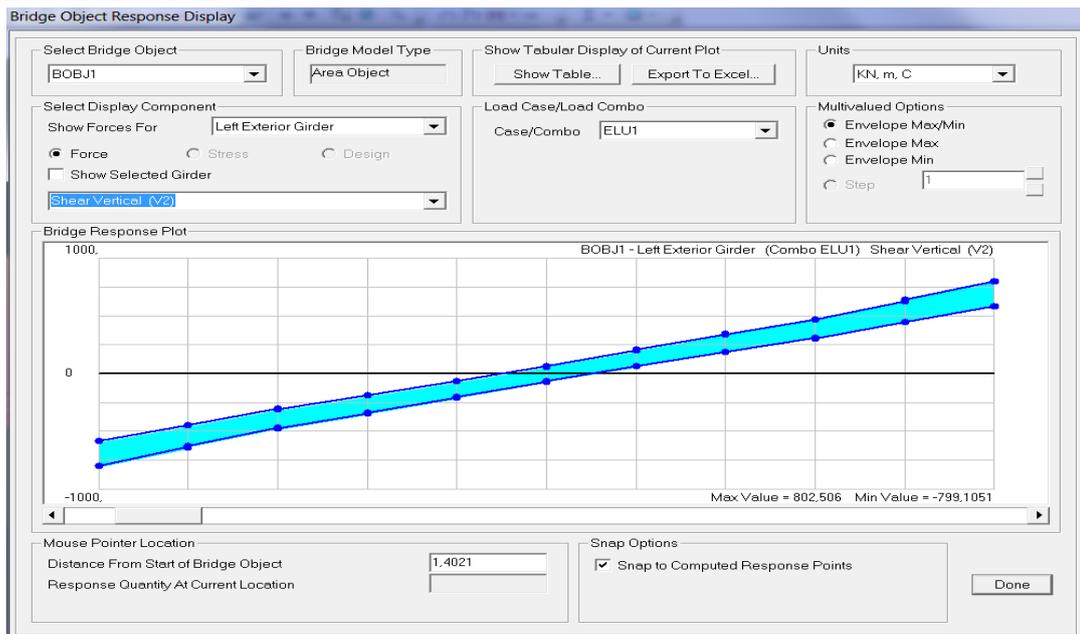


Figure IV.19.Les efforts tranchants (la 1ère variante)

Modélisation du tablier

Tableau IV.8. L'effort tranchant dans les poutres (1ère variante)

N° de Poutre	L'effort (KN.m)
Poutre 1	379.58
Poutre 2	397.50
Poutre 3	399.11
Poutre 4	396.65
Poutre 5	377.01

L'effort tranchant maximal est : 366.27 KN.m

➤ **Chargement Bc**

Tableau IV.9. Effort du hargement Bc (1ère variante)

N° de Poutre	L'effort à L'ELU (KN.m)	L'effort à L'ELS (KN.m)
Poutre 1	802.50	590.37
Poutre 2	810.28	598.22
Poutre 3	910.37	674.16
Poutre 4	809.22	597.43
Poutre 5	798.51	587.38

➤ **Chargement Mc120**

Tableau IV.10. Effort du chargement Mc120 (1ère variante)

N° de Poutre	L'effort à L'ELU (KN.m)	L'effort à L'ELS (KN.m)
Poutre 1	673.65	492.98
Poutre 2	724.70	532.80
Poutre 3	920.30	678.47
Poutre 4	896.08	659.74
Poutre 5	915.16	671.86

Modélisation du tablier

➤ Chargement ConvoiD

Tableau IV.11.Effort du chargement ConvoiD (1ère variante)

N° de Poutre	L'effort à L'ELU (KN.m)	L'effort à L'ELS (KN.m)
Poutre 1	830.06	608.84
Poutre 2	894.75	658.76
Poutre 3	926.13	682.80
Poutre 4	893.22	657.63
Poutre 5	825.79	605.66

➤ Chargement AI

Tableau IV.12.Effort du chargement AI (1ère variante)

N° de Poutre	L'effort à L'ELU (KN.m)	L'effort à L'ELS (KN.m)
Poutre 1	338.627	242.46
Poutre 2	315.75	227.33
Poutre 3	306.36	221.15
Poutre 4	356.77	258.09
Poutre 5	426.54	308.40

L'effort tranchant maximal est : 926.13 KN.m à L'ELU et 682.8KN.m à L'ELS

❖ 2ème variante (en Béton armé)

• Les moments fléchissant

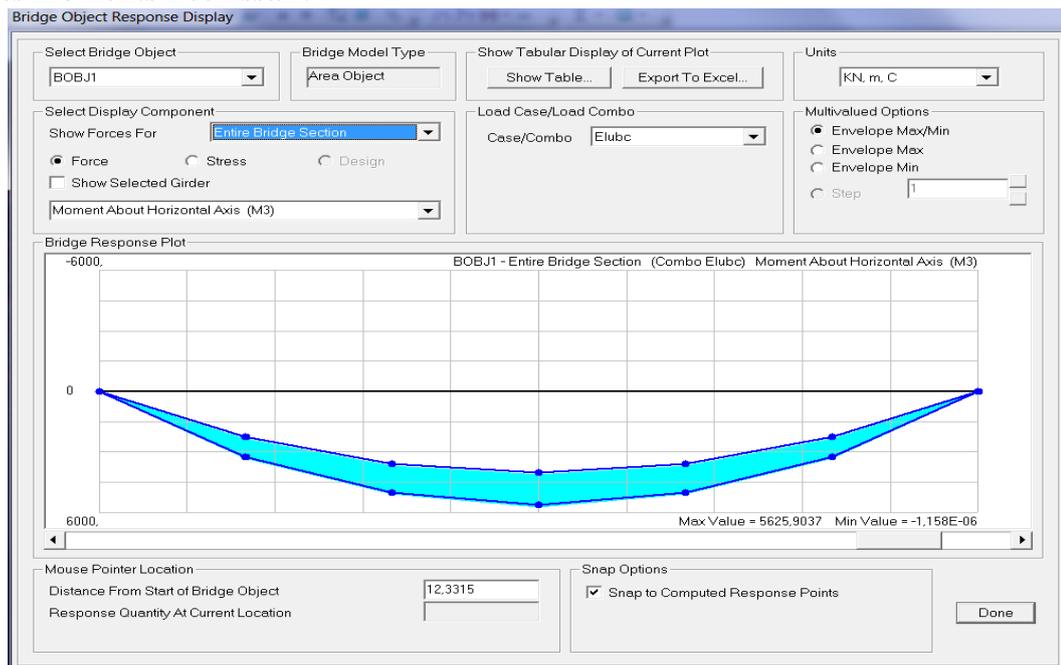


Figure IV.20.Les moments fléchissant (la 2ème variante)

Modélisation du tablier

➤ Les moments dus au poids propre

Tableau IV.13. Les moments fléchissant dans les poutres (2ème variante)

N° de Poutre	Le moment (KN.m)
Poutre 1	678.25
Poutre 2	809.63
Poutre 3	809.63
Poutre 4	678.25

Le moment maximal est : 809.63 KN.m

➤ Chargement Bc

Tableau IV.14. Chargement Bc (2ème variante)

N° de Poutre	Moment à L'ELU (KN.m)	Moment à L'ELS (KN.m)
Poutre 1	1465.30	1090.50
Poutre 2	1865.05	1388.67
Poutre 3	1865.05	1388.67
Poutre 4	1465.30	1090.50

➤ Chargement Mc120

Tableau IV.15. Chargement Mc120 (2ème variante)

N° de Poutre	Moment à L'ELU (KN.m)	Moment à L'ELS (KN.m)
Poutre 1	1118.02	828.18
Poutre 2	2065.21	1529.78
Poutre 3	2341.00	1734.08
Poutre 4	2300.75	1704.25

Modélisation du tablier

➤ Chargement ConvoiD

Tableau IV.16.Chargement ConvoiD (2ème variante)

N° de Poutre	Moment à L'ELU (KN.m)	Moment à L'ELS (KN.m)
Poutre 1	2046.72	1516.08
Poutre 2	2616.25	1937.95
Poutre 3	2616.25	1937.95
Poutre 4	2046.72	1516.08

➤ Chargement A1

Tableau IV.17.Chargement A1 (2ème variante)

N° de Poutre	Moment à L'ELU (KN.m)	Moment à L'ELS (KN.m)
Poutre 1	915.63	678.25
Poutre 2	1092.99	809.63
Poutre 3	1092.99	809.63
Poutre 4	915.63	678.25

Le moment fléchissant maximal est : 2011.72 KN.m à L'ELU et 1483.82 à L'ELS

• Les efforts tranchant

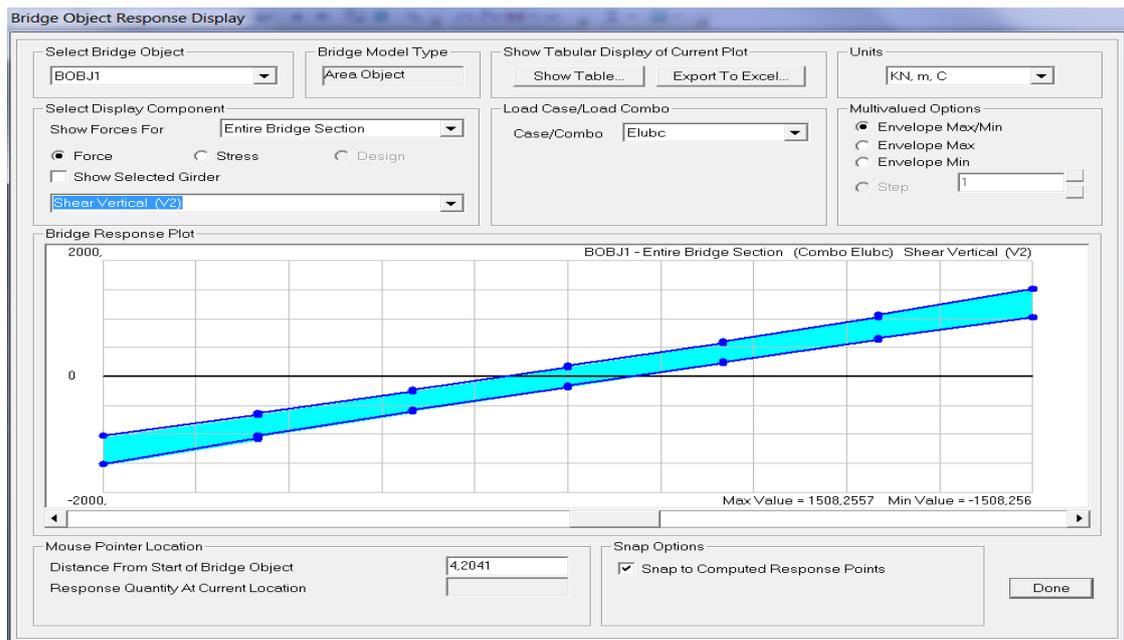


Figure IV.21.L'effort tranchant (la 2ème variante)

Modélisation du tablier

Tableau IV.18. L'effort tranchant dans les poutres (2ème variante)

N° de Poutre	L'effort (KN.m)
Poutre 1	175.70
Poutre 2	203.38
Poutre 3	203.38
Poutre 4	175.70

L'effort tranchant maximal est : 203.38 KN.m

➤ **Chargement Bc**

Tableau IV.19. Effort du chargement Bc (2ème variante)

N° de Poutre	L'effort à L'ELU (KN.m)	L'effort à L'ELS (KN.m)
Poutre 1	400.75	298.37
Poutre 2	551.98	411.45
Poutre 3	551.98	411.45
Poutre 4	400.75	298.37

➤ **Chargement Mc120**

Tableau IV.20. Effort du chargement Mc120 (2ème variante)

N° de Poutre	L'effort à L'ELU (KN.m)	L'effort à L'ELS (KN.m)
Poutre 1	265.05	196.33
Poutre 2	547.95	405.88
Poutre 3	662.86	491.00
Poutre 4	596.73	442.02

➤ **Chargement ConvoiD**

Tableau IV.21. Effort du chargement ConvoiD (2ème variante)

N° de Poutre	L'effort à L'ELU (KN.m)	L'effort à L'ELS (KN.m)
Poutre 1	504.34	373.58
Poutre 2	699.96	518.49
Poutre 3	699.96	518.49
Poutre 4	504.34	373.58

➤ Chargement A1

Tableau IV.22.Effort du chargement A1 (2ème variante)

N° de Poutre	L'effort à L'ELU (KN.m)	L'effort à L'ELS (KN.m)
Poutre 1	237.18	175.69
Poutre 2	274.56	203.38
Poutre 3	274.56	203.38
Poutre 4	237.18	175.69

L'effort tranchant maximal est : 699.96 KN.m à L'ELU et 518.49 KN.m à L'ELS

IV.6. Conclusion

Après avoir déterminé le moment fléchissant max et l'effort tranchant max, on a bien remarqué que c'est dû dans la poutre numéro 3 dans la 1ère variante (BP) et pour la 2ème variante (BA), dans la poutre numéro 3 et 4

C'est une étape qui nous permettra de faire l'étude de la poutre en béton précontraint puis en béton armé.



Chapitre V
Etude de la
précontrainte

V.1. Introduction

Le béton est un matériau de construction pas homogène il est caractérisé par sa bonne résistance à la compression mais il a une mauvaise résistance à la traction, la poutre en béton se reposant sur deux appuis et elle est affectée par la charge permanente G et la surcharge Q.

Cette poutre se subit par l'effet des contraintes de cisaillement à cause des efforts tranchants, ces contraintes peuvent causer des fissures et pour les éviter on peut ajouter une quantité d'Armature ou bien on applique un effort de compression dans les côtés pour opposer les efforts de traction. [8]

V.2. Les Principes de la Précontrainte

Le principe du précontraint est éliminer les effets et forces de traction qui seront appliquées à l'ouvrage par ajouter des contraintes permanentes de compression a le béton

Ce précontraint peut être :

Partielle : limiter les efforts de traction

Totale : éliminer tous les efforts de traction

V.3. Les types de la Précontrainte

Il y a deux types de la précontrainte :

V.3.1. Précontrainte Pré-tension

Dans ce cas les armatures sont des fils qui ont de petit diamètre et ils sont rectilignes.

Ces armatures sont tendues avant le bétonnage de la poutre

Ces poutres sont préfabriquer sur un banc de préfabrication

- **La réalisation de la Pré-tension**

-Mise en Place fils d'acier qui ont une grande résistance dans le banc de préfabrication

-Mise en tension des fils et des câbles

-Coulage de béton

-relâchement ou Libération des armatures après le durcissement du béton

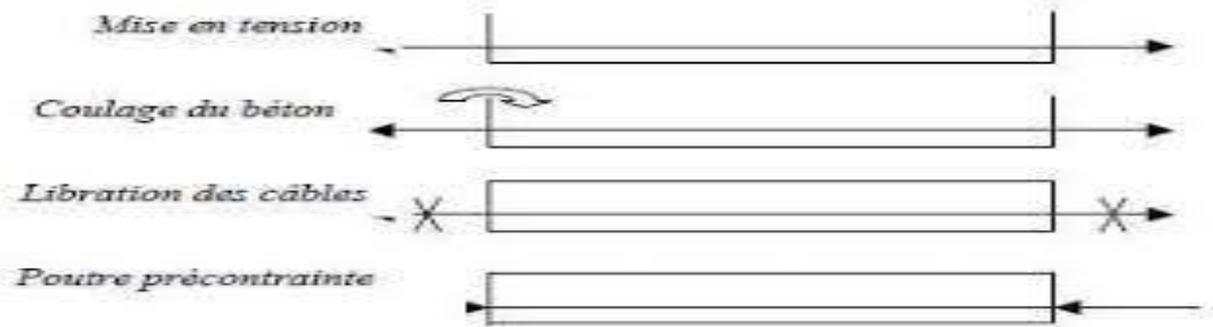


Figure V.1. Les étapes de la Pré-tension

V.3.2. Précontrainte Post - tension

Dans ce type les armatures (torons ou câbles) en tension sont placées après le coulage du béton et il existe 2 types :

Post- tension intérieur du béton

Post – tension extérieur du béton

- **La réalisation de la Post - tension**

- Mettre de gaines dans le coffrage

-Coulage du béton

-Mise en tension des câbles après le béton soit durcisse

-Injection de coulis dans les gaines

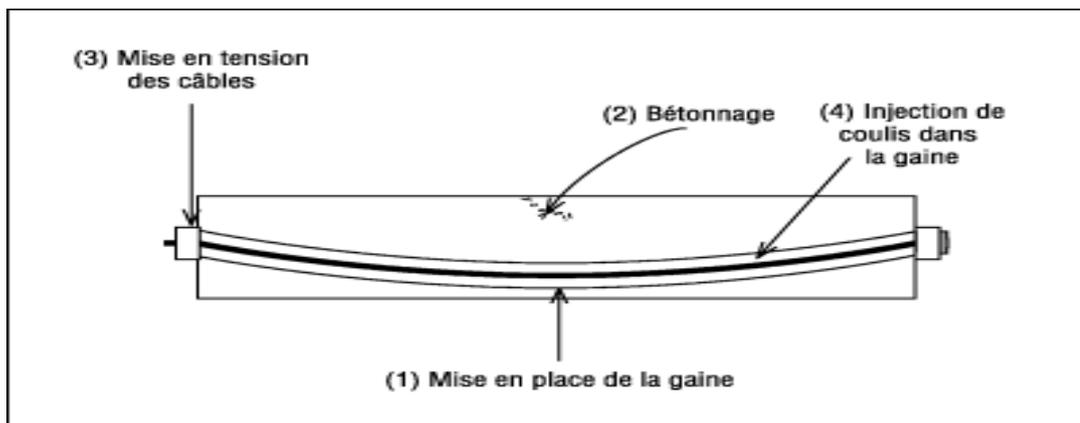


Figure V.2. Les étapes de la post tension

V.4. Calcul du précontraint

Il y a 2 forces du précontrainte selon le B.P.E.L P (section sous critique) et P (section sur critique)

P sous critique : section sous critique dans le cas où le fuseau de passage est strictement situé hors de la zone d'enrobage

Etude de la précontrainte

P sur critique : section sur critique dans le cas où le fuseau de passage à une de ses frontières qui coupe la zone d'enrobage

Précontrainte par post-tension

La classe de précontrainte est classe 2

Tableau V.1. Les caractéristiques géométriques de la poutre avec hourdis à mi-travée

B (m ²)	V'(m)	V(m)	IG(m ⁴)	P(%)	d'(m)
0.9160	0.9759	0.4242	0.175893458	46.38	14

V.4.1. Caractéristique du béton

Résistance f_{c28} du béton a la compression : 35Mpa

Résistance f_{ct28} du béton a la traction : 2.7Mpa

Tableau V.2. Les valeurs des contraintes admissibles

Contrainte en Mpa	En service ≥ 28 jours
f_{cj}	35
$\sigma (cs)=0.6f_{cj}$	21
$\sigma (ci)=0.5f_{cj}$	17.5
$\sigma (ti)= - ftj$	-2.7
$\sigma (ts)=-1.5ftj$	-4.05

V.4.2 Détermination de la précontrainte P [5]

- **Section sous critique :**

La valeur de la force de précontrainte est donnée par la section suivante :

$$P \text{ sous} = \frac{\Delta M}{\rho \cdot h} + \frac{s}{h} (\sigma_{ti} \cdot v + \sigma_{ts} \cdot v')$$

Avec :

$$\Delta M = M \text{ max} - M \text{ min} = 4697.55 - 2758.96 = 1938.59 \text{ KN}$$

$$M \text{ max} : \text{moment sous} = 4697.55 \text{ KN}$$

$$M \text{ min} : \text{moment sous poids propre}(G) = 2665.89 \text{ KN}$$

ρ : Rendement géométrique.

