

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

Université de Mohamed El-Bachir El-Ibrahimi - Bordj Bou Arreridj

Faculté des Sciences et de la technologie

Département Génie Civil

Mémoire

Présenté pour obtenir

LE DIPLOME DE MASTER

FILIERE : Génie Civil

Spécialité : structures

Par

- **FARTAS Ali**
- **BENDRIMIA Adem**

Intitulé

ÉTUDE ET DIMENSIONNEMENT D'UN PONT ROUTIER EN POUTRES PRECONTRAINTEES

Devant le Jury composé de :

<i>Nom & Prénom</i>	<i>Grade</i>	<i>Qualité</i>	<i>Etablissement</i>
<i>Mr. A.ROKBANE</i>	<i>...</i>	<i>Président</i>	<i>Univ-BBA</i>
<i>Mr. ABDMEZIANE Nabil</i>	<i>...</i>	<i>Encadreur</i>	<i>Univ-BBA</i>
<i>Mr. L.DJOUDI et M. A.MAZOZ</i>	<i>...</i>	<i>Examineurs</i>	<i>Univ-BBA</i>

Année Universitaire 2021/2022

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Résume

L'objet de ce travail est la conception et l'étude d'un pont routier multi poutre en béton précontraint par prétention d'une seule travée de 25 m de longueur sans appuis intermédiaires, situé sur la route franchissant l'OUED DBILE au PK 9+140 sur la RN 60 willaya de Msila. Nous avons commencé notre travail par une recherche bibliographique sur la conception générale des différents types de ponts les plus utilisés dans le monde et un bref aperçu des procédés de construction en premier lieu. , dans un second temps le travail est consacré à la description et au pré-dimensionnement de l'ouvrage, puis les différentes charges et surcharges ont été évaluées et l'étude de la précontrainte, et on essaie de voir les résultats obtenus entre les cas étudiés, et enfin on termine par l'étude de l'infrastructure du projet. La modélisation est réalisée à l'aide du logiciel ROBOT Structural.

Mots clés : Pont en béton précontraint, tablier, multi poutre, prétention, culée.

ملخص

الغرض من هذا العمل هو تصميم و دراسة جسر طريق متعدد العوارض من الخرسانة مسبقة الإجهاد بامتداد واحد بطول 25 مترًا بدون دعامات وسيطة ، ويقع على الطريق الوطني رقم. 60 العابر لواد دبيل بولاية المسيلة. بدأنا عملنا ببحث ببيوغرافي حول التصميم العام لأنواع مختلفة من الجسور الأكثر استخدامًا في العالم ولمحة عامة موجزة عن عمليات البناء في المقام الأول. ثانيًا ، تم تخصيص العمل للوصف والأبعاد المسبقة للعمل ، ثم تم تقييم الأحمال المختلفة والأحمال الزائدة ودراسة الإجهاد المسبق للحزم ونحاول أن نرى النتائج التي تم الحصول عليها، وأخيراً ننتهي بدراسة البنية التحتية للمشروع. تتم النمذجة باستخدام برنامج ROBOT الإنشائي. **الكلمات المفتاحية:** جسر خرساني سابق الإجهاد ، سطح ، عوارض متعددة ، مسبق الإجهاد ، دعامة

Abstract

The purpose of this work is the design and study of a multi-beam road bridge in prestressed concrete with a single span of 25 m in length without intermediate supports, located on the national road no. 60 linking the state of MSILA, We began our work with a bibliographic research on the general design of the different types of bridges most used in the world and a brief overview of the construction processes in the first place. , secondly the work is devoted to the description and the pre-dimensioning of the work, then the various loads and overloads were evaluated and the study of the prestressing of the beams and we try to see the results obtained between the cases studied, and finally we end with the study of the project infrastructure. The modeling is done using the ROBOT Structural software.

Keywords: Prestressed concrete bridge, deck, multi-beams, prestressed, abutment.

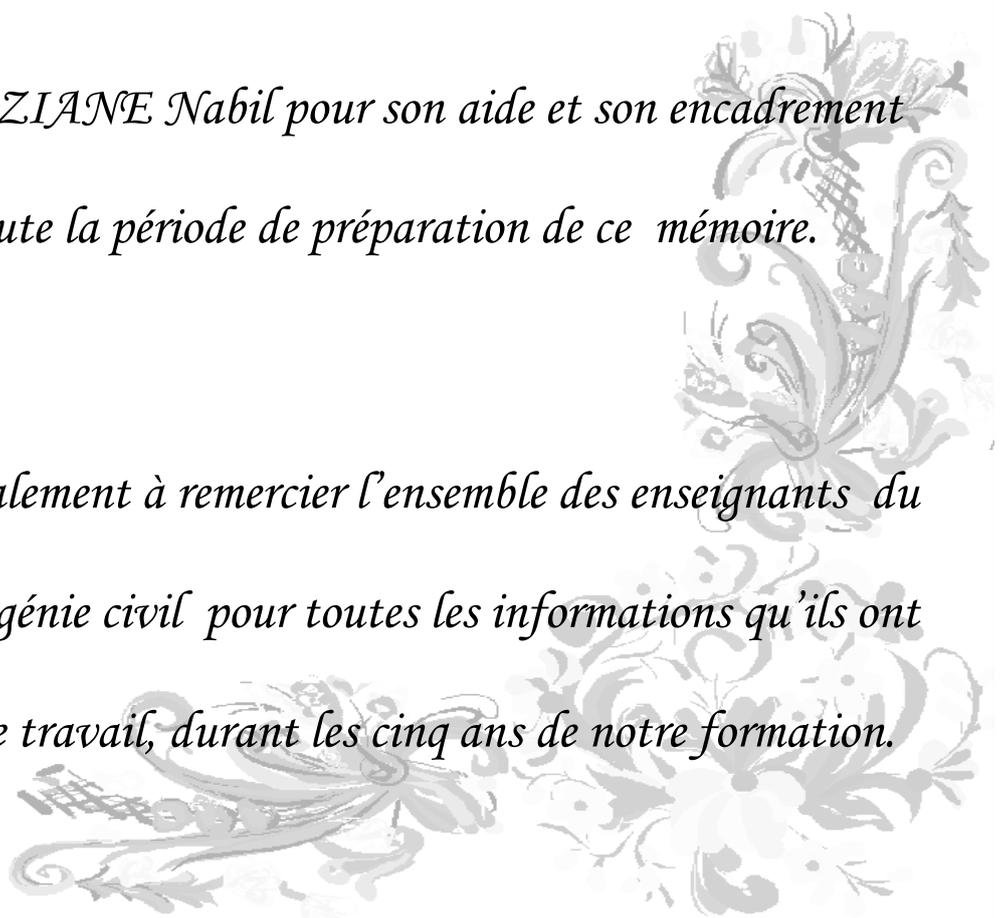
Remerciement

Nous remercions, en premier lieu, notre dieu qui a bien voulu nous donner la force pour effectuer le présent travail.

Nous tenons à remercier chaleureusement notre promoteur

*Mr. ABDMEZIANE Nabil pour son aide et son encadrement
durant toute la période de préparation de ce mémoire.*

*Nous tenons également à remercier l'ensemble des enseignants du
département de génie civil pour toutes les informations qu'ils ont
apporté à notre travail, durant les cinq ans de notre formation.*



DEDICAS

*Au nom d'ALLAH, le tout Miséricordieux, le très Miséricordieux
Je remercie ALLAH le tout Puissant clément et Miséricordieux
De m'avoir motivé à réaliser ce modeste travail.*

*Je dédie ce modeste travail à ma **très chère mère**, qui m'a accompagné durant les moments les plus pénibles de ce long parcours de mon éducation, celle qui a fait preuve de ces plus copieux desseins pour me permettre de goûter le fardeau de ce monde et de chercher la voie de ma vie avec ces précieux conseils.*

*A **mon père** qui a sacrifié sa vie afin de me voir grandir et réussir dans le parcours de l'enseignement. Celui qui a toujours resté à mes côtés dans les moments rudes de ma vie.*

*A Mes cher **frères** et **sœurs**.*

A toute ma famille sans exception.

*A mon binôme et confrère **FARTAS ALI**.*

*A tous **mes amis**.*

A mes confrères de la promotion 2022.

*A mon encadreur **Mr. ABDMEZIANE Nabil** et tous les enseignants de génie civil*

A tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de ce mémoire.

BENDRIMIA ADEM

DEDICAS

*Au nom d'ALLAH, le tout Miséricordieux, le très Miséricordieux
Je remercie ALLAH le tout Puissant clément et Miséricordieux
De m'avoir motivé à réaliser ce modeste travail.*

*A ma très chère mère (Saida), qui a sacrifié sa vie afin de me voir grandir et toujours resté
à mes côtés dans les moments rudes de ma vie avant de mourir "Allah Yarhemha".*

*Je dédie ce modeste travail à ma **très chère tante**, qui m'a accompagné durant les
moments les plus pénibles de ce long parcours de mon éducation, celle qui a fait preuve
de ces plus copieux desseins pour me permettre de goûter le fardeau de ce monde et de
chercher la voie de ma vie avec ces précieux conseils.*

*A **mon père** qui a sacrifié sa vie afin de me voir grandir et réussir dans le parcours de
l'enseignement. Celui qui a toujours resté à mes côtés dans les moments rudes de ma vie.*

*A Mes cher **frères et sœurs**.*

A toute ma famille sans exception.

*A mon binôme et confrère **BENDRIMIA ADEM**.*

*A tous **mes amis**.*

A mes confrères de la promotion 2022.

*A mon encadreur **Mr. ABDMEZIANE Nabil** et tous les enseignants de génie civil*

A tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de ce mémoire.

FARIAS ALI

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE I : Historique de la construction des ponts	
I.1 .Introduction :.....	2
I.2.Historique d'évolution des ponts:.....	2
I.3. Les différents types des ponts:.....	3
I.4. Typologie :.....	3
I.4.1. .Ponts-dalles:.....	3
I.4.2. Ponts en poutres:.....	4
I.4.3. Ponts en arc:.....	4
I.5. .Les principaux éléments d'un pont :.....	5
I.6. La fonction d'un pont a poutre:.....	5
I. 7. Les avantages des ponts poutres:.....	5
I.8.les inconvénients des ponts a poutres	5
I.9.Débuts de la précontrainte:	6
I.9.1. La précontrainte aujourd'hui	6
I.9.2-Les ponts en béton précontrainte :	6
I.9.3-Principe de la précontrainte :	6
I.9.4-les éléments des ponts en BA ou BP :	7
I.9.4.1 Le tablier :	7
I.9.4.2 La culée :	7
I.9.4.3 La pile :	7
I.9.5-Les types des ponts en béton précontrainte :.....	7
I.9.5-1.Pont multi-poutre :	7
I.9.5-2 Pont caisson :	8
I.9.6-Conception du câblage de précontrainte :.....	8
I.10. les charges et surcharges :	9
I.10.1. les charges :	9
I.10. .2. Les surcharges :	9
Conclusion :	10
CHAPITRE II : PRESENTATION DE L'OUVRAGE	
II.1.Introduction :.....	11
II.2.Présentation de l'ouvrage :.....	11
II.3.Les donnée relatives au projet :.....	12
II.3.1.Les données fonctionnelles :	12
II.3.2.Les données naturelles :.....	13
II.3.3. les données géologiques et géotechniques :	13
II.3.3.1 . Contexte géologique :	13
II.3.3.2.les données sismiques :	14
II.4.Conclusion :.....	15
CHAPITRE III : CONCEPTION GENERALE DU PONT	
III.1.Introduction :.....	16
III.2.Choix et type d'ouvrage :.....	16
III.3.Comment procéder au choix :.....	16
III.4.Conception de tablier :.....	16
III.4.1.Variante 1 : Les ponts à poutres en béton précontraintes :.....	16
III.4.1.1.Les avantages et les inconvénients de la poutre :.....	17
III.4.1.2.Pré dimensionnements :.....	17
III.4.2.Variante 2: Pont mixte a poutres métalliques :.....	20
III.4.2.1.Les avantages et les inconvénients de la poutre :.....	20
III.4.2.2.Pré dimensionnement de la poutre :.....	21
III.5.Conception des culées :.....	22
III.5.1.Introduction :.....	22

III.5.2.Fonction des culées :.....	22
III.5.3.Choix du type de culée :.....	23
III.5.4.Culée remblayée :.....	23
III.6.Les fondations :.....	24
III.6.1.Introduction :.....	24
III.6.2.Classification des fondations :.....	24
III.6.3.Choix des pieux :.....	25
III.6.4.Semelle de liaison :.....	25
III.6.5.Dimensionnement de la semelle :.....	25
III.7.Dimensionnement des éléments du tablier :.....	26
III.8.Les équipements du pont :.....	26
III.8.1.Introduction :.....	26
III.8.2.Etanchéité :.....	26
III.8.3.La couche de roulement :.....	26
III.8.4.Les trottoirs :.....	27
III.8.5.Les corniches :.....	27
III.8.6.Les dispositions retenues :.....	27
III.9.Détermination des caractéristiques géométriques de la poutre :.....	28
III.9.1.Caractéristique géométriques de la poutre d'about :.....	29
III.9.2.Caractéristique géométriques de la poutre mi travée :.....	31
III.10.Conclusion :.....	33
CHAPITRE IV : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX ET MATERIELS	
IV.1.Caractéristiques des matériaux :.....	34
IV.1.1.Béton :.....	34
IV.1.1.1.Qualités requises :.....	34
IV.1.1.2.Résistance à la compression :.....	34
IV.1.1.3.Résistance à la traction :.....	34
IV.1.1.4.Déformations longitudinales instantanées :.....	34
IV.1.1.5.Diagramme de Contrainte et Déformation :.....	35
IV.1.1.6.Déformations différées :.....	35
IV.1.1.7.Module de déformation transversale du béton :.....	36
IV.1.2.Acier :.....	36
IV.1.2.1.Acier passives :.....	37
IV.1.2.2.Armatures actives :.....	38
IV.2.Matériels :.....	40
IV.3.conclusion :.....	40
CHAPITRE V : CALCULE DES CHARGES ET SURCHARGES	
V.1.Introduction :.....	41
V.2.Calcul des charges :.....	41
V.2.1.Calcul de la charge permanente (CP) :.....	41
V.2.1.1.Les éléments poutres :.....	41
V.2.1.2. L'élément dalle :.....	42
V.2.1.3. Les éléments entretoisent :.....	42
V.2.3.Calcul du complément des charges permanente (CCP) :.....	42
V.2.3.1. Le revêtement et l'étanchéité :.....	42
V.2.3.2. Le trottoir :.....	42
V.2.3.3. La corniche :.....	43
V.2.3.4. Glissière de sécurité :.....	43
V.2.3.5. Garde-corps :.....	43
V.3. Calcul des surcharges:.....	43
V.3.1. Caractéristiques du pont :.....	43
V.3.2. Evaluation des surcharges :.....	44
V.3.2.1. Système de charges A(l) :.....	44

V.3.2.2. Système de charges B :	45
V.3.2.3. Charge militaire MC120 :	48
V.3.2.4. Charge exceptionnelle (D240) :	49
V.3.2.5. Les Surcharges sur trottoir :	49
V.3. 2.6. Forces de freinage :	49
V.3.3. Calcul des éléments de réduction :	49
V.3.3.1. Calcul des éléments de réduction dus au poids propre :	49
V.4. Conclusion :	50

CHAPITRE VI : EFFORTS DANS LE TABLIER (LOGICIEL ROBOT)

VI.1.Introduction :	51
VI.2.Présentation de logiciel :	51
VI.2.1.Quelques étapes à suivre pour la modélisation :	52
VI.2.2.Disposition des différents cas de charges :	53
VI.3.Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants par poutre :	56
VI.3.1.Les efforts maximum à l'ELS et à l'ELU :	56
VI.4.Ferrailage de l'hourdis :	57
VI.5.Etude de l'entretoise :	62
VI.7.Conclusion :	63

CHAPITRE VII : ETUDE DES P.P PRECONTRAINTES ET FERRAILLAGES

VII.1.Introduction :	64
VII.2.Précontrainte par pré tension :	64
VII.3.Pertes de la précontrainte :	64
VII.4.Etude de la précontrainte:	65
VII.4.1.Données de calcul :	65
VII.4.2.Détermination de l'effort de précontrainte et le nombre de Toron :	66
VII.4.3.Vérification des contraintes a la mise en tension :	67
VII.4.4.Emplacement des torons :	68
VII.4.5.Caractéristiques géométriques de la section homogénéité :	68
VII.4.6.Pertes de la précontrainte :	70
VII.4.6.1.Les pertes instantanées de la section mi travée :	70
VII.4.6.2. Les pertes déferées de la section mi travée :	71
VII.4.7.Vérification des contraintes :	73
VII.5.Ferrailage de la poutre principale :	75
VII.5.1.Ferrailage longitudinale :	75
VII.5.2.Armatures de peau :	76
VII.5.3.Cadres de talon :	76
VII.6.Conclusion :	77

CHAPITRE VIII : ETUDE DES CULEE

VIII.1.Introduction :	78
VIII.2.Choix du type de la culée :	78
VIII.3.Conception des culées :	78
VIII.4. Pré dimensionnement de la culée ::	80
VIII.4.1. Mur garde grève ::	80
VIII.4.2. La semelle ::	80
VIII.5. Le ferrailage de la culée:	80
VIII.5.1.Le mur garde grave:	80
VIII.5.1.2.Evaluation des efforts agissant sur mur garde grève :	80
VIII.5.1.3.Le ferrailage du mur de grève :	82
VIII.5.2.La dalle de transition :	83
VIII.5.2.1Evaluation des efforts :	83
VIII.5.2.2.Ferrailage de la dalle de transition :	84
VIII.5.3.Corbeau :	85
VIII.5.4.Mur frontal :	86

VIII.5.5.Mur retour :.....87
VIII.5.6.La semelle :.....90
VIII.5.6.1.Ferrailage de la semelle (méthode des bielles) :91
VIII.6.Etude de la stabilité :.....92
VIII.7.Conclusion :.....93

CONCLUSION GENERALE :.....94

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : RECHERCHE SUR LES PONTS

Fig. I.01 : Le pont de bateau, où un tablier est supporté par des chalands.....	01
Fig. I.02 : Pont-dalle précontraint ou PSI-DP	02
Fig. I.03 : : Pont à poutre en caisson en béton précontraint :.....	02
Fig. I.04 : :Pont à poutres précontraintes par adhérence (PRAD).....	03
Fig. I.05 Pont à poutres précontraintes par post-tension (VIPP).....	03
Fig. I.06 : le pont en arc.....	03
Fig. I.07 : Les éléments d'un pont	04
Fig. I.08 : : pont à poutre	05
Fig. I.09 : <i>Pont de Stolma</i>	06
Fig. I.10 : Banc de poutre précontrainte	07
Fig. I.11 un pont à plusieurs travées:	07
Fig. I.12 : : poutre précontrainte	08
Fig. I.13 : Conceptions possibles d'un tablier de pont à poutres précontrainte..	08
Fig. I.14 : Pont de L'île de Ré	08
Fig. I.15: :Câblage de précontrainte	09

CHAPITRE II : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Fig. II.1 : présentation du projet sur la carte (situation du projet).....	12
Fig. II.2 : profil en long	12
Fig. II.3 : sondages réalisés :(a) au niveau de la culée côté sud ; (b) au niveau de la culée côté nord	13
Fig. II.4 : Carte de zonage après le séisme de Boumerdes (RPA99).....	15

CHAPITRE III : CONCEPTION GENERALE DU PONT

Fig. III.01 : Dimension des poutres (about et mi- travée).....	20
Fig. III.02 : Dimension de la poutre	21
Fig. III.03 : la culée d'un pont.....	22
Fig. III.04 : Une culée remblayée	23
Fig. III.05 : dimensions de la culée	24
Fig. III.06 : Les équipements du pont	27
Fig. III.07 : les sections de la poutre (d'about et mi travée)	28
Fig. III.08 : centre de gravité de la poutre	28
Fig. III.09 : Dimension de la poutre d'about + dalle	30
Fig. III.10 : Dimension de la poutre mi travée sans dalle	31
Fig. III.11 : Dimension de la poutre mi travée + dalle	33

CHAPITRE IV : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX ET MATERIELS

Fig. IV.01 : le béton	32
Fig. IV.02 : Diagramme de Contrainte et Déformation	33
Fig. IV.03 : l'acier	34
Fig. IV.04 : diagramme de contrainte et déformation	35
Fig. IV.05 : acier actif ou toron pour post-tension	36
Fig. IV.06 : diagrammes des efforts et déformation	37
Fig. IV.07 : diagrammes des efforts et déformations	37
Fig. IV.08 : ferrailage en place centre de poutre préfabriqué	38
Fig. IV.09 : Vérins hydraulique	38
Fig. IV.10 : clavette d'ancrage	38
Fig. IV.11 : les différents types d'ancrages	38

CHAPITRE V : CALCULE DES CHARGES ET SURCHARGES

Fig. V.01 : Variation de la section	39
Fig. V.02 : la dalle	40
Fig. V.03 : Les dimensions de l'entretoise	40
Fig. V.04 : Le revêtement et l'étanchéité	40
Fig. V.05 : Les dimensions de la corniche	41
Fig. V.06 : Système de charge Bc	43
Fig. V.07 : Les dimensions du système Bt	45
Fig. V.08 : Système de charge Br	46
Fig. V.09 : Charge militaire MC120	46
Fig. V.10 : Vue en plan de charge exceptionnelle	47
Fig. V.11 : la résultante de la charge Bc de 1ère cas	48

CHAPITRE VI : EFFORTS DANS LE TABLIER (LOGICIEL ROBOT)

Fig. VI.01 : choix d'affaire	50
Fig. VI.02 : choix du type de poutre	50
Fig. VI.03 choix du type de poutre et leurs caractéristiques	51
Fig. VI.04 : modélisation de la dalle	51
Fig. VI.05 : système A1 2 voies chargées	52
Fig. VI.06 : surcharge des trottoirs	52
Fig. VI.07 : surcharge des corniches	52
Fig. VI.08 : entrer les charges roulantes	53
Fig. VI.09 : Les surcharges : bc 2voies, d240, militaire mc120	53
Fig. VI.10 : moment fléchissant max à l'état limite ultime	55
Fig. VI.11 : : moment fléchissant max à l'état limite de service	55
Fig. VI.12 : distribution du moment fléchissant (ELU) transversal sur la dalle	56
Fig. VI.13 : distribution du moment fléchissant (ELU) longitudinale sur la dalle... ..	56
Fig. VI.14 les valeurs des moments fléchissant transversale et longitudinale	57
Fig. VI.15: la longueur LX de la dalle	57
Fig. VI.16 : schéma de ferraillage principale.....	60

CHAPITRE VII : ETUDE DES P.P PRECONTRAINTE ET FERRAILLAGES

Fig. VII.1 : Précontrainte par pré tension	62
Fig. VII.2 : emplacement des torons	66
Fig. VII.3 : zone tendue à mi- travée	73
Fig. VII.4 : Ferraillage de la poutre pour bonde de 1 m	75

CHAPITRE VIII : ETUDE DES CULEES

Fig. VIII.01 : Culées enterrées	78
Fig. VIII.02 : Culées mur de front	78
Fig. VIII.03 : les éléments de la culée en 3D	79
Fig. VIII.04 : les charges situées en arrière de mur	80
Fig. VIII.05 : schéma de ferraillage	81
Fig. VIII.06 : la dalle transition	82
Fig. VIII.07 : Le ferraillage de la dalle transition	83
Fig. VIII.08 : Le ferraillage de corbeau	84
Fig. VIII.09 : Le ferraillage de mur front	86
Fig. VIII.10 : Le ferraillage de mur de retour.....	88
Fig. VIII.11 : la dimension de la semelle.....	89
Fig. VIII.12 : sollicitation des efforts.....	90
Fig. VIII.13 : Le ferraillage de la nappe.....	91
Fig. VIII.14 : Le ferraillage de la nappe	91

INTRODUCTION GENERALE :

En général, un pont est une structure élevée qui traverse un obstacle naturel ou artificiel : rivière, vallée, route, chemin de fer, canal, etc. Plusieurs types de pont peuvent être distingués selon la méthode de construction et les matériaux utilisés (béton armé, béton précontraint, ossature métallique, etc.) et la voie empruntée comme route (pont routier) qui permet la circulation des véhicules, un piéton (pont), une voie ferrée (pont ferroviaire), mais aussi les paramètres environnementaux qui ont été inclus dans la conception d'un pont comme le libre accès sous le pont, une bonne connaissance des principaux types de structures, l'étendue de leur champ d'utilisation et leurs méthodes de dimensionnement sont essentielles pour entreprendre des études de définition des ponts à un site donné. L'exécution des données nécessaires pour l'étude d'un ouvrage nécessitent plusieurs données comme le plan de situation, les caractéristiques géométriques du pont ainsi que les données géologiques et géotechniques...etc. Mais un pont n'est pas seulement un ouvrage d'art il est construit dans le but d'assurer un service pour lequel l'opinion publique exige un haut niveau de qualité, l'ingénieur recherche des solutions techniquement envisageables en évaluant leur coût et leur aspect architectural. L'ingénieur doit répondre aux aspects : technique, économique et esthétique de l'ouvrage pour qu'il puisse aboutir au meilleur choix de conception en respectant deux facteurs importants qui sont le délai et le coût. Dans notre travail, nous allons traiter les principales étapes de l'étude d'un pont qui représente un passage supérieur d'une route rurale en appliquant les connaissances requises dans le domaine des travaux publics conformément aux réglementations techniques utilisées en Algérie et en exploitant des logiciels de calcul selon le besoin.

Dans le cadre de nos études, nous essayons d'effectuer la conception et l'étude d'un pont à une seule travée isostatique à poutres multiples en béton précontraint par prétension traversant un chemin rural sur franchissant **l'OUED DBILE au PK 9+140 sur la RN 60** willaya de **Msila**. Le mémoire sera divisé en huit chapitres suivant un cheminement logique des étapes de travail commençant par une recherche sur les ponts suivi par une présentation de l'ouvrage et conception du pont, ainsi une définition des caractéristiques des matériaux puis une évaluation des charges et surcharges et une étude de tablier en utilisant le logiciel robot structurel avec le ferrailage des poutres principales précontrainte, et enfin une étude de culée En ce qui concerne la résistance structurale, ce niveau est garanti par le respect des règles et de normes spécifiques. Mais le seul respect de règles ou de normes n'est pas suffisant

CHAPITRE 01 :

Historique de la construction des ponts

Historique de la construction des ponts

I.1.Introduction :

Une bonne connaissance des principaux types de structures, de l'étendue de leur domaine d'emploi et de leurs méthodes de dimensionnement, est indispensable pour entreprendre les études de définition d'un pont dans un site donné.

Mais un pont n'est pas seulement un ouvrage d'art. Il est construit dans le but d'assurer un service pour lequel l'opinion publique exige un haut niveau de qualité, de sécurité et de fiabilité. En ce qui concerne la résistance structurale, ce niveau est normalement garanti par le respect de normes et de règles de l'art constituant un référentiel technique aujourd'hui principalement européen (Euro codes, normes d'exécution, de produits, de matériaux, d'essais, agréments techniques européens, etc.). Mais, le seul respect de ces règles ou normes n'est pas suffisant. L'étude de la stabilité de certains grands ponts conduit l'ingénieur à en étudier de plus en plus systématiquement, au-delà de la codification traditionnelle, le comportement dynamique sous l'effet d'actions telles que celles du trafic porté, du vent ou d'un éventuel séisme, et donc à définir lui-même le degré de fiabilité de la structure qu'il conçoit.

I.2Historique d'évolution des ponts

L'histoire de la construction des ponts est directement liée aux matériaux disponibles à chaque époque, ainsi qu'à l'évolution des moyens de construction. Le bois a été le matériau le plus utilisé dans l'Antiquité et jusqu'au XVIIIe siècle. On a retrouvé des écrits parlant de ponts sur le Nil et l'Euphrate vingt siècles avant Jésus-Christ. En revanche dans l'architecture égyptienne, la construction en pierre selon le principe montant-linteau dominait, même si l'arc en encorbellement était déjà connu et fréquemment utilisé pour construire les passages, ainsi que pour soutenir les galeries de secours d'aération à l'intérieur des massives pyramides. A Dindereh, on peut encore voir les ruines de trois arches de 3600 avant notre ère. A la fin de la IIIe dynastie vers 2475 avant J-C, les égyptiens avaient l'arc et l'utilisaient couramment. César, empereur romain, fit construire en huit jours un pont sur le Rhin pour aller combattre les Germains en 55 avant Jésus-Christ.