σ : Contrainte admissible en traction sur la fibre supérieure

S :la section de la poutre

h : la hauteur de la poutre

$$P \text{ sous} = \frac{4.69755 - 2.758.96}{0.4638 \times 1.4} + \frac{0.9160}{1.4} (-2.7(0.4242) + (-4.05) \times 0.9759)$$

Etude de la précontrainte

P sous = 3005 KN donc P1=3MN

- **Section sur critique :**

La valeur de la force de précontrainte est donnée par la section suivante :

$$P_{sur} = \frac{M_{max} + \rho \cdot s \cdot v \cdot \sigma_{ti}}{\rho \cdot v + (v' - d')}$$

$$P_{sur} = \frac{4.69755 + 0.4638 \times 0.9160 \times 0.4242 \times (-2.7)}{0.4638 \times 0.4242 + (0.9759 - 0.14)}$$

$$P_{sur} = 4.07 \text{ MN}$$

P min = max (P sous, P sur) = 4.07 MN, alors la section est sur critique

- **Extensité des câbles :**

$$e_0 = -(v' - d')$$

$$e_0 = -(0.9759 - 0.14)$$

$$e_0 = -0.8359$$

- **Détermination du nombre de câbles :**

On estime les pertes totales à 25% de la tension initiale P0, en tenant compte de ces pertes, la valeur de précontrainte sera :

$$P_0 = \frac{P}{0.98 - 1.2 \cdot \left(\frac{\Delta p}{P_0}\right)}$$

$$\text{Avec } \Delta p = 0.25 P_0$$

$$\text{Donc } P_0 = \frac{4.07}{0.98 - 1.2 \times 0.25}$$

$$P_0 = 5.98 \text{ Mn}$$

On calcule le nombre de câbles par cette formule :

$$n = \frac{P_0}{p}$$

Avec :

P : précontrainte développée pour un câble.

$$p = \sigma_{p_0} \cdot A_p$$

σ_{p_0} : Contrainte à l'origine = min (0.8f_{prg}, 0.9f_{peg})

f_{peg} : Contrainte garantie à la ruine.

f_{prg} : Contrainte garantie élastique.

Etude de la précontrainte

On prend 12T15 à très basse relaxation avec ces paramètres suivant :

$$f_{peg} = 1575 \text{ MN}$$

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

$$A_p = 1668 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{p0} = \min(0.8f_{prg}, 0.9f_{peg}) = \min(1488 ; 1417.5) = 1417.5 \text{ MN}$$

$$P = 1417.5 \times 1668 \times 10^{-6} = 2.36 \text{ MN}$$

$$\text{Donc } n = \frac{5.98}{2.36} = 2.53 \text{ donc on prend } n = 3 \text{ câbles}$$

La nouvelle valeur du précontraint est :

$$P_0 = n \times P = 3 \times 2.36 = 7.08 \text{ MN}$$

Tableau.V.3. Récapitulation des résultats de précontrainte

Précontrainte $P_{\max} = P$ sur (MN)	L'excentricité « e0 »	Nombre de câbles	Précontrainte initiale P_0 (MN)
4.07	-0.8454	3	7.08

V.5 Vérification à ELS [5]

On calcule les contraintes caractéristiques :

$$P_1 = 1.02 P_0 - 0.8 \Delta P$$

$$P_2 = 0.98 P_0 - 1.2 \Delta P$$

$$P_1 = 1.02(7.08) - 0.8(0.25 \times 7.08) = 5.81 \text{ Mn}$$

$$P_2 = 0.98(7.08) - 1.2(0.25 \times 7.08) = 4.81 \text{ Mn}$$

V.5.1 Combinaison quasi-permanente

Quasi-permanente : P+G

Cette combinaison est mise en tension sur les poutres rapidement après le bétonnage

On prend les caractéristiques géométriques de la poutre seule.

Tableau V.4. Les caractéristiques géométriques de la poutre à mi-travée

B (m ²)	V'(m)	V(m)	IG(m ⁴)	P(%)	d'(m)
0.4660	0.6631	0.5359	0.081373329	49.05	12

$$e_0 = -(0.6631 - 0.12)$$

$$e_0 = -0.5431$$

Etude de la précontrainte

Donc on doit vérifier ces conditions :

Fibre Supérieur : $\sigma_i \leq \sigma_{cs} = 0.6f_{c28} = 21\text{Mpa}$

Fibre Inferieur : $\sigma_s > \sigma_{ti} = -f_{t28} = -2.7\text{Mpa}$

On applique ces relations

$$\frac{P}{B} - \frac{P.e.V}{iG} + \frac{M_{min}.V}{IG} \geq \sigma (ts) = -4.05\text{Mpa}$$

$$\frac{P}{B} + \frac{P.e.v'}{iG} - \frac{M_{min}.V'}{IG} \leq \sigma (cs) = 21\text{Mpa}$$

Tableau V.5. Combinaison quasi-permanente de P1

P1			
P ₁ /B	P ₁ .e.V/IG	M _{min} .V/IG	Résultat
12.47	20.78	18.17	9.86
P ₁ /B	P ₁ .e.V'/IG	M _{min} .V'/IG	Résultat
12.47	25.71	22.48	15.7

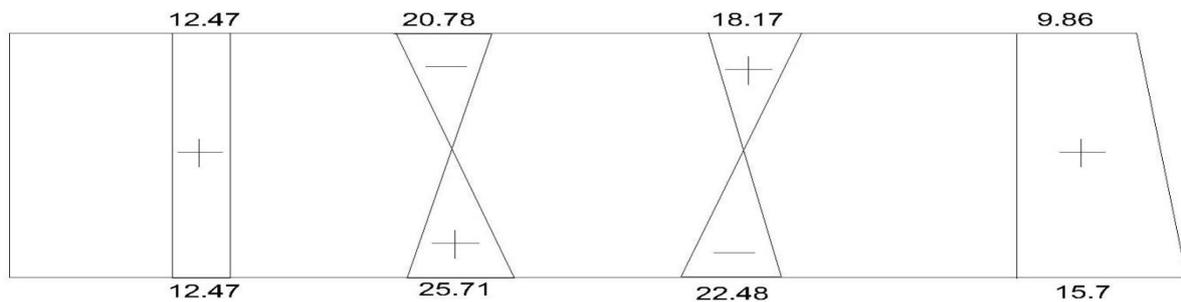


Figure V.3. Diagramme de la combinaison quasi permanente P1

Sous P1 :

$9.86 \geq -4.05 \text{ Mpa} \Rightarrow$ condition vérifiée.

$15.7 \leq 21 \text{ Mpa} \Rightarrow$ condition vérifiée.

Tableau V.6. Combinaison quasi-permanente de P2

P2			
P ₂ /B	P ₂ .e.V/IG	M _{min} .V/IG	Résultat
10.32	17.20	18.16	11.28
P ₂ /B	P ₂ .e.V'/IG	M _{min} .V'/IG	Résultat
10.32	21.29	22.48	9.13

Etude de la précontrainte

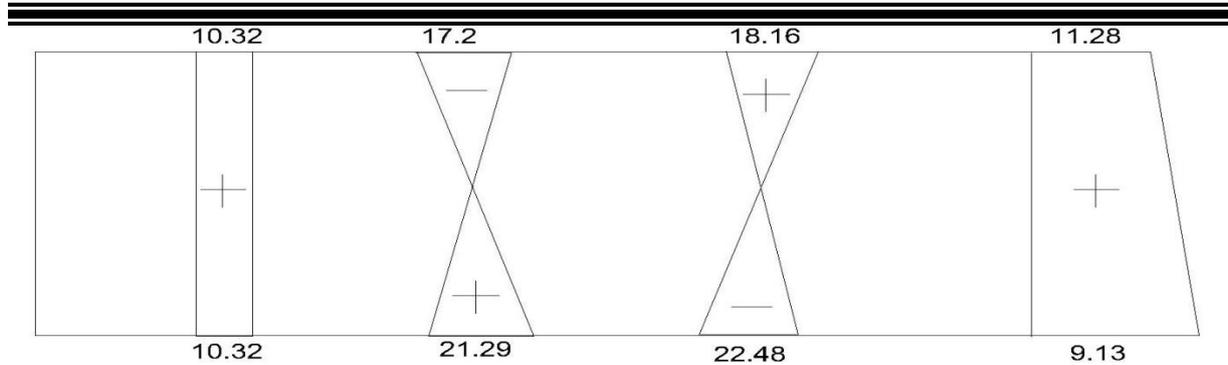


Figure V.4. Diagramme de la combinaison quasi permanente P2

Sous P2 :

$11.28 \geq -4.05 \text{ Mpa} \Rightarrow$ condition vérifiée.

$9.13 \leq 21 \text{ Mpa} \Rightarrow$ condition vérifiée.

V.5.2 Combinaison fréquente

Fréquente : $P+G+0,72Q$

Cette combinaison est mise en tension lorsque le béton du hourdis a acquis une certaine résistance.

On prend les caractéristiques géométriques de la poutre + hourdis :

$$e_0 = -0.8359$$

Donc on doit vérifier :

$$\frac{P}{B} - \frac{P.e.V}{iG} + \frac{M_{min}.V}{IG} + \frac{0.72.MQ.V}{iG} \geq \sigma (ts) = -4.05 \text{ Mpa}$$

$$\frac{P}{B} + \frac{P.e.V'}{iG} - \frac{M_{min}.V'}{IG} - \frac{0.72.MQ.V'}{iG} \leq \sigma (cs) = 21 \text{ Mpa}$$

$$\Delta M = MQ = 1938.59 \text{ Kn}$$

Tableau V.7. Combinaison fréquente de P1

P1				
P_1/B	$P_1.e.V/IG$	$M_{min}.V/IG$	$0,72.Mq.V/IG$	Résultat
6.34	11.71	6.65	3.36	4.64
P_1/B	$P_1.e.V'/IG$	$M_{min}.V'/IG$	$0,72.Mq.V'/IG$	Résultat
6.34	26.94	15.31	7.74	10.23

Etude de la précontrainte

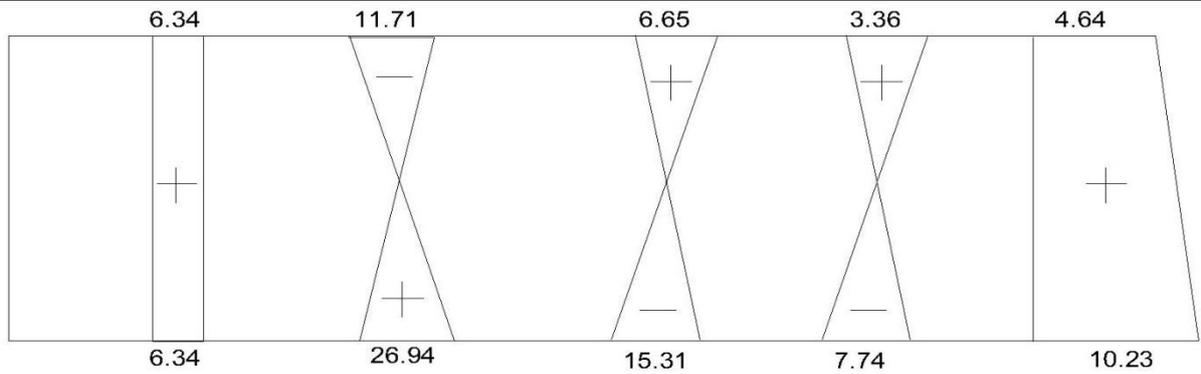


Figure V.5. Diagramme de la combinaison fréquente P1

Sous P1 :

$4.64 \geq -4.05 \text{ Mpa} \Rightarrow$ condition vérifiée.

$10.23 \leq 21 \text{ Mpa} \Rightarrow$ condition vérifiée.

Tableau V.8. Combinaison fréquente de P2

P2				
P ₂ /B	P _{2.e.V} /IG	M _{min.V} /IG	0,72.Mq.V/IG	Résultat
5.25	9.69	6.65	3.36	5.57
P ₂ /B	P _{2.e.V'} /IG	M _{min.V'} /IG	0,72.Mq.V'/IG	Résultat
5.25	22.31	15.31	7.74	4.51

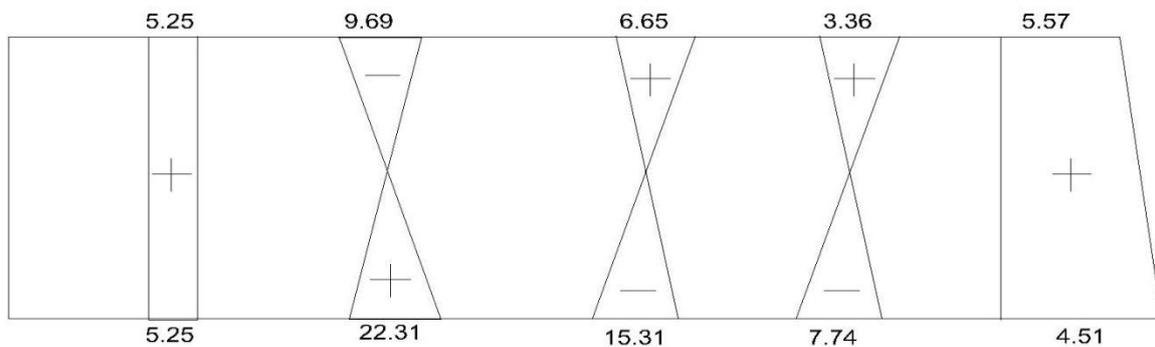


Figure V.6. Diagramme de la combinaison fréquente P2

Sous P2 :

$5.57 \geq -4.05 \text{ Mpa} \Rightarrow$ condition vérifiée.

$4.51 \leq 21 \text{ Mpa} \Rightarrow$ condition vérifiée.

V.5.3 Combinaison rare

Rare : P+G+1,2Q

$$\frac{P}{B} - \frac{P.e.V}{iG} + \frac{M_{min}.V}{IG} + \frac{1,2.Mq.V}{IG} \geq \sigma (ts) = -4.05 \text{ Mpa}$$

$$\frac{P}{B} + \frac{P.e.v'}{iG} - \frac{M_{min}.V'}{IG} - \frac{1,2.Mq.V'}{IG} \leq \sigma (cs) = 21 \text{ Mpa}$$

Tableau V.9. Combinaison rare de P1

P1				
P ₁ /B	P ₁ .e.V/IG	M _{min} .V/IG	1,2.Mq.V/IG	Résultat
6.34	11.71	6.65	5.61	6.89
P ₁ /B	P ₁ .e.V'/IG	M _{min} .V'/IG	1,2.Mq.V'/IG	Résultat
6.34	26.94	15.31	12.91	5.06

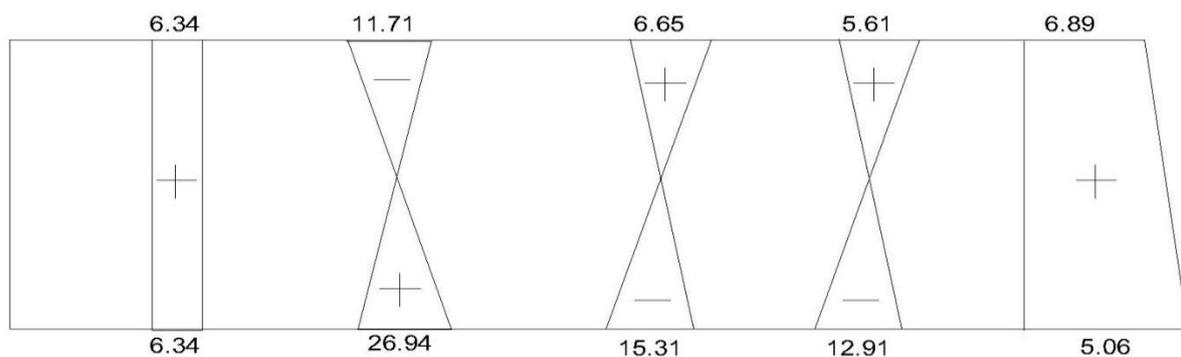


Figure V.7. Diagramme de la combinaison rare P1

Sous P1 :

$6.89 \geq -4.05 \text{ Mpa} \Rightarrow$ condition vérifiée.

$5.06 \leq 21 \text{ Mpa} \Rightarrow$ condition vérifiée.

Tableau V.10. Combinaison rare de P2

P2				
P ₂ /B	P ₂ .e.V/IG	M _{min} .V/IG	1,2.Mq.V/IG	Résultat
5.25	9.69	6.65	5.61	7.82
P ₂ /B	P ₂ .e.V'/IG	M _{min} .V'/IG	1,2.Mq.V'/IG	Résultat
5.25	22.31	15.31	12.91	0.66

Etude de la précontrainte

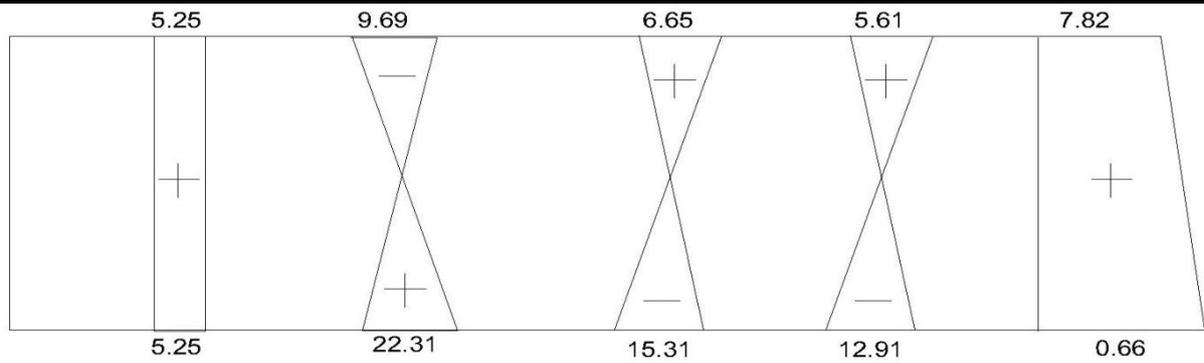


Figure V.8. Diagramme de la combinaison rare P2

Sous P2 :

$7.82 \geq -4.05 \text{ Mpa} \Rightarrow$ condition vérifiée.

$-0.66 \leq 21 \text{ Mpa} \Rightarrow$ condition vérifiée.

V.6. Vérification à l'ELU [5]

La vérification à l'elu se fait pour une section médiane (poutre+dalle)

Nous avons pris pour le calcul une section équivalente

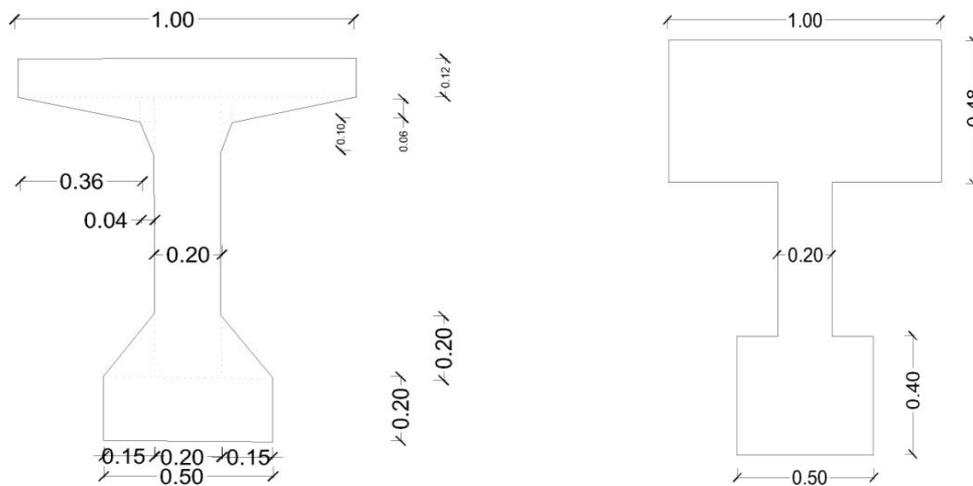


Figure V.9 Section médiane+dalle, Section équivalente

- **Moment ultime :**

$M_u = 6382.7 \text{ KN}$

- **La contrainte du béton :**

$$\sigma_{bcu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b}$$

$\Rightarrow \sigma_{bcu} = 19.83 \text{ MPa.}$

Etude de la précontrainte

- **Calcul du moment résistant :**

$$M_t = 0.8 \times b \times h_0 \times \sigma_{bcu} \left(d - \frac{0.8 \times h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 0.8 \times 2.25 \times 0.48 \times 19.83 \left(1.26 - \frac{0.8 \times 0.48}{2} \right)$$

$$M_t = 18.30 \text{ MN.m}$$

$$M_t = 18.30 > M_u = 6382.75 \quad \text{Donc : l'axe neutre est dans la table.}$$

On considère que :

$$M_n = M_u$$

La section de la poutre, une section rectangulaire (b x h).

- **Calcul du moment réduit :**

$$\mu_u = \frac{M_n}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bcu}}$$

Avec :

d : La distance du centre de gravité des câbles jusqu'à la fibre supérieur

b : La largeur de la section fictive (b = 1.8 m).

$$\mu_u = \frac{6.38275}{2.25 \times 1.26^2 \times 19.83} \Rightarrow \mu_u = 0.09$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.118$$

$$\Delta \varepsilon_3 = \varepsilon_b \frac{1 - \alpha}{\alpha}$$

ε_b : Raccourcissement du béton = 3.5 %

$$\Delta \varepsilon_3 = 26.16 > 10 \quad ; \quad \text{limitons } \Delta \varepsilon_3 = 10.$$

- **Détermination de σ_1 et ε_1 :**

$$\sigma_1 = \frac{P_m}{A_p}$$

Avec :

P_m : Précontrainte moyenne.

A_p : Section totale des aciers actifs.

$$P_m = \frac{P_1 + P_2}{2} = 5.31 \text{ MN}$$

$$\sigma_1 = \frac{5.31}{3.1668 \cdot 10^{-6}}$$

$$\sigma_1 = 1061.15 \text{ Mpa}$$

Etude de la précontrainte

$\sigma_1 = 1061.15 \text{ MPa} < \sigma_{p0} = 1417.5 \text{ MPa} \Rightarrow$ Domaine élastique.

$$\varepsilon_1 = \frac{\sigma_1}{E_p} = \frac{1061.15}{1.9 \times 10^5} = 5.58\%$$

- **Détermination de σ_2 et ε_2 :**

$$\sigma_2 = \sigma_1 + \Delta\sigma_2 = \sigma_1 + 5\sigma_c$$

σ_c : La contrainte du béton au niveau du câble.

$$\sigma_c = \frac{P_m}{B} + \frac{P_m * e^2}{I} - \frac{M_G * e}{I}$$
$$\sigma_c = \frac{5.31}{0.9160} + \frac{5.31 \times 0.8454}{0.17589} - \frac{2.75896 \times 0.8454}{0.17589}$$

$$\sigma_c = 14.11 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_2 = \sigma_1 + 5\sigma_c \Rightarrow \sigma_2 = 1061.15 + 5(14.11) = 1131.7 \text{ MPa}$$

$1131.7 \text{ MPa} < \sigma_{p0} = 1417.5 \text{ MPa} \Rightarrow$ Domaine élastique.

$$\varepsilon_2 = \frac{\sigma_2}{E_p} = 1131.7 / 1.9 \times 10^5 = 5.95\%$$

- **Détermination de σ_3 et ε_3 :**

$$\varepsilon_3 = \varepsilon_1 + \Delta\varepsilon_2 + \Delta\varepsilon_3 = \varepsilon_2 + \Delta\varepsilon_3.$$

$$\varepsilon_3 = 5.95 + 10 = 15.95\% > 10\% \Rightarrow$$
 Domaine élastique.

Par approximation on a : $\sigma_3 = 3043.85 \text{ MPa}$.

- **Vérification du ferrailage pour une section rectangulaire :**

$$A_p \geq \frac{F_b}{\sigma_3}$$

Avec :

$$F_b = 0.8 \times \alpha \times b_0 \times d \times b_{cu}$$

$$F_b = 0.8 \times 0.118 \times 2.25 \times 1.26 \times 19.83 \Rightarrow F_b = 5.31 \text{ MN.}$$

$$A_p = 3 \times 1668 \times 10^{-6} = 5.004 \times 10^{-3} \text{ m}^2.$$

$$\text{Donc } A_p \geq \frac{F_b}{\sigma_3} \quad 5.004 \times 10^{-3} \geq 1.74 \times 10^{-3} \text{ m}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

V.7. Disposition des câbles

On opte pour la théorie simplifiée qui exige deux conditions :

- La précontrainte $P(x)$ est admise constante sur le tronçon considéré $P(x) = P_0$
- L'inclinaison $\alpha(x)$ des câbles de précontrainte par rapport à l'axe x est faible

Le tracé est exigé par le BPEL coté d'enrobage

V.7.1 Disposition constructive des câbles

• Section d'about

On prendra un espacement de 30cm entre deux câbles successifs, et on détermine d de telle sorte que le point d'application de résultante des forces de précontraint sortant de la face d

$$\rightarrow (P_1+P_2+P_3) v' = P_1d_1+P_2d_2+P_3d_3$$

Avec :

- $P_1=P_2=P_3=P$
- $d_2= d_1+B$
- $d_3= d_1+2B$

$$3v' = 3d_1+6B \gg 3 \times 90.05 = 3d_1+180$$

- $d_1=30.05\text{cm}$
- $d_2= 60.05\text{cm}$
- $d_3= 90.05\text{cm}$

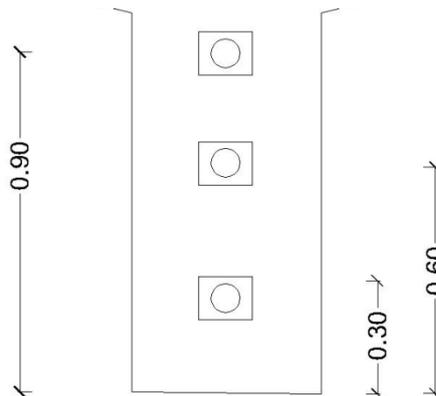


Figure V.10. Disposition des câbles à l'about

• Section à mi-travée :

On choisit la disposition suivante :

- Diamètre de la gaine $\varnothing=8\text{cm}$
- Distance des câbles aux parements de la poutre

Espacement vertical e_v : $e_v > \varnothing$

On prend $e_v=12\text{cm}$

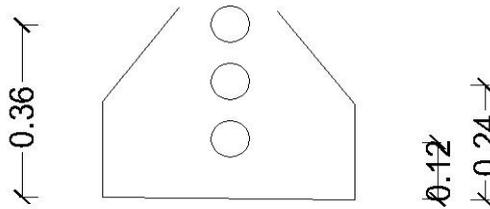


Figure V.11. Disposition des câbles à mi-travée

V.7.2 Tracé des câbles

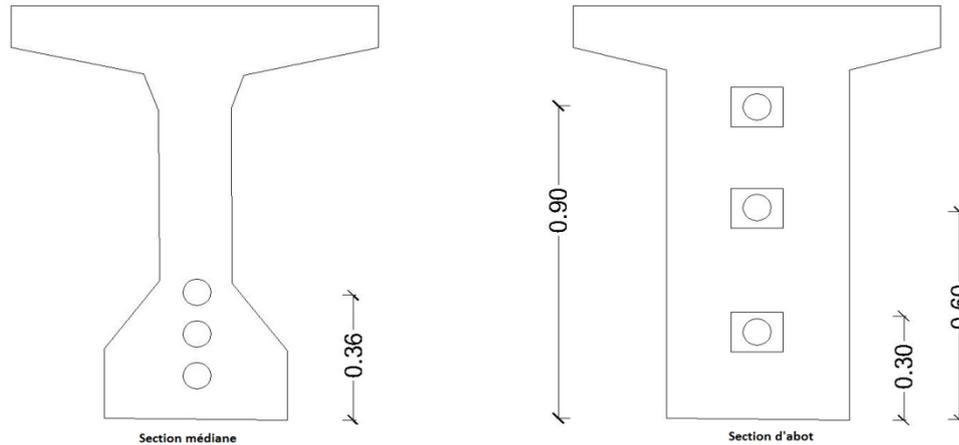


Figure V.12 L'emplacement des câbles dans la section de la poutre

On choisit un repère (x, y) , dont l'axe x passe par l'extrémité inférieure de la poutre et l'axe y passant par le milieu de la poutre.

L'équation de câble est : $y=ax^2+b$

$$X=L/2 =28.7/2=14.35\text{m}$$

Pour $x=0$ $y=b$ donc :

Donc :

- Câble 01 :

$$x=0 \rightarrow y=0,12 \rightarrow b=0,12$$

$$x=14,35\text{m} \rightarrow y=0,30 \rightarrow a = (y-b)/x^2 = (0.3-0.12)/14.35^2 = 8.74 \times 10^{-4}$$

$$y=8.74 \times 10^{-4} x^2 + 0.12$$

- Câble 02:

$$x=0 \rightarrow y=0,24 \rightarrow b=0,24$$

$$x=14,35 \rightarrow y=0,60 \rightarrow a = (y-b)/x^2 = (0.6-0.24)/14.35^2 = 1.74 \times 10^{-3}$$

$$y=1.75 \times 10^{-3} x^2 + 0.24$$

Etude de la précontrainte

- Câble 03:

$$x=0 \rightarrow y=0,36 \rightarrow b=0,36$$

$$x=14,35 \rightarrow y=0,9 \rightarrow a = (y-b)/x^2 = (0,9-0,36)/14,35^2 = 2,62 \times 10^{-3}$$

$$y = 2,62 \times 10^{-3} x^2 + 0,36$$

Tableau V.11. Tracé des câbles par rapport à la fibre inférieure

X	0	1/8=3.5875m	1/4=7.175m	3/8=10.7625m	1/2=14.35m
Câble 01	0.12	0.1312	0.1649	0.2212	0.2999
Câble 02	0.24	0.2625	0.3301	0.4427	0.6003
Câble 03	0.36	0.3937	0.4948	0.6634	0.8995

V.8 Perte de précontraint

D'une façon générale, on appelle perte de précontrainte toute différence entre la force exercée par le vérin à la mise tension et la force de précontrainte, les pertes de précontrainte se produisent entre l'espace de la mise en tension et de temps. Et il y a deux catégories :

-Pertes instantanées.

-Pertes différées.

V.8.1 Perte instantanée

Il y a 3 cas de pertes

- Perte de tension due au frottement.

- Perte de tension due au recul de l'ancrage.

- Perte de tension due aux déformations instantanées du béton.

a) Frottement des câbles « $\Delta \sigma_{fr}$ » :

Ces pertes sont produites à cause de frottement du câble de précontrainte avec la gaine lors de la mise en tension.

$$\Delta \sigma_{fr} = \sigma_{p0} - \sigma_p(x)$$

Avec :

$\sigma_p(x)$: la tension en un point

$$\sigma_p(x) = \sigma_{p0} \cdot e^{-(f \alpha + \rho x)}$$

Avec :

Etude de la précontrainte

f : coefficient de frottement fils sur gaine

α : angle de déviation du câble.

p: coefficient de frottement en ligne droite

x : le poids de calcul en tension

D'après le B.P.E.L : $f = 0,20$; $\rho = 0,002$

Le calcul des pertes se feront pour le câble moyen : câble 2.

$$y = 1.75 \times 10^{-3} x^2 + 0.24$$

$$a = y' = 3.5 \times 10^{-3} x = 0.00350 x$$

$$a = 0.00350 x$$

D'après le B.P.E.L :

$$f = 0,20 ; \quad \rho = 0,002$$

Tableau V.12. Valeurs numériques des coefficients 'y' et 'a'

x(m)	0	7,175	14,35	21,525	28,7
y(m)	0,24	0,330	0,600	1,050	1,681
α (rd)	0	0,025	0,050	0,075	0,100

$$\sigma_p(x) = 1417.5 e^{-(0.2 a + 0.002x)}$$

Tableau V.13 Les pertes dues au frottement pour le câble moyen

x(m)	0	7,175	14,35	21,525	28,7
y(m)	0,24	0,330	0,600	1,050	1,681
α (rd)	0	0,025	0,050	0,075	0,100
F a + ρx	0	0.0193	0.0337	0.0481	0.0624
$\sigma_p(x)$ (Mpa)	1417.5	1390.4	1370.53	1350.93	1331.75
$\Delta \sigma_{fr} = \sigma_{p0} - \sigma_p(x)$	0	27.1	46.97	66.57	85.75

b) Pertes dues au recul à l'ancrage :

Cette perte de tension résulte du glissement de l'armature par rapport à son ancrage, son influence diminue de l'ancrage jusqu'à la distance (d) il va s'annuler

Si : $d \leq L/2$ il faut tirer le câble par les deux extrémités.

Etude de la précontrainte

Si : $d > L/2$ il faut tirer le câble par une seule extrémité.

La distance de glissement « d » :

$$d = \sqrt{\frac{g \cdot E_p \cdot L}{\sigma_{p0(0)} - \sigma_{p0\left(\frac{3L}{4}\right)}}$$

Avec :

G : l'intensité du recul d'ancrage = 6mm

Ep : module d'élasticité de l'acier $E_p = 1,9 \times 10^5$ MPa.