Fig. I.01 : Le pont de bateau est supporté par des chalands . [1]

Les Romains ont créé un système de voie de communication dans tout l'Empire. Les rivières sont franchies soit par des gués, soit par des ponts à une ou plusieurs arches, les cours d'eau de moyenne largeur. Ils permettaient la continuité de la circulation en toute circonstance, par

Historique de la construction des ponts

exemple en période de crue. Chez les romains, la largeur de la pile est d'environ un tiers de la portée [2]. Après la chute de l'Empire Romain, il resta en Europe de nombreux ponts en arcs, en pierres massives, témoignant de l'habileté des Romains. Mais pendant des siècles, personne ne poursuivit leur ouvrage et cet art se perdit.

I.3. Les différents types des ponts

pont cantilever en bois	Pont en pierre	Ponts suspendu
Ponts haubanés	Pont métallique	Ponts en béton armé
Ponts tunnel	Pont cadre et portique	Pont en arc

I.4. Typologie :

I.4.1. Ponts-dalles :

Les ponts-dalles sont le type de pont le plus construit en France. Ils constituent la majorité des ouvrages permettant des passages supérieurs ou inférieurs routiers et autoroutiers, et moins souvent pour les ponts-rails. Dans la terminologie du Sétra ils constituent les Passages Supérieurs en Dalle Précontrainte, ou PSI-DP, constitués d'une dalle précontrainte longitudinalement et armée transversalement, d'épaisseur constante, d'une ou plusieurs travées. La section transversale comprend généralement des encorbellements.

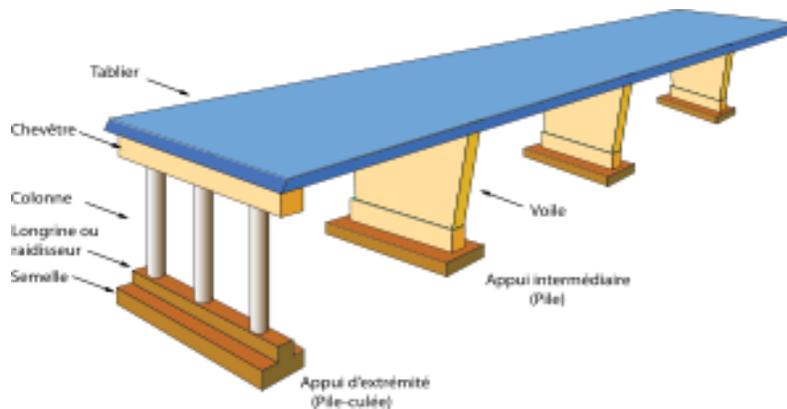


Fig 2 Pont-dalle précontraint ou PSI-DP

Élancement des ponts-dalles précontraints (PSI-DP) Suivant le guide de conception du Sétra

Travée unique	Deux travées	Trois travées ou plus
1/22 à 1/25	1/28 (*)	1/33 (*)
	1/25 (**)	1/28 (**)

(*) pour des dalles rectangulaires - gamme de portées : 14 à 20 m

Historique de la construction des ponts

(**) pour des dalles à larges encorbellements - gamme de portée : 18 à 25 m, jusqu'à 30 m. En général, au-delà de 25 m, on choisit une section transversale à nervure unique et à hauteur variable ou une dalle à plusieurs nervures.

Jusqu'à une longueur totale du tablier de 80 m, la précontrainte est continue sur toute sa longueur. Il est possible d'aller jusqu'à 100 m, mais les pertes de précontrainte par frottement des câbles dans les gaines au moment de leurs mises en tension peuvent être importantes.

Le tablier de ce type de pont est en général coulé sur cintre mais peut aussi être mis en place par poussage. Pour les ouvrages longs, on peut les réaliser par phases en réutilisant les cintres et les coffrages, sans joint de dilatation jusqu'à une longueur de 150 m.

I.4.2. Ponts en poutres:

un pont à poutres est un pont dont l'organe porteur est une ou plusieurs poutres droites. Les ponts à poutres n'exercent qu'une réaction verticale sur leurs appuis intermédiaires ou d'extrémités et les efforts engendrés dans la structure sont principalement des efforts de flexion

fig 4 : Pont à poutre en caisson en béton précontraint →

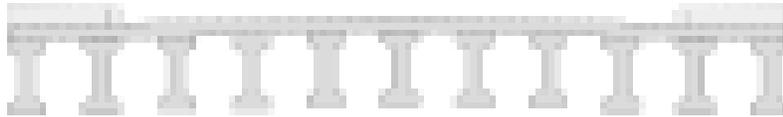


Fig05 : Pont à poutres précontraintes par adhérence (PRAD)



Fig06 : Pont à poutres précontraintes par post-tension (VIPP)

I.4.3. Ponts en arc :

La technique du béton précontraint conjuguée avec l'amélioration des performances du béton et l'apparition de nouvelles techniques de construction comme les arcs tubulaires remplis de béton ont permis de construire des ponts en arc en béton avec des portées très importantes puisque le plus grand présente une portée de 420 mètres. Les arcs sont en béton armé.

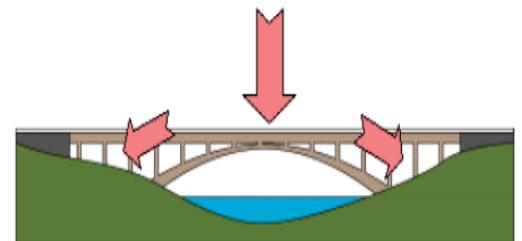


Fig 07 : le pont en arc[2]

I.5. Les principaux éléments d'un pont :

- Les fondations : c'est un système qui permet à l'ouvrage de reposer sur le sol et de lui transmettre les charges qu'il reçoit.
- Les appuis: On distingue deux types d'appuis : appuis simple et appuis double
- Le tablier : c'est l'élément sur lequel repose la voie de circulation

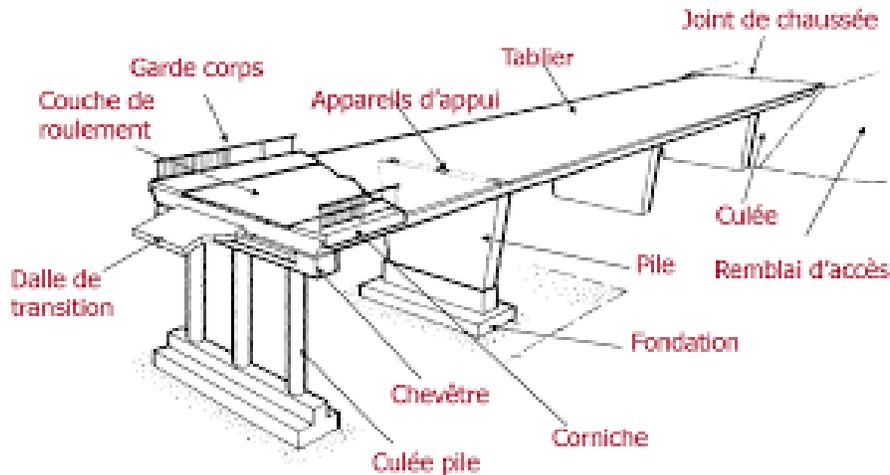
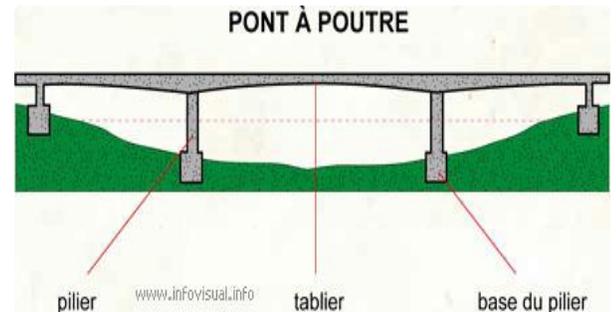


Fig 08 : Les éléments d'un pont

I.6. La fonction d'un pont à poutre :

Le pont à poutre est une construction permettant aux automobiles de relier deux endroits séparés par un obstacle. Le pilier est un pylône de maçonnerie servant de support. Le tablier est la plate-forme du pont. La base du pilier est la partie inférieure d'un pylône de maçonnerie servant de support.



I.7. Les avantages des ponts à poutres :

Les avantages de ce type de ponts est qu'ils peuvent être construits sur presque tous les types de terrain, grâce à leur mode constructif. Ils enjambent des distances importantes comme le pont suspendu. La répartition des forces au niveau des piliers rend inutile la réalisation de massifs d'ancrage dans les berges.

I.8. Les inconvénients des ponts à poutres :

Les ponts peuvent s'allonger ou rétrécir suivant la saison (froide ou chaude). La portée est limitée par la résistance des poutres. Obligation d'avoir régulièrement des points d'appui stables (piles).

I.9. Début de la précontrainte:

Historique de la construction des ponts

dans les dernières années du XIXe siècle qu'on commence à utiliser le béton armé, matériau composite où le béton reprend les efforts de compression alors que les armatures en acier travaillent en traction. Mais comme le béton ne peut pas s'allonger autant que les armatures, des micro-fissures apparaissent à leur voisinage et il ne reprend que partiellement son état initial lorsque la charge est enlevée. Ces microfissures sont des voies privilégiées d'entrée de l'eau dans la structure qui peut à terme subir de graves dommages.

En 1928, il décide de se consacrer entièrement à l'objectif de faire du béton précontraint une réalité industrielle. Pour ce faire, il doit prendre un brevet. Son ami Jean Charles Séailles (1883-1967), qu'il a connu au cours de la guerre de 14, auteur de nombreuses inventions et habitué à déposer des brevets, lui propose de l'aider. En octobre 1928, ils déposent un brevet en nom commun qui définit le principe de la précontrainte et le procédé de mise en œuvre par pré-tension et fils adhérents. Eugène Freyssinet démontre l'efficacité de sa technique en 19341, en sauvant la gare maritime du Havre, alors en cours de construction sur des remblais non stabilisés et qui s'enfonce progressivement. Il fera de même en Algérie en 19362 dans l'usine de fabrication de tuyaux de l'oued Fodda, spécialisée dans les conduites étanches sous des pressions d'eau élevées.

I.9.1. La précontrainte aujourd'hui

La plus grande portée pour un pont en poutre-caisson en béton précontraint, en utilisant du béton léger, a été atteinte en Norvège par le pont de Stolma avec 301m(fig-2-) construit à Austevoll, terminé en 1998. Les ponts en arc en béton permettent des travées encore plus importantes, mais les arcs sont en béton armé. Dès 1979, une portée de 390 mètres est atteinte avec le pont de Krk



fig 09 : Pont de Stolma[3]

en Croatie qui n'est battu que par le pont de Wanxian sur la Yangzi Jiang en Chine qui atteint la portée remarquable de 420 mètres et qui fut construit en 1997 en utilisant en première phase une structure tubulaire en acier qui a été ensuite remplie de béton, puis enrobée de béton¹⁷.

I.9.2- Les ponts en béton précontrainte :

Le béton a pour principal qualité sa bonne résistance à la compression et sa faible résistance à la traction. En 1928 Eugène Freyssinet eu une idée révolutionnaire en permettant au béton de ne travailler qu'en compression. Il venait d'inventer le béton précontraint.

I.9.3- Principe de la précontrainte :

Un ouvrage en béton est dit en béton précontraint quand il est soumis à un système d'efforts créés artificiellement pour engendrer des contraintes permanentes, qui composées avec les contraintes dues aux charges extérieures, donnent des contraintes totales comprises entre les limites que le béton peut supporter indéfiniment, en toute sécurité. Autrement dit, les zones qui doivent subir des tractions créent artificiellement une contrainte de compression préalable (une

Historique de la construction des ponts

précontrainte) et ainsi l'effort de traction dangereux n'engendre qu'une décompression du béton ; celui-ci ne risque alors plus de se fissurer à condition que la contrainte de compression préalablement appliquée ne soit pas inférieure à la contrainte de traction en cause [6].

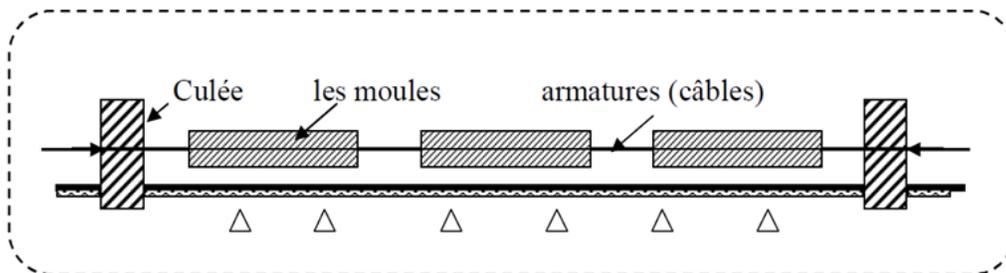


Fig 11 :Banc de poutre précontrainte[4].

I.9.4-les éléments des ponts en BA ou BP :

4-1-Le tablier :Chaque type de pont a un tablier de formes et de portées multiples. On peut les classer par matériau, par forme, par schéma mécanique, par mise en œuvre,

4-2-La culée : La culée sert d'appui d'extrémité au tablier, elle transmet ses charges au sol par l'intermédiaire des fondations. Elle retient le remblai situé derrière (mur de soutènement

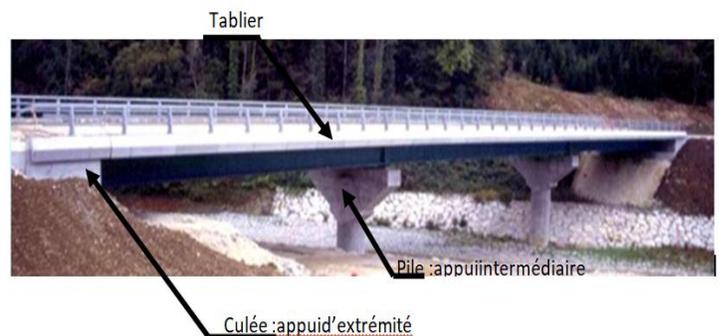


Fig 11 : un pont à plusieurs travées

4-3-La pile : La pile sert d'appui intermédiaire au tablier, elle transmet ses charges au sol par l'intermédiaire des fondations,

I.9.5-Les types des ponts en béton précontrainte :

5-1.Pont multi-poutre :

Les ponts à multi-poutres sont les plus simples à comprendre. Ils se composent de travées isostatiques reposant sur 2 appuis. Le tablier est une dalle coulée sur des poutres préfabriquées (béton armé ou béton précontrainte) longitudinales .La dalle sous chaussée peut être réalisée sous forme de tronçons de raccordement coulés en place sur des coffrages perdus (pré dalles minces en béton armé) entre les poutres (qui sont alors pré- fabriquées dans leur section complète), et dotée d'une précontrainte

Historique de la construction des ponts

transversale ou simplement armée ou sous forme d'une dalle coulée sur toute la largeur de la chaussée sur des poutres confectionnées avec une table de compression d'épaisseur réduite



fig 12 : poutre précontrainte[5]

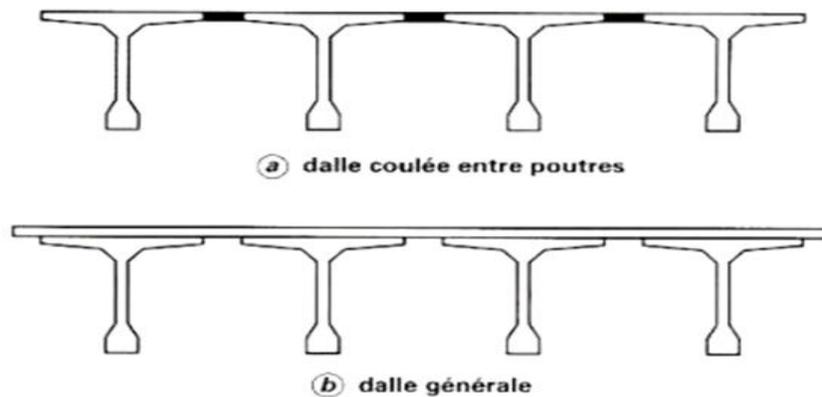


Fig 13 : Conceptions possibles d'un tablier de pont à poutres précontraintes[7]

5-2 Pont caisson :

Les ponts caisson se composent d'un tablier tubulaire. La circulation se fait sur le tube et non à l'intérieur. On trouvera des caissons coulés en place, à morceaux préfabriqués (voussoirs), à inertie constante ou à inertie variable. Ils sont généralement hyperstatiques. Les voussoirs sont préfabriqués à proximité du pont. Ils sont ensuite assemblés les uns aux autres par les câbles de précontrainte provisoire de part et d'autre du voussoir central, en encorbellement. Cette mise en place peut se faire avec une grue, une barge (sur l'eau), ou une poutre de lancement comme pour le pont de l'île de Ré.



fig14 : Pont de L'île de Ré

I.9.6-Conception du câblage de précontrainte :

Un pont construit en encorbellement comporte principalement deux familles de câbles : les câbles de fléau, mis en œuvre pendant la construction desdits fléaux (phase isostatique), et les câbles de continuité, mis en œuvre lors du clavage des fléaux entre eux ou avec les parties coulées sur cintre des travées de rive. Dans les câblages traditionnels, tous les câbles des deux familles sont noyés dans le béton tandis que dans les câblages récents, seuls les câbles de fléau et quelques

câbles de continuité sont placés à l'intérieur du béton ; la plupart des câbles de continuité sont extérieurs au béton.



Fig 15 : Câblage de précontrainte

I.10. les charges et surcharges :

I.10.1. les charges

Charge permanent (CP)

- * Les éléments poutres
- * L'élément dalle
- * Les éléments entretoisent

Complément de charge permanente (CCP)

- * Le revêtement et l'étanchéité
- * Le trottoir
- * La corniche
- * Glissière de sécurité
- * Garde-corps

I.10.2. Les surcharges

Caractéristiques du pont

- * Largeur chargeable
- * Nombre des voies
- * Classe du pont :
 - La surcharge de type A
 - Système B : (BC, Bt et Br)
 - La surcharge militaire Mc120
 - Le convoi exceptionnel D240

Evaluation des surcharges

- * Système de charges A(l)
- * Système de charges B
- * Charge militaire MC120
- * Charge exceptionnelle (D240)
- * Les Surcharges sur trottoir
- * Forces de freinage

les éléments de réduction

- * les éléments de réduction dus au poids propre
- * les éléments de réduction dus à la surcharge

Conclusion :

D'une façon générale, on appelle pont ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation. Selon le cas, on distingue : pont-route, pont-rail, pont-canal. En résumé, on appellera pont tout ouvrage de franchissement en élévation construit in situ, ce qui exclut les buses totalement ou partiellement préfabriquées.

De manière générale, la conception d'un pont doit satisfaire à un certain nombre d'exigence puisqu'il est destiné à offrir un service à des usagers.

CHAPITRE 02 :

Présentation de l'ouvrage

Chapitre II

Présentation de l'ouvrage

II.1.Introduction :

L'étude d'un ouvrage d'art exige une large connaissance sur les informations diverses (fonctionnelles, naturelles et d'environnement) qui répond aux besoins nécessaires que l'ingénieur doit prendre en compte lors de la conception et l'étude de l'ouvrage pour satisfaire toutes les exigences de sécurité et de confort qu'un pont est appelé à respecter en phase d'exploitation. Dans ce chapitre nous allons collecter, exploiter et analyser et les différentes informations liées à notre projet.

II.2.Présentation de l'ouvrage :

Ce pont sert à franchir un chemin rural sur le franchissement **D'OUED DEBIL AU PK 9+140** de la Wilaya de **MSILA** . Il a une longueur totale de pont 25 m et composé d'une seule travée isostatique en béton précontraint, dont les caractéristiques sont récapitulées dans le tableau ci dessous :

Longueur de la travée (m)	Nbr. de poutre	Entraxe des poutres(m)	Largeur de la chaussée (m)	Hauteur des poutres (m)	Largeur du trottoir (m)	Nbr. de voie	Largeur totale du pont
25	7	1.5	7.5	1.3	1.6	2	10.5

Tab 1 : Caractéristique du pont en question

La conception d'un pont doit satisfaire un certain nombre d'exigences, puisqu'il est destiné à offrir des services aux usagers. On distingue :

- Les exigences naturelles qui sont l'ensemble des éléments de son environnement influant sur sa conception et enfin l'esthétique de façon à ne pas interrompre la vue d'ensemble ;
- Les exigences fonctionnelles qui sont l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction en tant qu'un ouvrage de franchissement.

Presentation de l'ouvrage



Fig01: présentation du projet sur la carte (situation du projet)

II.3. Les données relatives au projet :

II.3.1. Les données fonctionnelles:

Les données fonctionnelles d'un pont sont le tracé en plan, le profil en long et le profil en travers.

❖ *Tracé en plan*

le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessinée sur un plan de situation et repérée par les coordonnées de ses points caractéristiques. Cet axe a un caractère conventionnel, Notre projet est représenté par une ligne droite qui fait un angle de 100 grades avec l'axe de la voie franchie, c'est un ouvrage droit.

❖ *Profil en long*

Le profil en long est la ligne située sur l'axe l'extrados de l'ouvrage (couche déroulement mis en œuvre) définissant, en élévation, le tracé en plan. Il doit être défini en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle franchi ou aux contraintes naturelles, et en fonction du type prévisible de l'ouvrage de franchissement. Longitudinalement, la trace de la voie routière bidirectionnelle présente une pente de 0,62%, la cote entre le profil en long et le terrain naturel est compris entre 4,5 et 5.93m.

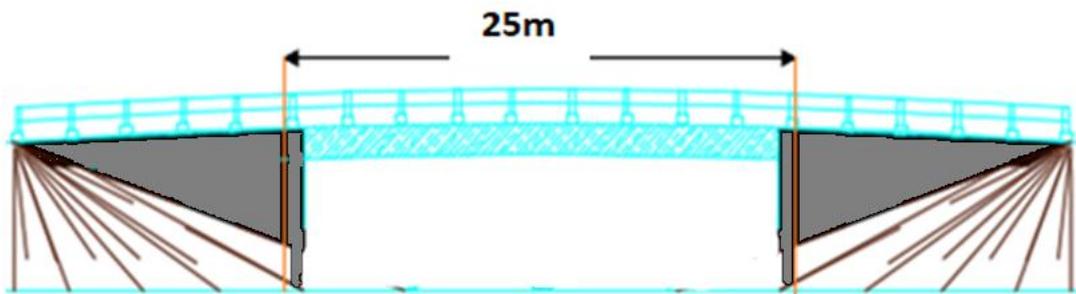


Fig02: profil en long

❖ *Profil en travers :*

Le profil en travers de ce pont est composé d'une chaussée de 7.5m de largeur, recouverte d'une couche de revêtement de 10 cm d'épaisseur et deux trottoirs de 1,5 m de largeur chacun, encadré

Presentation de l'ouvrage

par une corniche préfabriquée et surmonté d'un garde de corps et devers en en toit de 2,5% afin de permettre l'évacuation des eaux.

II.3.2. Les données naturelles :

Les données naturelles ne sont jamais connues de façon parfaite et complète. En particulier, pour connaître le sol de fondation, il faut faire des sondages aux emplacements des appuis. Lorsque ces emplacements ne sont pas fixes à l'avance, il faut donc faire une hypothèse sur le type d'ouvrage, ce qui suppose qu'on ait déjà une idée des conditions de fondation.

Le terrain prévu pour la construction du pont sur **OUED DBIL** présente une structure géologique irrégulière.

Le sondage carottier réalisé au niveau de la culée du côté **Nord** présente une formation d'alluvions graveleuses et limoneuses à 4.80m de profondeur et du marne et marno-calcaire grisâtre jusqu'à 25m.

Le sondage carottier réalisé au niveau de la culée du côté **Sud** présente une formation d'alluvions graveleuses, limoneuses et argileuses à 5.60m de profondeur et du marne et marno-calcaire grisâtre jusqu'à 25m

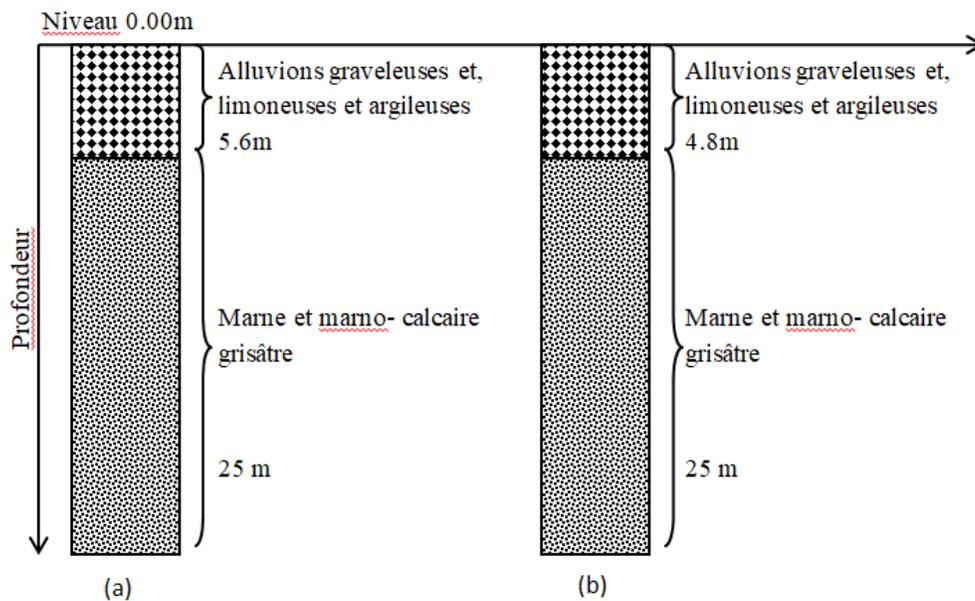


Fig 03 : sondages réalisés :(a) au niveau de la culée côté sud ; (b) au niveau de la culée côté nord.

II.3.3. les données géologiques et géotechniques

3.3.1 Contexte géologique :

- **Stratigraphie** : selon l'A.N.A.T la géologie de m'sila se présente comme suit :
 - **Le quaternaire** : c'est des alluvions anciennes qui sont constituées essentiellement par des sédiments fins.
- a) Alluvion : ce sont des limons de couleur grise , ces formation sont riches en matière sableuse , les graviers sont rares .

Presentation de l'ouvrage

- b) Cônes de déjection: il existe d'importants cônes de déjection qui sont situées sur le flanc nord-ouest du djebel tsegna et sur le versant sud-est de djebel frenane.
- c) Les alluvions actuelles : elles sont peu représentées, elles existent au niveau des lits des oueds.
- d) Les dunes : elles sont localisées dans la région centrale au sud et au sud-ouest du chott el hodna , au sud du zahrez el chergui et vers bou saada , elles sont formées de sable quartzeux fins parfois chargés de matériau argileux .
- e) Chott : il est formé de limon gris à cristaux de gypse semblable aux roses des sables .
 - ***Le tertiaire*** : éocène : la formation de l'éocène varie suivant les zones, l'éocène débute par des calcaires blancs à intercalation de marnes se terminant par un ensemble conglomératique.
- a) **Miocène** : les séries continentales sont constituées d'une alternance d'argile sableuse, de grès, de sables, de graviers et de conglomérats.
 - ***Le secondaire*** :
 - a) Crétacé supérieur : il est largement représenté par des marnes et des calcaires , et largement répandu sur le territoire de la wilaya et présente toutes ses subdivisions stratigraphiques .
 - b) Le turonien : il constitue les sommets de tous les synclinaux ; il est caractérisé par des calcaires lithographiques . à sa base et par des calcaires argileux en plaquette et par des marnes avec des intercalations calcaires

3.3.2.les données sismiques :

Le territoire national est divisé en cinq (5) zones de sismicité croissante :

Zone 0 : négligeable

Zone I : faible

Zone IIa : moyenne

Zone IIb : élevée

Zone III : très élevée

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa situation et de son importance vis-à-vis des objectifs fixés par la localité.

La conception et la réalisation du projet devront tenir compte de la sismicité de la région et se référer à la réglementation. selon le règlement parasismique Algérien RPA 99 version 2003 , la région de m'sila est située dans le groupe de communes A , de la zone II , de sismicité moyenne ,son sol classé dans la catégorie S3 (site meuble)

CHAPITRE 03 :

Conception générale du pont

Chapitre III

Conception générale du pont

III.1.Introduction :

L'objectif est de déterminer le type d'ouvrage le plus économique capable de satisfaire le mieux possible toutes les conditions imposées. Donc il faut connaître à la fois l'ensemble des contraintes à respecter et l'ensemble des types d'ouvrages qui peuvent être envisagés. La comparaison de ces deux ensembles permet de retenir la solution ou les solutions qui apparaissent à première vue comme les meilleures et qui feront ensuite l'objet d'études. Plus approfondies c'est une opération de synthèse dans laquelle interviennent de nombreux paramètres et qui fait essentiellement appel au jugement et à l'expérience de l'ingénieur.