Donc

$$g \times E_p = 1140 \text{ MN/m}$$

Pour $x = L/4 = 7,175$ m

$$A1 = \frac{(1417,5 - 1390,4) \times 7,175 \times 2}{2} = 194,45 \text{ m}^2$$

Pour $x = L/2 = 14,35$ m

$$A2 = \frac{(1417,5 - 1370,53) \times 14,35 \times 2}{2} = 674,02 \text{ m}^2$$

Pour $x = 3L/4 = 21,525$ m

$$A3 = \frac{(1417,5 - 1331,75) \times 21,525 \times 2}{2} = 1432,92 \text{ m}^2$$

Donc l'effet de recul d'ancrage est entre $L/2$ et $3L/4$

Par calcul $d = 22,16 \text{ m} \geq 14,35 \text{ m}$, il faut tirer le câble par une seule extrémité

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

$$\Delta \sigma_{g(x)} = \sigma_{p(x)} - \Delta \sigma_{f(x)} - \sigma_{pog}$$

$$\sigma_{pog} = \sigma_{p0} - \left(\frac{2gE_p}{d}\right) = 1417,5 - \frac{2 \times 0,006 \times 190000}{22,16} = 1315,12 \text{ Mpa}$$

Tableau V.14 Les pertes dues au glissement

X (m)	0	7,175	14,35	21,525	28,7
$\Delta \sigma_g$ (Mpa)	102,3	48,18	8,44	0	0

c) Pertes par raccourcissement instantané du béton :

Ces pertes sont dues au non simultanée de mise en tension des n câbles. La perte moyenne

par câble est :

$$\Delta \sigma_{el} = \frac{N-1}{2N} \cdot \frac{E_p}{E_{ij}} \cdot \sigma_b(x)$$

Etude de la précontrainte

Avec :

N: nombre des câbles (N=3)

$$\Delta\sigma_{el} = \frac{3-1}{2 \times 3} \times \frac{190000}{35981.72} \times \sigma_b = 1.76 \sigma_b$$

$\sigma_b(x)$: contrainte parabole du béton

E_p : module d'élasticité instantanée du béton. $E_p = 190\,000$

E_{ij} : Module de déformation longitudinale instantanée du béton $E_{ij} = 35981.72 \text{ Mpa}$

$$\Delta\sigma_{el} = \frac{3-1}{2 \times 3} \times \frac{190000}{35981.72} \times \sigma_b = 1.76 \sigma_b$$

$$\sigma_b = \frac{P}{Bn} + P \times \frac{ep^2}{I_n} - Mg \times \frac{ep}{I_n}$$

On calcul la précontrainte à partir de la section des câbles

$$P = A_p \cdot (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_i) n$$

$$P = A_p \cdot (\sigma_{p0} - \sigma_{fr} - \sigma_g - \Delta\sigma_{el}) n$$

$$P = 3 \times 1668 \times 10^{-6} (1417.5 - 46.97 - 8.44 - 1.76 \sigma_b)$$

$$P = 6.82 - 0.009 \sigma_b$$

- **La détermination de l'excentricité « e » :**

$$E_p = v' - Z$$

Tableau V.15. Les caractéristiques géométriques nettes des sections

X (m)	B (m ²)	V' (m)	V (m)	I (m ⁴)	e (m)
0	0.6750	0.6342	0.5658	0.09440199	0.034
7.175	0.4660	0.6631	0.5369	0.08137332	0.303
14.35	0.4660	0.6631	0.5369	0.08137332	0.423
21.525	0.4660	0.6631	0.5369	0.08137332	0.303
28.7	0.6750	0.6342	0.5658	0.09440199	0.034

$$Mg = 0.75 \times g \times xL^2 / 8 \text{ pour } x = L/4 \text{ et } x = 3L/4$$

$$Mg = g \times xL^2 / 8 \text{ pour } x = L/2$$

$$Mg = 0 \text{ pour } x = 0 \text{ et } x = L$$

$$\text{Avec : } g = 25 \cdot 10^{-3} \times B \text{ (section)}$$

Etude de la précontrainte

Tableau V.16 Pertes dues au raccourcissement instantané du béton

X(m)	0	7,175	14,35	21,575	28,7
Mg	0	0.899	1.199	0.899	0
P	6.58	6.71	6.82	6.76	6.66
σ_b	9.69	18.09	24.01	18.26	9.82
$\Delta\sigma_{el}$ (MPa)	17.05	31.84	42.26	32.14	17.28

Donc les pertes instantanées total est : $\sum P_i = \Delta\sigma_f + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_{el}$

Tableau V.17 Les pertes instantanées

X(m)	0	7,175	14,35	21,575	28,7
$\Delta\sigma_f$ (MPa)	0	27.1	46.97	66.57	85.75
$\Delta\sigma_g$ (MPa)	102.18	48.18	8.44	0	0
$\Delta\sigma_{el}$ (MPa)	17.05	31.84	42.26	32.14	17.28
$\sum P_i$	119.23	107.12	97.67	98.71	103.03

V.8.2 Pertes différées

Elles sont liées à l'évolution rhéologique des matériaux, acier et béton au cours du temps et comprennent :

- **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 et à des réactions chimiques. Ce retrait à lieu dans les premiers mois après le coulage du béton. La valeur de la perte de retrait est :

$$\Delta\sigma_{ret} = E_p(1-r(j)) \varepsilon_r$$

j: jour de la mise en tension.

$\varepsilon_r = 2,5 \times 10^{-4}$ étant le retrait total du béton.

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

r_m : rayon moyen

$$r_j = \frac{j}{j + 9r_m}$$

r_m section nette/la périmètre de la section

- **Section médiane :**

$$r_m = \frac{0.4660}{4.6947} = 0.0992 \text{m}$$

$$r_m = 9.92 \text{cm}$$

$$r_{28} = \frac{28}{1 + 9 \times 9.92} = 0.31$$

$$\Delta\sigma_{\text{ret}} = 2,5 \times 10^{-4} \times 1,9 \times 10^5 \times (1 - 0,31) = 32.775$$

- **Section d'about:**

$$r_m = 0.6750 / 4.294 = 0.1572$$

$$r_m = 15.71 \text{cm}$$

$$r(28) = \frac{28}{1 + 9 \times 15.71} = 0.196$$

$$\Delta\sigma_{\text{ret}} = 2,5 \times 10^{-4} \times 1,9 \times 10^5 \times (1 - 0,196) = 38.19$$

- **Pertes dues à la relaxation des aciers :**

$$\Delta\sigma_{\text{rel}} = 6 \frac{\rho_{1000}}{100} \left(\frac{\sigma_{\text{pi}}(x)}{f_{\text{prg}}} - \mu_0 \right) \sigma_{\text{pi}}(x)$$

ρ_{1000} : Coefficient de Relaxation à 1000 h ($\rho_{1000} = 2,5$)

f_{prg} : Contrainte limite garantie à la rupture ($f_{\text{prg}} = 1860 \text{Mpa}$)

μ_0 : Coefficient pris 0,43 pour les armatures à TBR (très basse relaxation).

$$\sigma_{\text{pi}}(x) = (\sigma_{\text{p0}} - \Delta\sigma_{\text{rel}}(x))$$

$$U = \frac{\sigma_{\text{pi}}}{f_{\text{prg}}}$$

Tableau V.18. Pertes dues à la relaxation des aciers

X	0	7.175	14.35	21.525	28.7
σ_{pi}	1298.27	1310.38	1319.83	1318.79	1314.47
u	0.697	0.704	0.709	0.709	0.706
$\Delta\sigma_{\text{rel}}$	51.99	53.85	55.23	55.19	54.41

- **Perte due au fluage « Δf_l :**

Le béton est maintenu sous une charge fixe indéfiniment appliquée, sa déformabilité n'est pas constante mais elle augmente lentement et de façon continue avec le temps, c'est le phénomène du fluage.

Etude de la précontrainte

Tableau V.19 Les caractéristiques géométriques brutes (poutre + dalle)

X (m)	B (m ²)	V' (m)	V (m)	I (m ⁴)	e _p (m)
0	1.1250	90.05	49.95	0.21563071	0.301
7,175	0,9160	97.59	42.42	0.175893458	0.616
14,35	0,9160	97.59	42.42	0.175893458	0.736
21,525	0,9160	97.59	42.42	0.175893458	0.616
28,70	1.1250	90.05	49.95	0.21563071	0.301

$$\Delta\sigma_{Fl} = 2,5x \sigma_b \frac{E_p}{E_{ij}}$$

Avec: $E_p = 190\,000$

$$E_{ij} = 35981.73$$

$$\Delta\sigma_{Fl} = 13,201 \sigma_b$$

$$\sigma_b = \frac{p}{B} + \frac{p \cdot e_p^2}{I} + \frac{M_g \cdot e_p}{I}$$

Avec:

$$P = A_p \cdot (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_i - (\Delta\sigma_{ret} + 5/6\Delta\sigma_{el} + \Delta\sigma_{fl}))$$

Tableau V.20. Les pertes dues au fluage de béton

X(m)	0	7,175	14,35	21,575	28,7
Mg	0	0.899	1.199	0.899	0
P	6.09	6.17	6.21	6.21	6.16
σ_b	7.45	19.17	24.15	19.27	7.53
$\Delta\sigma_{flu}$ (MPa)	98.34	253.06	318.80	254.38	99.40

Donc les pertes différées total sont : $\sum Pd = \Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{el} + \Delta\sigma_{flu}$

Tableau V.21. Les pertes différées

X	0	7,175	14,35	21,575	28,7
$\Delta\sigma_{ret}$	38.19	32.775	32.775	32.775	38.19
$\Delta\sigma_{rel}$	51.99	53.85	55.23	55.19	54.41
$\Delta\sigma_{flu}$	98.34	253.06	318.80	254.38	99.40
$\sum Pd$	188.52	339.68	406.81	342.35	192.00

Etude de la précontrainte

Tableau V.22. Les pertes totales

X	0	7,175	14,35	21,575	28,7
Perte instantanée	119.23	107.12	97.67	98.71	103.03
Perte différée	188.52	339.68	406.81	342.35	192.00
Pertes total	307.75	446.80	504.48	441.06	295.03
%des pertes	10.85	15.76	17.79	15.56	10.40

On remarque que le pourcentage des pertes ne dépasse pas le 25%

V.9 Vérification de la flexion à mi-travée

La vérification est effectuée à mi travée point critique en flexion, on vérifiera que les contraintes restent dans le domaine des contraintes admissibles suivant :

-Phase 1 : A la mise en tension en considérant la poutre seule avec une précontrainte à 50% le B.P.E.L donne $P_{max}=1,02p_0-0,8 \pi_i$

-Phase 2 : ce commence dès que la dalle est coulée jusqu'à la mise en service de la structure dans cette phase en considère les pertes instantanées et déferées

- **Phase 1 : la mise en tension**

Pour le calcul, on utilise les caractéristiques géométriques de la section nette

Tableau V.23. Les caractéristiques géométriques nettes pour différentes sections

X (m)	B (m ²)	V' (m)	V (m)	I (m ⁴)	e (m)
0	0.6750	0.6342	0.5658	0.09440199	0.034
7.175	0.4660	0.6631	0.5369	0.08137332	0.303
14.35	0.4660	0.6631	0.5369	0.08137332	0.423
21.525	0.4660	0.6631	0.5369	0.08137332	0.303
28.7	0.6750	0.6342	0.5658	0.09440199	0.034

Il faut vérifier que :

$$\begin{cases} \frac{P_1}{B} - \frac{P_1 e_0 V}{I} + \frac{M_{min} V}{I} \geq \sigma_{ts} = -4,05 MPa \dots \dots \dots \text{Fibre supérieure} \\ \frac{P_1}{B} + \frac{P_1 e_0 V'}{I} - \frac{M_{min} V'}{I} \leq \sigma_{ci} = 21 MPa \dots \dots \dots \text{Fibre inférieure} \end{cases}$$

Avec $P_1=0,5 (1,02P_0-0,8 \Delta \pi_i)$... a la mise en tension, on considère 50% de précontrainte

$P_0 = 5.98$ (la valeur réel)

$$\Delta P_i = \frac{\Delta \sigma_i}{\sigma_{po}} \cdot P_0$$

Etude de la précontrainte

Tableau V.24. Détermination des contraintes

X (m)	0	7,175	14,35	21,525	28,7
$\Delta\sigma$	119.23	107.12	97.67	98.71	103.03
ΔP_i (MPa)	0.50	0.45	0.41	0.42	0.43
P1(MN)	2.85	2.87	2.89	2.88	2.88
Mmin(MN.m)	0	0.899	1.199	0.899	0
σ_s (MPa)	-4.05	6.35	6.05	6.35	-4.05
σ_i (MPa)	4.87	5.91	6.39	5.96	4.92

- **Phase 2 : en service**

Tableau V.25. Les caractéristiques géométriques brutes (poutre + dalle)

X (m)	B (m ²)	V' (m)	V (m)	I (m ⁴)	e _p (m)
0	1.1250	90.05	49.95	0.21563071	0.301
7,175	0,9160	97.59	42.42	0.175893458	0.616
14,35	0,9160	97.59	42.42	0.175893458	0.736
21,525	0,9160	97.59	42.42	0.175893458	0.616
28,70	1.1250	90.05	49.95	0.21563071	0.301

Le B.P.E.L donne $P_{min} = 0,98p_0 - 1,2\Delta p$ et on considère les pertes instantanées et différées.

Il faut vérifier que :

$$\begin{cases} \frac{P_2}{B} - \frac{P_2 e_0 V}{I} + \frac{M_{min} V}{I} \geq -4,05 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Fibre supérieure} \\ \frac{P_2}{B} + \frac{P_2 e_0 V'}{I} - \frac{M_{min} V'}{I} \leq 21 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Fibre inférieure} \end{cases}$$

Avec : $P_2 = 0,98 P_0 - 1,2\Delta p$ (p_0 : la précontrainte réelle = 5.98).

$$\Delta P_i = \frac{\Delta \sigma_i}{\sigma_{p0}} \cdot P_0$$

Tableau V.26. Détermination des contraintes

X (m)	0	7,025	14,05	21,075	28,1
$\Delta\sigma$	307.75	446.80	504.48	441.06	295.03
ΔP_i (MPa)	1.30	1.88	2.13	1.86	1.24
P ₂ (MN)	4.30	3.60	3.30	3.62	4.37
Mmin(MN.m)	0	1563.4	2758.96	1563.4	0
σ_s (MPa)	-3.4	3.02	5.22	3.04	-3.4
σ_i (MPa)	9.23	7.56	1.77	6.57	9.38

Ferrailage de la poutre : Nous choisissons des armatures (H.A) constituées de nuance FeE400

V.9.1 Armatures de peau

Armatures de peau Le but de ces armatures est de répartir les effets de retrait différentiel et des variations de température. Selon le B.P.E.L on doit disposer 3 cm² / ml d'armatures dans le sens longitudinales et 2 cm² dans le sens transversal.

Prenons : 3HA 12 (3,39 cm²) sens longitudinale.

3HA 10 (2,36 cm²) sens transversale

$$A_s = \frac{Bt}{1000} + \frac{Nbt}{f_e} \frac{ftj}{\sigma bt}$$

$$\sigma_s = 6.35$$

$$\sigma_i = 1.77$$

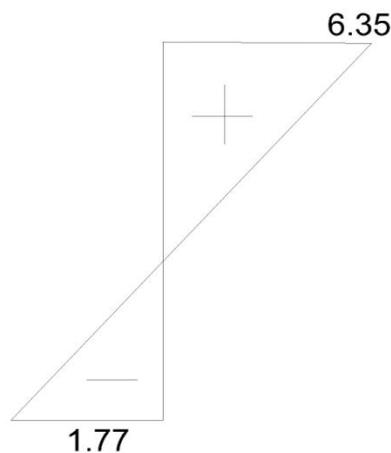


Figure V.13 Diagramme de la contrainte max et min

$$\frac{\sigma_i}{y} = \frac{\sigma_s}{h-y}$$

$$\frac{1.77}{y} = \frac{6.35}{1.4-y}$$

$$(1.77) \times (1.4-y) = 6.35 \times y$$

$$2.478 = 8.12yy$$

$$Y = 0.305m$$

$$Bt = base \times \frac{hauteur}{2} = 1.77 \times \frac{0.305}{2} = 0.269m^2$$

$$Nbt = \frac{\sigma_i \times Bt}{2} = 0.238Mn$$

$$A_{st} = \frac{0.269}{1000} + \frac{0.238 \times 2.7}{400 \times 1.77} = 4.45 \times 10^{-4} m^2 = 11.76 cm^2$$

On prendra 8T14 : 12.32cm²

V.9.2 Vérification de l'Effort Tranchant

- **Vérification à l'ELS :**

Vérification à LA Contrainte de cisaillement

$$\tau = \frac{vr}{bn \times z}$$

Avec :

Vred : L'effort tranchant réduit ;

I0 : Le moment d'inertie total de la section / à son CDG ;

S(y) : Le moment statique / à l'axe de la poutre, situé au-dessus de l'ordonnée « y » ;

b(y) : La largeur de la section à l'ordonnée

$$V_{red} = V - P \sin a$$

$$Y = ax^2 \quad a = y/x^2 \quad \text{on prend } x = 14.35\text{m}$$

$$a = \frac{0.6}{14.35^2} = 2.91 \times 10^{-3}$$

$$\alpha = \tan^{-1} 2 \times a \times x = \tan^{-1}(2 \times 2.91 \times 10^{-3} \times 14.35) = 4.77^\circ$$

$$V_u = 0.682 - 2.85 \sin 4.77$$

$$V_u = 0.44$$

$$Z = 1.26$$

$$\tau = \frac{0.413}{0.46 \times 1.26} = 0.72$$

$$b_n = b_0 - 0.5 \times 0.08 = 50 - 0.5 \times 0.08 = 0.46\text{m}$$

$$\tau_1 = \sqrt{0.4 \times f_{tj} \times \left(f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x \right)}$$