III.2.Choix et type d'ouvrage :

Pour le choix du type d'ouvrage on prend en considération les éléments principaux suivants:

- Le profil en long de la chaussée
- La position possible pour les appuis
- La nature du sol
- Le gabarit à respecter
- La brèche de l'ouvrage

III.3.Comment procéder au choix :

Les différentes conditions imposées conduit suivant les cas à diverses conclusions :

- Il n'y a aucun type d'ouvrage qui puisse satisfaire à toutes les conditions. Ceci se produit notamment lorsqu'il n'y a pas assez de hauteur pour le tablier entre le gabarit à respecter et la cote fixée pour la chaussée dans ce cas il faut faire modifier les conditions de base : soit en surélevant la chaussée éventuellement au moyen de passages dénivelés aux extrémités soit en obtenant une dérogation aux dimensions réglementaires des gabarits
- Il n'y a qu'un seul type d'ouvrage qui s'impose techniquement ou économiquement.
- Plusieurs types d'ouvrages peuvent être envisagés la position des appuis est fixée de façon précise et obligatoire par les conditions naturelles et les contraintes à respecter on voit dans la récapitulation précédente que pour certaines gammes de portées plusieurs types de ponts peuvent être retenus par exemple pour des portées de l'ordre de 100m on peut hésiter entre un pont en béton armé béton précontraint et un pont métallique.

III.4.Conception de tablier :

Pour la conception du tablier, il y'a une grande gamme de tabliers. Nous nous limiterons aux variantes suivantes :

Variante 1 : Pont à poutre en précontraint.

Variante 2 : Pont mixte a poutres métalliques.

III.4.1.Variante 1: Les ponts à poutres en béton précontrainte :

Le choix de la solution (pont à poutre en béton précontraint) résulte de critères techniques et économiques intégrant les possibilités d'implantation des appuis et d'adaptation des structures

Conception générale du pont

des tabliers, le mode de construction, les dispositions facilitant la gestion ou la maintenance de l'ouvrage.

III.4.1.1. Les avantages et les inconvénients de la poutre :

❖ **Avantage :**

Les avantages qu'offre ce type d'ouvrage sont liés pratiquement à la préfabrication :

- Sur échafaudage, les conditions de contrôle sont beaucoup plus faciles. Dans le cas exceptionnel où la valeur souhaitée de la résistance de béton à 28 jours n'est pas atteinte, il est facile de rejeter l'élément préfabriqué.
- En seconde lieu, les coffrages peuvent être utilisés un grand nombre de fois, et sont donc mieux amortis, l'on également disposer d'un équipement fixe de vibration,
- De plus, la préfabrication nous permet d'éviter l'encombrement des échafaudages, gênant souvent le fonctionnement du chantier, et de raccourcir notablement le délai de réalisation de l'ouvrage
- Ils sont souvent très économiques, pour des portées allant jusqu'à une 30 m en précontrainte par pré-tension, et pour des portées comprises entre 30 et 50 m en précontrainte par poste tension
- Une durabilité certaine, confirmée par les statistiques de cas pathologiques enregistrés sur les ponts. Les désordres sont très rares dans les ouvrages de ce type, d'après ce qui est constaté, ils étaient le plus souvent dus à des défauts d'exécution plutôt qu'à une mauvaise conception.
- Le fonctionnement isostatique de ce type de structure, la rend insensible aux tassements différentiels des appuis et aux effets du gradient thermique.

❖ **Inconvénients :**

- Le principal inconvénient des suites de travées indépendantes provient de la présence d'un joint de chaussée au-dessus de chaque appui (inconfort, risques de dégradations, pénétration d'eau, etc...).
- Surcoût de transport des poutres préfabriquées si le chantier est loin du site de fabrication.
- La hauteur des poutres et leurs poids qui augmentent au fur et à mesure que leur portée augmente.

III.4.1.2. Pré dimensionnement:

a) *Dimension de la poutre*

❖ **L'espacement entre axes des poutres (D) :**

L'espacement entre axes des poutres est situé entre 1.5 et 2.5 : $1.5 \leq D \leq 2.5$

On prend :

$$D = 1.50 \text{ m.}$$

❖ **Nombre des poutres :**

L'équation pour déterminer le nombre des poutres est la suivant :

$$N = (La/D) + 1$$

Avec:

La: la distance entre appuis de rive **La = 9 m**

Conception générale du pont

$$D=1.50\text{m}$$

$$N = (9 / 1.50) + 1 \quad N = 7$$

$$N = 7 \text{ poutres.}$$

❖ La hauteur des poutres H_p :

D'apprêt les critères d'économie et de gabarie l'élanement (L/H_t) est compris entre 16 et 22 avec

L : est la longueur d'une travée

H_t : la hauteur totale de tablier.

On a : $L/22 \leq H_t \leq L/17$ avec $L = 25 \text{ m.}$

$$\text{Donc : } 1.13 \leq H_t \leq 1.47$$

$$H_t = 1.3 \text{ m.}$$

❖ Epaisseur de l'âme en mi- travée (b_0) :

D'apprêt le règlement la largeur est compris entre 15 cm et 25 cm (13 centimètres semblant constituer un strict minimum pour respecter l'enrobage des étriers), elle est aussi déterminé par les conditions de bétonnage ($3 \times \emptyset$ ou \emptyset est le diamètre de la précontraint $\emptyset = 80\text{mm}$).

Soit : $b_0 = 0.21 \text{ m.}$

On fixe $b_0 = 0.21 \text{ m}$ pour la section mi – travée.

$$b_0 = 0.21 \text{ m.}$$

❖ Epaisseur de l'âme aux abouts d'appuis (b_0) :

L'épaisseur de l'âme à l'about de la poutre doit être grande à cause de l'augmentation des efforts tranchants et aussi pour permettre bien l'emplacement des encrages des câbles de précontraint.

Donc : $40\text{cm} \leq b_0 \leq 50\text{cm.}$

On fixe : $b_0 = 0,48\text{m}$ pour la section d'about.

$$b_0 = 0.48 \text{ m.}$$

❖ Largeur de la table de compression (b) :

D'apprêt le règlement, la largeur de la table de compression est supérieur à 60% de la hauteur du tablier donc :

$$b > 0.6 \times H_t \quad \longrightarrow \quad b > 0.9 \text{ m.}$$

H_t : la hauteur du tablier.

On fixe $b = 1.00 \text{ m.}$

$$b = 1.00 \text{ m.}$$

❖ Epaisseur de la table de compression (e) :

D'après le règlement la hauteur et l'espacement entre axe des poutres en forme de I influe sur l'épaisseur de la table de compression.

$$\text{On a : } H_p = 1.3 \text{ m et } D = 1.9 \text{ m.}$$

$$\text{Donc } 10 \text{ mm} \leq e \leq 15 \text{ mm}$$

On prend :

$$e = 0.11 \text{ m.}$$

❖ Largeur du talon (L_t) :

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

On a : $0.4\text{m} \leq L_t \leq 0.5\text{m.}$

On prend :

$$L_t = 0.48 \text{ m.}$$

Conception générale du pont

❖ Epaisseur du talon (e_t) :

L'épaisseur du talon varie entre 10 cm et 20 cm.

Donc : $10 \text{ cm} \leq e_t \leq 20 \text{ cm}$.

On prend :

$$e_t = 0.15 \text{ m.}$$

❖ Goussets :

C'est l'angle disposé pour permettre d'améliorer la section et de placer les armatures d'acier et les câbles précontraints. Cet angle est fixe entre 45° et 60° .

On a : $45^\circ < \alpha < 60^\circ$.

➤ Gousset du talon :

En travée : $\alpha_1 = 58.24^\circ$, $e_0 = 21 \text{ cm}$.

➤ Gousset de la table de compression :

mi-travée $\left\{ \begin{array}{l} e_2 = 12 \text{ cm} \\ e_2 = 10 \text{ cm} \end{array} \right.$
 $\alpha_2 = 13^\circ$
à l'about

$\alpha_3 = 45^\circ$ Mi-travée

$e_3 = 6 \text{ cm}$

b) Dimension de la dalle

La longueur de la dalle ou de l'hourdis est égale à la longueur des poutres.

Donc on prend :

$$L_d = 25 \text{ m.}$$

❖ Largeur de la dalle :

La largeur de la dalle est égale à la largeur de la chaussée roulable ($l_r + l_a$) largeur des trottoirs

Il donc :

$$l_D = l_r + 2 l_t$$

$$l_r = 7.5 \quad l_t = 1.6$$

$$l_D = 10.7 \text{ m}$$

$$l_D = 10.5 \text{ m}$$

❖ Epaisseur de la dalle :

Pour mieux répondre aux efforts de flexion transversal il existe une relation entre l'espacement entre axe des poutres et l'épaisseur (plus l'espacement est grand plus l'épaisseur est grande), l'épaisseur est comprise entre 0.2 m et 0.3 m.

$0.2 \text{ m} \leq e_D \leq 0.3 \text{ m}$.

Vue que on a un espacement de 1.60 m et une largeur de 10.5 m alors on fixe l'épaisseur à 0.25 m

$$e_D = 0.25 \text{ m}$$

❖ Pré dalle :

Pour s'assurer d'un bon appui, il est recommandé de réaliser de feutrage d'environ de 2 cm de profondeur ce qui permet de caler le coffrage transversalement et de l'engager, au moins partiellement dans la table de compression. Le coffrage perdu utilisé pour l'hourdis a les dimensions suivantes:

- Epaisseur = 05 cm
- Encrage = 05 cm.
- Largeur = 85 cm

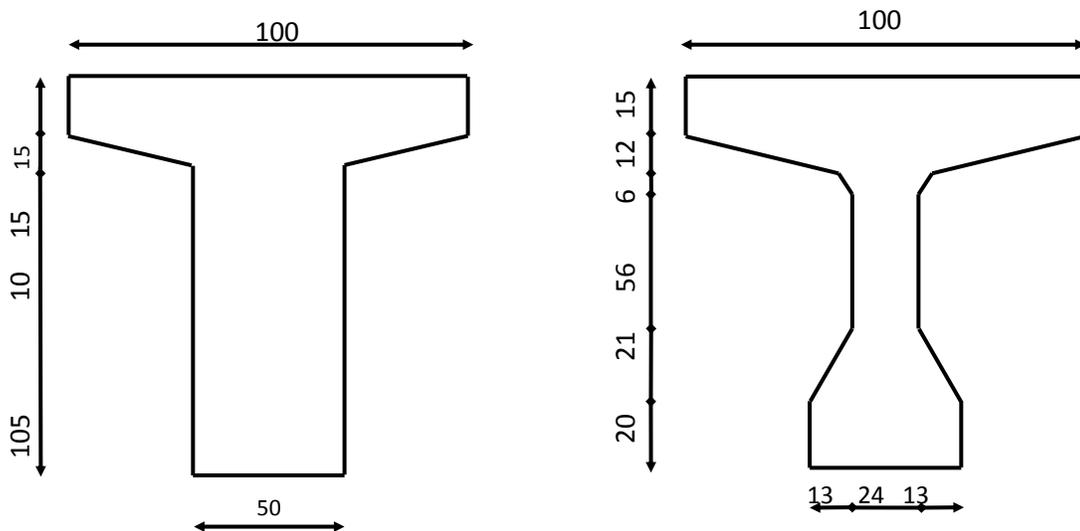


Fig.III.1 : Dimension des poutres (about et mi- travée).

III.4.2. Variante 2: Pont mixte a poutres métalliques :

Le béton assure le rôle de table de compression. Les efforts de traction sont repris par le profilé métallique, la garantie du non-glissement entre le hourdis et la semelle supérieure au profilé est assurée par des connecteurs (petits éléments métalliques soudés sur la semelle supérieure du profilé) les connecteurs sont dimensionnés pour reprendre la totalité des efforts de glissement, la dalle ainsi liée à l'ossature de manière à intervertir dans la flexion générale.

Ainsi un pont mixte dans lequel la dalle est considéré comme participante à la résistance d'ensemble. La gamme usuelle des portées pour les ponts mixtes va de 30 à 110 m environ pour les travées continues et de 25 à 90 m environ pour les travées indépendantes.

III.4.2.1. Les avantages et les inconvénients de la poutre :

➤ **Les avantages :**

- Légèreté par rapport aux tabliers des autres types de ponts qui va rendre le transport aisé, on raison du poids peu élevé qui permet de transporter loin en particulier à l'exécution.
- La rapidité d'exécution globale (diminution des coûts).
- Le peu d'échafaudage nécessaire.
- La précision dimensionnelle des structures.
- La qualité architecturale qui s'attache à la netteté et la franchise des solutions adoptées.
- Simplicité d'usinage des poutres à âmes pleines.
- Le coût de la main d'œuvre est optimal que dans les procédés concurrents (B.P).
- Des possibilités d'extension et de réparation.

Conception générale du pont

- Pour des ouvrages délicats de réaliser sur place (manque d'ouvrier spécialisé, de béton de qualité).
- **Les inconvénients :**
- Le problème majeur des ponts métallique et mixte c'est l'entretien contre la corrosion et le phénomène de fatigue dans les assemblages.
 - La résistance et la stabilité de la structure en place doivent être vérifiées à tous les stades importants du montage ainsi qu'un contrôle strict sur le chantier.
 - En construction mixte les phénomènes de retrait et de fluage. Influençant notablement la répartition des efforts intérieurs, on opte pour les bétons qui ont un retrait et un fluage minimum.
 - Le risque de flambement des pièces comprimées, et le risque du renversement ou le voilement lors du montage ainsi qu'en service.
 - Les sollicitations climatiques la différence de température entre le béton et l'acier surtout lorsque les poutres ne sont pas encore protégées par le tablier en béton.
 - Une surveillance avec visite périodique.
 - Une surveillance avec visite périodique.

III.4.2.2. Pré dimensionnement de la poutre :

❖ Elancement de poutres :

L'élancement économique (hauteur de la poutre) est de $L/25$ ce qui nous donne $h = 1.3$ m.

❖ Epaisseur de l'âme des poutres :

L'épaisseur de l'âme de la poutre maîtresse doit respecter les quatre conditions suivantes :

- La résistance à la corrosion.
- La résistance au cisaillement.
- Le flambage vertical de la semelle dans l'âme.
- La fatigue.

En considérant ces quatre critères, nous allons dimensionner l'âme des poutres sur appui.

$e_a \leq 20$ mm

On prend une épaisseur de

15 mm

❖ Semelles

Les semelles sont déterminées par les efforts au bétonnage et en exploitation par des conditions :

- De résistance.
- D'instabilité.

❖ Semelle supérieure

La largeur de la semelle $400 \leq L_{s-a} \leq 900$ mm

L'épaisseur $20 \leq e_{s-a} \leq 40$ mm, on prendra :

- Une largeur de 500 mm.
- Une épaisseur de 20 mm.

❖ Semelle supérieure

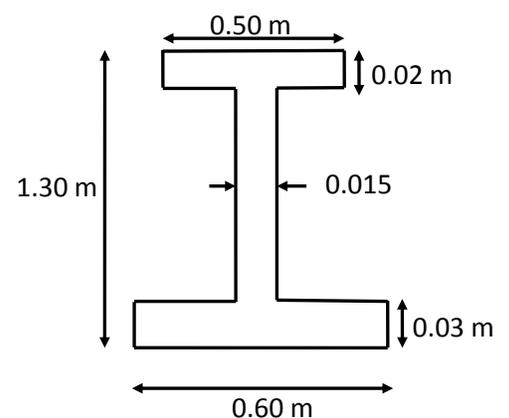


Fig.III.2 : Dimension de la poutre

Conception générale du pont

La largeur de la semelle $600 \leq L_{s-a} \leq 1000$ mm

L'épaisseur $30 \leq e_{s-a} \leq 60$ mm, on prendra :

- Une largeur de **600 mm.**
- Une épaisseur de **30 mm.**

Remarque :

Dans le cas des ponts mixtes, les dimensions des semelles des poutres métalliques sont fixées aussi bien par les conditions de montage que par celle de service, car avant que la liaison acier béton ne soit réalisée, les poutres métalliques assurent la résistance d'ensemble de l'ouvrage. Pour un ouvrage d'importance, les dimensions des semelles inférieures d'un pont mixte et d'un pont à dalle orthotrope sont très voisines.

III.5. Conception des culées :

III.5.1. Introduction :

Les culées assurent la liaison entre le pont et les remblais (ou le terrain naturel), les culées sont particulièrement sensibles à une mauvaise conception, en cas de comportement défectueux, les remèdes sont rares et coûteux. C'est pourquoi, on s'oriente toujours vers un dimensionnement raisonnablement surabondant.



Fig.III.3: la culée d'un pont

III.5.2. Fonction des culées

Une culée bien conçue doit satisfaire à toutes les exigences de la fonction culée, qui se décompose en une fonction mécanique et une fonction technique.

❖ Les fonctions mécaniques

Les caractéristiques de la fonction mécanique sont :

- Une transmission des efforts au sol de fondation ;
- La limitation des déplacements horizontaux en tête, de façon à ne pas gêner le fonctionnement des appareils d'appui ;
- La limitation des déplacements verticaux (tassements).

Pour cela il faut une bonne transmission des efforts au sol de fondation il faut comprendre une répartition aussi équilibrée que possible des efforts dans les diverses parties de la culée, essentiellement sous charge permanente car les effets des actions variables sont souvent faibles devant les charges permanente.

❖ Les fonctions techniques

La fonction technique d'une culée se caractérise par le fait que :

Conception générale du pont

- L'on accède souvent par elle à l'intérieur de l'ouvrage ;
- L'en peut être amené à lui associer une chambre de tirage lorsque les conduites ou les canalisations passent à l'intérieur du tablier

III.5.3.Choix du type de culée

Dés le stade des premières études, le projeteur doit chercher à s'orienter vers des culées enterrées, qui sont les plus économiques, les plus faciles à exécuter et les plus sûres. Si à la cour des retouches successives, pour des raisons ou pour une autre, il lui paraît souhaitable de limiter la longueur du tablier, il pourra alors envisager des culées remblayées à condition que leur hauteur totale ne dépasse pas 10 m .Dans notre ouvrage la hauteur des culées sont de l'ordre de 9.1 m, et notre ouvrage est en remblai donc il est préférable de choisir les culées remblayées

III.5.4.Culée remblayée

La culée remblayée est constituée par un ensemble de murs ou voiles en béton armé. Sur l'un d'entre eux, appelle mur de front, s'appuie le tablier de l'ouvrage, les autres sont les murs latéraux, appelés murs en aile ou en retour selon leurs positions par rapport à l'axe longitudinal de l'ouvrage.

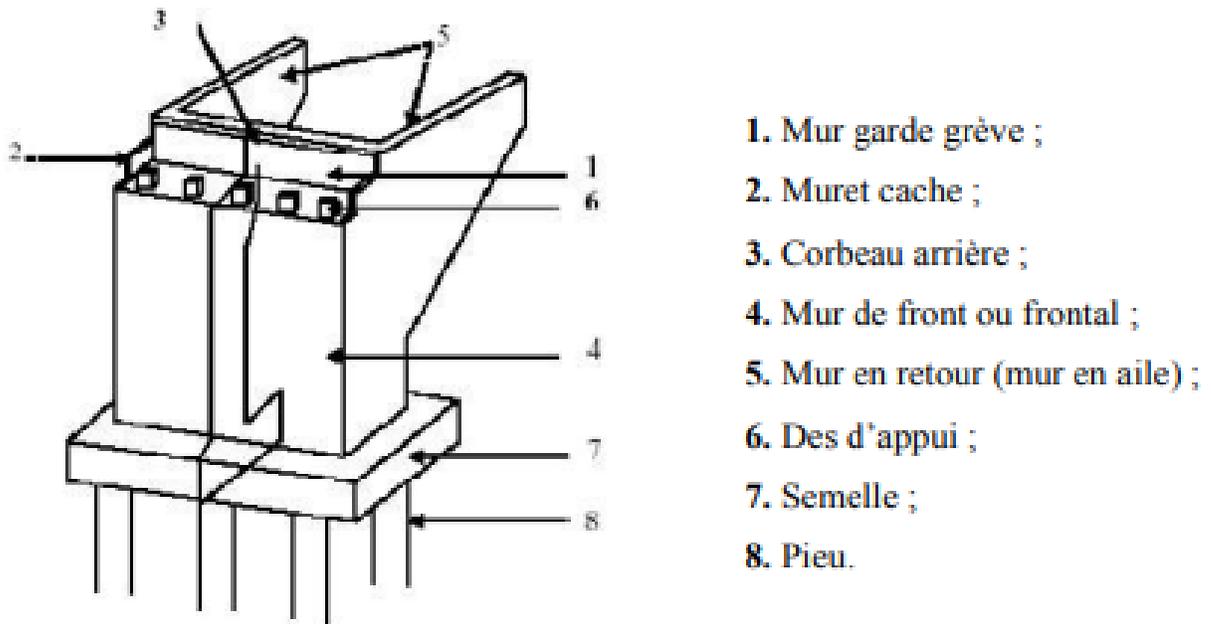


Fig. III.04 : Une culée remblayée.

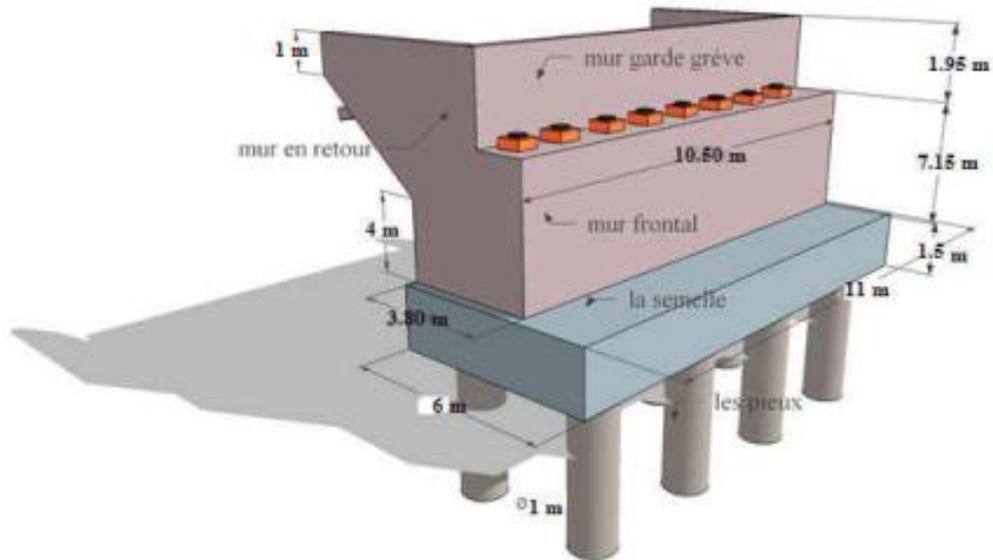


Fig. III.05 : dimensions de la culée.

III.6. Les fondations

III.6.1. Introduction

Le sol de fondation est un des facteurs de choix de l'implantation des appuis et de la répartition des travées, en outre c'est le principal facteur de détermination du type de fondation, de ce fait, on devra veiller à intégrer dans son choix non seulement les conclusions de l'étude de sol, mais également toutes les contraintes de réalisation des fondations (blindage de fouille, rabattement de la nappe..), ou celles provenant d'autres parties du projet (assainissement, Tpc....). Selon la nature de sol de fondation le choix du type de fondation s'effectue entre la fondation sur semelle superficielle ou fondation profonde.

III.6.2. Classification des fondations

❖ **Fondation superficielle**

Elles sont mises en œuvre lorsqu'il existe dans le sol à faible profondeur une couche suffisamment résistante pour supporter l'ouvrage. Actuellement, on appelle fondation superficielle toute fondation dont l'encastrement dans le sol ne dépasse pas 4 ou 5 fois la largeur B de la semelle.

❖ **Fondation profonde**

Lorsqu'il n'existe pas une profondeur acceptable un terrain de résistance suffisante pour supporter la structure, il faudra ancrer plus profond, dans la fondation profonde, on a deux types :

❖ **Fondation par puits (semi profonde) ;**

❖ **Fondation par pieux (profonde) :** il y a

- Les pieux qui travaillent par frottement et des pieux résistent par pointe ;
- Les pieux forés et les pieux battus.

III.6.3.Choix des pieux

Le choix du type et du diamètre des pieux dépendra :

- De l'importance de l'ouvrage ;
- Des charges pouvant supporter ;
- Des caractéristiques du sol sous-jacent ;
- De la configuration du terrain.
- Choix du diamètre des pieux

Le choix du diamètre est important, puisque la largeur de la semelle, est sensiblement proportionnelle et que le coût de cette dernière croît assez vite avec ces dimensions.

D'une façon générale, le choix d'un grand diamètre est meilleur que celui d'un forêt de petits pieux parce que les pieux de grands diamètres sont mieux contrôlables dans l'exécution. La longueur des pieux aura une incidence non négligeable sur le diamètre puisque les pieux doivent présenter une certaine rigidité, surtout s'ils risquent d'être soumis à des efforts parasites importants, en première approximation, pour les pieux forés le diamètre pouvait aller jusqu'à 2.5m, mais il ne faut pas descendre en dessous d'un diamètre minimal de 0.80 m car la qualité du béton de périphérie est inférieure à celle du béton central.

III.6.4.Semelle de liaison

Quelque soit le système de pieux choisi, ces derniers seront toujours liaisonnés en tête par une semelle, dont le rôle est multiple, à la fois mécanique et fonctionnel.

- La semelle solidarise l'ensemble des pieux, et permet de répartir uniformément les efforts
- provenant du tablier ;
- Lorsque les pieux sont arasés à un niveau voisin de celui des appareils d'appui et s'ils se présentent sur 2 files, la semelle assure le transfert de charge des appareils d'appui sur les pieux.

III.6.5.Dimensionnement de la semelle

➤ La longueur de la semelle :

La longueur de la semelle dépend de l'appui, pour notre ouvrage on a les appuis multiples, dans ce cas la longueur de la semelle dépend de la largeur de l'appui.

$$L_s = (n-0.2) \times e.$$

Avec : n : est le nombre d'éléments porteurs, dans notre cas $n = 2$;

e : la distance entre les axes $e = 2.866 \times 3 \text{ m}$;

Donc : $L_s = 11 \text{ m}$.

➤ L'épaisseur de la semelle

L'épaisseur de la semelle est généralement égale à 1.2ϕ , donc : $h_s = 1.2\phi = 1.2 \text{ m}$

On fixe : $h_s = 1.5 \text{ m}$. avec : ϕ : diamètre des pieux et égale à 1

➤ Largeur de la semelle

Elle dépend de l'arrangement géométrique du système de pieux, caractérisée par le nombre de files et la distance entre axes des files, qui dépend elle-même du diamètre des pieux.

La largeur de la semelle sera : $B \geq (3n-1) \Phi$

Avec n : le nombre de files.

Conception générale du pont

$$B = (3 \times 2 - 1) \times 1.5 = 6 \text{ m.}$$

Donc la largeur de la semelle est $B = 6 \text{ m.}$

III.7.Dimensionnement des éléments du tablier

Les poutres sont le plus souvent parallèles et équidistantes. Elles comportent une large table de compression, formant la membrure supérieure, et des talons, constituant la fibre inférieure, ces deux éléments étant reliés par une âme de faible épaisseur. Pour notre pont nous allons envisager des poutres en section I avec un espacement (en axes des poutres) très réduit pour éviter l'emploi des dalles à grandes largeurs ce qui influe sur l'épaisseur de la table de compression qu'elle doit avoir une grande épaisseur.

Dans ce chapitre nous allons déterminer aussi les accessoires du tablier (trottoirs, corniches, garde-corps...etc.).

Remarque : les dimensions des éléments du tablier en béton précontrainte dans le titre
(III.4.1.2)

III.8.Les éléments secondaires :

III.8.1.Introduction

Les équipements d'un ouvrage d'art jouent un rôle très important et fondamentale dans la conception (le calcul et la vie d'un ouvrage) .Tout d'abord, ce sont eux qui permettent à un pont d'assurer sa fonction vis-à-vis des usagers. Ces équipements sont représentés par leur poids, ils sont un des éléments de dimensionnement et du calcul de la structure. La conception de l'ouvrage serait donc incomplète si elle ne comportait pas de détails concernant les équipements sont :

- Etanchéité ;
- La couche de roulement ;
- Les trottoirs ;
- Les corniches ;
- Les dispositions retenues.

III.8.2.Etanchéité

C'est une couche imperméable disposée sur la surface supérieure de la dalle pour protéger les armatures passives et actives vis-à-vis d'une corrosion accélérée.

Le choix de type d'étanchéité correspond au site de l'ouvrage (les conditions thermo hygrométriques.)

Les qualités demandées à une étanchéité sont :

- L'adhérence au tablier ;
- La résistance mécanique (fatigue, fissuration, fluage) ;
- La résistance au choc thermique lors de la mise en œuvre de la couche de roulement ;
- La durabilité.

III.8.3.La couche de roulement

La couche de roulement doit présenter un bon confort et offrir une bonne adhérence entre le pneu et la chaussée pour assurer la sécurité des usagers. Généralement cette couche est composée par

Conception générale du pont

un tapis d'enrobés d'une épaisseur qui varie entre 5 et 10 cm. Dans notre projet on prendra 6 cm pour la couche de roulement.

III.8.4. Les trottoirs

Le rôle des trottoirs est de protéger les piétons en isolant la circulation des véhicules, en général par simple surélévation de 10 à 20 cm par rapport à la voie de circulation, et aussi la largeur doit être suffisante pour faciliter la circulation des piétons. Il existe plusieurs formes de trottoirs, on distingue :

- Les trottoirs sur caniveau ;
- Les trottoirs en béton maigre ;
- Les trottoirs par décrochement de la dalle de la couverture.

Dans notre projet on prendra un trottoir sur caniveau de 20 cm de hauteur et 1.50 m de largeur.

III.8.5. Les corniches

Le rôle essentiel des corniches est la protection des extrémités latérales du tablier contre les intempéries, elles doivent en effet recouvrir l'extrémité de la dalle, empêchant ainsi les pénétrations d'eau par la tranche du hourdis. Elles jouent également le rôle de larmier, afin d'éviter le ruissellement des eaux pluviales sur les parements de la structure porteuse (pérennité et esthétique). Il y a plusieurs catégories de corniches :

- Les corniches en béton coulé en place ;
- Les corniches en béton préfabriqué ;
- Les corniches métalliques.

Dans notre projet on prendra une corniche de 25 cm de largeur et 75 cm de hauteur.

III.8.6. Les dispositions retenues

➤ Les garde-corps

Les garde-corps sont retenus pour protéger les piétons ; et aussi en point de vue d'esthétique surtout dans les zones urbaines : les garde-corps sont renforcés parfois difficile à mettre au point et ne semble pouvoir au plus retenir que des véhicules légers dans des conditions relativement favorables. Ils sont classés en trois catégories suivantes :

- Les garde-corps de type S ;
- Les garde-corps de type I ;
- Les garde-corps de type U.

La hauteur des garde-corps pour piéton doit être comprise entre les limites résultantes de la formule suivante :

$0.95 + 0.005 \times H \pm 0.05 \text{ m}$; avec un maximum de 1.20 m.

H : représente la hauteur maximale du trottoir au-dessus du sol de la brèche ou du plan d'eau franchi par l'ouvrage.

Dans notre projet $H = 10 \text{ m}$.

Donc la hauteur du garde-corps égale à 1.05 m.

On prend la hauteur de garde-corps 1.10 m.

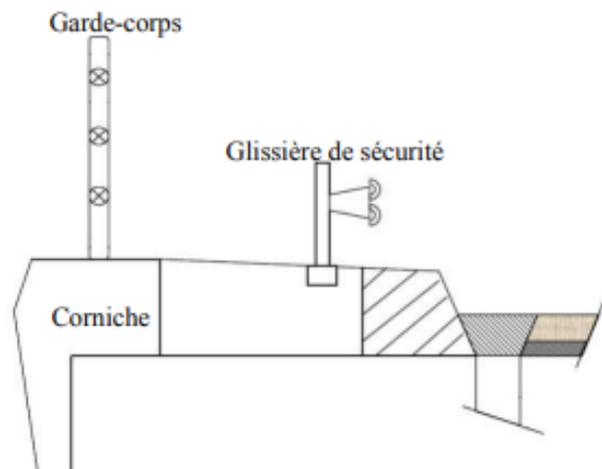


Fig. III.06 : Les équipements du pont.

Conception générale du pont

➤ Les glissières de sécurité

Le rôle de ces glissières est de diminuer les conséquences des accidents de la route, elles agissent essentiellement au niveau des roues des véhicules, elles sont relativement esthétiques et résistantes, elles sont classées en trois catégories qui sont :

- Les glissières rigides ;
- Les glissières souples ;
- Les glissières élastiques.

III.9. Détermination des caractéristiques géométriques de la poutre

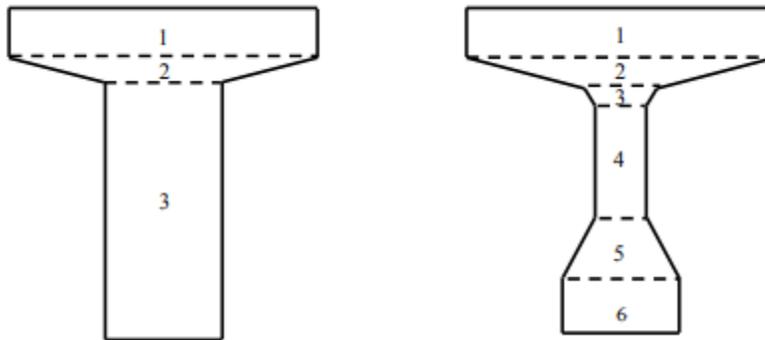


Fig. III.07 : les sections de la poutre (d'about et mi travée).

$B_{brute} = X \times Y$ Pour un élément rectangulaire.

$B_{brute} = \frac{X_1 + X_2}{2} \times Y$ Pour un élément trapézoïdal.

$$V' = \frac{S_{brute}}{B_{brute}}$$

$$S_{/\Delta brute} = B_{brute} \times Z$$

$$V = H - V'$$

$$I_{/\Delta brute} = \sum I_0 + B_{brute} \times Z'^2$$

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

$$S_{/\Delta nette} = 95\% S_{/\Delta brute}$$

$$I_{/\Delta nette} = 90\% I_{/\Delta brute}$$

$$\rho = \frac{i^2}{v \times v'} = \frac{I_{/\Delta brute}}{V \times V' \times B_{brute}}$$

Telles que: V et V' : La position de centre de gravité de l'élément.

Δ : L'axe situé au niveau de la fibre inférieure extrême.

B_{nette} : La section nette de l'élément.

I_0 : Le moment d'inertie par rapport au centre de gravité de l'élément.

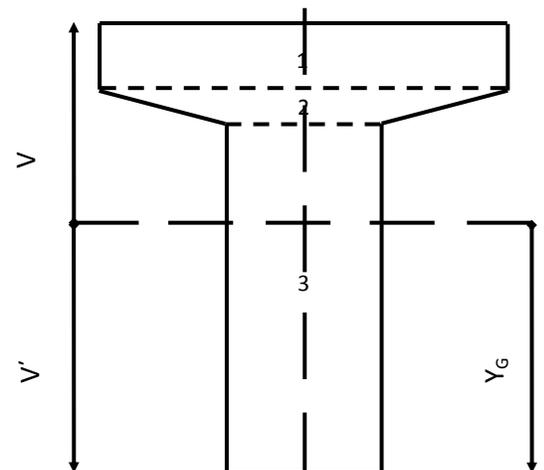


Fig. III.8 : centre de gravité de la poutre

Conception générale du pont

$I_{/\Delta brute}$:Le moment d'inertie brute par rapport à l'axe Δ .

$I_{/\Delta nette}$:Le moment d'inertie net par rapport à l'axe Δ .

$S_{/\Delta brute}$:Le moment statique brut de l'élément par rapport à l'axe Δ .

$S_{/\Delta nette}$:Le moment statique net de l'élément par rapport à l'axe Δ .

Z :La distance entre le centre gravité de l'élément et leur fibre inférieure extrême.

P :Le rendement géométrique de cet élément.

$I_0 = bh^3 / 12$: Pour un élément rectangulaire.

$I_0 = \frac{h^3}{36} \times \frac{a^2 + b^2 + 4ab}{a + b}$: Pour un élément trapézoïdale.

III.9.1.Caractéristique géométriques de la poutre d'about :

Tableau -1: Caractéristique de la poutre sans dalle en about :

Désignation	dimension			B (cm ²)	Z (cm)	S/ Δ =B.Z (cm ³)	I ₀ (cm ⁴)	Z' (cm)	I/ Δ =I ₀ +BZ' ² (cm ⁴)
	X ₁	X ₂	Y						
(1)	100		15	1500	122.5	183750	28125	50.19	3806679.15
(2)	50	100	10	750	110.55	82912.5	6018.52	38.25	1103315.395
(3)	50		105	5250	52.5	275625	4823437.5	19.81	6883727.025
B (brute)				7500					
B (nette)				7125					
S/Δ brute						542287.5			
S/Δ nette						515173.125			
I/Δ brute									11793721.57
S/Δ nette									10614349.41
V' (cm)	72.31								
V (cm)	57.69								
ρ %	37.69								

TABLEAU.IV.3.Caractéristique géométriques de la poutre d'about + dalle.

Conception générale du pont

Désignation	dimension			B (cm ²)	Z (cm)	S/ Δ =B.Z (cm ³)	I ₀ (cm ⁴)	Z' (cm)	I/ Δ =I ₀ +BZ' ² (cm ⁴)
	X ₁	X ₂	Y						
(1)	100		15	1500	122.5	183750	28125	30.86	1456634.4
(2)	50	100	10	750	110.55	82912.5	6018.52	18.92	274493.32
(3)	50		105	5250	52.5	275625	4823437.5	39.14	12866120.4
dalle	150		25	3750	142.5	534375	195312.5	48.36	8965398.5
B (brute)				11250	428.05				
B (nette)				10687.5					
S/Δbrute						1076662.5			
S/Δnette						1022829.4			
I/Δ brute									23562646.62
S/Δnette									22384514.29
V' (cm)	85.53								
V(cm)	69.47								
ρ %	35.24								

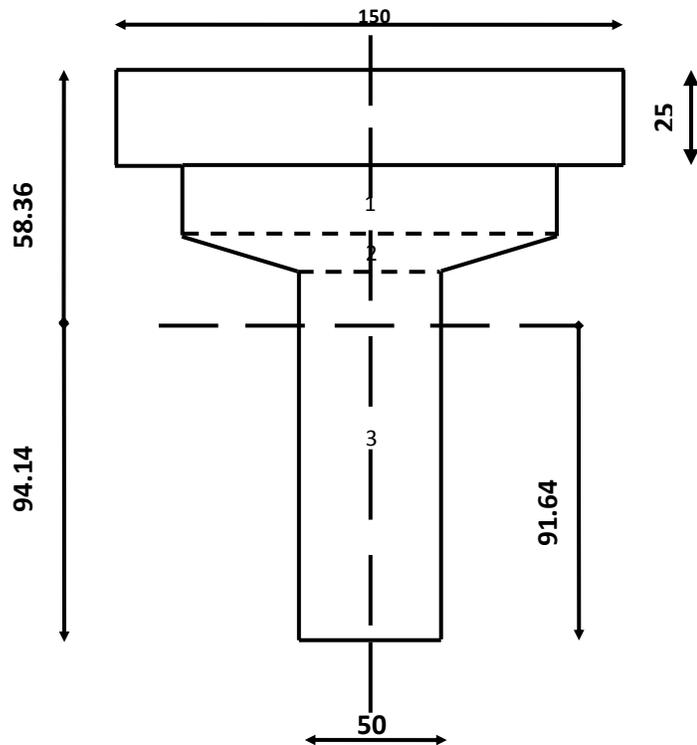


Fig.09.Dimension de la poutre d'about + dalle.

III.9.2.Caractéristique géométriques de la poutre mi travée :

Conception générale du pont

TABLEAU.3.Caractéristique géométriques de la poutre mi travée :

Désignation	dimension			B (cm ²)	Z (cm)	S/ Δ =B.Z (cm ³)	I ₀ (cm ⁴)	Z' (cm)	I/ Δ =I ₀ +BZ' ² (cm ⁴)
	X ₁	X ₂	Y						
(1)	100		15	1500	122.5	183750	28125	48.46	3550682.4
(2)	32	100	12	792	110.04	87151.68	8663.27	36	1035095.27
(3)	24	32	6	168	100.14	16823.52	500.57	26.10	114943.85
(4)	24		56	1344	69	92736	351232	5.04	385371.75
(5)	24	50	21	777	29.27	22742.79	27379.74	44.77	1584761.94
(6)	50		20	1000	10	10000	33333.34	64.04	4134454.94
B (brute)				5581					
B (nette)				5301.9					
S/Δ brute						413203.99			
S/Δ nette						39254.79			
I/Δ brute									10805310.15
S/Δ nette									9724779.135
V' (cm)	74.04								
V (cm)	55.96								
ρ %	46.72								

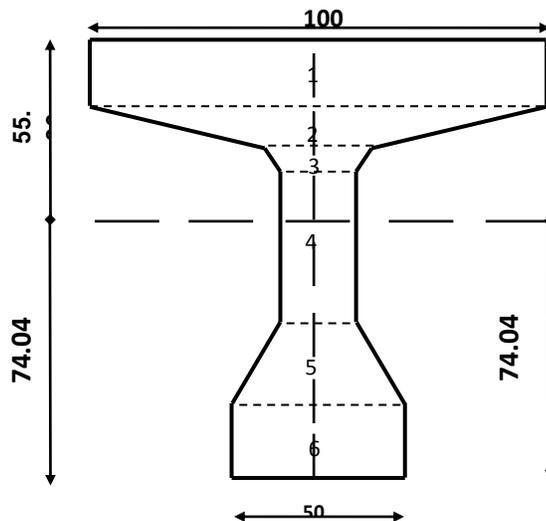


Fig.10.Dimension de la poutre mi travée.

Conception générale du pont

TAB.4. Caractéristique géométriques de la poutre mi travée + dalle :

Désignation	dimension			B (cm ²)	Z (cm)	S/Δ=B.Z (cm ³)	I ₀ (cm ⁴)	Z' (cm)	I/Δ=I ₀ +BZ' ² (cm ⁴)
	X ₁	X ₂	Y						
(1)	100		15	1500	122.5	183750	28125	25.41	996627.15
(2)	32	100	12	792	110.0 4	87151.68	8663.27	12.94	141278.60
(3)	24	32	6	168	100.1 4	16823.52	500.57	3.06	2073.65
(4)	24		56	1344	69	92736	351232	30.09	156810.05
(5)	24	50	21	777	29.27	22742.79	27379.74	67.82	3601231.95
(6)	50		20	1000	10	10000	33333.34	87.09	7618001.44
dalle	150		25	3750	142.5	534375	195312.5	45.41	7928067.875
B (brute)				9331					
B (nette)				8864. 4					
S/Δ brute						947578.99			
S/Δ nette						900200.04			
I/Δ brute									20444090.72
S/Δ nette									19421886.18
V' (cm)	101.55								
V (cm)	53.45								
ρ %	40.36								

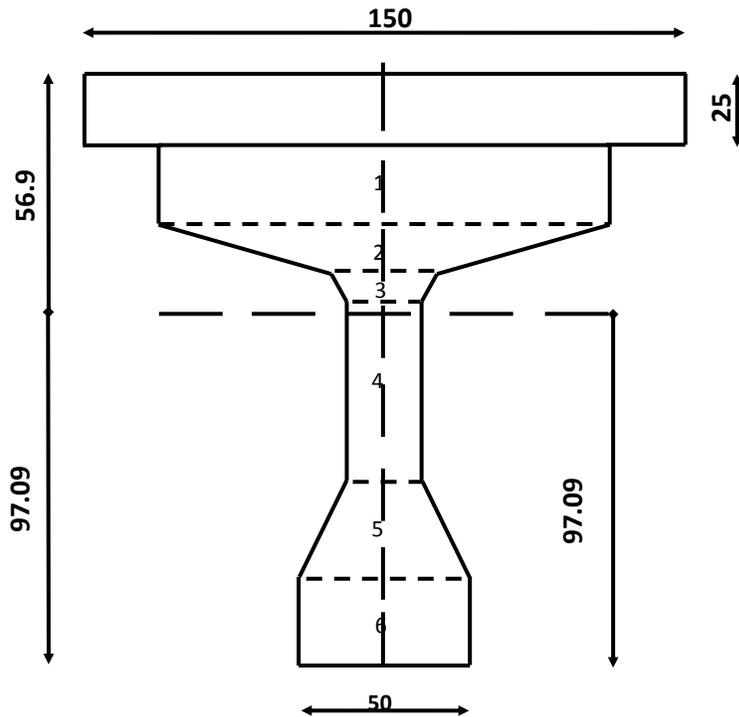


fig.05.Dimension de la poutre mi travée + dalle

III.10.Conclusion

Pour conclure, l'étape de la conception du projet est une phase très importante pour amener un projet à l'abri des différents dangers qui l'entourent. Et après avoir cerné tous les obstacles et les contraintes du site et analyser les deux variantes qui ont été proposées dans ce chapitre, on a choisi la première variante " Pont en béton précontraint réalisé par poutre pré-tension " car la méthode de réalisation par poutre pré-tension est une méthode efficace et peut être mise en œuvre quelles que soient les caractéristiques naturelles de la brèche (profondeur importante ou peu importante, sol de bonne ou de mauvaise qualité, site maritime,...etc.). Enfin, on a pensé à l'aspect esthétique en raison de la situation géographique de l'ouvrage.

CHAPITRE 04 :

Caractéristiques des matériaux et matériels

Chapitre IV :

Caractéristiques des matériaux et matériels:

IV.1. Caractéristiques des matériaux :

IV.1.1. Béton :

Le béton est un matériau hétérogène composé d'un mélange de liant, granulats, eau et éventuellement d'adjuvants. Sa résistance mécanique est influencée par plusieurs facteurs :

- qualité du ciment.
- qualité du ciment.
- teneur en eau.
- l'âge du béton.
- la température.
- l'humidité.
- la durée de chargement.



Fig.IV.1 : le béton

IV.1.1.1. Qualités requises :

- Une résistance élevée en compression.
- L'étanchéité et la non-agressivité chimique.
- Une faible sensibilité aux effets des déformations différées.
- Une bonne maniabilité.(

IV.1.1.2. Résistance à la compression :

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

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

si $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$.

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83 \times j} \times f_{c28}$$

et si $f_{c28} > 40 \text{ MPa}$.

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95 \times j} \times f_{c28}$$

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

IV.1.1.3. Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction, à l'âge de « j » jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par la formule : $f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj}$.

f_{tj} et f_{cj} sont exprimées en MPa (ou N/mm²).

IV.1.1.4. Déformations longitudinales instantanées :

A défaut de résultats expérimentaux probants, on adopte pour le module de déformation longitudinale instantanée du béton noté E_{ij} , une valeur conventionnelle égale à :

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

Le module de déformation longitudinale différée E_{vj} est donné par :

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa.}$$

IV.1.1.5. Diagramme de Contrainte et Déformation :

Le diagramme caractéristique contrainte-déformation du béton a l'allure schématisée sur la figure 1 dite "parabole - rectangle".

Le diagramme de calcul comporte un arc de parabole du second degré depuis l'origine des coordonnées et jusqu'à son sommet de coordonnées $\epsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$ et d'une contrainte de compression de béton donnée par : $\sigma_{bu} = 0,85 \times f_{cj} / \theta \times \gamma_b$. Le coefficient θ prend en compte la durée probable d'application de la combinaison d'actions.

- $\theta = 1$ $t > 24h$.
- $\theta = 0,9$ $1h \leq t \leq 24 h$.
- $\theta = 0,85$ $t \leq 1 h$.

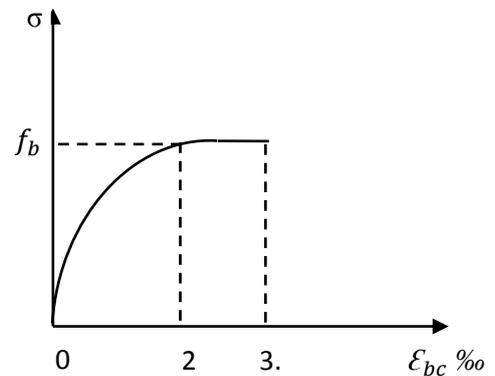


Fig.IV.2 : Diagramme de Contrainte et Déformation

IV.1.1.6. Déformations différées :

a) Retrait :

Le retrait est le raccourcissement du béton non chargé, au cours de son durcissement. Son importance dépend d'un certain nombre de paramètres :

- l'humidité de l'air ambiant ;
- les dimensions de la pièce ;
- la quantité d'armatures ;
- la quantité d'eau ;
- le dosage en ciment ;
- le temps.

La loi d'évolution du retrait est donnée par:

$$r(t) = \frac{t}{t + 9 r_m}$$

t : l'âge du béton, en jours, compté à partir du jour de fabrication, et r_m le rayon moyen de la pièce, exprimé en centimètres :

$$r_m = B/u.$$

B : L'aire de section.

u : Le périmètre de la section.

b) Fluage :

Le fluage correspond à une déformation croissante dans le temps sous contrainte constante. Il dépend d'un certains nombres de paramètres :

- l'épaisseur moyenne de la pièce ;
- la contrainte appliquée ;
- le dosage en ciment ;
- la teneur en eau ;
- l'humidité ;

Caractéristiques des matériaux et matérielles

- la température ;
- l'âge de mise en tension.

La déformation de fluage à l'instant t d'un béton soumis à l'âge $j = t_1 - t_0$ à une contrainte constante σ_1 est exprimée sous la forme :

$$\varepsilon_{fl} = \varepsilon_{ic} \times k_{fl} \times (t_1 - t_0) \times f(t_1 - t_0)$$

t_0 : date du bétonnage,

t_1 : date de mise en charge ;

ε_{ic} : déformation conventionnelle instantanée sous l'effet de la contrainte σ_1

$$\varepsilon_{ic} = \sigma_1 / E_{i28} ;$$

K_{fl} : coefficient de fluage, qui dépend notamment de l'âge ($t_1 - t_0$) du béton au moment où il subit la contrainte σ_1 ;

$f(t - t_1)$: une fonction de la durée du chargement ($t - t_1$), exprimée en jours, qui varie de 0 à 1 quand cette durée varie de 0 à l'infini.

c) Coefficient de poisson :

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

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

$\nu = 0$ pour un béton fissuré.

d) Coefficient de dilatation thermique :

A défaut de résultats expérimentaux, le coefficient de dilatation thermique est pris égal à 10^{-5} par degré °C

NB : pour améliorer la mise en place du béton, ses caractéristiques ou sa durabilité, on peut être amené à ajouter des adjuvants en faible quantité lors de la confection du béton.

On utilise plus spécialement :

- les accélérateurs de prise ;
- les retardateurs de prise ;
- les accélérateurs de durcissement ;
- les entraîneurs d'air ;
- les plastifiants ;
- les hydrofuges de masse ;
- les antigels.

IV.1.1.7. Module de déformation transversale du béton :

Le module de déformation transversale du béton est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad \nu : \text{coefficient de poisson.}$$



Fig. VI.3 : l'acier

IV.1.2. Acier :

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

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

Caractéristiques des matériaux et matérielles

- Les aciers passifs nécessaires pour reprendre les efforts tranchants pour Limiter la fissuration.

IV.1.2.1. Acier passives :

Ce sont des aciers identiques à celles utilisées dans le béton armé, ils ne sont mis en tension que par la déformation de l'élément.

a) Description des différents types d'aciers :

Les aciers généralement utilisés sont classés en plusieurs catégories :

- ❖ Barres rondes lisses.
- ❖ Barres à haute adhérence.
- ❖ Fils (Fils à Haute adhérence et fils lisses).
- ❖ Treillis soudés.

D'une façon générale, on distingue pour les armatures passives en béton précontraint :

- Les aciers passifs longitudinaux.
- Les aciers passifs transversaux.

b) Caractères des armatures passives :

Les caractères des armatures passives à prendre en compte dans les calculs sont les suivants :

- ✓ Section nominale de l'armature.
- ✓ Module de déformation longitudinale

Le module de déformation longitudinale de l'acier E_s est pris égal à 200 000 MPa.

➤ Limite d'élasticité garantie

L'acier est défini par la valeur garantie de sa limite d'élasticité, notée f_e .

Le tableau. IV.1 : donne les désignations conventionnelles, les nuances et les limites d'élasticité.

Type	Désignation	limite d'élasticité
ronds lisses	feE215	215
	FeE235	235
barres HA	FeE400	400
	FeE500	500
files tréfiles HA et -treillis soudés HA	FeTE500	500
	TSHA	
treillis soudés lisses	TSL	500

➤ Diagramme Contraintes –Déformations :

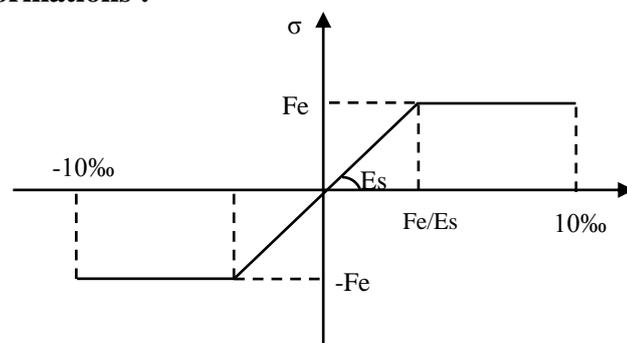


Fig.VI.4: diagramme de contrainte et déformation

➤ **L'aptitude de l'armature à rester solidaire au béton :**

Cette aptitude est caractérisée par les coefficients d'adhérence dits de fissuration et de scellement désignés respectivement par η et ψ .

Coefficients de fissuration :

- $\eta = 1$ ronds lisses.
- $\eta = 1.6$ barres HA ou fils HA de diamètre supérieur ou égal à 6 mm.
- $\eta = 1.3$ fils HA de diamètre inférieur à 6 mm.

Coefficients de scellement

- $\psi = 1$ ronds lisses.
- $\psi = 1.5$ barres HA ou de fils HA.

IV.1.2.2. Armatures actives :

Les aciers actifs sont les aciers de la précontrainte, ils sont mis à des tensions. L'inverse des armatures de béton armé qui se contentent d'un acier de qualité courante, les armatures de précontrainte exige un acier satisfaisant un certain nombre de conditions. Elles ont été classés par :

- catégorie : fils, barres, torons.
- classe de résistance.

a) Qualités requises :

- Une résistance mécanique élevée.
- Une ductilité suffisante.
- Une bonne résistance à la corrosion.
- Une faible relaxation.
- Un coût aussi bas que possible.

b) Caractères géométriques :

❖ Les fils :

Les fils sont des armatures dont la plus grande dimension transversale est inférieure à 12.5mm ; ils sont livrés en couronnes. On distingue :

- les fils d'acier ronds et lisse de symbole L,
- les fils autres que ronds et lisses de symbole L.

❖ les barres :

Les barres sont définies comme des armatures rondes et lisses de diamètre supérieur à 12.5mm, ou non rondes ou non lisses ne pouvant être livrées en couronnes.

❖ Les torons :

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

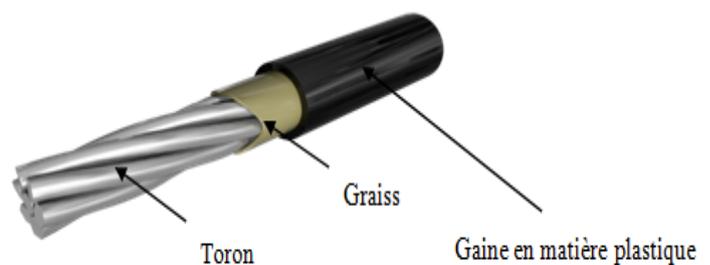


Fig. IV 5 : acier actif ou toron pour post-tension.

c) Caractères de calcul :

Les caractères des armatures de précontrainte à prendre en compte dans les calculs sont :

Caractéristiques des matériaux et matérielles

- section nominale de l'armature ;
- la contrainte maximale garantie à rupture f_{prg} ;
- la contrainte à la limite conventionnelle d'élasticité f_{peg} ;
- coefficient de relaxation ρ_{1000} :
 $\rho_{1000} = 2,5 \%$ pour la classe TBR (Très Basse Relaxation).
 $\rho_{1000} = 8 \%$ pour la classe RN (Relaxation Normale).
- adhérence au béton ;
- coefficient de dilatation thermique 10^{-5} par degré °C.
- module de déformation longitudinale:
 $E_p = 200\ 000$ MPa pour les fils et les barres
 $E_p = 190\ 000$ MPa pour les torons
- diagramme des efforts et déformations :

Les diagrammes à utiliser conventionnellement pour les calculs sont donnés respectivement :

Pour les fils tréfilés et les torons :

$$\text{Pour } \sigma_p \leq 0,9 f_{peg} \quad \epsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p}$$

$$\text{Pour } \sigma_p > 0,9 f_{peg} \quad \epsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p} + 1000 \left(\frac{\sigma_p}{f_{prg}} - 0,9 \right)^5$$

Pour les fils trempés et revenus et pour les barres :

$$\text{Pour } \epsilon_p \leq \frac{f_{peg}}{E_p} \quad \sigma_p = E_p \epsilon_p \quad \text{si non } \sigma_p = f_{peg}$$

Ce dernier diagramme est toléré pour les fils tréfilés et torons si on ne recherche pas une grande précision [7].