La section homogène d'about (B_h) :

$$B_h = 1.1250 - 3(\pi \times 0.08^2) = 1.065\text{m}^2$$

$$\sigma_x = P/B = 2.85/1.065 = 2.68$$

$$\tau_1 = 2.20 \text{ Mpa}$$

$$\tau_2 = \sqrt{4 f_{tj} \frac{f_{tj}}{f_{cj}} (0.6 f_{cj} - \sigma_x)}$$

$$\tau_2 = 2.38 \text{ Mpa}$$

$$\tau = \min(\tau_1, \tau_2) \text{ CV}$$

- **Vérification à la contrainte de compression :**

$$\sigma(x) \leq 0.4f_{cj}$$

$$2.61 \leq 14 \text{ Condition vérifié}$$

Vérification à l'ELU :

$$\tau_u = \frac{V_{red}}{b_n z} < \frac{f_{cj}}{4\gamma_b}$$

τ_u : Contrainte de cisaillement

$$V_{red} = V_u - P \sin \alpha$$

$$V_u = 0.926 \text{ MN}$$

$$V_{red} = 0.926 - 2.85 \sin 4.77$$

$$V_{red} = 0.689$$

$$(\tau)_u = \frac{0.689}{0.46 \times 1.26}$$

$$(\tau)_u = 1.19$$

$$1.19 \leq 5.83 \quad \text{Condition vérifié}$$

- **Ferraillage transversale :**

$$\tau_u \leq \frac{A_t f_e \sin(\alpha + \beta_u)}{b_n \cdot s_t \gamma_s \sin \beta_u}$$

- **Armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{s_t} \geq (\tau_u - f_{tj}) \cdot \text{tg} \beta_u \cdot \frac{b_n \cdot \gamma_s}{f_e}$$

$$\text{tg} 2\beta_u = \frac{2 \cdot \tau_u}{\sigma_x} = \frac{2 \times 1.19}{2.68} = 0.91$$

$$\beta_u = 23.94^\circ, \quad \text{selon le B.P.E.L on limite } \beta_u \text{ à } 30^\circ$$

$$\frac{A_t}{s_t} \geq (\tau_u) \cdot \text{tg} \beta_u \cdot \frac{b_n \cdot \gamma_s}{f_e}$$

$$\frac{A_t}{s_t} \geq 1.19 \times \text{tg} 30^\circ \times 1.15 \times 0.46 / 400 \geq 9.09 \text{ cm}^2$$

On prendra 6T16 = 12.06 cm² comme un ferraillage

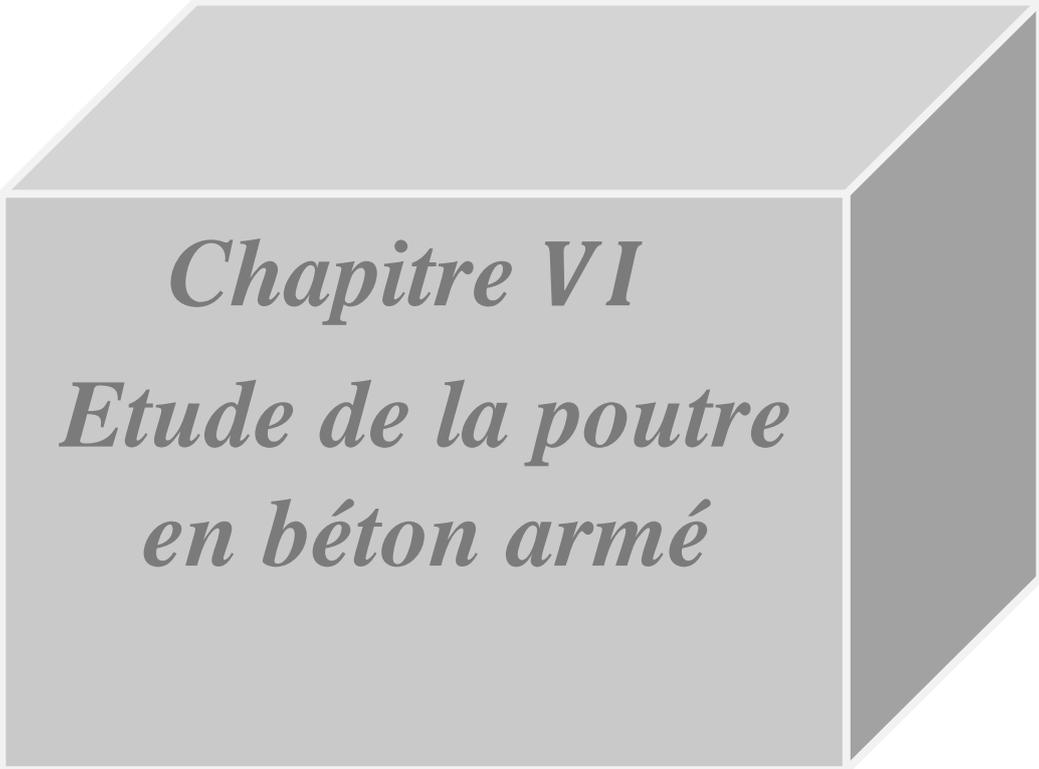
- **L'écartement maximum des cadres :**

$$St \leq \min (0,8h; 3 h_0; 1) = \min (0.96; 0.6; 1) = 0,6m$$

$$St \leq 0,6m$$

V.10. Conclusion

Le câblage choisi ainsi que les hypothèses formulées sur les pertes ont permis de vérifier les éventuelles contraintes durant les différentes phases de réalisation et en service, ainsi que le dimensionnement choisi est vérifié pour que les contraintes ne dépassent pas les contraintes admissibles.



Chapitre VI
Etude de la poutre
en béton armé

VI.1 Introduction

Nous étudierons dans ce chapitre les poutres en béton armé avec les moments fléchissant et les efforts tranchants obtenus par le logiciel SAP2000 pour déterminer le ferrailage.

VI.2. Ferrailage des poutres [6]

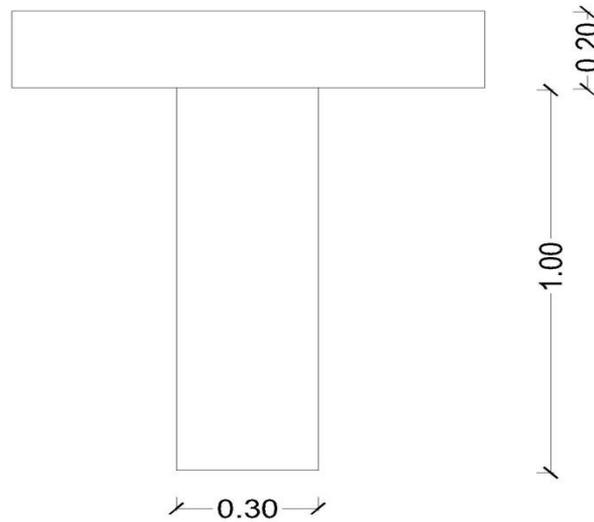


Figure VI.1. Poutre+dalle

Tableau VI.1. Les valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants

Combinaison d'actions	Moments (t.m)	Efforts tranchant (t.m)
ELU	261.625	69.70
ELS	193.75	51.85

- Les hypothèses :**

$H=1.2m$; $D=0.9H=1.08m$; $b=2m$; $b_0=0.3m$; $h_0=0.2m$; $F_{c28}=35MPa$; $F_e=400MPa$;

Fissuration préjudiciable

VI.2.1 Calcul à L'ELU

$$F_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\phi \times \gamma_b} = 19.83 MPa$$

$$u = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{2.61625}{2 \times 1.08^2 \times 19.83} = 0.046$$

Calculons le moment résistant de la table de compression

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 8.13 MN.m$$

$M_t > M_u$

Donc l'axe neutre se trouve dans la table

Le calcul se ramène à la détermination des armatures d'une section rectangulaire ($b \times h$) de la largeur (b) de la table de compression.

$u = 0.052 < u_r = 0.392$ Section simple armature ($A_{sc} = 0$)

Pour une section à simple armatures :

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.83 \text{ MPA}$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha)$$

$$\alpha = 1.08(1 - \sqrt{1 - 2u}) = 0.07$$

$$\text{Donc } Z = 1.08 (1 - 0.4 (0.07))$$

$$Z = 1.053 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{2.61625}{1.053 \times 348} = 0.0071 \text{ m}^2$$

$$A_{st} = 71 \text{ cm}^2$$

On prend 14T32 = 112.6 cm²

VI.2.2 Calcul à L'ELS

$$S = b \times \frac{h_0^2}{2} - n \times A_{st}(d - h_0)$$

$$S = -0.10 < 0$$

Donc l'axe neutre se trouve dans la nervure

$$b_0 \times \frac{y^2}{2} + ((b - b_0) \times h_0 + 15A)y - \left[\left((b - b_0) \times \frac{h_0}{2} \right) + 15d \right]$$

La résolution est donnée par la formule suivante :

$$y = -D + (D^2 + E)^{0.5}$$

$$D = \frac{[(b - b_0) \cdot (h_0 + 15A)]}{b_0} = \frac{[(2 - 0.3)(0.2 + 15 \times 0.01126)]}{0.3}$$

$$D = 2.09$$

$$E = \frac{[(b - b_0)h_0 + 15A] + 30A \times d}{b_0} = \frac{[(2 - 0.3)0.2 + 15 \times 0.01126] + 30 \times 0.0128 \times 1.08}{0.3}$$

$$E=3.14$$

$$y = -2.09 + (2.09 + 3.14)^{0.5}$$

$$y = 0.20$$

$$I = \frac{b \times y^3 - (b - b_0)(y - h_0)}{3} + 15 \times A(d - y)^2$$

$$I=0.15\text{m}^4$$

- **Les contraintes**

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_s \times y}{I} = \frac{1.938 \times 0.2}{0.15} = 2.58\text{MPa} \\ \sigma_{st} = \frac{n \times M_s \times (d - y)}{I} = \frac{15 \times 1.938 \times (1.08 - 0.2)}{0.15} = 179.265\text{MPa} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 2.58\text{MPa} < 21\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifié} \\ \sigma_{st} = 179.265\text{MPa} < 255.67\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifié} \end{cases}$$

VI.2.3 Armature supérieure

$$A_r = 10\% A_{st} = 11.26\text{cm}^2$$

On prend $A_r = 10T14$

VI.2.4. Calcul des armatures transversales :

- **Section d'about**

$$b_0 = 0.3\text{m} ; T_{\max} = 69.70\text{t} = 0.697\text{MN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \times d} = \frac{0.697}{0.3 \times 1.08} = 2.15\text{MPa}$$

Puisqu'on a une fissuration préjudiciable

$$\tau_u < \text{Min} \left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right)$$

$$\tau_u < \text{Min} (3.5 ; 4\text{MPa}) \quad \text{Donc } \tau_u = 2.15 < 3.5\text{MPa}$$

- **Section et écartement des armatures de l'âme**

$$\emptyset < \text{Min} \left(\frac{h}{35} ; \emptyset 2 ; \frac{h_0}{10} \right) \text{ ou } \emptyset 2: \text{diamètre des armatures longitudinales}$$

$$\emptyset < \text{Min} (3.42 ; 2 ; 2)$$

$$\text{On prend } 4\emptyset 12 = 1.13\text{cm}^2$$

Etude de la poutre en béton armé

Ecartement des armatures :

$$\sigma_t < \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b_0 \times (\tau_u \times b_0 \times f_{tj} \times K)}; K = 1 (\text{flexion simple}); A_t = 4T12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_t < \frac{0.8 \times 400 \times 4.52 \times 10^{-4}}{0.3(2.15 \times 0.3 \times 2.7 \times 1)} = 0.289$$

$$\sigma_t < \text{Min} \left(\frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0}; 0.9d; 40 \text{ cm} \right)$$

$$\sigma_t < \text{Min} \left(\frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0}; 0.9d; 40 \right) \text{ cm} = \text{Min} (150.66; 108; 40) \text{ cm}$$

On prend $\sigma_t = 20 \text{ cm}$

VI.2.5. Effet de l'effort tranchant

Au niveau des appuis : $T_u = 0.697 \text{ MN}$.

Soit A : la section d'armatures supérieure au niveau de l'appui

$$A = 4T32 = 32.17 \text{ cm}^2$$

Alors on doit vérifier :

$$A \times \sigma_s > T_u$$

$$32.17 \times 10^{-4} \times 348 = 1.119 \text{ MN} < 0.697 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{Vérfié}$$

VI.3. Jonction de l'hourdi et l'âme de la poutre

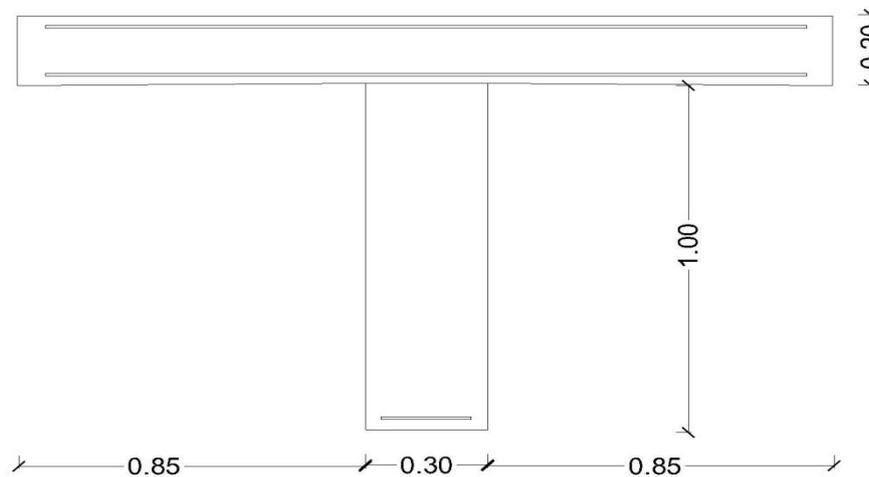


Figure VI.2. Le ferrailage de section

$$h = 1 \text{ m}; h_0 = 0.2 \text{ m}; b = 2 \text{ m}; b_0 = 0.3 \text{ m}; b_t = 0.85 \text{ m}; d = 0.9h = 0.9 \text{ m}$$

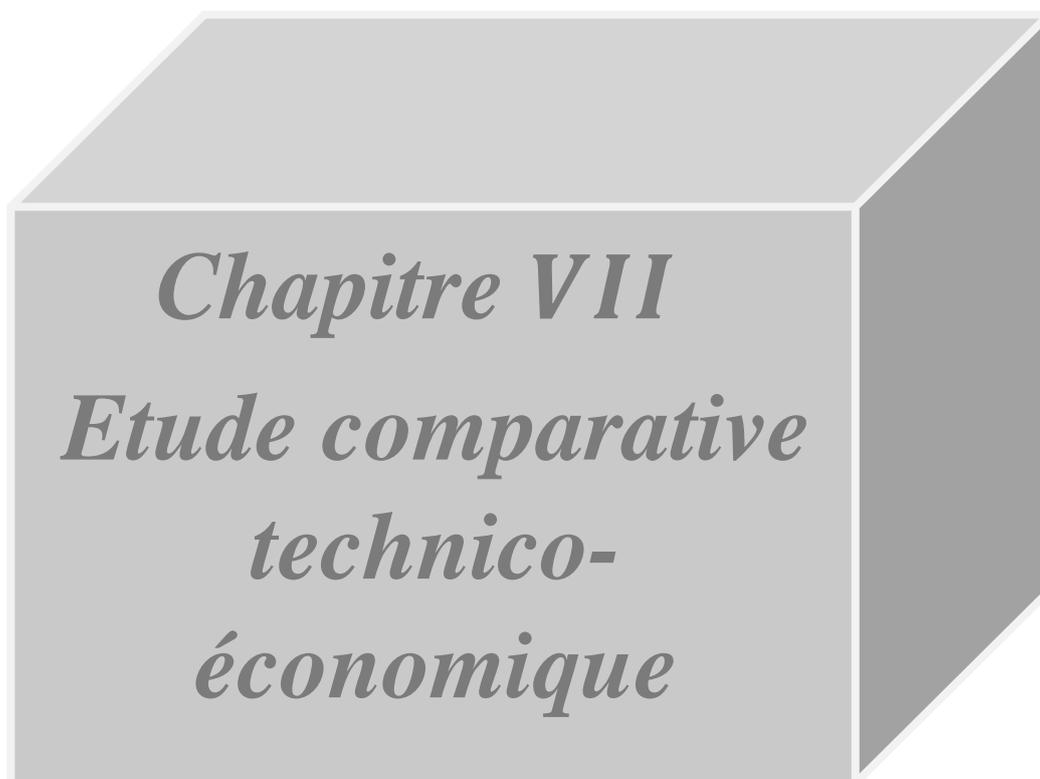
$$u = \frac{T_u \times b_t}{0.8 \times b \times f_e \times d} = \frac{0.697 \times 0.85}{0.8 \times 2 \times 400 \times 0.9}$$

$$u = 10.2 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

VI.4 Conclusion

Nous avons étudié les poutres en béton armé de la 1ère variante avec différentes coordonnées statiques.

Ainsi que nous avons vérifié les conditions par rapport aux contraintes admissibles à l'elu et l'els et on a déterminé aussi le ferrailage.