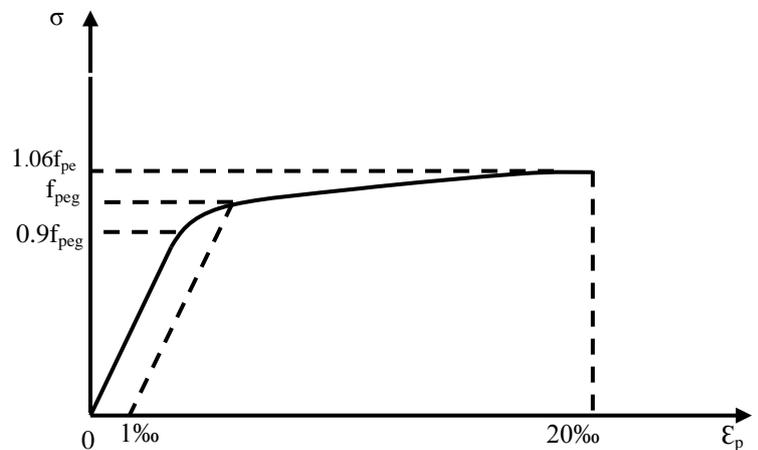


Fig.IV.6 : diagrammes des efforts et déformation

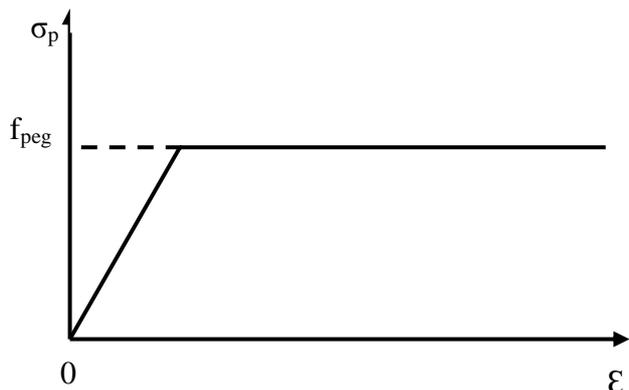


Fig.IV.7 : diagrammes des efforts et déformation



Fig.IV.8 : ferrailage en place centre de poutre préfabriqué.

IV.2. Matériels :

L'ensemble d'un procédé de précontrainte comprend, généralement, les éléments suivants :

- Dispositif d'ancrage** : on distingue, principalement, deux types d'ancrage : Ancrage actif, situé à l'extrémité de la mise en tension.
- Les coupleurs** : dispositif permettant les prolongements des armatures.
- Matériels de mise en tension** : vérins, pompes d'injection, pompe d'alimentation des vérins, clavette etc.



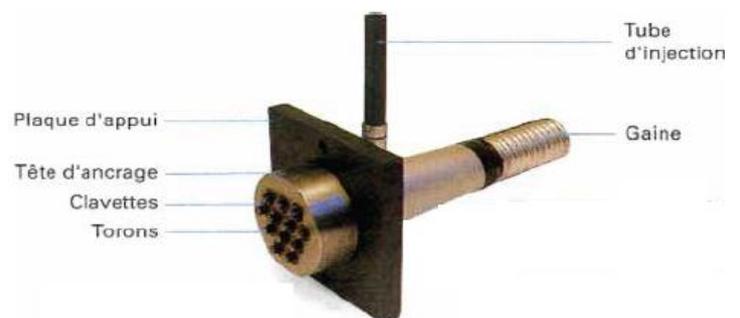
Fig.VI.09 : Vérins hydraulique



Fig.VI.10 : clavette d'ancrage

- Les accessoires** : gaines, tubes d'injection etc.

Fig.IV.11 : les différents types d'ancrages



Conclusion

En se référant à ce qui a été exploité dans ce chapitre, nous procéderons aux calculs des sollicitations nécessaires pour l'étude toute en développant au fur et à mesure d'autres éventuelles caractéristiques

CHAPITRE 05 :

Calcul des charges et surcharges

Chapitre V : Calcul des charges et surcharges :

V.1.Introduction :

Dans ce chapitre on va calculer les charges et les surcharges que le pont doit supporter car il a une fonction porteuse; Les actions appliquées à un ouvrage peuvent être :

- Permanentes.
- Variables.

V.2.Calcul des charges :

V.2.1.1.Les éléments poutres

On peut diviser la charge totale de l'ouvrage sur deux secteurs principaux vis-à-vis participation porteuse, donc on considère :

- Charge permanent (CP).
- Complément de charge permanente (CCP).

Nos poutres sont des poutres de section variable, d'une part, les âmes comportent souvent des épaisissements à proximité des appuis pour s'adapter à l'intensité de l'effort tranchant; d'autre part, des renforcements de la zone d'about sont nécessaires pour assurer une bonne diffusion de l'effort de précontrainte.

S_1 et S_2 :

S_1 : section d'about.

S_2 : section médiane.

S_3 : section à mi travée.

On a :

$$S_1 = 0.6894 \text{ m}^2.$$

$$S_3 = 0.4558 \text{ m}^2.$$

$$S_2 = (S_1 + S_3) / 2$$

$$S_2 = (0.75 + 0.5581) / 2$$

$$S_2 = 0.5715 \text{ m}^2.$$

$$\rho_{\text{bét}} = 2.5 \text{ t/m}^3$$

$$P_i = \rho_{\text{bét}} \times S_i \times L_i$$

$$P_{1 \text{ poutre}} = 2 \times (P_1 + P_2 + P_3)$$

$$P_{\text{poutres}} = 7 \times P_{1 \text{ poutre}}$$

$$P_1 = 2.5 \times 0.6894 \times 1.10 = 1.895 \text{ t}$$

$$P_2 = 2.5 \times 0.5715 \times 0.60 = 0.857 \text{ t}$$

$$P_3 = 2.5 \times 0.4558 \times 10.8 = 12.306 \text{ t}$$

Donc :

$$P_{1 \text{ poutre}} = 2 (1.895 + 0.857 + 12.306)$$

$$P_{1 \text{ poutre}} = 30.11 \text{ t}$$

$$P_{\text{poutres}} = 7 \times 30.11 = 210.77 \text{ t}$$

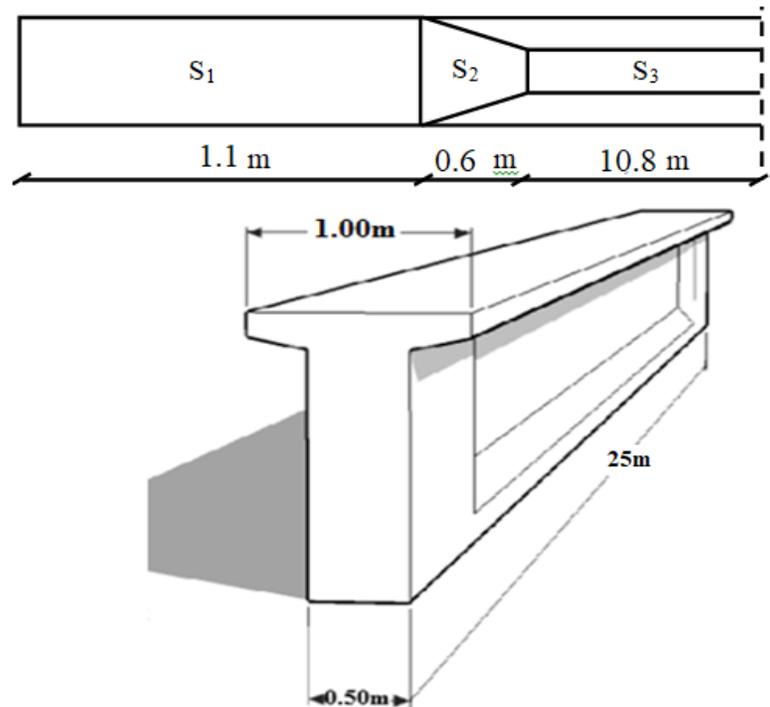


Fig. 1 variation de la section

$$G_{poutre} = \frac{P_{poutres}}{25}$$

$$G_{poutre} = 8.43 \text{ t/ml}$$

V.2.1.2. L'élément dalle :

Epaisseur de la dalle : 25 cm

Largeur de la dalle : 10.5 m

Le poids total de la dalle :

$$P_D = 0.25 \times 10.5 \times 2.5 \times 25 = 164.06 \text{ t}$$

Le poids de la dalle par mètre linéaire :

$$G_D = 164.06 / 25 = 6.56 \text{ t / ml.}$$

V.2.1.3. Les éléments entretoise :

Epaisseur de l'entretoise : 30 cm.

$$P_{lent} = (1 \times 0.80 + 0.1 \times (1 + 0.50) / 2) \times 0.3 \times 2.5$$

$$P_{lent} = 0.656 \text{ t}$$

$$P_{ent} = P_{lent} \times 6 \times 2$$

$$P_{ent} = 7.875 \text{ t}$$

Alors :

$$G_{ent} = P_{ent} / 26$$

$$G_{ent} = 0.30 \text{ t/ml}$$

Donc :

$$CP = G_{poutres} + G_D + G_{ent}$$

$$CP = 10.18 + 6.56 + 0.30$$

$$CP = 17.04 \text{ t/ml.}$$

V.2.3. Calcul du complément des charges permanente (CCP) :

V.2.3.1. Le revêtement et l'étanchéité :

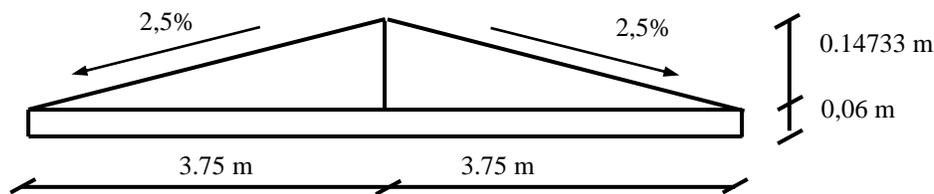


Fig .4. Le revêtement et l'étanchéité

$$\rho_{rev} = 2.2 \text{ t/m}^3.$$

$$G_{rev} = (0.06 \times 7.5 + 0.14733 \times 3.75) \times 2.2$$

$$G_{rev} = 2.20 \text{ t/ml.}$$

V.2.3.2. Le trottoir :

Largeur trottoir : 1.5 m

Epaisseur trottoir : 20 cm

$$G_{tro} = 1.5 \times 0.20 \times 2.5$$

$$G_{tro} = 0.75 \text{ t/ml}$$

$$G_{2tro} = 1.5 \text{ t/ml}$$

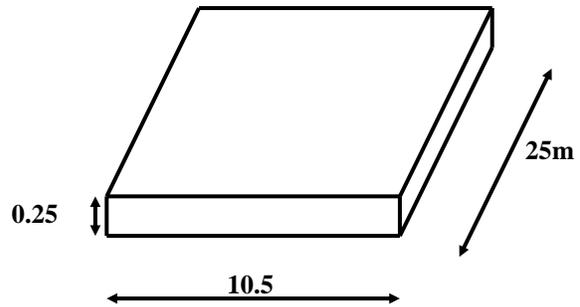


Fig.2.la dalle

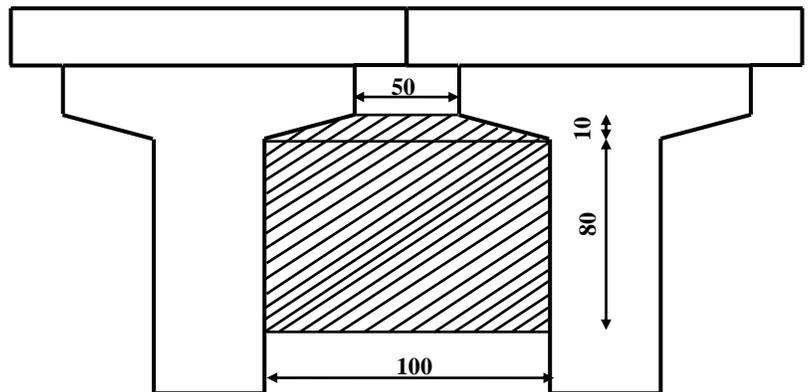


Fig.3. Les dimensions de l'entretoise

V.2.3.3. La corniche:

$$G_{cor} = 2.5 \times [(20 + 22) \times \frac{25}{2} + (7 + 14) \times \frac{53}{2}] 10^{-4}$$

$$G_{cor} = 0.27 \text{ t/ml.}$$

V.2.3.4. Glissière de sécurité :

$$G_{gs} = 0.06 \text{ t/ml} \times 2$$

$$G_{gs} = 0.12 \text{ t/ml}$$

V.2.3.5. Garde-corps :

$$G_{gc} = 0.10 \text{ t/ml.}$$

Donc :

$$CCP = G_{rev} + G_{tro} + G_{cor} + G_{gs} + G_{gc}$$

$$CCP = 2.20 + 1.5 + 0.27 + 0.12 + 0.10$$

$$CCP = 4.19 \text{ t/ml}$$

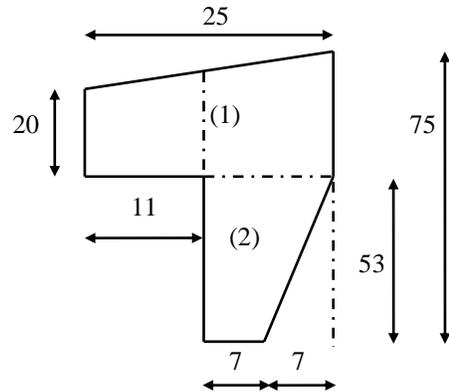


Fig.5.Les dimension de la corniche

	éléments	poids (t/ml)	poids (t)
CP	Poutres	8.721	220.22
	Dalle	6.56	165.7
	Entretoise	0.30	7.8
CCP	Revêtement et étanchéité	2.20	57.2
	2 Trottoir	1.5	39
	Corniche	0.54	14.04
	Glissière de sécurité	0.12	3.12
	Garde-corps	0.2	5.2
poids totales de tabliers		20.14	512.28

Tab. V.1 : Poids totale de tablier.

V.3. Calcul des surcharges:

V.3.1. Caractéristiques du pont :

Largeur chargeable: $L_C = L_R = 7.5 \text{ m}$

Nombre des voies : 2 Voies

Classe du pont: $L_C = 7.5 \text{ m}$ et 02 voies \Rightarrow Pont de 1 ère Classe.

D'après le fascicule 61 titre II [9] (règlement action et charges), les surcharges a utilisées pour le dimensionnement du pont

sont les suivantes :

- ✓ La surcharge de type A (I).
- ✓ Système B : (Bc, Bt et Br).
- ✓ La surcharge militaire Mc 120.
- ✓ Le convoi exceptionnel D240.

V.3.2. Evaluation des surcharges:

V.3.2.1. Système de charges A(l) :

Pour les ponts comportant des portées unitaires sont ≤ 200 doivent rester à une charge A(l) uniforme exprimée en (Kg / m²) est donnée en fonction de la longueur surchargée L(m) par la formule suivante :

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

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

Le coefficient a₁ : donner par le tableau suivant :

Tab. V.2 : Les valeurs de coefficient a₁.

Classe du pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	≥ 5
1 ^{ère}	1	1	0.90	0.75	0.70
2 ^{ème}	1	0.90	/	/	/
3 ^{ème}	0.90	0.80	/	/	/

Alors :

$$a_1 = 1$$

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

L : portée du pont. On a L = 25 m

Donc :
$$A(L) = 230 + \frac{36000}{L+12} = 1202.97 \text{ kg/m}^2$$

$$A(L) = 1.2 \text{ t/m}^2$$

Et

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

V : La largeur d'une voie = 3.75 m ;

V₀ : dépend de la classe :

- 3.5 m pour les ponts de première classe.
- 3.0 m pour les ponts de deuxième classe.
- 2.75 m pour les ponts de troisième classe

1^{ère} classe $\Rightarrow V_0 = 3,5 \text{ m.}$

$$a_2 = \frac{3.5}{3.75} = 0.93$$

$$A = 1 \times 0.93 \times 1.2$$

$$A = 1.11 \text{ t/m}^2$$

Tab. V.3 : Charge A (L) par voie.

Voies charges	a ₁	a ₂	A (L) (t/m ²)	A (t/m ²)	Largeur de voies (m)	A2 (L) (t/m)
1 voie	1	0.93	1.2	1.11	3.75	4.125
2 voies	1	0.93	1.2	1.11	7.5	8.25

V.3.2.2. Système de charges B :

Le système de charges B comprend trois (3) types de systèmes distincts :

- ✓ Le système B_c qui se compose de camions types (30 t).
- ✓ Le système B_t se compose de 2 essieux dit « essieux tandems », (32 t).
- ✓ Le système B_r se compose d'une roue isolée (10 t).

➤ Système B_c :

Un camion type du système B_c comporte trois essieux, tous les trois à roues simples munies de pneumatiques, et répond aux caractéristiques comme sont indiquées sur le schéma suivante:

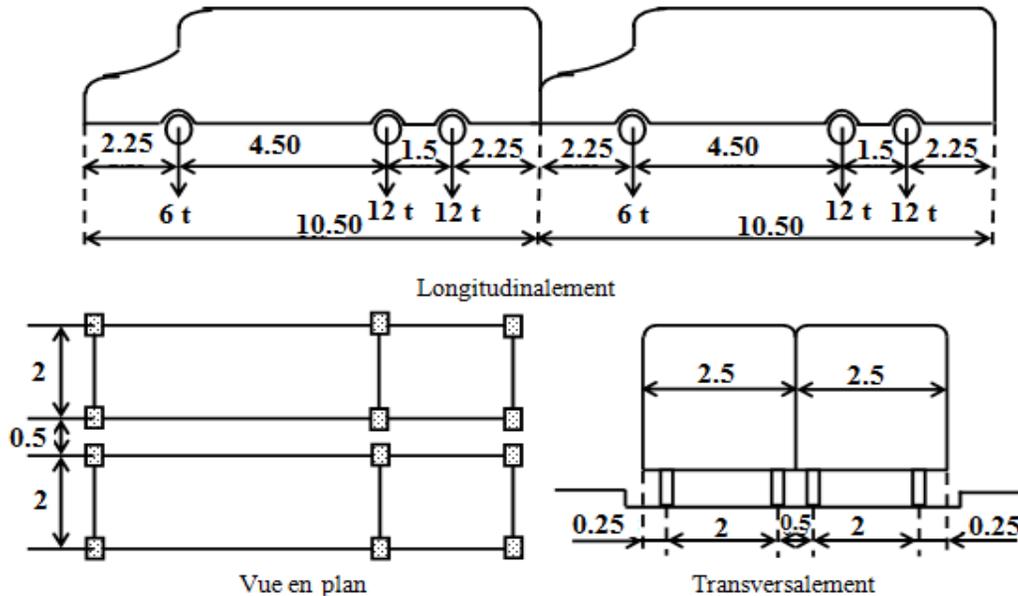


Fig.6. Système de charge B_c [9].

Note : les charges du système B_c sont frappées de majorations dynamiques, ce coefficient est le même pour chaque élément d'ouvrage. Le coefficient de majoration dynamique relatif à un tel élément est déterminé par la formule :

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

L : longueur de la travée. G : la charge permanente de l'ouvrage. S : surcharge B maximale.

La valeur de « S » à introduire dans la formule est celle obtenue après multiplication par le coefficient b_c en fonction de la classe du pont et du nombre des files considérées suivant le fascicule 61 titre II [9].

Tab. V.4 : Les valeurs de coefficient bc

Classe du pont	Nombre de fils considéré				
	1	2	3	4	>5
1	1.20	1.10	0.95	0.80	0.70
2	1.00	1.00	/	/	/
3	1.00	0.80	/	/	/

$$SI = 2 \times 30 \times 2 \quad SI = 120 \text{ t}$$

$$S = SI \times b_c$$

$$S = 60 \times 2 \times 1.1 = 132 \text{ t.}$$

$$L = 25 \text{ m.} \quad G = 517.92 \text{ t}$$

$$\text{Donc :} \quad \delta_{bc} = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times 25} + \frac{0.6}{1+\frac{4 \times 527.54}{132}} = 1.1$$

Tab. V.5 : Charge (bc) par voie :

Voies chargées	Bc	Charge par essieu (t)		
1 voie	1.2	EAV	1 x 6 x 1.2 x 1.1	7.92
		EAR	2 x 6 x 1.2 x 1.1	15.84
2 voies	1.1	EAV	2 x 6 x 1.1 x 1.1	14.52
		EAR	4 x 6 x 1.1 x 1.1	29.04

➤ **Système B_t :**

Un tandem du système B_t comporte deux essieux, tous deux à roues simples qui répondent à la caractéristique suivante :

- Masse portée par chaque essieu 16 t.
- Distance des deux essieux 1,35 m.
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu 2 m.

Le système est applicable seulement pour de 1^{ère} et 2^{ème} classe.

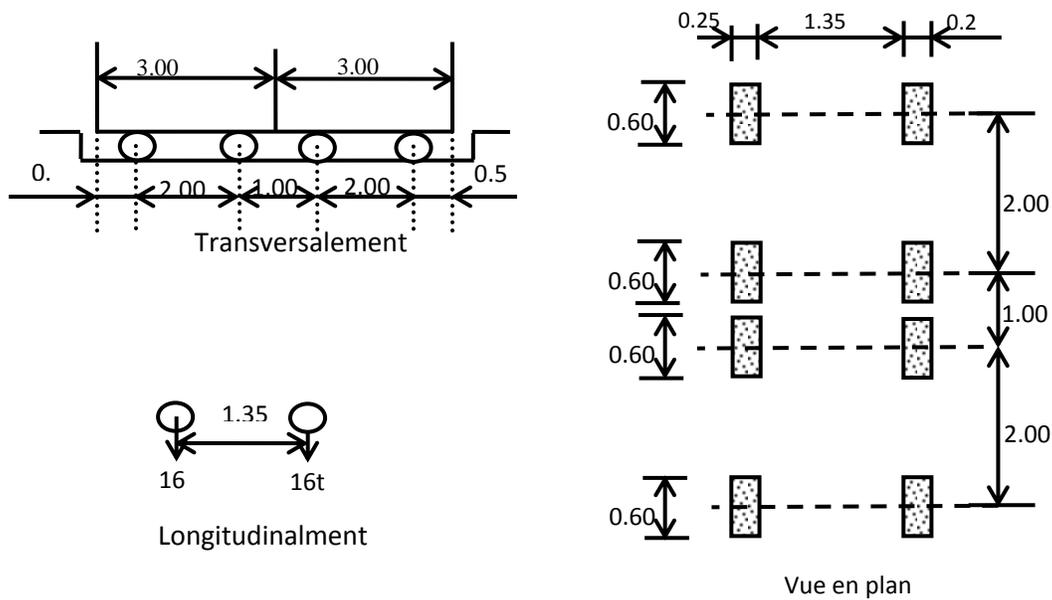


Fig. V.7 : Les dimensions du système Bt.

Le coefficient de majoration dynamique :

Les surcharges du système B_t sont multipliées par des coefficients de majoration dynamique.

Masse total 32 t.

$$S = S1 \times b_t$$

Tab. V.6 : valeurs de b_t

Classe de pont	b_t
première classe	1,2
deuxième classe	1

Pont 1^{ère} classe $b_t = 1.2$

$$S = 32 \times 2 \times 1.2 = 76.8 \text{ t.}$$

$$G = 517.92 \text{ t}$$

$$L = 25 \text{ m}$$

$$\delta = 1 + \beta + \alpha = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 25} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{527.54}{76.8}} = 1.1$$

$$\delta_{bt} = 1.1.$$

Tab. V.7. Charge (b_t) par essieu

Nombre de tandem	b_t	δ_{bt}	Charge par essieu (t)	
1	1.2	1.1	$1 \times 16 \times 1.2 \times 1.1$	21.12
2	1.2	1.1	$2 \times 16 \times 1.2 \times 1.1$	42.24

➤ Surchage Br:

Ce système de charge compose d'une roue isolée de 10 t qui peut être placée n'importe où sur la largeur chargeable pour avoir le cas le plus défavorable.

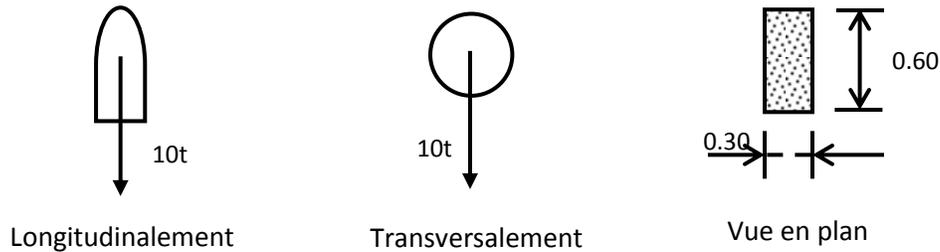


Fig. V.8 : Système de charge Br

V.3.2.3. Charge militaire MC120 :

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

Charge totale1100 KN.

Longueur d'une chenille6.10 m.

Largeur d'une chenille.1.0 m.

Distance d'axe en axe des deux chenilles. 3.30 m.

Le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément chargé.

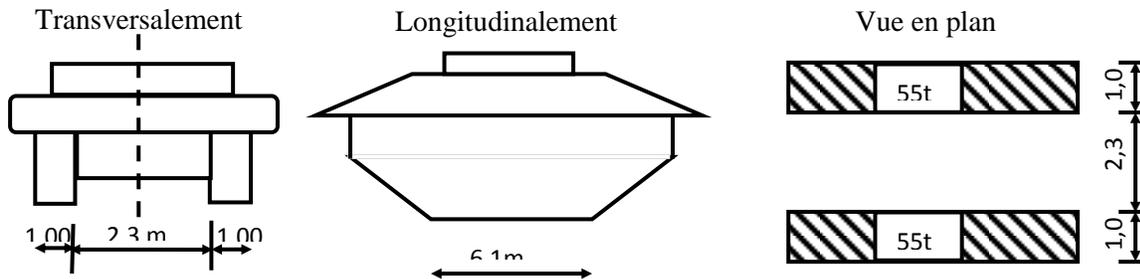


Fig.9. Charge militaire MC120

Le coefficient de majoration dynamique :

Les surcharges militaires sont multipliées d'un coefficient de majoration dynamique. Masse totale de chenille 110 t/ml.

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

$L = 25m.$ $G = 517.92 t.$ $S = 110 t.$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 25} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{527.54}{110}} = 1.09.$$

$\delta_{Mc} = 1.09$

$P = 110 \times 1.09 = 120 t.$

Soit par ml de chenille

$$G_{Mc} = P / 6.1 \quad G_{Mc} = 120 / 6.1 \quad G_{Mc} = 19.67 \text{ t/ml.}$$

V.3.2.4. Charge exceptionnelle (D240) :

Comporte une remorque de trois éléments de 4 lignes à 2 essieux de 240 t de poids total, ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,2 m de large et 18,60m de long, le poids par mètre linéaire égale à **12,90 t/m**.

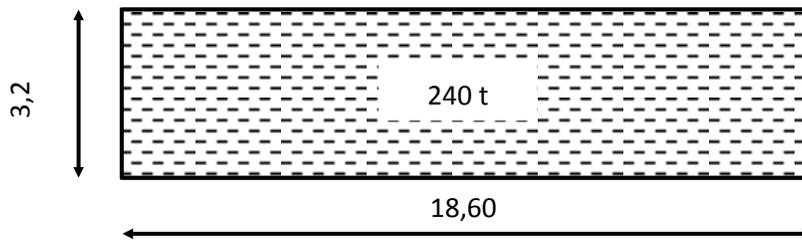


Fig. V.10 : Vue en plan de charge exceptionnelle[10].

V.3.2.5. Les Surcharges sur trottoir :

On applique sur le trottoir une charge uniforme de 150 Kg/m² Largeur du trottoir est 1,50 m.

➤ Pour 1 trottoir chargé

$$G = 0.15 \times 1.5 = 0.225 \text{ t/ml.}$$

$$G = 0.225 \text{ t/ml}$$

➤ Pour 2 trottoirs chargés

$$G = 2 \times 0.225 = 0.45 \text{ t/ml.}$$

$$G = 0.45 \text{ t/ml.}$$

V.3. 2.6. Forces de freinage :

Effort de freinage correspondant à la charge A (L):

A(L) : charge routier

S : surface chargé par m²

Une travée chargée :

$$A(L) = 1.04 \text{ t/m}^2$$

$$S = 25 \times 10.5 = 262.5 \text{ m}^2$$

$$F = A(L) \times S / (20 + 0.0035 \times S) = 13.05t$$

Effort de freinage correspondant à Bc :

F_{BC} = 30t par tablier un seul camion est supposé freiner.

V.3.3. Calcul des éléments de réduction :

V.3.3.1. Calcul des éléments de réduction dus au poids propre :

Les équations des efforts internes dus à une charge répartie uniformément s'écrivent comme suit :

$$T_{max} = G \times \left(\frac{L}{2} - X \right)$$

$$M_{max} = G \times \frac{X}{2} \times (L - X)$$

On a : $G = 19.92 \text{ t/ml}$.

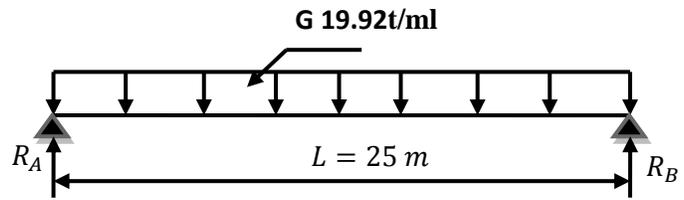


Fig. V.11 : la résultante de la charge Bc de 1ère cas

Calcul de la réaction :

$$R_a = R_b = G \times L / 2 = 249 \text{ t/ml.}$$

$$R = 249 \text{ t/ml.}$$

Calcul du moment fléchissant :

$$\text{Pour : } X = 0.25 \times L.$$

$$M = G \times 3 L^2 / 32 = 1167.19 \text{ t.ml}$$

$$M = 1167.19 \text{ t.ml}$$

$$\text{Pour : } X = 0.5 \times L$$

$$M = G \times L^2 / 8 = 1556.25 \text{ t.ml} \quad M = 1556.25 \text{ t.ml}$$

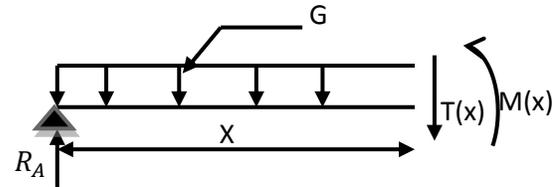
Calcul de l'effort tranchant :

$$\text{Pour : } X = 0 \times L.$$

$$T = G \times L / 2 = 249 \text{ t/ml.} \quad T = 249 \text{ t/ml.}$$

$$\text{Pour : } X = 0.25 \times L.$$

$$T = G \times \left(\frac{L}{4}\right) = 19.92 \times \frac{25}{4} = 124.5 \text{ t/ml} \quad T = 124.5 \text{ t/ml.}$$



Tab. V.8. Moment fléchissant et l'effort tranchant dus au poids propre.

	M (t.ml)	T (t)
Pour $X = 0 \times L$.	0	249
Pour $X = 0.25 \times L$.	1167.19	124.5
Pour $X = 0.5 \times L$.	1556.25	0

Remarque :

Pour le calcul des sollicitations moments fléchissant et M et T on utilise la modélisation numérique par le logiciel Robot

V.4. Conclusion :

Ainsi, après avoir définir les caractéristiques des matériaux, et mentionner les règlements applicables sur un pont, et évaluer toutes les charges et les surcharges probables qui vont être appliquées sur l'ouvrage, on va évaluer dans les prochains chapitres toutes les sollicitations qui vont être prises en considération pour le calcul du ferrailage passif et actif.

CHAPITRE 06 :

Efforts dans le tablier (logiciel Robot)

Chapitre VI : Efforts dans le tablier (logiciel Robot)

VI.1.Introduction :

La modélisation des tabliers de ponts vise à reproduire numériquement des phénomènes physiques avec un degré de précision suffisant pour permettre leur conception ou encore l'évaluation de leur capacité portante. Le mieux étant souvent l'ennemi du bien, il est sage d'éviter des modèles trop complexes qui peuvent présenter des pièges et erreurs difficilement détectables, particulièrement aux ingénieurs moins expérimentés

Dans ce chapitre on va utiliser le logiciel ROBOT qui est, comme les autres logiciels, basé sur la méthode des éléments finis cette dernière qui a marqué un grand succès dans ce domaine. Les résultats de ce logiciel (moments et effort tranchant) sont utilisés pour le ferrailage des éléments porteurs (dalle) le ferrailage de la poutre sera présenté dans le chapitre suivant.

VI.2.Présentation de logiciel :

ROBOT (Auto desk Robot) Structural Analysis Professional est un logiciel de calcul et d'optimisation des structures. Il utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales de type : Treillis, Portiques, Structures mixtes, Grillages des poutres, Plaques, Coques, Contraintes planes, Déformations planes, Éléments axisymétriques, Éléments Volumiques. Les utilisateurs de ROBOT pour les études d'Ouvrages d'Art ou de Génie Civil bénéficient de toute la puissance de modélisation de ROBOT afin de réaliser des modèles mixtes, composés de barres et/ou coques. Ils peuvent également disposer des éléments volumiques. Des modèles spécifiques comme les charges roulantes, les phases, le calcul des sections d'acier théoriques permettent l'étude de nombreux ouvrages.

ROBOT (Auto desk Robot) permet de roulantes, c'est à dire la charge d'un convoi modélisé par une combinaison de forces quelconques (forces concentrées, charges linéaires et charges surfaciques). Le convoi est un ensemble de forces de directions, valeurs et positions données. Pour chaque pas, le convoi est déplacé d'une position vers la suivante. Le cas de charge roulante est ainsi considéré comme un ensemble de plusieurs cas de charges statiques (un cas de charge pour chaque position du convoi). C'est un logiciel orienté Métier adapté aux constructions en acier, en bois, en béton armé ou mixte. Il comprend des modules d'assemblage, de ferrailage, de vérification et de dimensionnement suivant les différentes normes nationales existantes.

ROBOT Professional peut calculer les structures à un nombre de barres et à un nombre de nœuds illimités. Les seules limitations découlent des paramètres de l'ordinateur sur lesquels les calculs sont effectués (mémoire vive et espace disque disponibles). Il permet d'effectuer des analyses statiques et dynamiques, ainsi que des analyses linéaires ou non linéaires. Il a été conçu spécialement pour l'environnement Windows 2000/NT/XP. Lors de la création de ROBOT Professional, ses concepteurs ont utilisé les techniques modernes de l'étude des structures et de la programmation orientée objet profitant des outils performants de la société Microsoft. Tous ces facteurs garantissent une très haute fiabilité du code généré et la facilité d'ajouter à ROBOT Professional de nouvelles fonctionnalités et de nouveaux modules.

VI.2.1. Quelques étapes à suivre pour la modélisation :

Étant donné que l'ouvrage isostatique avec deux travées indépendantes, on étudiera une seule travée (une dalle de 25 cm d'épaisseur avec 07 poutres de longueur de 25 m). Les poutres sont considérées comme un élément de section, elles sont appuyé sur des appuis simple sur les deux côté, la dalle est considérée comme un élément de panneaux.

La 1^{ère} étape c'est le choix d'affaire comme montré sur la figure suivante :

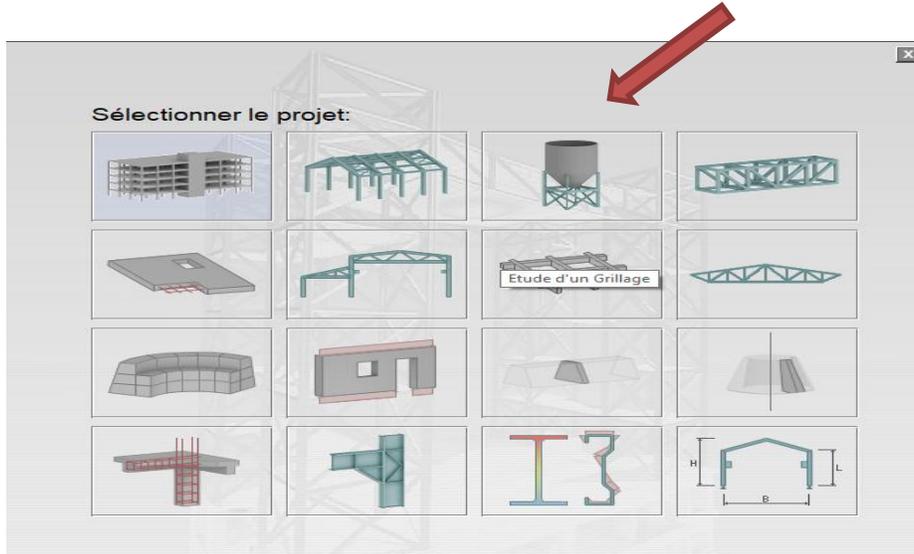


Fig. VI.01 : choix d'affaire

La deuxième étape consiste le choix du type de poutre :

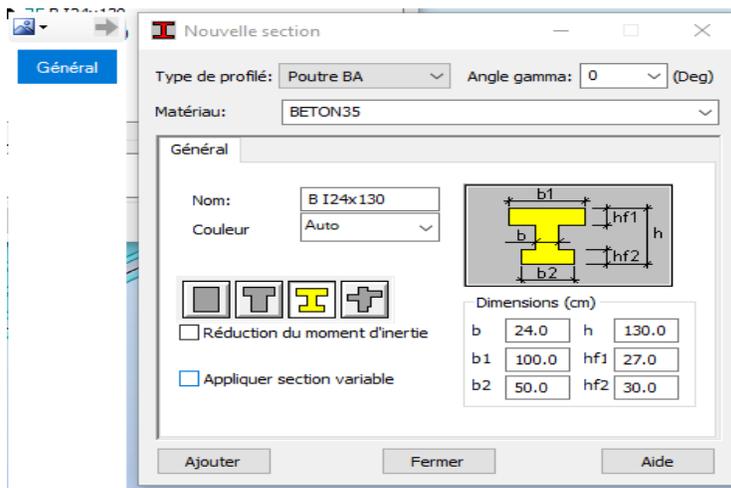


Fig. VI.02 : choix du type de poutre

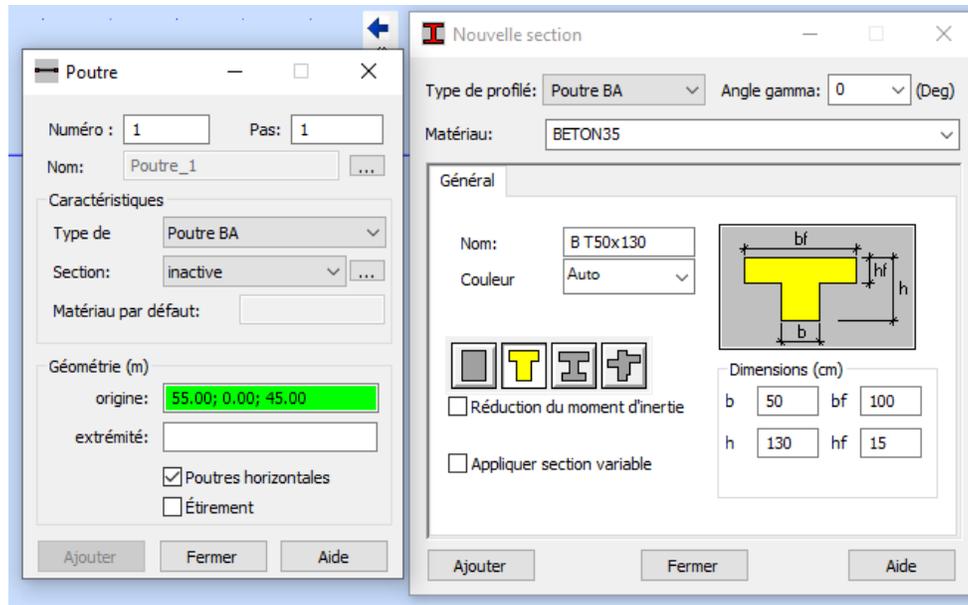


Fig. VI.03 : choix du type de poutre et leurs caractéristiques

Modélisation de la dalle :

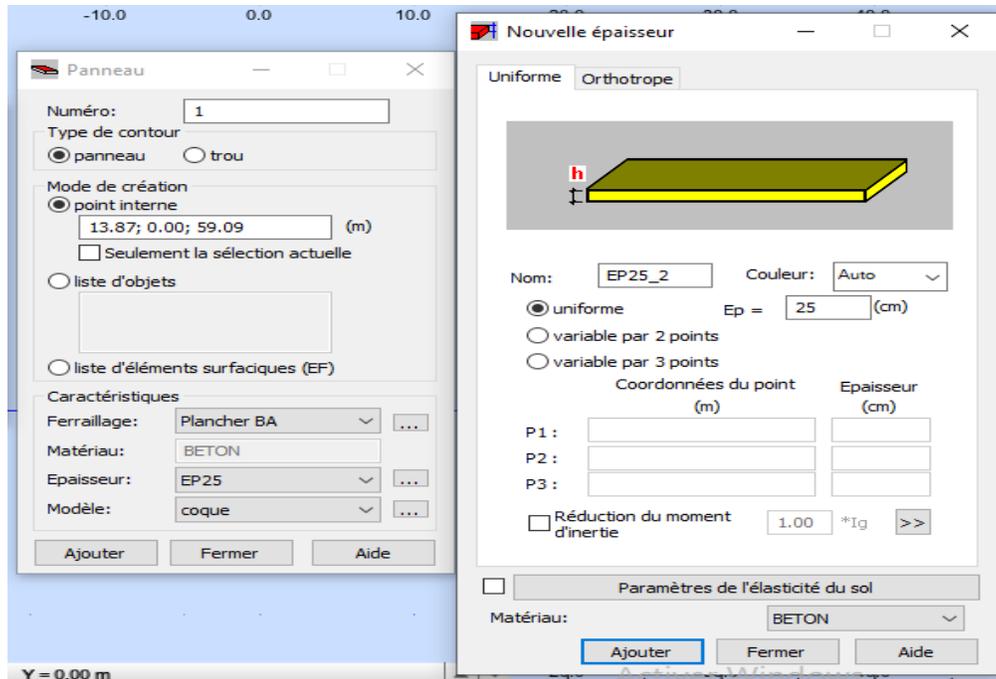


Fig. VI.04 : modélisation de la dalle

VI.2.2. Disposition des différents cas de charges :

Les surcharges sont disposées suivant le règlement Fascicule 61 titre II, de façon à obtenir des sollicitations maximales. Dans notre modélisation on considère deux cas où le système de charge est soit centré sur la chaussée ou excentré.

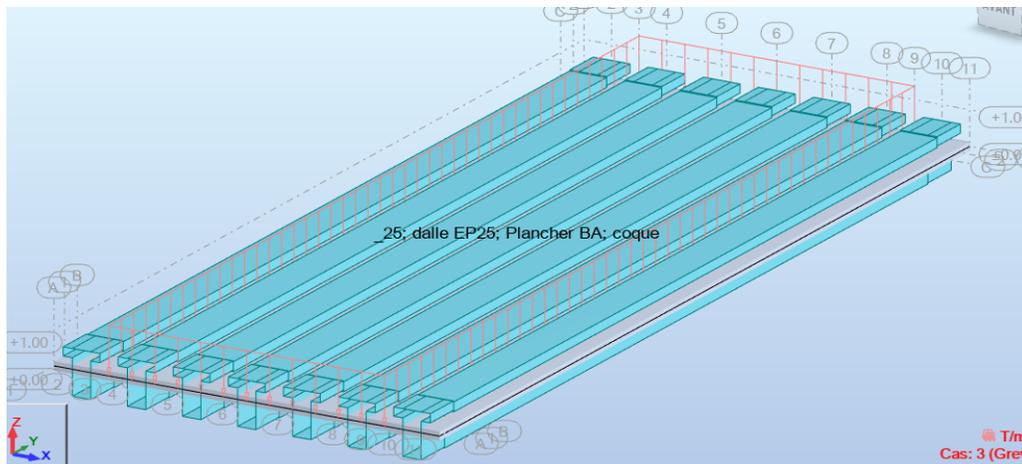


Fig. VI.05 : système AI 2 voies chargées.

➤ Surcharges des trottoirs

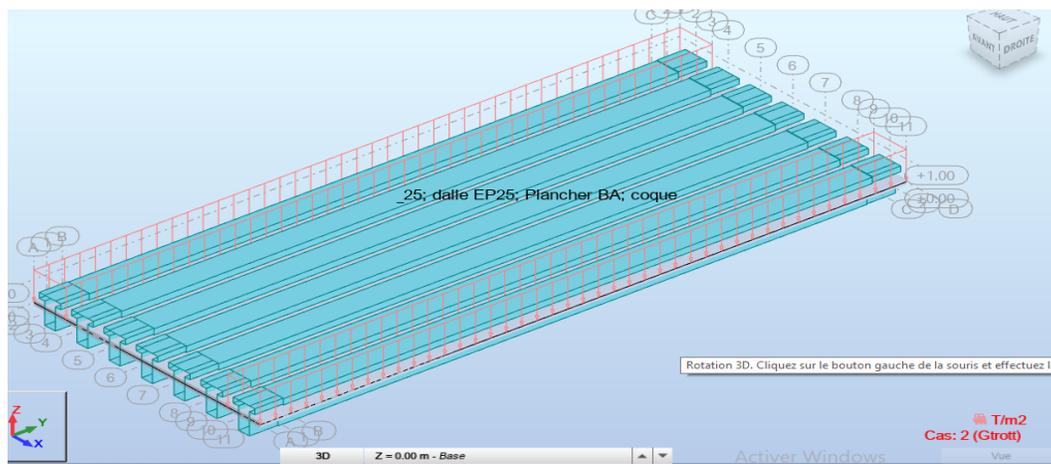


Fig. VI.06 : surcharge des trottoirs

➤ Surcharges des cornich

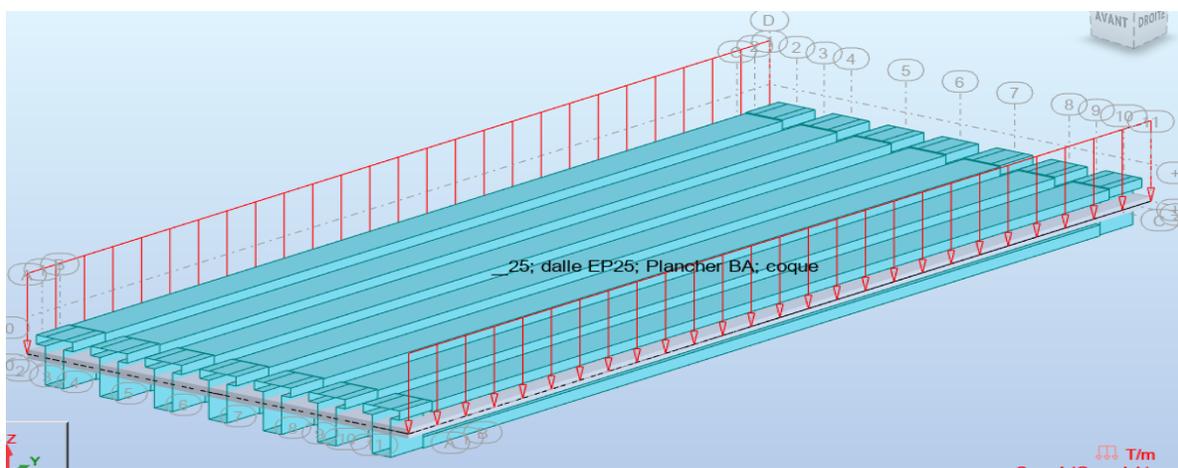


Fig. VI.07 : surcharge des cornich

➤ Etape pour entre les charges roulantes :

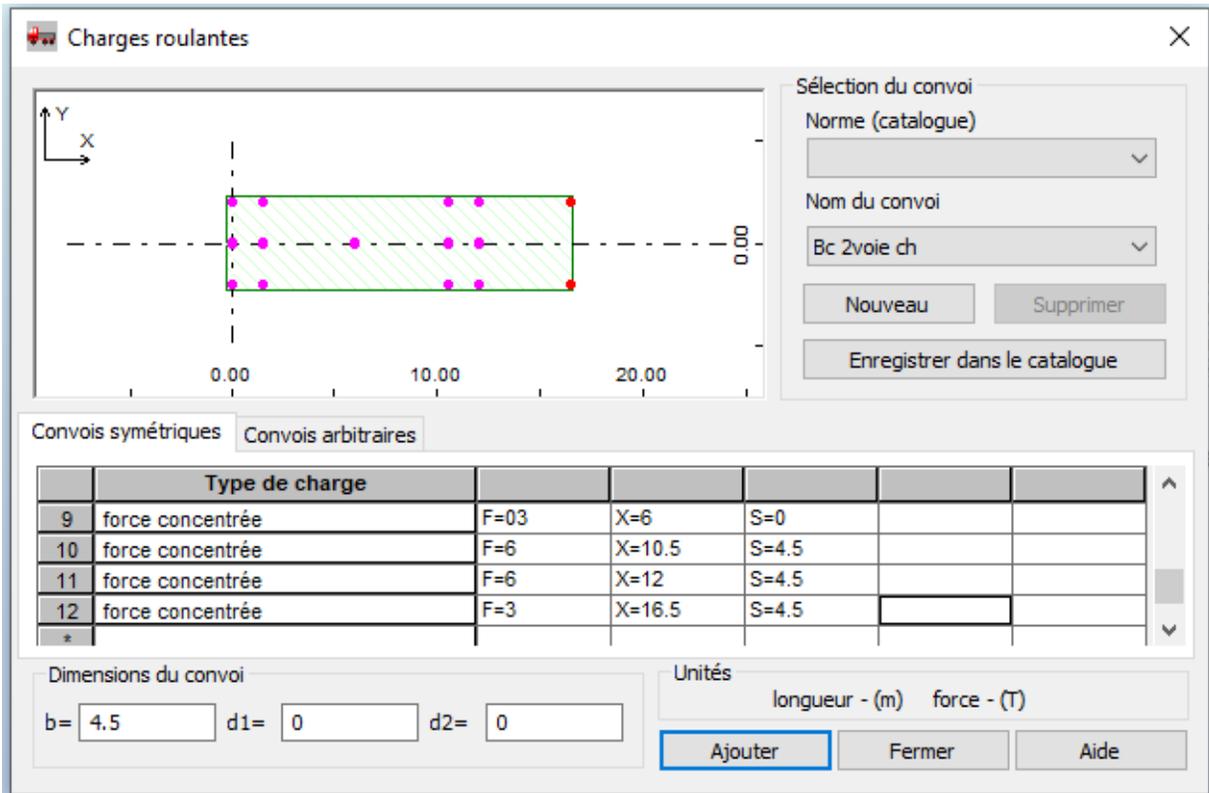


Fig. VI.08 :entrer les charges roulantes

➤ Les surcharges : bc 2voie. d240. militaire mc120 :

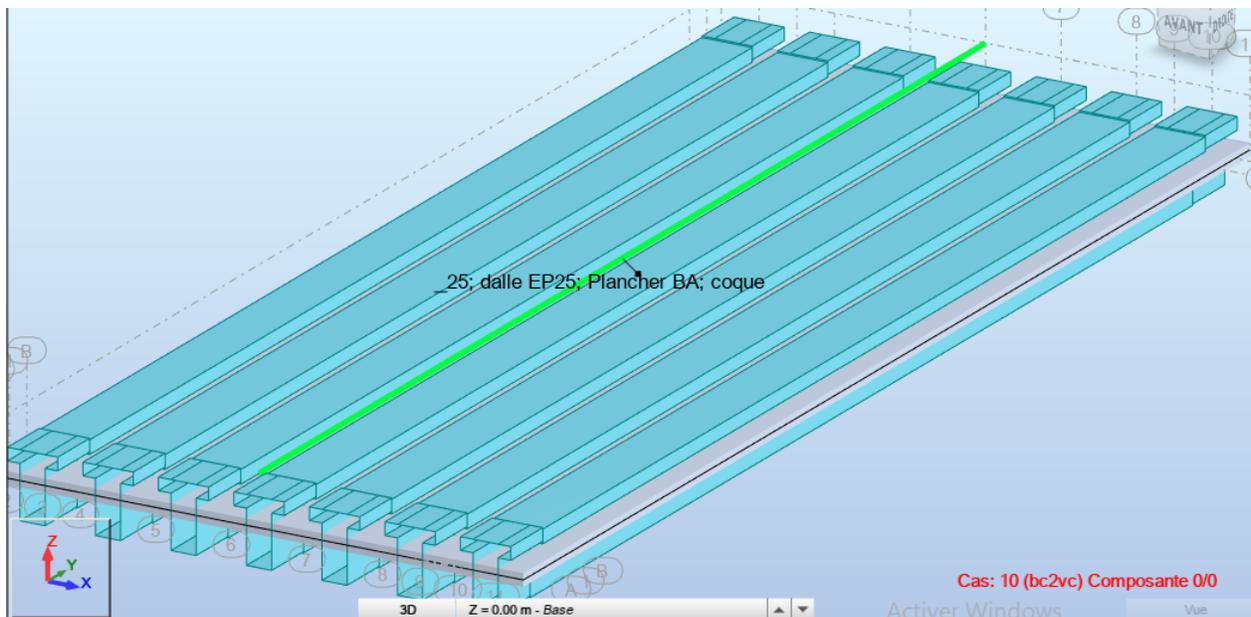


Fig. VI.09 : Les surcharges : bc 2voie. d240. militaire mc120 :

VI.3. Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants par poutre :

Pour la détermination des sollicitations maximum (M, N, T) on prend en considération les combinaisons d'actions selon BAEL (Tab.1)

Désignation		les moments (T.m)	les efforts tranchants (T)
ELS	G+1.2(A(I)+Qt)	245.32	40.45
	G+1.2 (Bc+Qt)	297.43	60.11
	G+Mc120	307.36	53.29
	G+D240	368.58	67.59
ELU	1.35G+1.6 (A(I) +Qt)	330.76	54.54
	1.35G+1.6 (Bc +Qt)	434.27	86.41
	1.35G+Mc120	437.19	76.29
	1.35 (G+D240)	535.15	99.16

(Tab.1) : les moments fléchissant et efforts tranchants par poutre

VI.3.1. Les efforts maximum à l'ELS et à l'ELU :

Mmax (ELS) = 368.58 T.m

Tmax (ELS) = 67.59 T

Mmax (ELU) = 535.15 T.m

Tmax (ELU) = 99.16 T

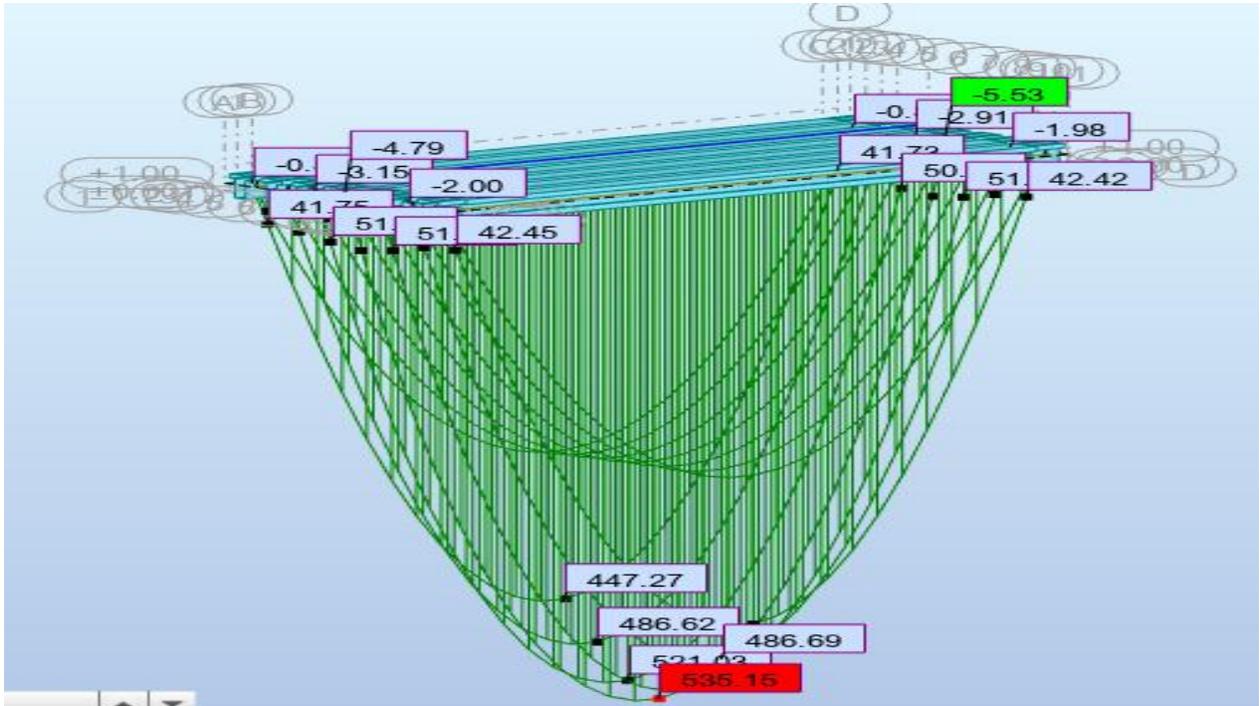


Fig. VI.10 : moment fléchissant max à l'état limite ultime.