Chapitre VII

*Etude comparative
technico-
économique*

VII.1. Introduction :

L'évolution de la technologie des ponts a offert à l'ingénieur plusieurs possibilités de conception des ponts à poutres, chacune présente des avantages ainsi que des inconvénients, à savoir dans l'aspect technique et économique. [9]

Notre objectif est de réaliser une étude technico-économique afin de déterminer le type d'ouvrage qui vérifie toutes les normes et conditions nécessaires

VII.1.1. C'est quoi un projet :

Un projet est un objectif à réaliser dans n'importe quel domaine par des acteurs qualifié, dans un contexte précis avec un délai donné et des moyens définis [7]

VII.1.2. Management du projet :

Le management de projet est l'application des connaissances, compétences, outils et techniques dans des activités de projet en vue d'atteindre ou de dépasser les attentes des parties impliqués dans le projet [9]

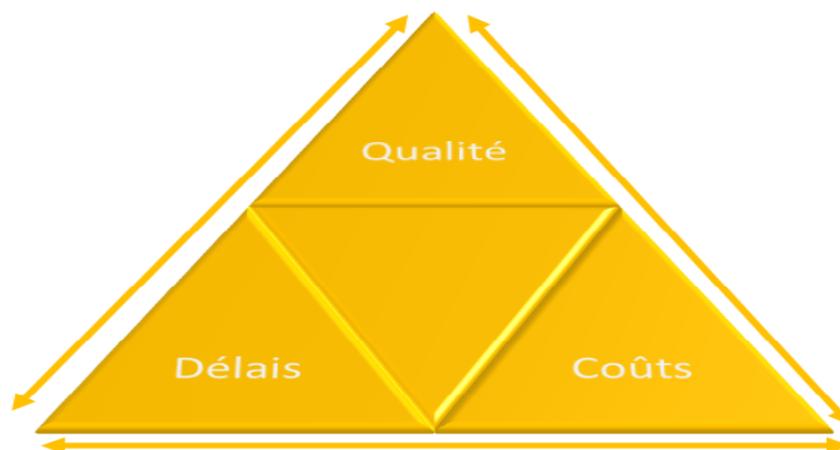


Figure VII.1. Triangle d'or du projet

VII.2 Cycle de vie d'un projet

Le cycle de vie de la gestion de projet décrit les processus de haut niveau nécessaire pour mener à bien un projet, il est généralement décomposé en cinq phases [7]

- **Lancement:**

Cette partie a pour objectif de définir le projet et d'estimer le cout, délai et connaitre les acteurs de ce projet avec les matériels qui vont être utilisé

- **Planification :**

C'est à ce stade que tous les détails sont exposés et que les objectifs sont définis, ou le projet avoir son propre plan inclus le délai, le coût et les risques de l'environnement

- **Exécution :**

L'exécution est une partie importante dans le travail, elle couvre l'ensemble des biens livrables du projet, du point de vue de la gestion de projet, et sans s'y limiter

- **Suivi et maîtrise (contrôle) :**

Cette opération se déroule souvent en parallèle de l'exécution du projet, dans le but de relever les écarts par rapport au plan de gestion du projet et d'assurer la bonne intégration des modifications approuvés dans le cadre du projet

- **Clôture :**

Cette étape est la dernière son but est évaluer toutes les étapes de projet et comparer entre l'étude préliminaire et le résultat final du projet afin de livrer le travail terminer au client



Figure VII.2. Cycle de vie d'un projet

VII.3 Les acteurs du projet :

- **Le maître d'ouvrage :**

Il est la personne morale ou physique pour laquelle un projet est mis en œuvre et réalisé, son rôle est estimer le cout les délais et les étapes ainsi que les objectifs à atteindre, il suit le projet durant toute sa réalisation.

- **Le maître d'œuvre :**

Cette personne est choisi par le maitre d'ouvrage, il contrôle et guide plusieurs travaux selon les ordres et les choix du maitre d'ouvrage.

- **L'entrepreneur :**

L'entrepreneur a un rôle très important dans la gestion de projet parce qu'il est le lien principal entre le client et tous les intervenants de projet, son activité est régie par des contrats financés.

VII.4 WBS :

La WBS (Works breakdown structure) est la structure hiérarchique des tâches du projet.

Elle se présente sous forme d'organigramme dont le premier niveau est le projet entier, dans les niveaux suivants le projet est découpé de façon arborescente et hiérarchique.

Les éléments du deuxième niveau sont souvent les livrables.

Les éléments qui se trouvent au niveau inférieur de la WBS sont appelés lots de travaux et correspondent à des résultats livrables du projet. [8]

Pour notre projet nous avons élaboré une WBS après une séance de 'Brainstorming' avec notre encadreur grâce à logiciel Mindview pour définir les délais de différentes tâches

VII.5 Management des délais

Le management des délais du projet comprend les processus nécessaires pour s'assurer que le projet contient tout le travail requis, et uniquement celui-ci, pour assurer la bonne fin du projet

On a créé la structure hiérarchique des tâches du projet **WBS** ainsi que la disposition dans le diagramme de **GANTT**, grâce à l'outil **MINDVIEW** qui nous a conclu une durée totale de chaque variante [7]

- **1ère Variante : 328 Jours (voir annexe A)**
- **2ème Variante : 361 Jours (voir annexe B)**
- **3ème variante : 343 Jours (voir annexe C)**

VII.6 Les ressource

Chaque catégorie est énumérée, ensuite pour chaque catégorie, on va dresser toutes les ressources nécessaires qui sont identifiées par un code individuel grâce à le diagramme de GANT qu'on à fait par le logiciel Ms Project

Chaque ressource est caractérisée par

La disponibilité : elle correspond au calendrier qui comprend les jours de congés, aux horaires de travail, aux périodes de disponibilité et aux taux de participation de chaque ressource au projet. [8]

Le cout : on affecte un cout à chaque ressource qui est mesuré généralement par :

Etude comparative technico-économique

- Ressources humaines
- Ressources matérielles
- Ressources en matériaux
- **1ère variante (Pont en béton précontraint) :**

	i	Resource Name	Type	Material Label	Std. Rate	Actual Cost
1		Chef de projet	Work		65 000,00 .ج.د./mon	170 895,83 .ج.د.
2		Maitre d'ouvreur	Work		65 000,00 .ج.د./mon	140 291,67 .ج.د.
3		Ingénieur de projet	Work		55 000,00 .ج.د./mon	275 687,50 .ج.د.
4		Equipe géotechnique	Work		500 000,00 .ج.د./mon	625 000,00 .ج.د.
5		Topographe	Work		4 000,00 .ج.د./day	20 000,00 .ج.د.
6		Chef d'équipe	Work		312,00 .ج.د./hr	149 760,00 .ج.د.
7		Ferrailleur 01	Work		300,00 .ج.د./hr	182 400,00 .ج.د.
8		Ferrailleur 02	Work		300,00 .ج.د./hr	182 400,00 .ج.د.
9		Coffreur 01	Work		275,00 .ج.د./hr	44 000,00 .ج.د.
10		Coffreur 02	Work		275,00 .ج.د./hr	44 000,00 .ج.د.
11		Maçon 1	Work		300,00 .ج.د./hr	271 200,00 .ج.د.
12		Maçon 2	Work		300,00 .ج.د./hr	201 600,00 .ج.د.
13		Manoeuvre 1	Work		225,00 .ج.د./hr	334 800,00 .ج.د.
14		Manoeuvre 2	Work		225,00 .ج.د./hr	307 800,00 .ج.د.
15		Equipe préfabrication	Work		400 000,00 .ج.د./mon	700 000,00 .ج.د.
16		Retro chargeur	Work		2 000,00 .ج.د./hr	160 000,00 .ج.د.
17		La grue	Work		5 000,00 .ج.د./hr	3 000 000,00 .ج.د.
18		Camion 2.5t (1)	Work		190,00 .ج.د./hr	4 028,00 .ج.د.
19		Camion 2.5t (2)	Work		190,00 .ج.د./hr	380,00 .ج.د.

Figure VII.3. Représentation des ressources de la 1ère variante (type WORK)

20		Déblai pour fouille	Material	M3	700,00 .ج.د.	2 762 900,00 .ج.د.
21		Remblai pour fouille	Material	M3	900,00 .ج.د.	675 000,00 .ج.د.
22		Béton de proproté	Material	M3	9 200,00 .ج.د.	1 840 000,00 .ج.د.
23		Béton C30/37	Material	M3	40 000,00 .ج.د.	28 000 000,00 .ج.د.
24		Béton R35	Material	M3	35 000,00 .ج.د.	17 500 000,00 .ج.د.
25		Béton C40/50	Material	M3	45 000,00 .ج.د.	2 790 000,00 .ج.د.
26		Acier feE400	Material	T	170 000,00 .ج.د.	11 220 000,00 .ج.د.
27		Chape d'étanchiété	Material	M2	4 500,00 .ج.د.	1 291 500,00 .ج.د.
28		Peinture butimineuse	Material	M2	700,00 .ج.د.	368 900,00 .ج.د.
29		Garde corps	Material	ML	15 000,00 .ج.د.	900 000,00 .ج.د.
30		Joint de chaussé	Material	ML	45 000,00 .ج.د.	900 000,00 .ج.د.
31		PVC 300mm	Material	ML	5 500,00 .ج.د.	330 000,00 .ج.د.
32		Gaines	Material	ML	800,00 .ج.د.	48 000,00 .ج.د.
33		Avaloir en acier d=200m	Material	U	25 000,00 .ج.د.	250 000,00 .ج.د.
34		Couche de revêtement	Material	M2	1 200,00 .ج.د.	241 080,00 .ج.د.
35		Joint de trottoir	Material	ML	1 800,00 .ج.د.	10 800,00 .ج.د.
36		Appareils d'appuis	Material	U	52 000,00 .ج.د.	520 000,00 .ج.د.

Figure VII.4. Représentation des ressources de la 1ère variante (type MATERIAL)

Etude comparative technico-économique

- 2ème variante (Pont en béton armé)

	i	Resource Name	Type	Material	Std. Rate	Actual Cost
1		Chef de projet	Work		65 000,00 .ج.د./mon	288 884,38 .ج.د.
2		Maitre d'ouvre	Work		65 000,00 .ج.د./mon	140 291,67 .ج.د.
3		Ingénieur de projet	Work		55 000,00 .ج.د./mon	261 971,88 .ج.د.
4		Equipe géotechnique	Work		500 000,00 .ج.د./mon	625 000,00 .ج.د.
5		Topographe	Work		4 000,00 .ج.د./day	20 000,00 .ج.د.
6		Chef d'équipe	Work		312,00 .ج.د./hr	178 251,84 .ج.د.
7		Ferrailleur 01	Work		300,00 .ج.د./hr	254 400,00 .ج.د.
8		Ferrailleur 02	Work		300,00 .ج.د./hr	254 400,00 .ج.د.
9		Coffreur 01	Work		275,00 .ج.د./hr	57 200,00 .ج.د.
10		Coffreur 02	Work		275,00 .ج.د./hr	57 200,00 .ج.د.
11		Maçon 1	Work		300,00 .ج.د./hr	278 400,00 .ج.د.
12		Maçon 2	Work		300,00 .ج.د./hr	199 200,00 .ج.د.
13		Manoeuvre 1	Work		225,00 .ج.د./hr	401 400,00 .ج.د.
14		Manoeuvre 2	Work		225,00 .ج.د./hr	361 800,00 .ج.د.
15		Manoeuvre 3	Work		225,00 .ج.د./hr	12 600,00 .ج.د.
16		Equipe préfabrication	Work		400 000,00 .ج.د./mon	466 666,67 .ج.د.
17		Marteaux piquers	Work		100,00 .ج.د./hr	0,00 .ج.د.
18		Retro chargeur	Work		2 000,00 .ج.د./hr	256 000,00 .ج.د.
19		La grue	Work		5 000,00 .ج.د./hr	4 240 000,00 .ج.د.
20		Camion 2.5t (1)	Work		190,00 .ج.د./hr	3 800,00 .ج.د.
21		Camion 2.5t (2)	Work		190,00 .ج.د./hr	380,00 .ج.د.

Figure VII.5. Représentation des ressources de la 2ème variante (type WORK)

22		Déblai pour fouille	Material	M3	700,00 .ج.د.	2 782 468,18 .ج.د.
23		Remblai pour fouille	Material	M3	900,00 .ج.د.	675 000,00 .ج.د.
24		Béton de proproté	Material	M3	9 200,00 .ج.د.	1 840 000,00 .ج.د.
25		Béton C30/37	Material	M3	40 000,00 .ج.د.	29 071 818,18 .ج.د.
26		Béton R35	Material	M3	35 000,00 .ج.د.	14 000 000,00 .ج.د.
27		Béton C40/50	Material	M3	45 000,00 .ج.د.	2 790 000,00 .ج.د.
28		Acier feE400	Material	T	170 000,00 .ج.د.	12 804 090,91 .ج.د.
29		Chape d'étanchiété	Material	M2	4 500,00 .ج.د.	841 500,00 .ج.د.
30		Peinture butimineuse	Material	M2	700,00 .ج.د.	368 900,00 .ج.د.
31		Garde corps	Material	ML	15 000,00 .ج.د.	900 000,00 .ج.د.
32		Joint de chaussé	Material	ML	45 000,00 .ج.د.	900 000,00 .ج.د.
33		PVC 300mm	Material	ML	5 500,00 .ج.د.	330 000,00 .ج.د.
34		Gaines	Material	ML	800,00 .ج.د.	48 000,00 .ج.د.
35		Avaloir en acier d=200m	Material	U	25 000,00 .ج.د.	250 000,00 .ج.د.
36		Couche de revêtement	Material	M2	1 200,00 .ج.د.	241 080,00 .ج.د.
37		Joint de trottoir	Material	ML	1 800,00 .ج.د.	10 800,00 .ج.د.
38		Appareils d'appuis	Material	U	52 000,00 .ج.د.	832 000,00 .ج.د.
39		Béton pour la pille	Material	M3	45 000,00 .ج.د.	10 063 636,36 .ج.د.

Figure VII.6. Représentation des ressources de la 2ème variante (type MATERIAL)

Etude comparative technico-économique

• 3^{ème} variante (L'ouvrage existant) :

	Resource Name	Type	Material	Std. Rate	Actual Cost
1	Chef de projet	Work		65 000,00 .ج.د./mon	160 062,50 .ج.د.
2	Maitre d'ouvre	Work		65 000,00 .ج.د./mon	140 291,67 .ج.د.
3	Ingénieur de projet	Work		55 000,00 .ج.د./mon	298 375,00 .ج.د.
4	Equipe géotechniqu	Work		500 000,00 .ج.د./mon	625 000,00 .ج.د.
5	Topographe	Work		4 000,00 .ج.د./day	20 000,00 .ج.د.
6	Chef d'équipe	Work		312,00 .ج.د./hr	134 784,00 .ج.د.
7	Ferrailleur 01	Work		300,00 .ج.د./hr	182 400,00 .ج.د.
8	Ferrailleur 02	Work		300,00 .ج.د./hr	182 400,00 .ج.د.
9	Coffreur 01	Work		275,00 .ج.د./hr	44 000,00 .ج.د.
10	Coffreur 02	Work		275,00 .ج.د./hr	44 000,00 .ج.د.
11	Maçon 1	Work		300,00 .ج.د./hr	264 000,00 .ج.د.
12	Maçon 2	Work		300,00 .ج.د./hr	206 400,00 .ج.د.
13	Manoeuvre 1	Work		225,00 .ج.د./hr	331 200,00 .ج.د.
14	Manoeuvre 2	Work		225,00 .ج.د./hr	320 400,00 .ج.د.
15	Equipe préfabricatic	Work		400 000,00 .ج.د./mon	1 000 000,00 .ج.د.
16	Marteaux piquers	Work		100,00 .ج.د./hr	0,00 .ج.د.
17	Retro chargeur	Work		2 000,00 .ج.د./hr	160 000,00 .ج.د.
18	La grue	Work		5 000,00 .ج.د./hr	2 960 000,00 .ج.د.
19	Camion 2.5t (1)	Work		190,00 .ج.د./hr	3 572,00 .ج.د.

Figure VII.7. Représentation des ressources de la 3^{ème} variante (type WORK)

19	Déblai pour fouille	Material	M3	700,00 .ج.د.	2 762 900,00 .ج.د.
20	Remblai pour fouille	Material	M3	900,00 .ج.د.	675 000,00 .ج.د.
21	Béton de proproté	Material	M3	9 200,00 .ج.د.	1 840 000,00 .ج.د.
22	Béton C30/37	Material	M3	40 000,00 .ج.د.	27 320 000,00 .ج.د.
23	Béton R35	Material	M3	35 000,00 .ج.د.	28 000 000,00 .ج.د.
24	Béton C40/50	Material	M3	45 000,00 .ج.د.	2 700 000,00 .ج.د.
25	Acier feE400	Material	T	170 000,00 .ج.د.	15 130 000,00 .ج.د.
26	Chape d'étanchiété	Material	M2	4 500,00 .ج.د.	1 048 500,00 .ج.د.
27	Garde corps	Material	ML	15 000,00 .ج.د.	900 000,00 .ج.د.
28	Joint de chaussé	Material	ML	45 000,00 .ج.د.	732 600,00 .ج.د.
29	PVC 300mm	Material	ML	5 500,00 .ج.د.	330 000,00 .ج.د.
30	Gaines	Material	ML	800,00 .ج.د.	48 000,00 .ج.د.
31	Avaloir en acier d=200m	Material	U	25 000,00 .ج.د.	250 000,00 .ج.د.
32	Couche de revetement	Material	M2	1 200,00 .ج.د.	241 080,00 .ج.د.
33	Joint de trottoir	Material	ML	1 800,00 .ج.د.	11 304,00 .ج.د.
34	Appareils d'appuis	Material	U	52 000,00 .ج.د.	832 000,00 .ج.د.

Figure VII.8. Représentation des ressources de la 3^{ème} variante (type MATERIAL)

VI.7 Management des coûts [7]

Le management des coûts du projet comprend les processus de planification, d'estimation, de la budgétisation et de maîtrise des coûts nécessaires pour s'assurer que le projet peut être réalisé en respectant le budget approuvé, nous résumons 4 méthodes pour calculer le coût :

- **Méthode analogique** : cette méthode consiste à utiliser le coût réel de projets similaires antérieurs comme base d'estimation du coût du projet actuel
- **Méthode analytique** : Afin de calculer les taux de coût des activités de l'échéancier, la personne qui calcule les taux de coût ou le groupe qui en prépare l'estimation doit connaître les coûts unitaires de chaque ressource
- **Méthode paramétrique** : c'est une technique partant d'une relation statique entre des données historiques et d'autres variables
- **Logiciels de gestion de projet**

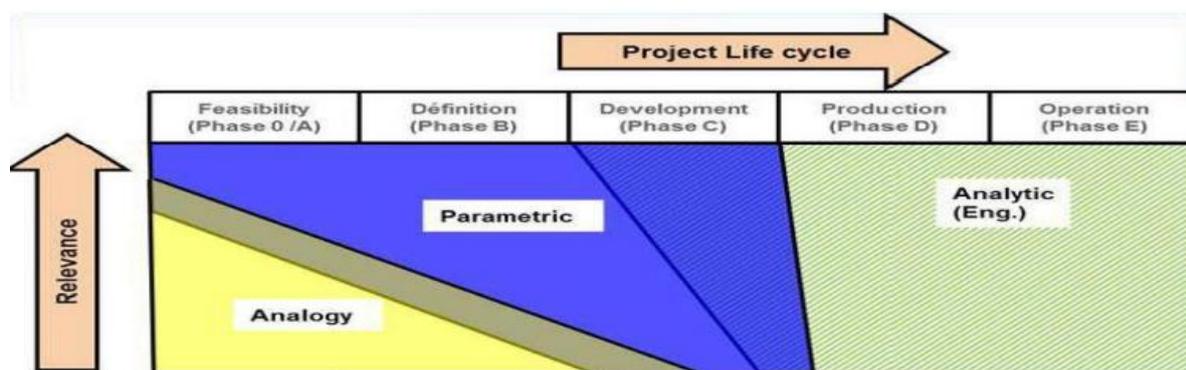


Figure VII.9. Diagramme de management des coûts

Nous avons utilisé la méthode analytique et le logiciel **MSPROJECT** pour ce projet

VI.8 Etude économique des trois variantes :

VI.8.1. 1ère variante, Pont en béton précontraint :

Grâce à l'outil EXCEL nous avons réalisé un devis quantitatif et estimatif de l'ouvrage en béton précontraint (Variante 1), rappelons que le pont comporte 1 travée de 28,7m, un tablier de 10m de largeur avec 5 poutres en béton précontraint

Tableau VII.1. Devis estimatif pour la variante 1

Devis estimatif pour ouvrage pour le passage supérieur 18-2 entre Hassi mefsoukh - Mostaganem					
N°	Désignation des articles	U	Quantité	Pu en DA	Montant en DA
Conception					
1.1	Installation de chantier	F	1	2 000 000	2 000 000
2.2	Etude préliminaire	F	1	1 500 000	1 500 000

Etude comparative technico-économique

3.3	Forfait d'épreuve général de l'ouvrage	F	1	1 000 000	1 000 000
Terrassement					
2.1	Déblai pour fouille	M ³	3947	700.00	2762900
2.2	Remblai pour fouille	M ³	750	900.00	675000
Béton					
3.1	Béton de propreté	M ³	200	9200.00	1840000
3.2	Béton C 30/37 pour semelles, culée, corniche	M ³	700	40000.00	28000000
3.3	Béton R35 pour poutre préfabriquer RN35	M ³	500	35000.00	17500000
3.4	Béton C40/50 pour la dalle de tablier	M ³	62	45000.00	2790000
Acier					
4.1	Acier FeE400 pour béton	T	76	170000	12920000
Equipement					
5.1	Chape d'étanchéité	M ²	287	4500.00	1291500
5.2	Peinture bitumineuse	M ²	527	700.00	368900
5.3	Fourniture et pose de garde-corps	ML	60	15000.00	900000
5.4	Fourniture et pose de joint de chaussées	ML	20	45000.00	900000
5.5	Corniche	ML	60	5000.00	300000
5.7	Coffrage plan S. visible	M ²	1330	1200.00	1596000
5.8	Coffrage plan S. non visible	M ²	123	1500.00	184500
5.9	Fourniture et mise en place poutres préfabriqués avec H=1,20m	ML	143.75	30000.00	4312500
5.11	Fourniture et mise en place de descente d'eau en PVC 300mm	ML	60	5500.00	330000
5.12	Gaines	ML	60	800.00	48000
5.13	Couche de revêtements	M ²	200.9	1200.00	241080
5.14	Avaloirs en acier d=200mm	U	10	25000.00	250000
5.15	Fourniture et pose de joint de trottoirs	ML	6	1800.00	10800
5.16	Fourniture et pose Appareil d'appui	U	10	52000.00	520000
TOTAL GENERAL H.T					82241180
TVA 21%					17270647
TOTAL GENERAL TTC					99511827

Le coût du projet est estimé à 99511827DA

Etude comparative technico-économique

Ensuite, nous avons entré les tables de ressources dans le diagramme de GANTT, grâce à l'outil MS PROJECT qui nous a conclu un coût global de projet de **76462423DA**

		Task Mode	Task Name	Duration	% Work Complete	Actual Cost
1	✓		▾ PASSAGE SUPERIEUR AU PK 18	328 days	100%	76 462 423,00 .د.ج.
2	✓		▸ Conception	85 days	100%	957 500,00 .د.ج.
8	✓		▸ Installation de chantier	13 days	100%	305 000,00 .د.ج.
12	✓		▸ Préfabrication des éléments	30 days	100%	30 568 750,00 .د.ج.
17	✓		▸ Culée sens Rn11 Mostaganem	80 days	100%	17 406 370,67 .د.ج.
24	✓		▸ Culée sens Douar djfalfa	80 days	100%	17 406 370,67 .د.ج.
31	✓		▸ Réalisation du tablier	16 days	100%	5 135 528,80 .د.ج.
37	✓		▸ Installation des équipements	18 days	100%	4 653 283,40 .د.ج.
45	✓		▸ Repliage de chantier	6 days	100%	29 619,47 .د.ج.

Figure VII.10. Le coût global de la 1ère variante (MSPROJECT)

VII.8.2. 2ème variante, Pont en béton armé :

Grâce à l'outil EXCEL nous avons réalisé un devis quantitatif et estimatif de l'ouvrage en béton armé (Variante 2), rappelons que le pont comporte 2 travées de rive de 6.5m et 1 travée intermédiaire de 15.7m, un tablier de 10m de largeur avec 4 poutres en béton armé

Tableau VII.2. Devis estimatif pour la variante 2

Devis estimatif pour ouvrage pour le passage supérieur 18-2 entre Hassi mefsoukh - Mostaganem					
N°	Désignation des articles	U	Quantité	Pu en DA	Montant en DA
Conception					
1.1	Installation de chantier	F	1	2 000 000	2 000 000
2.2	Etude préliminaire	F	1	1 700 000	1 700 000
3.3	Forfait d'épreuve général de l'ouvrage	F	1	1 000 000	1 000 000
Terrassement					
2.1	Déblai pour fouille	M ³	3977	700.00	2783900
2.2	Remblai pour fouille	M ³	750	900.00	675000
Béton					
3.1	Béton de propreté	M ³	210	9200.00	1932000
3.2	Béton C 30/37 pour semelles, culée, corniche	M ³	730	40000.00	29200000
3.3	Béton R35 pour poutre préfabriqué RN35	M ³	400	35000.00	14000000
3.4	Béton C40/50 pour la dalle de tablier	M ³	62	45000.00	2790000
3.5	Béton pour la pile	M ³	240	40000.00	9600000
Acier					

Etude comparative technico-économique

4.1	Acier FeE400 pour béton	T	73	170000	12410000
Equipement					
5.1	Chape d'étanchéité	M ²	287	4500.00	1291500
5.2	Peinture bitumineuse	M ²	551	700.00	385700
5.3	Fourniture et pose de garde-corps	ML	60	15000.00	900000
5.4	Fourniture et pose de joint de chaussées	ML	20	45000.00	900000
5.5	Corniche	ML	60	5000.00	300000
5.7	Coffrage plan S. visible	M ²	1354	1200.00	1624800
5.8	Coffrage plan S. non visible	M ²	143	1500.00	214500
5.9	Fourniture et mise en place poutres préfabriqués avec H=1m	ML	114.8	30000.00	3444000
5.11	Fourniture et mise en place de descente d'eau en PVC 300mm	ML	60	5500.00	330000
5.12	Gaines	ML	60	800.00	48000
5.13	Couche de revêtements	M ²	200.9	1200.00	241080
5.14	Avaloirs en acier d=200mm	U	10	25000.00	250000
5.15	Fourniture et pose de joint de trottoirs	ML	6	1800.00	10800
5.16	Fourniture et pose Appareil d'appui	U	16	52000.00	832000
TOTAL GENERAL H.T					88863280
TVA 21%					18661288.8
TOTAL GENERAL TTC					107524568.8

Le coût du projet est estimé à **107524568.8DA**

Ensuite, nous avons entré les tables de ressources dans le diagramme de **GANTT**, grâce à l'outil **MS PROJECT** qui nous a conclu un coût global de projet de **87107140,06DA**

		Task Mode	Task Name	Duration	Actual Cost	% Work Complete
1	✓		▾ PASSAGE SUPERIEUR A	361 days	87 107 140,06 .د.ج.	100%
2	✓		▸ Conception	85 days	957 500,00 .د.ج.	100%
8	✓		▸ Installation de chantier	10 days	250 666,67 .د.ج.	100%
12	✓		▸ Préfabrication des éléments	18 days	26 148 875,00 .د.ج.	100%
17	✓		▸ Culée sens Rn11 Mostaganem	80 days	17 447 904,00 .د.ج.	100%
24	✓		▸ Pile 1	24 days	8 101 471,20 .د.ج.	100%
29	✓		▸ Pile 2	27 days	7 108 340,84 .د.ج.	100%
34	✓		▸ Culée sens Douar djfafila	80 days	17 439 021,24 .د.ج.	100%
41	✓		▸ Réalisation du tablier	15 days	5 100 058,25 .د.ج.	100%
47	✓		▸ Installation des équipements	18 days	4 523 683,40 .د.ج.	100%
55	✓		▸ Replément de chantier	6 days	29 619,47 .د.ج.	100%

Figure VII.11. Le coût global de la 2ème variante (MSPROJECT)

Etude comparative technico-économique

VII.8.3 3^{ème} variante (l'ouvrage existant) :

C'est l'ouvrage existant, ce pont comporte 1 travée de 28.7m, un tablier de 8.14m de largeur avec 8 poutres en béton précontraint

Tableau VII.3. Devis estimatif pour la variante 3

Devis estimatif pour ouvrage pour le passage supérieur 18-2 entre Hassi mefsoukh -Mostaganem					
N°	Désignation des articles	U	Quantité	Pu en DA	Montant en DA
Conception					
1.1	Installation de chantier	F	1	2 000 000	2 000 000
1.2	Etude préliminaire	F	1	1 500 000	1 500 000
1.3	Forfait d'épreuve général de l'ouvrage	F	1	1 000 000	1 000 000
Terrassement					
2.1	Déblai pour fouille	M ³	3947	700.00	2762900
2.2	Remblai pour fouille	M ³	750	900.00	675000
Béton					
3.1	Béton de propreté C16/20	M ³	200	9200.00	1840000
3.2	Béton C 30/37 pour semelles, culée, corniche	M ³	683	40000.00	27320000
3.3	Béton RN35 pour poutre préfabriqué	M ³	800	35000.00	28000000
3.4	Béton C40/50 pour la dalle de tablier	M ³	50	45000.00	2250000
Acier					
4.2	Aciers FeE400 pour Béton armé	T	88	170004500	14960000
Equipement					
5.1	Chape d'étanchéité	M ²	233	4500.00	1048500
5.2	Peinture bitumineuse	M ²	527	700.00	368900
5.3	Fourniture et pose de garde-corps	ML	60	15000.00	900000
5.4	Corniche	ML	60	5000.00	300000
5.5	Fourniture et pose de joint de chaussées	ML	18	60000.00	1080000
5.7	Coffrage plan dans S. visible	M ²	1330	1200.00	1596000
5.8	Coffrage plan dans des surfaces invisible	M ²	123	1500.00	184500
5.10	Fourniture et mise en place poutres préfabriqués avec H=1,33m	ML	230	30000.00	6900000
5.11	Fourniture et mise en place	ML	60	5500.00	330000

Etude comparative technico-économique

	de descente d'eau en PVC 300 mm				
5.12	Gaines	ML	60	800.00	48000
5.13	Couche de revêtements	M ²	143.5	1200.00	172200
5.14	Avaloirs et tube d'assainissement	U	10	25000.000	250000
5.15	Fourniture et pose de joint de trottoirs	ML	6.28	1800.00	11304
5.16	Appareil d'appui en néoprène fretté	U	16	52000.00	832000
TOTAL GENERAL H.T					96326304
TVA 21%					20228523
TOTAL GENERAL TTC					116554827

Le coût du projet est estimé à 116554827DA

Ensuite, nous avons entré les tables de ressources dans le diagramme de **GANTT**, grâce à l'outil **MS PROJECT** qui nous a conclu un coût global de projet de **89898269,17DA**

	i	Task Mode	Task Name	Duration	% Work Complete	Actual Cost
1			↳ PASSAGE SUPERIEUR AU PK 18 +598,23 DU PROJET DE LIAISON FERROVIAIRE HASSI MEFSOUKH – MOSTAGANEM SUR 50KM	343 days	100%	89 898 269,17 .د.ج.د
2	✓		↳ Conception	85 days	100%	957 500,00 .د.ج.د
8	✓		↳ Installation de chantier	15 days	100%	367 600,00 .د.ج.د
12	✓		↳ Préfabrication des éléments	45 days	100%	44 583 125,00 .د.ج.د
17			↳ Culée sens Rn11 Mostaganem	80 days	100%	17 220 566,50 .د.ج.د
24			↳ Culée sens Douar djfafla	80 days	100%	17 220 566,50 .د.ج.د
31	✓		↳ Réalisation du tablier	14 days	100%	5 007 987,70 .د.ج.د
36	✓		↳ Installation des équipements	18 days	100%	4 511 684,00 .د.ج.د
44	✓		↳ Replieement de chantier	6 days	100%	29 239,47 .د.ج.د

Figure VII.12. Le coût global de la 3^{ème} variante (MSPROJECT)

VII.8.4 Avantages et inconvénients de chaque variante :

Les deux variantes (1^{ère} et 3^{ème} Variante) sont très semblables sur le plan des avantages et des inconvénients puisqu'elles sont du même type (pont en béton précontraint), le béton précontraint prend le relais, il permet d'atteindre des portées allant jusqu'à 50m.

Par contre le pont en béton armé (2^{ème} variante) n'est envisageable que pour des faibles portées, généralement de 15 à 20m maximum, au-delà la hauteur du tablier devient très grande, ce qui influe sur son poids qui deviendra très important.

Nous présentions quelque avantage et inconvénients à partir des résultats précédents

Etude comparative technico-économique

- Pour celui qu'on a proposé (1ère variante)

Tableau VII.4. Avantages et inconvénients de la 1ère variante

Avantages	Inconvénients
-Faible coût par rapport les 2 autres variantes -Rapidité d'exécution -Portée large -Consomme moins de poutres -Ne demande pas trop d'entretien	-Besoin de main d'œuvre qualifié -Accessoires importés

Tableau VII.5. Avantages et inconvénients de la 2ème variante

Avantages	Inconvénients
- Les coffrages des poutres peuvent être utilisés plusieurs fois -La facilité du control de réalisation -La possibilité de rendre indépendant la fabrication des poutres du chantier	-Coût de réalisation élevé par rapport la 1ère variante -durée de construction est plus longue en raison en raison de piles

Tableau VII.6. Avantages et inconvénients de la 3ème variante

Avantages	Inconvénients
-Ne demande pas trop d'entretien	-Coût de réalisation élevé par rapport la 1ère variante -Portée étroite -Consomme plus d'acier -Prends plus de temps dans la mise en tension -Besoin de main d'œuvre qualifié -Accessoires importés

VI.9 Analyse multicritère :

Pour cette analyse, nous résumerons notre étude comparative des variantes en cinq tâches importantes : coût, délai, exécution, entretien, esthétique

Tableau VII.7. Résultats de l'analyse multicritère.

Critère	Coefficient	Pont en béton précontraint (1ère variante)	Pont en béton armé (2ème variante)	Pont en béton précontraint (3ème variante)
Economie	5	5(99.511.827DA)	4(107524568.8DA)	3(116.554.827DA)
Délai	4	5(328jours)	3(361jours)	4(343jours)
Exécutions	3	4	5	3
Entretien	2	4	3	4
Esthétique	1	5	3	4
		70	56	52

Tableau VII.8. Échelle de l'analyse multicritère.

Échelle	5	4	3	2	1
Mention	Excellente	Très bonne	Bonne	Moyenne	Pas bonne

VII.9.1 Critère de choix de la variante :

La présentation du choix de la solution retenue fait appel à l'esprit de synthèse et de compétence en communication afin de rendre évident le choix pour les décideurs.

On privilégiera les représentations en mode graphique notamment au moyen du graphe Rader dont les branches représenteront les critères de choix avec une échelle de graduation adaptée. La plus grande surface couverte par l'une des solutions étant celle-ci privilégiée.

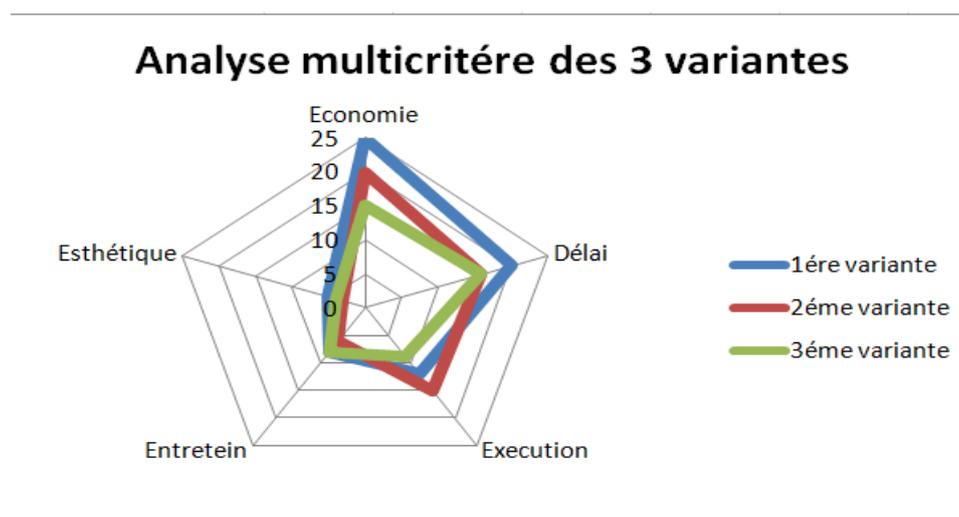


Figure VII.13. Présentation de la variante optimale par le graphique 'Radar'

VII.10. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons fait une étude managériale où on a déterminé le coût, le délai, et les caractéristiques de chaque variante.