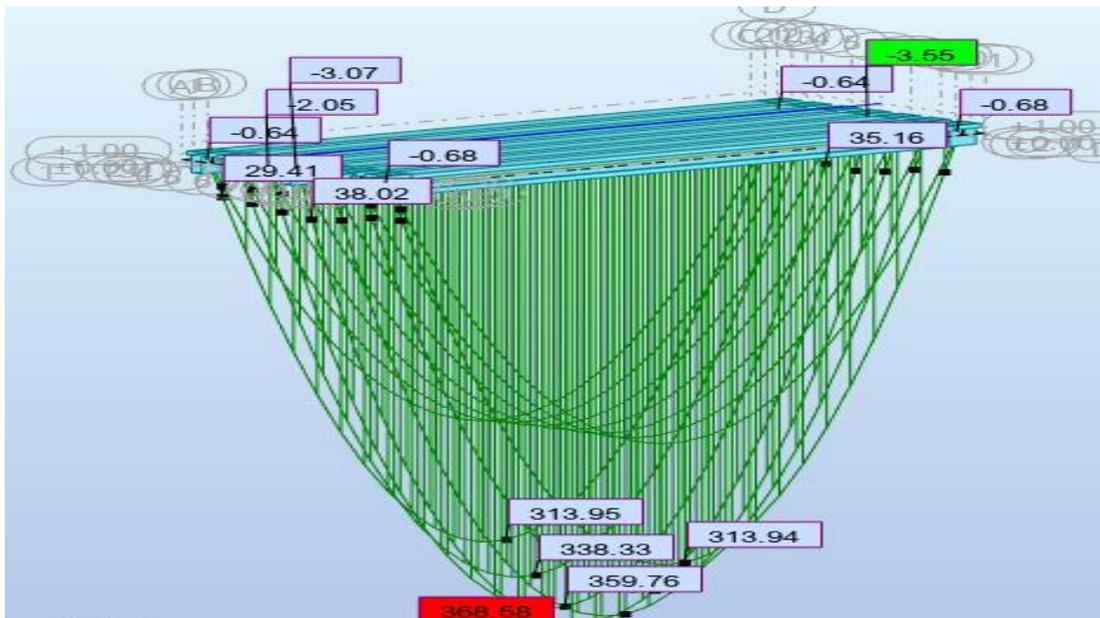


Fig. VI.11 : moment fléchissant max à l'état limite de service.

VI.4. Ferrailage de l'hourdis :

L'hourdis est une dalle en béton armé, qui sert de couverture pour le pont. Cette couche est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité) et les surcharges et à transmettre ces derniers aux poutres. L'hourdis a un rôle d'entretoisement, et assure la répartition transversale des efforts. En suppose que le pont est rigidement entretoisé ça veut dire que dans une section transversale, les poutres restent dans un même plan et les moments correspondants

Efforts dans latablier (logiciel Robot)

seront données par l'effort local (flexion locale). La dalle a une épaisseur de 20 cm recouverte d'une couche d'étanchéité et de revêtement, cette dalle repose sur 07 poutres d'entre axe 1.5 m. Le ferrailage sera fait sous le moment max dû à la flexion simple, ce moment résulte des combinaisons suivantes à l'E.L.U et l'E.L.S :

ELU : (1.35G+D240).....ROBOT;

ELS: (G+D240)..... ROBOT.

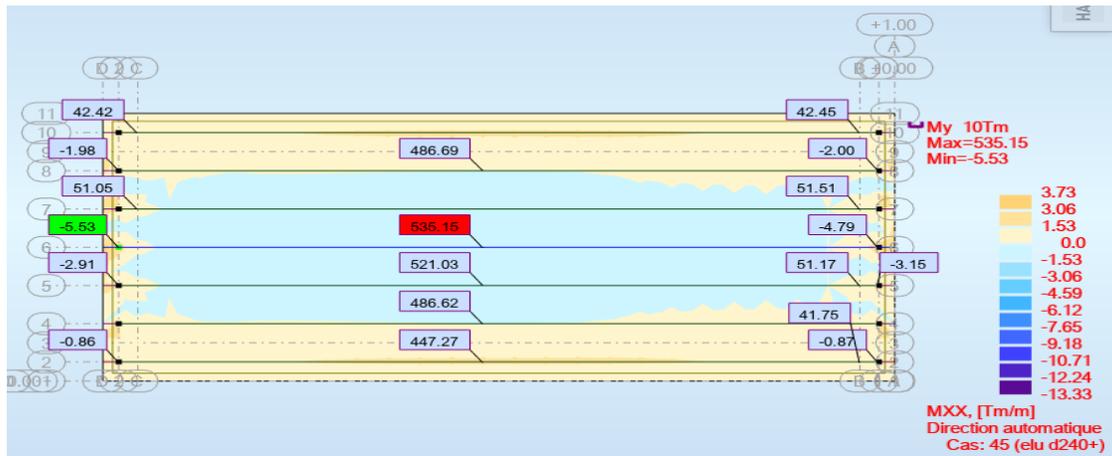


Fig. VI.12 : distribution du moment fléchissant (ELU) transversal sur la dalle

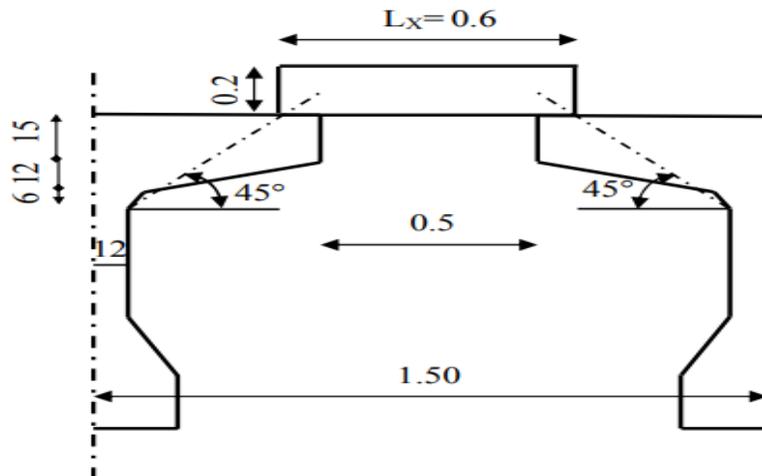


Fig. VI.13 : distribution du moment fléchissant (ELU) longitudinale sur la dalle.

	MXX [Tm/m]	MYY [Tm/m]	MXY [Tm/m]
MAX	3.73	1.55	2.86
Panneau	25	25	25
Noeud	21	21	92
Cas	elu d240/1	elu d240/1	elu d240/6
MIN	-13.33	-8.87	-2.86
Panneau	25	25	25
Noeud	211	211	58
Cas	elu d240/4	elu d240/4	elu d240/3

Tab. VI.14 : les valeurs des moments fléchissant transversale et longitudinale

Pour le ferrailage, on considère que le platelage est identique à un ensemble de panneaux rectangulaires de dimensions



- **Remarque** : Comme la poutre est à section variable on se place dans le cas le plus défavorable en considérant l'épaisseur de l'âme en dehors de l'about (33 cm).

LY = 25 m.

Fig. VI.15 : la longueur LX de la dalle.

Hypothèses



fissuration non préjudiciable [13].

Acier FeE 400.

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1.50 \text{ et } \gamma_s = 1.15$$

$$d = 0.9 \times 25 = 22.5 \text{ cm}$$

enrobage $d' = 3 \text{ cm}$

- **Condition non fragilité** :

$$A_{s \min} = 0.23 \times b d \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{s\ min} = 0.23 \times 100 \times 22.5 \frac{2.7}{400} = 3.4931\ cm^2$$

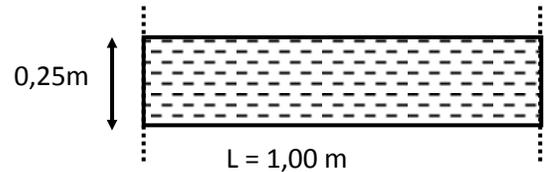
Le calcul des armatures sera fait sur une bande de **1m** à la flexion simple

➤ **Le sens transversal :**

En travée :

$$f_{bu} = 0.85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \mathbf{19.83\ MPa}$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \mathbf{348\ MPa}$$



Le moment maximum: $M_u = \mathbf{13.33\ t.m/ml}$

Le moment réduit :

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{13.33 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0.225^2 \times 19,83} = \mathbf{0.132} < 0.186$$

$$\mu_{lu} = 0.186$$

Donc : $\mu_{bu} < \mu_{AB}$

$$\epsilon_{es} = 10\ ‰$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.132})$$

$$\alpha = \mathbf{0.177}$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 22.5(1 - 0.4 \times 0.177)$$

$$Z = \mathbf{20.9\ cm}$$

$$A_{su} = \frac{M_U}{Z \times f_{su}} = \frac{\mathbf{0.1333}}{\mathbf{0.209} \times \mathbf{348}} = \mathbf{18.3275\ cm^2}$$

✓ **Condition non fragilité :**

$$A_{s\ min} < A_{su} \implies 3.4931 < 18.3275\ cm^2 \text{ (La condition est vérifiée).}$$

Donc :

$$A_{su} = \mathbf{1832.75\ mm^2} \implies \text{on prend : } \mathbf{12HA14/ml}$$

Espacement : **e = 25 cm**

De la même manière on calcul pour la section d'acier pour les autres cas.

En appui :

Le moment maximum: $M_u = \mathbf{3.73\ t.m/ml}$

Le moment réduit :

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{3.73 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,225^2 \times 19,83} = \mathbf{0.037} < 0.186$$

$$\mu_{AB} = 0.186$$

Donc : $\mu_{bu} < \mu_{AB}$

$$\epsilon_{es} = 10\ ‰$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.037})$$

$$\alpha = \mathbf{0.047}$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 22.5(1 - 0.4 \times 0.047)$$

$$Z = 22.07 \text{ cm}$$

$$A_{su} = \frac{M_U}{Z \times f_{su}} = \frac{0.0373}{0.2207 \times 348} = 4.85 \text{ cm}^2$$

✓ Condition non fragilité :

$$A_{s \min} < A_{su} \longrightarrow 3.4931 < 4.85 \text{ cm}^2 \text{ (La condition est vérifiée).}$$

Donc :

$$A_{su} = 485.65 \text{ mm}^2 \longrightarrow \text{on prend : } 5\text{HA12/ml}$$

Espacement : $e=25 \text{ cm}$.

➤ Le sens longitudinal :

Les aciers longitudinaux, parallèles aux poutres, constituent le ferrailage secondaire.

En travée:

$$\text{Le moment maximum: } M_u = 8.87 \text{ tm/ml}$$

Le moment réduit :

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{8.87 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,225^2 \times 19,83} = 0.08 < 0.186$$

$$\mu_{AB} = 0.186$$

Donc : $\mu_{bu} < \mu_{AB}$

$$\epsilon_{es} = 10 \text{ ‰}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.08})$$

$$\alpha = 0.104$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 22.5(1 - 0.4 \times 0.104)$$

$$Z = 21.56 \text{ cm}$$

$$A_{su} = \frac{M_U}{Z \times f_{su}} = \frac{0.887}{0.2156 \times 348} = 11.82 \text{ cm}^2$$

✓ Condition non fragilité :

$$A_{s \min} < A_{su} \longrightarrow 3.4931 < 11.82 \text{ cm}^2 \text{ (La condition est vérifiée).}$$

Donc :

$$A_{su} = 1182.21 \text{ mm}^2 \longrightarrow \text{on prend : } 6\text{HA16/ml}$$

En appui:

$$\text{Le moment maximum: } M_u = 1.55 \text{ t.m/ml}$$

Le moment réduit :

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1.55 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,225^2 \times 19,83} = 0.015 < 0.186$$

$$\mu_{AB} = 0.186$$

Donc : $\mu_{bu} < \mu_{AB}$

$$\epsilon_{es} = 10 \text{ ‰}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.015})$$

$$\alpha = 0.018$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 18(1 - 0.4 \times 0.018)$$

$$Z = 22.33 \text{ cm}$$

$$A_{su} = \frac{M_U}{Z \times f_{su}} = \frac{0.0155}{0.2233 \times 348} = 19.94 \text{ cm}^2$$

✓ Condition non fragilité :

$$A_{s \min} < A_{su} \implies 3.4931 < 19.94 \text{ cm}^2 \text{ (La condition est vérifiée).}$$

Donc :

$$A_{su} = 1994.63 \text{ mm}^2 \implies \text{on prend : 10HA16/ml.}$$

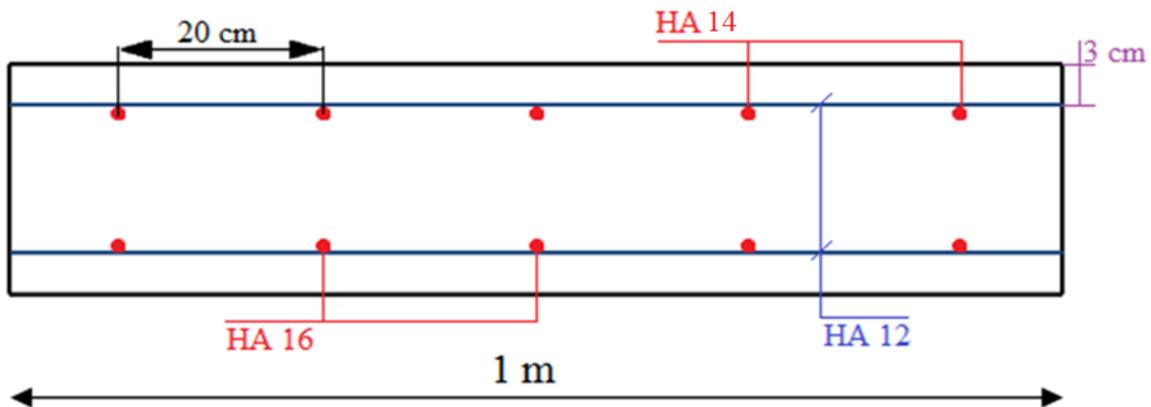


Fig. VI.16 : schéma de ferraillage principale.

VI.5. Etude de l'entretoise :

Les entretoises sont des éléments transversaux destinés principalement à rigidifier le tablier vis-à-vis des déformations et des déplacements latéraux.

Dans notre cas, nous prévoyons seulement des entretoises d'about qui ont pour rôle :

- D'éviter le déversement des poutres lors du coulage de l'hourdis.
- Elles sont indispensables pour soulever le tablier en vue d'un changement des appareils d'appuis.

Ferraillage entretoise :

- ELU :

Tableau. VI.3 : Ferraillage de l'entretoise à l'ELU

	En travée	En appuie
Mu	13.33	3.73
μ	0.132	0.037
α	0.177	0.047
Z(m)	20.9	22.07
Ast(cm²)	18.3275 (12HA14)	4.85 (5HA12)

Armatures de construction :

Efforts dans latablier (logiciel Robot)

La valeur de ces armatures est donnée par la formule suivante :

$$A_r = 0.25 \times A_s \Rightarrow A_r = 0.25 \times 1005 = 251.25 \text{ cm}^2$$

On prend donc : **4HA10 = 3.14 cm²**

Conclusion :

A noter le ferrailage calculé est le ferrailage principal, d'autres zones nécessitent un ferrailage spéciale ou complémentaire par exemple la zone sur appui ou la partie en rive, où le ferrailage peut être renforcé par rapport à la zone courante pour reprendre les efforts transmis par les dispositifs de retenue.

CHAPITRE 07 :

*Etude des poutres principales précontraintes
et ferrailages*

Chapitre VII :

Etude des poutres principales précontraintes et ferrailages :

VII.1.Introduction :

La précontrainte par pré-tension est la technique la plus utilisée, en effet elle consomme environ 70% en poids des armatures de précontrainte mise en œuvre contrairement à la post-tension seulement 30%. Et c'est grâce à ça qu'on l'a choisi dans notre projet.

Dans ce chapitre, on s'intéresse d'une part à la détermination de l'effort de précontrainte à appliquer d'où le nombre de torons nécessaire, et d'autre part au ferrailage de la poutre.

VII.2.Précontrainte par pré tension :

La précontrainte par pré tension est réalisée par des armatures tendues sur un banc de traction avant le bétonnage. Ce procédé commence par mettre en tension les aciers de la précontrainte à l'aide des vérins prenant appuis sur des culées. Quand l'allongement requis est atteint, les aciers sont bloqués à l'aide des systèmes d'ancrage. Ensuite le béton est coulé en contact direct avec les aciers de précontrainte dans des coffrages ou moules entourant ces aciers. Lorsque le béton atteint une résistance suffisante, on procède au transfert de la précontrainte en libérant les aciers de leurs ancrages. Et comme ces armatures ne sont pas libres de reprendre ses longueurs initiales, l'effort se reporte par adhérence au béton et la pièce se trouve précontrainte. La précontrainte par pré tension est surtout utilisée pour la fabrication des séries de pièces identiques en usine, et par fois sur le site même du chantier.

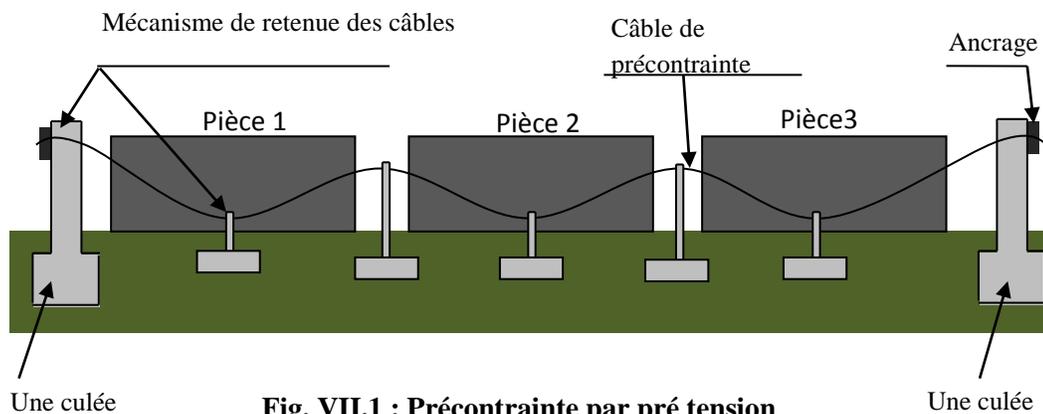


Fig. VII.1 : Précontrainte par pré tension

VII.3.Pertes de la précontrainte :

La perte de la précontrainte est toute différence entre la force exercée par le vérin lors de la mise en tension et la force qui s'exerce en un point donné d'une armature à un moment donné. Les pertes constituent un inconvénient non seulement en raison du moins bon rendement de l'acier et elles conduisent à une aggravation de l'état de sollicitation de béton.

a) Les pertes instantanées :

- Par glissement à l'ancrage $\Delta\sigma_g$.
- Par frottement sur le banc sont généralement faible $\Delta\sigma_f$.
- Par retrait du béton sur le banc $\Delta\sigma_r$.

- Par raccourcissement élastique lorsque de la détention $\Delta\sigma_b$.

b) Les pertes différées :

- Par retrait $\Delta\sigma$
- du fluage $\Delta\sigma_f$
- à la relaxation $\Delta\sigma_{pi}$

VII.4. Etude de la précontrainte [13]:

VII.4.1. Données de calcul :

a) Béton :

La résistance de béton est un paramètre très important pour la réalisation des ouvrages précontraints. Nous désignons sa résistance caractéristique par f_{c28} car elle est généralement déterminée à 28 jours d'âge.

La résistance caractéristique du béton C35:

- à la compression : $f_{c28}=35 \text{ MPa}$
- à la traction : $f_{t28}=0.6+0.06f_{c28} \implies f_{t28}=2.7 \text{ MPa}$

On étudie la précontrainte dans la classe 1 pour laquelle aucune contrainte de traction n'est admise sous les combinaisons rares.

Contraintes admissibles :

$$\overline{\sigma}_{cs} = \overline{\sigma}_{ci} = 2.7 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{ts} = \overline{\sigma}_{ti} = 0$$

a) Acier :

On utilise des torons 3T13.S de classe I dont les caractéristiques sont :

$A_p = 132.67 \text{ mm}^2$; la section 1T13.

$f_{peg} = 1570 \text{ MPa}$; la limite conventionnelle d'élasticité.

$f_{prg} = 1770 \text{ MPa}$; la contrainte de rupture garantie.

$E_p = 190000 \text{ MPa}$ (module de Young des aciers T13).

$\rho_{1000} = 2.5\%$ (la relaxation à 1000h).

$\rho_{3000} = 3\%$ (la relaxation à 3000h).

$\rho_{16} = 0.75\%$ (la relaxation à 16h).

a) autre :

M_{\max} : moment maximum dus au poids propre plus la charge extérieur la plus grande :

$$M_{\max} = M_G + M_{D240} = 535.15 \text{ T.m} = 5.35 \text{ MN.m}$$

M_{\min} : moment maximum dus au poids propre plus la charge extérieur la plus petit :

$$M_{\min} = G + 1.2(A(l) + Qt) = 245.32 \text{ T.m} = 2.45 \text{ MN.m}$$

$$\overline{\sigma}_m = -0.6 - 0.06f_{t28} = -2.7 \text{ MPa}$$

$$d_i = 10\% \cdot h_p = 10\% \times 130 = 13 \text{ cm}$$

$$\sigma_{p0} = \min\{0.8 f_{prg} ; 0.9 f_{peg}\} = 1413 \text{ MPa.}$$

Nous considérons les caractéristiques de la section médiane (poutre+dalle)

Section	B nette (cm ²)	I _G nette (cm ⁴)	V (cm)	V' (cm)	ρ(%)	h (cm)
Poutre seule	5301.9	9724779.14	55.96	74.04	46.72	130
Poutre +dalle	8864.4	19421886.18	53.45	101.55	40.36	155

Tab. VII.1 : Les caractéristiques géométriques de la section à mi-travée

VII.4.2. Détermination de l'effort de précontrainte et le nombre de Toron :

L'effort du précontraint minimum qui doit être respecté durant toute la vie de l'ouvrage est :

$$P_{min} = \max(P_1, P_2)$$

Avec :

P_1 : précontrainte minimale en section sous critique.

P_2 : Précontrainte minimale en section sur critique.

$$\begin{cases} P_1 = \bar{\sigma}_m \cdot B + \frac{\Delta M}{\rho h} \\ P_2 = \frac{\left(\bar{\sigma}_m \cdot \frac{I}{V'}\right) + M_{max}}{\rho \cdot V + V' - d'} \end{cases} \text{ Avec: } \Delta M = M_{max} - M_{min}$$

On a: $M_{max} = 535.15 \text{ T.m}$.

$$M_{min} = 245.32 \text{ T.m.} \Rightarrow \Delta M = 289.83 \text{ T.m}$$

$$\begin{cases} P_1 = -2.7 \times 0.88646 + \frac{2.8983}{0.4036 \times 1.55} \\ P_2 = \frac{\left(-2.7 \times \frac{0.1943}{1.01}\right) + 5.35}{0.4 \times 0.53 + 1.01 - 0.13} \end{cases}$$

Donc : $\begin{cases} P_1 = 2.2395 \text{ MN} \\ P_2 = 4.4189 \text{ MN} \end{cases} \Rightarrow P_2 > P_1$ (la section est sur critique).

D'après G. Dreux, on peut estimer les pertes de précontrainte à 30%.

$$0.7 \times P_0 = P_{min} \Rightarrow P_0 = \frac{P_{min}}{0.7} = \frac{4.4189}{0.7} = 631.27 \text{ T.}$$

$$P_0 = 631.27 \text{ t.}$$

➤ Détermination de nombre des fils :

Le nombre des fils nécessaires est évalué de la formule suivante :

$$n_{fils} = \frac{P_0}{A_p \cdot \sigma_{p0}} = \frac{631.27 \times 10^4}{132.67 \times 1413} = 33.67 \Rightarrow n_{fils} \geq 33.67$$

➤ Détermination de nombre des câbles :

On utilise des torons 3T13 :

$$n_{cables} = \frac{n_{fils}}{3} = \frac{33.67}{3} = 11.22 \quad \text{On prend 12 câbles 7T13.}$$

➤ Détermination de la section d'enrobage :

La zone d'enrobage est la partie qui enveloppe les armatures de précontrainte jusqu'à une distance égale a' m fois la distance minimale admise entre ces armatures et les parois du béton.

L'enrobage pris comme suit : $di \leq \frac{h}{10} \Rightarrow di \leq \frac{130}{10} = 13 \text{ cm}$ on adopte $di = 10 \text{ cm}$

VII.4.3. Vérification des contraintes a la mise en tension :

a) En construction (section sans hourdis) :

Les contraintes limites :

Selon l'article 6.22 du BPEL :

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_{ci} &= \bar{\sigma}_{cs} = 2.7 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{ts} &= \bar{\sigma}_{ti} = 0 \end{aligned}$$

➤ **En fibre supérieure :**

$$\sigma_{sup} = \frac{M_{min} \cdot V}{I} + P \cdot \left(\frac{1}{B} + \frac{e_0 \cdot V}{I} \right) > \bar{\sigma}_{ts}$$

$$M_{min} = \frac{q \cdot l^2}{8} = 113.53 \text{ t.m ; moment de la poutre seul.}$$

$$e_0 = -(V' - di) = -(74.04 - 10) \Rightarrow e_0 = -64.04 \text{ cm .}$$

$$P = \sigma_{P0} \cdot A_S = 1413 \times 4775.94 \times 10^{-6} = 6.75 \text{ MN}$$

Avec : A_S c'est la section des câbles.