Ensuite, on a comparé entre les trois variantes en utilisant l'analyse multicritère afin de déterminer la variante suprême, on en conclue que :

La première variante est économique et rentable, exigeant une quantité de matériel minimal ainsi qu'un délai court comparativement aux deux autres variantes, d'autant plus, sur un plan sécuritaire, cette dernière à un profil en travers plus large que la troisième variante

Dans une comparaison additionnelle la deuxième variante est plus rentable que la troisième variante, et cela est du à la disponibilité du matériel ainsi qu'à sa rentabilité vis-à-vis le nombre de poutres qui est inférieur à celles de la troisième variante.

Cela signifié que la première variante est la plus optimale suivi de la deuxième puis la troisième variante par rapport aux critères pris en compte.



*Conclusion
générale*

Conclusion Générale

L'élaboration d'un projet de pont fut une expérience enrichissante par rapport aux connaissances techniques acquises, théoriques et appliquées.

Cela dit, elle nous a permis d'accroître nos connaissances durant l'achèvement de notre formation universitaire en génie civil.

Dans la première partie, nous vous délivrons une présentation générale de l'ouvrage dont une clarification des données géotechniques.

Cette dernière est la base de la mise en œuvre de projets, nous vous proposons, l'ensemble d'études détaillées d'un pont a poutre en béton précontraint par post-tension, et celles d'un pont en béton armé, ci-après dénommée première et deuxième variante, par suite, une étude des caractéristiques des matériaux conformes aux standards de construction, et aux réglementations des conditions de travail.

Notre étude est aussi composée d'une évaluation des différents types de surcharges routières qui agissent sur le pont, par la suite, on vous présente notre modélisation des deux variantes sur le logiciel SAP2000, dont l'étude statique et dynamique modélisant la sollicitation la plus défavorable des projets en question, en se basant sur les résultats obtenus par le logiciel, nous avons pu mener une vérification et ferrailage des poutres des deux variantes.

D'après l'application de ces dernières techniques, nous sommes parvenus à déterminer le taux de ferrailage nécessaire renforçant les différentes charges appliquées sur la deuxième variante, alternativement, l'analyse sur la première variante nous a permis de caractériser le câblage nécessaire apportant support aux différentes charges appliquées, l'analyse des câblages de poutres a dévoilé des torons 12T15.

Dans la deuxième partie de ce travail, nous vous présentons une étude managériale comparative, ainsi qu'une analyse multicritère des deux variantes, et l'ouvrage existant.

Le choix optimal de la variante est à base de considérations techniques, économiques et fonctionnelles, postérieurement aux paramètres d'études analytiques appliqués, nous avons opté pour la première variante par rapport à sa rentabilité et délais provisionnels, nos projections sont de 328 jours jusqu'à la réalisation du projet et d'un coût global résultant de la méthode analytique de 82.241.180DA ; et de 76.462.423DA étant projeté sur le logiciel MSPROJECT (TVA non-incluse), alternativement, pour la deuxième variante, un délai provisionnel de réalisation de 361 jours et d'un coût global résultant de la méthode analytique de 88.863.328DA ; et de 87.107.140,06DA par le logiciel MSPROJECT (TVA non-incluse),

Conclusion générale

quant a l'ouvrage existant, un délai de 343 jours et un coût global de 96.326.304DA suite a la méthode analytique ; et de 89.898.269,17DA projeté sur le logiciel MSPROJECT.



Bibliographie

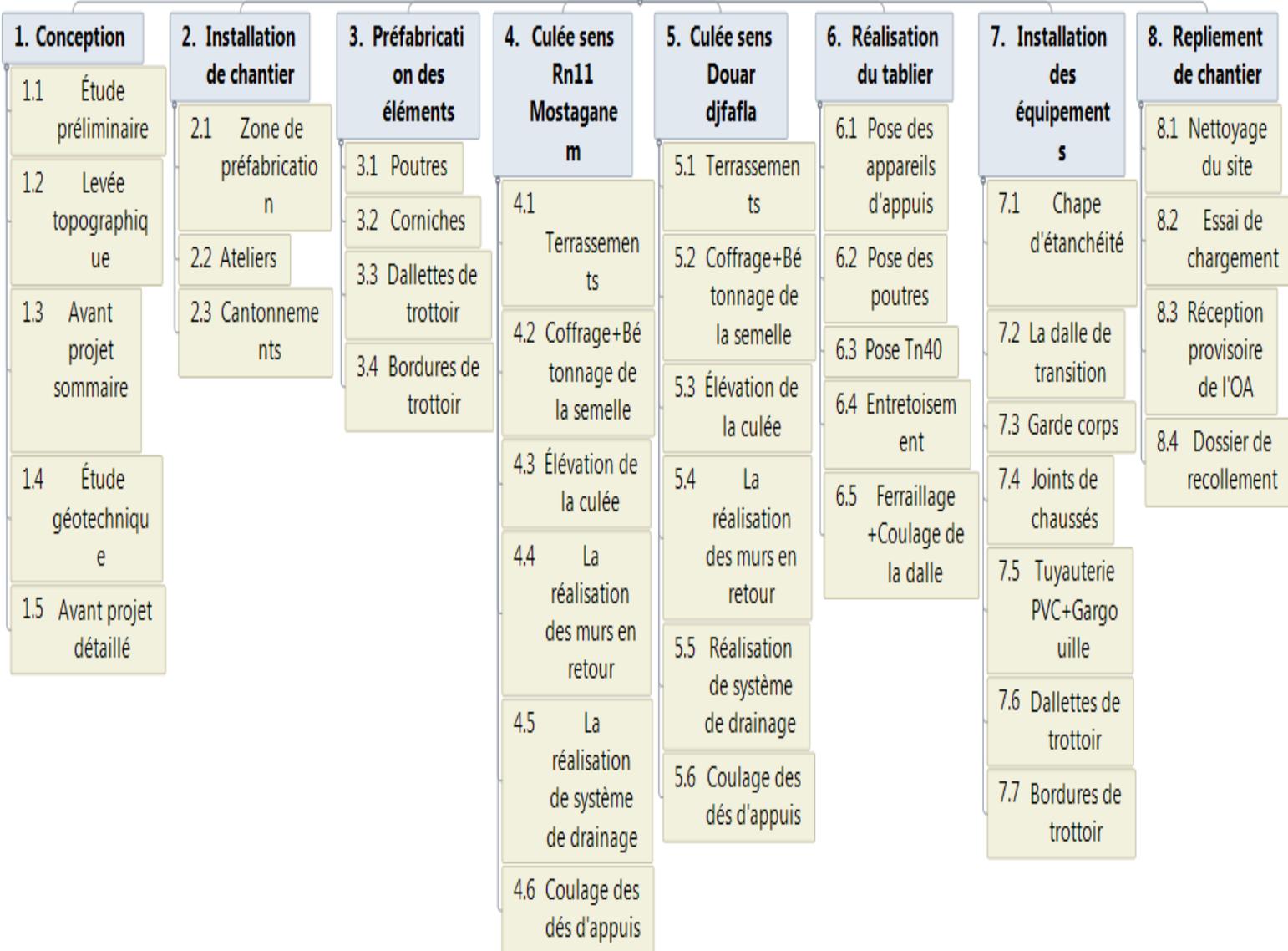
Bibliographie

- [1] : **CEREMA.**, 2017 : Ouvrage intégraux par Champenoy Damien
- [2] : **S.E.R.S.I.D**, 2013 : Rapport d'étude géotechnique dossier G2461 passage supérieur 18-2 de la liaison ferroviaire Hassi Mefsoukh-Mostaganem
- [3] : **SETRA, 1974** : Service d'Etude Technique des Routes et Autoroutes : Appuis des tabliers Numéro PP73.
- [4] : **S.E.R.O.R., 2013** : Etude et réalisation d'un ouvrage d'art sur au PS AU PK 18+590,523DU PROJET LIASON FERROVIAIRE HASSI MEFSOUKH-
- [5] : **LACROIX.M. R et all., 2000** : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites. Fascicule n° 62 (Titre I - Section II), BPEL 91 révisé 99
- [6] : **LACROIX.M. R et all., 2000** : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites Fascicule n° 62 (Titre I - Section I), BAEL 91 révisé 99
- [7] : **HAMZAOUL. F** : Cours de managements Université Abou-Bekr- Belkaïd, Tlemcen, Algérie.
- [8] : **CHEIKH, BENAZZOUZ.** : Étude technico-économique d'un projet de pont sur Oued Tlata Nedroma wilaya de Tlemcen. Université Abou Bekr_ Belkaid Tlemcen. Master en génie civil. 2015.
- [9] : **MEGHEBBAR SARRA.** : Étude technico-économique d'un projet de pont a tablier mixte acier-beton sur CW 102 / Ghazaouet .Wilaya de tlemcen



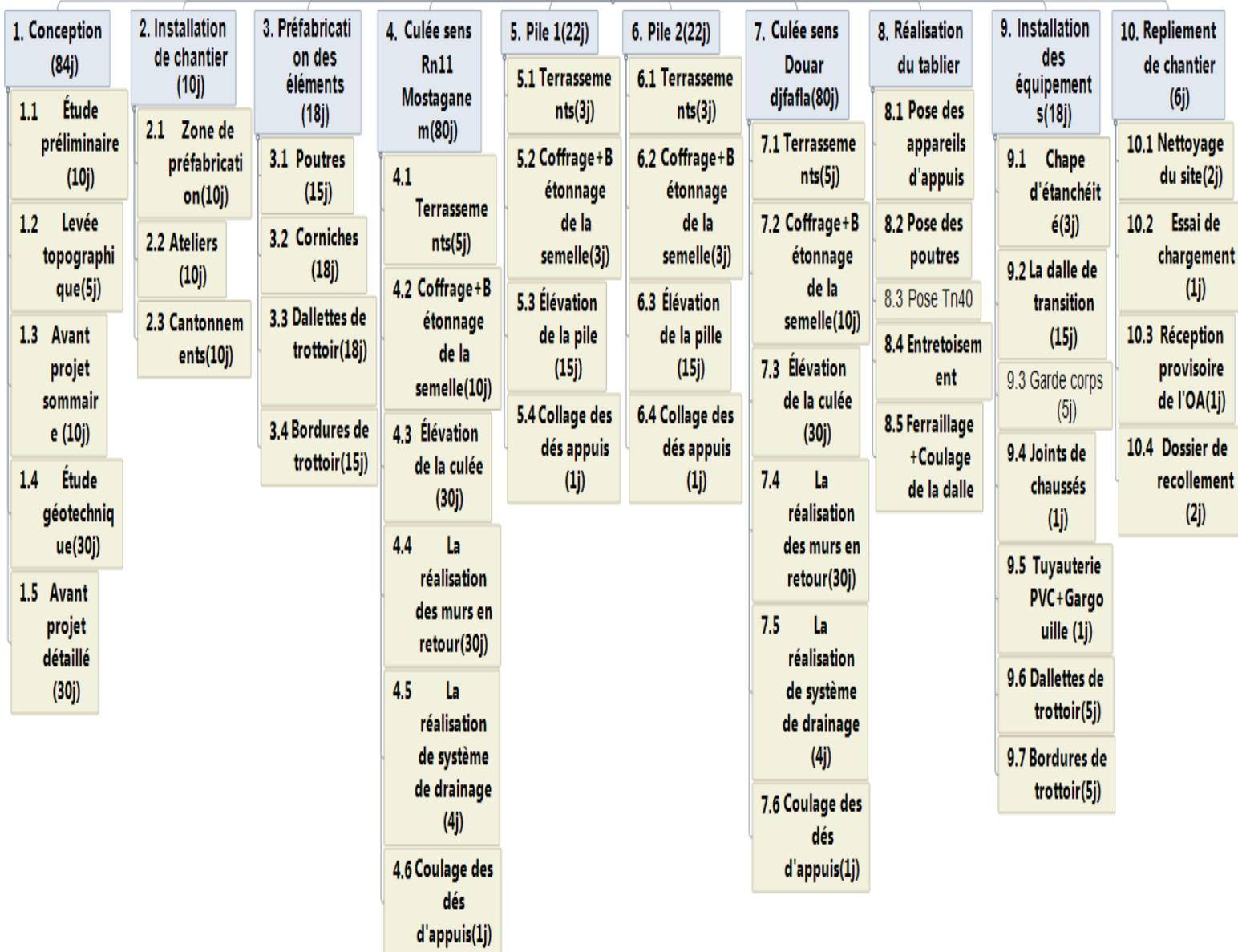
Wbs de la 1ère variante (le pont en béton précontraint)[A]

**PASSAGE SUPERIEUR AU PK 18 +598,23 DU
PROJET DE LIAISON FERROVIAIRE HASSI
MEFSOUKH – MOSTAGANEM SUR 50KM (1ère
variante)**



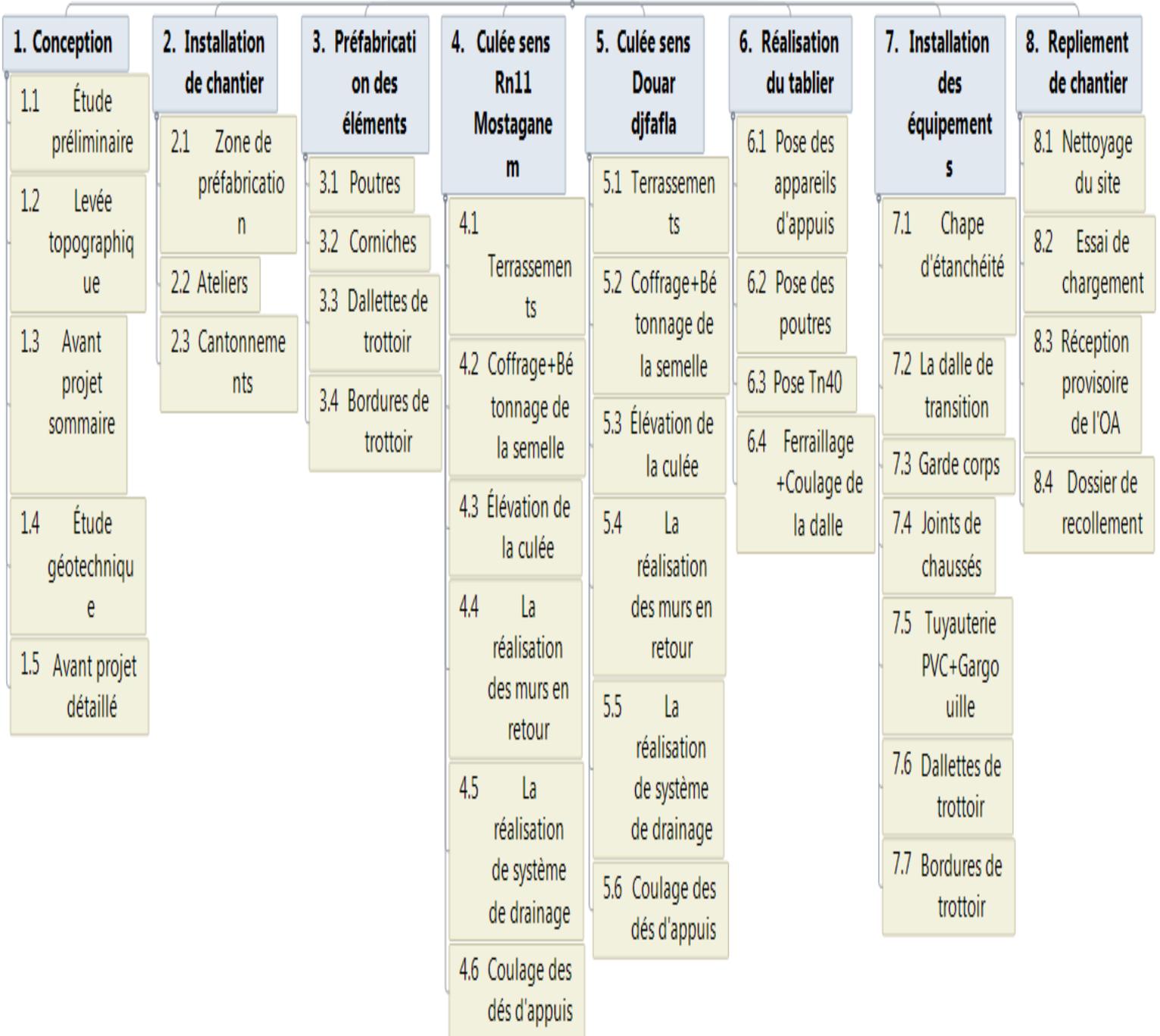
Wbs de la 2ème variante (Pont en béton armé) [B]

**PASSAGE SUPERIEUR AU PK 18 +598,23 DU
 PROJET DE LIAISON FERROVIAIRE HASSI
 MEFSOUKH – MOSTAGANEM SUR 50KM (2ème
 variante) (361J)**



Wbs de la 3ème variante (l'ouvrage existant)[C]

**PASSAGE SUPERIEUR AU PK 18 +598,23 DU
PROJET DE LIAISON FERROVIAIRE HASSI
MEFSOUKH – MOSTAGANEM SUR 50KM (3ème
variante)**



Profil en long (ouvrage existant) [D]