Donc :

$$\sigma_{sup} = \frac{1.13 \times 0.56}{0.9725} + 6.75 \left(\frac{1}{0.53019} + \frac{-0.64 \times 0.56}{0.9725} \right) = 10.77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sup} = 10.77 \text{ MPa} > 0 \dots \dots \dots (CV).$$

➤ **En fibre inférieure :**

$$\sigma_{inf} = \frac{-M_{min} \cdot V'}{I} + P \left(\frac{1}{B} + \frac{e_0 \cdot V'}{I} \right) < \bar{\sigma}_{ci}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{-1.13 \times 0.74}{0.9725} + 6.75 \left(\frac{1}{0.53019} + \frac{0.64 \times 0.74}{0.9725} \right) = 15.15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{inf} = 15.15 \text{ MPa} \geq 0 \dots \dots \dots (CV).$$

b) En exploitation (Section avec hourdis) :

➤ **En fibre supérieure :**

$$\sigma_{sup} = \frac{M_{max} V}{I} + P \left(\frac{1}{B} - \frac{e_0 \times V}{I} \right) < \bar{\sigma}_{ci} +$$

$$M_{max}(ELS) = 368.58 \text{ t.m ; moment de G + D240 .}$$

$$e_0 = -(V' - di) = -(101.55 - 10) \Rightarrow e_0 = -91.55 \text{ cm .}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{3.68 \times 0.53}{0.1943} + 6.75 \left(\frac{1}{0.8864} - \frac{0.92 \times 0.53}{0.1943} \right) = 0.71 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{sup} = 0.71 \text{ MPa} \geq 0 \dots \dots \dots (C.V)$$

➤ **En fibre inférieure :**

$$\sigma_{sup} = -\frac{M_{max} V'}{I} + P \left(\frac{1}{B} + \frac{e_0 \times V'}{I} \right) > \bar{\sigma}_{ci}$$

$$\sigma_{sup} = -\frac{3.68 \times 1.01}{0.1942} + 6.75 \left(\frac{1}{0.8864} + \frac{0.92 \times 1.01}{0.1942} \right) = 59.02 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{inf} = 59.02 \text{ MPa} > 0 \text{ MPa} \dots \dots \dots (C.V)$$

VII.4.4.Emplacement des torons :

Le BPEL indique que pour favoriser l'adhérence (acier - béton), il est nécessaire d'avoir un espacement entre axes minima des torons, et une distance minimum aux parements :

- L'entraxe minimal D à prévoir entre les armatures ne doit pas être inférieur à trois fois le diamètre des armatures : $D \geq 3.d = 3 \times 2.6 = 7.8 \text{ cm}$,

On prend : $\begin{cases} D = 8 \text{ cm} \text{ horizontalement.} \\ D = 10 \text{ cm} \text{ verticalement} \end{cases}$

Distance minimum de l'axe des armatures au parement le plus proche, ne doit pas être inférieur à 2.5 fois son diamètre : $D' \geq 2.5.d = 2.5 \times 2.6 = 6.5 \text{ cm}$,

On prend : $\begin{cases} D' = 9 \text{ cm} \text{ horizontalement.} \\ D' = 10 \text{ cm} \text{ verticalement.} \end{cases}$

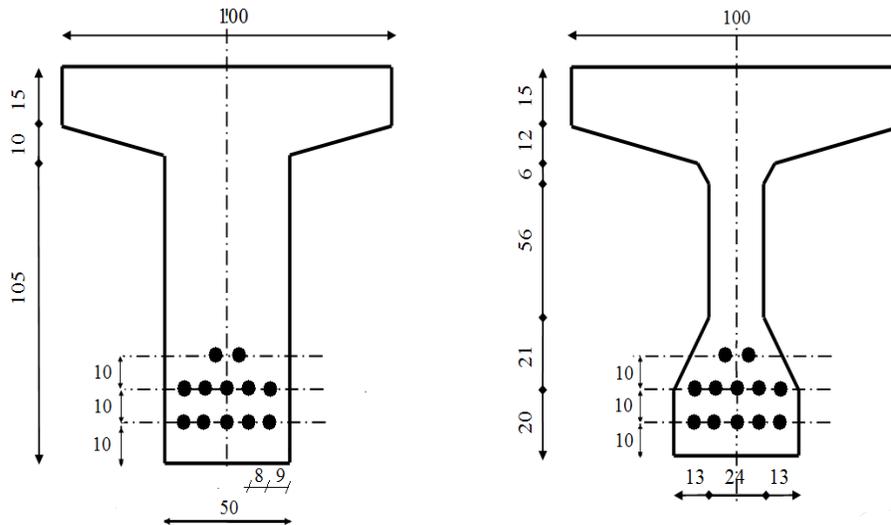


Fig. VII.2 : emplacement des torons

Nombre de câbles	5	5	2	12
Distance/r base (cm)	5×10	5×20	2×30	240

Tab. VII.2 : Le centre de gravité des différentes armatures actives sont les suivants

$$V' = \frac{\sum(A_i \times Y_{Gi})}{A_i} = \frac{835.79}{47.76} = 17.5 \text{ cm} .$$

$$V = 30 - 17.5 = 12.5 \text{ cm} .$$

VII.4.5.Caractéristiques géométriques de la section homogénéité :

Notation :

B_b : Section brute. B_n : Section nette. B_c : Section des torons. B_h : Section homogène.

I_G : Moment d'inertie des câbles.

$B_h = B_{nette} + B_{acier} \times n$ avec : $n = 15$

$B_h = B_b + B_c \times n$; $I_{Gh} = I_{Gb} + I_{Gc} \times n$; $S/\Delta_h = S/\Delta_b + S/\Delta_c \times n$

$$B_c = 3 \times 12 \times \pi \frac{D^2}{4}$$

$$B_c = 3 \times 12 \times 3.14 \times \frac{(1.3)^2}{4} = 47.76 \text{ cm}^2.$$

$$I_G = I_0 + B \times Z^2.$$

$$I_G = I_{G1} + I_{G2} + I_{G3}.$$

$$I_{G1} = \left[2 \times 3 \times 3.14 \times \frac{(1.3)^4}{64} + 2 \times 3 \times 3.14 \times \frac{(1.3)^2}{4} \times (12.5)^2 \right] = 1244.575 \text{ cm}^4.$$

$$I_{G2} = \left[5 \times 3 \times 3.14 \times \frac{(1.3)^4}{64} + 5 \times 3 \times 3.14 \times \frac{(1.3)^2}{4} \times (2.5)^2 \right] = 126.475 \text{ cm}^4$$

$$I_{G3} = \left[5 \times 3 \times 3.14 \times \frac{(1.3)^4}{64} + 5 \times 3 \times 3.14 \times \frac{(1.3)^2}{4} \times (7.5)^2 \right] = 1121.463 \text{ cm}^4.$$

$$I_G = 2492.513 \text{ cm}^4.$$

Désignation		B (cm ²)	S/Δ=B.Z (cm ³)	V' (cm)	V (cm)	I/Δ=I ₀ +BZ' ² (cm ⁴)	ρ %
sans dalle	brutes	7500	542287.5	72.31	57.69	11793721.57	37.69
	câbles	47.76	835.79	17.5	12.5	2492.513	23.85
	nette	7425.24	541451.71	72.92	57.08	11791229.06	38.15
	homogénéité	8141.64	553988.56	68.04	61.96	11828616.75	34.46
avec dalle	brutes	10500	1076662.5	85.53	69.47	23562646.62	35.24
	câbles	47.76	835.79	17.5	12.5	2492.513	23.85
	nette	10687.5	1022829.4	95.7	59.3	22384514.29	36.9
	homogénéité	11403.9	1076662.5	85.53	69.47	23562646.62	35.24

Tab. VII.3: Caractéristique de la poutre d'about

Désignation		B (cm ²)	S/Δ=B.Z (cm ³)	V' (cm)	V (cm)	I/Δ=I ₀ +BZ' ² (cm ⁴)	ρ %
sans dalle	brutes	5581	413203.99	74.04	55.96	10805310.15	46.72
	câbles	47.76	835.79	17.5	12.5	2492.513	23.85
	nette	5533.24	412368.20	74.52	55.48	10802817.64	47.38
	homogénéité	6249.64	424905.05	67.99	62.01	10840205.33	41.14
avec dalle	brutes	9331	947578.99	101.5	53.45	20444090.72	40.36
	câbles	47.76	835.79	17.5	12.5	2492.513	23.85
	nette	8864.4	947578.99	101.5	53.45	20444090.72	40.36
	homogénéité	9580.8	947578.99	101.5	53.45	20444090.72	40.36

Tab. VII.4 : Caractéristique de la poutre mi travée

VII.4.6. Pertes de la précontrainte

VII.4.6.1. Les pertes instantanées de la section mi travée :

Qui se produisent dans un temps relativement court ; lors ou juste après la mise en tension des câbles. Elles sont appelées aussi pertes à la mise en œuvre.

➤ Par frottement :

Les pertes par frottement sont estimées à 1% de la tension initiale quand les câbles sont rectilignes :

$$\Delta\sigma_f = \frac{1}{100} \cdot \sigma_{p0} = \frac{1}{100} \times 1413 = \mathbf{14,13 \text{ MPa}}$$

$$\Delta\sigma_f = \mathbf{1\% \sigma_{p0}}$$

➤ Perte par glissement d'encrage sur le banc de pré-tension :

Ces pertes correspondent à un glissement des torons ou fils dans les clavettes et des clavettes dans les plaques d'ancrages lors de la détention du vérin et du blocage des clavettes. Ce glissement prend des valeurs de 1 à 12mm suivent les puissances de l'ancrage et le procédé de précontrainte utilisé. Il figure dans la fiche d'agrément. Dans le cas de la pré-tension, il est à tenu compte seulement de la perte qui résulte du glissement éventuelle de l'armature du précontrainte dans son encrage sur le banc. Et la perte vaut alors :

$$\Delta\sigma_g = E_p \times g/L.$$

Avec :

g : glissement sur le banc, fonction de la puissance d'ancrage et du procédé utilisé (On prend $g = 6 \text{ mm}$).

E_p : module de Young pour les T13=190000 MPa.

L : longueur totale du fil = 100 m (la longueur du banc de pré-tension égale à 32m).

$$\Delta\sigma_g = 190000 \times 0.006/100 = \mathbf{11.45 \text{ MPa.}}$$

$$\Delta\sigma_g = \mathbf{0,764\% \sigma_{p0}}$$

➤ Perte par raccourcissement élastique du béton lors de la prétention des câbles :

$$\Delta\sigma_p = E_p \frac{\sigma_{bc}}{E_b} (1 + K_i)$$

$$E_b = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = \mathbf{35981.729 \text{ MPa}}$$
 (module d'élasticité du béton)

$$\sigma_{bc} = \frac{-M_G \times e}{I} + P \left(\frac{1}{B} + \frac{e^2}{I} \right)$$

$$\sigma_{bc} = \frac{-1.13 \times 0.5049}{0.1084} + 6.75 \left(\frac{1}{0.625} + \frac{0.5049^2}{0.1084} \right)$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{21.41 \text{ MPa}}$$

(Contrainte de compression du béton au niveau du câble moyen sous l'action de la précontrainte et des actions permanentes).

$$K_i = 4[(\sigma_b/f_{c28}) - 0,5] \text{ pour}$$

$$0,5 \cdot f_{cj} \leq \sigma_{bj} \leq 0,66 \cdot f_{cj} \Rightarrow 17.5 \leq \sigma_{bj} \leq 23.1 \text{ MPa.}$$

$$K_i=0,32$$

$$\Delta\sigma_p = 190000 \times \frac{21.41}{35981,729} \times (1 + 0,32)$$

$$\Delta\sigma_p = 149.23 \text{ MPa} \text{ soit } 10.62 \%$$

$$\Delta\sigma_p = 10.62\% \sigma_{p0}$$

➤ **Pertes instantanées totales :**

Les pertes que nous venons de voir se produisent les unes à la suite des autres. Elles se cumulent pour donner une perte instantanée totale désignée aussi par perte à la mise en œuvre, elle se note par : $\Delta\sigma_i = \Delta\sigma_{fr} + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_p$

$$\Delta\sigma_i = 14.13 + 11.45 + 149.23 = 174.81 \text{ MPa}$$

$$\text{Soit : } \Delta\sigma_i = 12.43\% \sigma_{p0}$$

VII.4.6.2. Les pertes différées de la section mi travée:

Qui se produisent en un temps plus ou moins long après la mise en tension de la poutre, et qui proviennent de l'évolution dans le temps des caractères des matériaux lorsqu'ils sont soumis à des actions permanentes.

➤ **Perte due 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 a lieu dans les premiers mois après le coulage du béton.

La valeur de la perte de précontrainte due au retrait vaut :

$$\Delta\sigma_r = \varepsilon_r \cdot E_p$$

ε_r : donné forfaitairement par le règlement BPEL en fonction du climat.

(Pour un climat tempéré sec $\varepsilon_r = 3 \cdot 10^{-4}$).

$$\Delta\sigma_r = 3 \cdot 10^{-4} \cdot 190000 = 57 \text{ MPa. Donc :}$$

$$\Delta\sigma_r = 4.03\% \sigma_{p0}$$

➤ **Perte par relaxation de l'acier :**

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur constante.

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

σ_{pi} : Étant la tension initiale de l'acier après la perte instantanée.

f_{prg} : étant la contrainte de rupture garantie.

$$\sigma_{pi} = 1413 - 175.75 = 1237.35 \text{ MPa}$$

$$f_{prg} = 1770 \text{ MPa}$$

$\mu_0 = 0.43$ pour les aciers TBR (à très basse relaxation).

$$\rho_{1000} = 2.5\%$$

$$\Delta\sigma_p = \frac{6}{100} \times 2.5 \times \left(\frac{1237.35}{1770} - 0.43 \right) \times 1237.35.$$

$$\Delta\sigma_p = 49.94 \text{ MPa} \quad \text{donc :} \quad \Delta\sigma_p = 3.53 \% \sigma_{p0}$$

➤ **Perte due au fluage du béton :**

Le fluage est caractérisé par une augmentation de la déformation du béton dans le temps ainsi ou pour une pièce comprimée qui subit un raccourcissement instantané $\langle \varepsilon_i \rangle$ à la mise en charge, on constate que la déformation total augmente et peut atteindre 3 fois la déformation instantané $\varepsilon_t = 3\varepsilon_i$. Le fluage correspond à une déformation du béton dans le temps à l'effort constant de raccourcissement instantané vaut : $\varepsilon_i = \Delta/l$

Le fluage final vaut environ $3\Delta/l$. la part de fluage donc :

$$\varepsilon_{fl} = \frac{K_{fl} \times \sigma_{bc}}{E_i} E_a$$

E_a : module d'élasticité des aciers active = 190000 MPa

E_i : module d'élasticité longitudinale de béton à 28 jours

K_{fl} : coefficient de fluage.

$$\Delta\sigma_{fl} = \frac{K_{fl} \times \sigma_{bc}}{E_i} \times E_a \times f(t)$$

σ_{bc} = étant la contrainte aux niveau du CDG des armatures de précontraintes.

$$k_{fl} = k_s [k_e + k_c \cdot k(t)]$$

k_s : coefficient qui répond du pourcentage des armatures adhérent.

$$k_s = 1 / (1 + 20\rho_s) \quad \rho = A_s / S_b$$

A_s = la section d'acier à l'intérieur de l'élément.

k_e : coefficient qui représente la limite inférieure du coefficient de fluage du béton non armé lorsqu'il est chargé très vieux, il est pris égal à **0.4**.

k_c : coefficient qui dépend des conditions ambiantes et du rayon de pièce, il est évalué au moyen de la formule suivante :

$$K_c = \frac{120 - \rho_h}{30} + \frac{2(100 - \rho_h)}{3(20 + r_m)}$$

ρ_h : le pourcentage d'humidité pris comme coefficient on prend $\rho_h = 65\%$:

$r_m = S/p$: rayon moyen.

P : périmètre de l'élément en contact avec l'aire.

$$r_{m1} = S_{poutre} / P.$$

$$r_{m2} = S_{poutre+hourdis} / P.$$

$K(t_1) = 100 / (100 + t_1)$: coefficient qui dépend du durcissement du béton à la mise en tension.

T_1 : temps de mise en tension.

A.N :

$$K_s = \frac{1}{(1 + 20 \times 0.0086)} = 0.852$$

$$K_e = 0.4$$

$$K_t = \frac{100}{100 + 0} = 1$$

$$r_m = \frac{5581}{425.5} = 13.11 \text{ cm}$$

$$k_c = \frac{120 - 65}{30} + \left(\frac{2}{3}\right) \times \frac{100 - 65}{20 + 13.11} = 2.56$$

$$\Rightarrow k_{fl}(t) = 0,852 \times (0,4 + 2,56 \times 1) = \mathbf{2.52}$$

On prévoio un temps de 28 jours (0 à 28j).

$$f(t) = \frac{\sqrt{t}}{\sqrt{t} + 5\sqrt{r_m}}$$

t : Age du béton exprimé en jours compté à partir du premier jour de la fabrication.

$$f(t) = \frac{\sqrt{t - t_0}}{\sqrt{t - t_0} + 5\sqrt{r_m}} = \frac{\sqrt{28 - 0}}{\sqrt{28 - 0} + 5\sqrt{13.11}}$$

$$\mathbf{f(t) = 0.226}$$

$$\mathbf{\sigma_{bc} = 21.41 \text{ MPa}}$$

$$\mathbf{E_i = 35981.729 \text{ MPa}}$$

Alors :

$$\Delta\sigma_{fl} = \frac{2.52 \times 21.41}{35981.729} \times 190000 \times 0.226$$

$$\Delta\sigma_{fl} = \mathbf{64.38 \text{ MPa}} \quad \Delta\sigma_{fl} = \mathbf{4.58 \% \sigma_{p0}}$$

➤ **Pertes différées totales :**

$$\Delta\sigma_d : \Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{fl} + 5/6 \Delta\sigma_{\rho} = \mathbf{162.12 \text{ MPa}}$$

$$\Delta\sigma_d = \mathbf{11.56 \% \sigma_{p0}}$$

➤ **Pertes totales :**

$$\Delta\sigma_{tot} = \Delta\sigma_i + \Delta\sigma_d = 175.65 + 162.12$$

$$\Delta\sigma_{tot} = \mathbf{337.77 \text{ MPa}} \quad \Delta\sigma_{tot} = \mathbf{23.99 \% \sigma_{p0}}$$

VII.4.7. Vérification des contraintes :

Dans la partie précédente, nous avons déterminé l'emplacement et l'intensité de la force de la précontrainte à exercer sur la section, afin de satisfaire les conditions aux limites supérieures et inférieures de contraintes admissibles. Dans ce que suit, nous allons vérifier les conditions pour les différentes sections ainsi que pour les phases de construction et service.

$$\text{Construction} \left\{ \begin{array}{l} \text{Fibre supérieure : } \sigma_{sup} = \frac{P_1}{B} - \frac{P_1 \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M \cdot V}{I} > 0 \end{array} \right.$$

$$\text{Service} \left\{ \begin{array}{l} \text{Fibre inférieure : } \sigma_{inf} = \frac{P_2}{B} + \frac{P_2 \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M \cdot V'}{I} < \sigma_{ci} \\ \text{Fibre supérieure : } \sigma_{sup} = \frac{P_1}{B} - \frac{P_1 \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M \cdot V}{I} < \sigma_{cs} \\ \text{Fibre inférieure : } \sigma_{inf} = \frac{P_2}{B} + \frac{P_2 \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M \cdot V'}{I} > 0 \end{array} \right.$$

La vérification des sections se fait en deux phases :

- **Phase de constrictio**n : préfabrication des poutres et stockage provisoire.
- **Phase de service** : après la réalisation des compléments des charges permanentes et mise en service de l'ouvrage.

La force de précontrainte P est le max des deux valeurs caractéristique P₁ ou P₂

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

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

$$\Delta P_0 = 25\% P$$

$$P_1 = 1.02 \times 6.75 - 0.8 \times 6.75 \times 25 \%$$

$$P_1 = 5.535 \text{ MN} \qquad P_2 = 4.59 \text{ MN}$$

Le moment fléchissant d'une poutre isostatique soumise à son poids propre est noté: M_p On note que durant le transport des poutres, et en cas de mouvements et balancement, les règlements du **BPEL** donnent des coefficients de majoration, dans le cas présent :

A la fin les contraintes calculées doivent être :

a) **En construction (section sans hourdis) :**

➤ **En fibre supérieure :**

$$M_{min} = \frac{q \cdot l^2}{8} = 113.53 \text{ T} \cdot \text{m} ; \text{moment de la poutre seul.}$$

$$e_0 = -(V_h' - V_c') = -(67.99 - 17.5) \Rightarrow e_0 = -50.49 \text{ cm} .$$

Donc :

$$\sigma_{sup} = \frac{1.13 \times 0.6201}{0.108402} + 5.535 \left(\frac{1}{0.5581} + \frac{-0.5049 \times 0.6201}{0.108402} \right) = 0.40 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sup} = 0.40 \text{ MPa} > 0 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{(CV).}$$

➤ **En fibre inférieure :**

$$\sigma_{inf} = \frac{-1.13 \times 0.6799}{0.108402} + 4.59 \left(\frac{1}{0.5581} + \frac{0.5049 \times 0.6799}{0.108402} \right) = 16.27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{inf} = 16.27 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{ci} = 35 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{(CV).}$$

b) **En exploitation (Section avec hourdis) :**

➤ **En fibre supérieure :**

$$M_{max}(ELS) = 368.58 \text{ T} \cdot \text{m} ; \text{moment de } G + D240 .$$

$$e_0 = -(V_h' - V_c') = -(101.5 - 17.5) \Rightarrow e_0 = -84 \text{ cm} .$$

$$\sigma_{sup} = \frac{3.68 \times 0.5865}{0.181747} + 5.535 \left(\frac{1}{0.8581} - \frac{0.84 \times 0.5865}{0.181747} \right) = 3.32 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{sup} = 3.32 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{ci} = 35 \text{ MPa} \dots \dots \dots (C.V)$$

➤ En fibre inférieure :

$$\sigma_{inf} = -\frac{3.68 \times 0.9135}{0.181747} + 4.59 \left(\frac{1}{0.8581} + \frac{0.84 \times 0.9135}{0.181747} \right) = 6.23 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{inf} = 6.23 \text{ MPa} > 0 \text{ MPa} \dots \dots \dots (C.V)$$

VII.5.Ferrailage de la poutre principale :

VII.5.1.Ferrailage longitudinale :

Détermination de hauteur tendue :

$$\sigma_{sup} = 3.32 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{inf} = 6.23 \text{ MPa.}$$

$$\frac{h_t}{\sigma_{inf}} = \frac{h}{\sigma_{sup} + \sigma_{inf}}$$

h : hauteur de la poutre.

$$h_t = \sigma_{inf} \times \frac{h}{\sigma_{sup} + \sigma_{inf}} = 4.17 \times \frac{130}{3.32 + 6.23}$$

$$h_t = 56.76 \text{ cm}$$

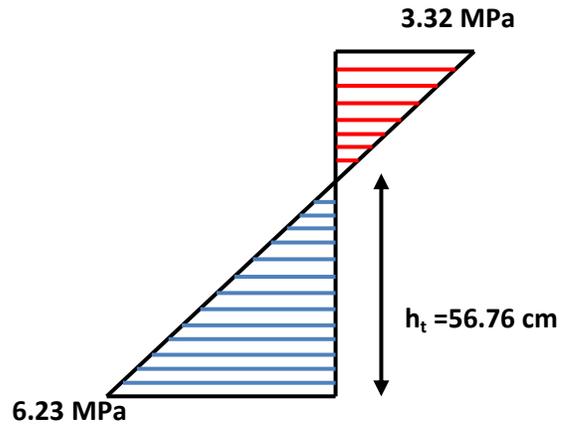


Fig. VII.3 : zone tendue à mi- travée

Les armatures transversales et longitudinales seront utilisées en quantités suffisantes pour tenir compte des sollicitations secondaires.

Avec :

B_t : Surface du béton tendu (m²).

N_{Bt} : Effort normal dans la partie du béton tendu = surface de la partie du diagramme des contraintes dans la zone du béton tendu.

f_{ij} : contraintes de traction du béton calculée à partir de *f_{cj}*.

σ_{Bt} : Valeur absolue de la contrainte maximale de la traction dans la section.

f_{ij} = 2.7 Mpa : la résultante des efforts de traction

h_t : correspond au lieu où la contrainte est nulle.

F_e = 400 MPa.

La section des armatures longitudinales des zones tendues des éléments précontraints est donnée par :

$$A_S = \frac{B_t}{1000} + \frac{N_{Bt} \cdot f_{tj}}{f_e \cdot \sigma_{Bt}} \quad (BPEL \text{ article. } 6.1.31)$$

$$\sigma_{Bt} = \sigma_{inf} = 6.23 \text{ MPa.}$$

$$B_t = 1000 + 777 + (1.31 \times 24) = 1808.64 \text{ cm}^2 = 0.1809 \text{ m}^2$$

$$Ht = 0.42$$

$$N_{Bt} = \sigma_{Bt} \times \frac{h_t}{2} = 1.3 \text{ MN}$$

$$A_S = \left(\frac{0.1809}{1000} + \frac{1.3 \times 2.7}{400 \times 6.23} \right) \times 10^4 \quad A_S = 15.89 \text{ cm}^2$$

On prendra **8 HA16** avec une section nominale de **16.08 cm²**

VII.5.2. Armatures de peau :

➤ Armatures Longitudinale:

Pour les armatures de peau on prend 3 cm² / ml de périmètre de section

$$A_s = \max (P \times 3 \text{ cm}^2/\text{ml} ; 0.1\% \times B \text{ cm}^2).$$

P : périmètre de section de la poutre.

B : section de la poutre.

$$A_s = \max (462.55 \times 10^{-2} \times 3 \text{ cm}^2 ; 0.1\% \times 5581 \text{ cm}^2).$$

$$A_s = \mathbf{13.87 \text{ cm}^2}$$

Soit **14 HA12 = 15.84 cm²** réparties sur le périmètre de L'âme.

➤ Armatures transversales:

On prendra 3 cm²/ml de parement mesuré parallèle à l'axe du CDG et placé sur le périmètre de l'âme.

Soit un cadre de **4 HA10 (3.14 cm²)** par mètre de parement

Minimum d'armatures transversales :

L'écartement maximal entre les armatures transversales :

$$S_t \leq \min \begin{cases} 0.8 \times h \\ 3 \times b \\ 1 \text{ m} \end{cases} = \begin{cases} 0.8 \times 1.30 \\ 3 \times 0.5 \\ 1 \text{ m} \end{cases} = 1 \text{ m}$$

On prendra par exemple un écartement de 10 cm au droit des appuis pour atteindre 40 cm au centre.

$$\frac{A_t}{b_r \times s_t} \geq \frac{\gamma_s \times (\tau_u - 0.14 f_{cj}^{1/2})}{0.9 \times f_e} \quad \text{BPEL 91 modifié 97}$$

Avec: *b_r* = largeur réduite.

$$b_r = 50 - 2.6 \times 5 = 37 \text{ cm}$$

Diamètre d'un câble de précontrainte: 2.6 cm

Avec :

$$f_{cj} = f_{c7} = 21.65 \text{ MPa} \quad \text{En phase de construction.}$$

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa} \quad \text{En phase d'utilisation.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{0.89}{0.5 \times 0.9 \times 1.5} = 1.32 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq b_r \times s_t \frac{\gamma_s \times (\tau_u - 0.14 f_{cj}^{1/2})}{0.9 \times f_e}$$

$$A_t \geq 0.37 \times 1.00 \frac{1.15 \times (1.32 - 0.14 \times 21.65^{1/2})}{0.9 \times 400} > \mathbf{0.79 \text{ cm}^2}$$

On choisit les cadres de **HA10** espacés de **10 cm** à l'about jusqu'à **25 cm** au centre.

VII.5.3. Cadres de talon :

Ces cadres sont destinés à assurer la couture du talon sur l'âme et doivent être efficaces, donc ancrées, au niveau de la jonction âme-talon ce qui peut être obtenu en croisant les aciers dans l'âme. On choisit un cadre **HA10** et un étrier chaque les **25 cm**.

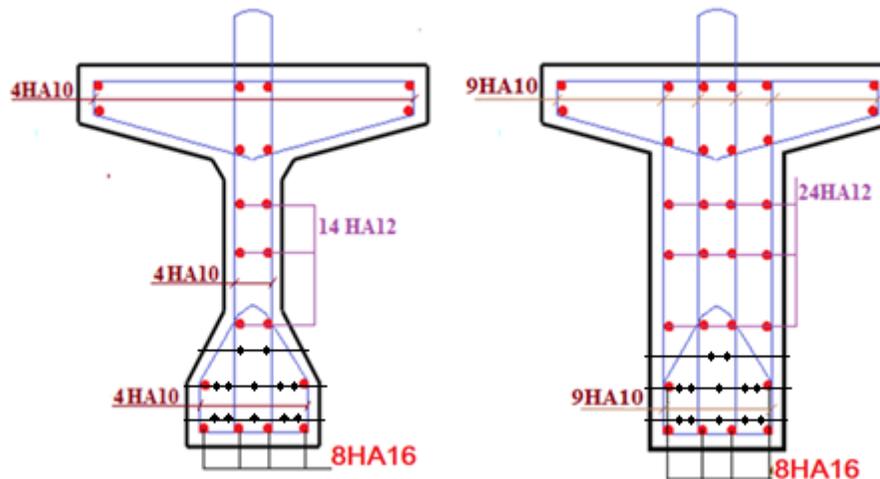


Fig. VII.4 : Ferrailage de la poutre pour bonde de 1 m.

Conclusion

Après les vérifications des contraintes on a atteint à ferrailer les poutres du notre pont, afin d'assurer que la flèche des poutres en service reste sous la valeur admissible exigée par le **BAEL**, **BPEL** et par ce chapitre, l'étude du tablier été entamé.

On à noter que la somme des pertes du précontraint égale à **23.99%** de la tension à l'origine et les contraintes du béton dans les fibres supérieur et inferieur sont inferieur de la contrainte admissible.

CHAPITRE 08 :

Etude de culée

Chapitre VIII :

Etude de culée

VIII.1.Introduction :

La culée est l'un des éléments fondamentaux dans l'ensemble de la structure du pont, elle sert comme appui extrême du tablier du pont mais son rôle principal est d'assurer le raccordement de l'ouvrage au terrain de façon à avoir une continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont. Il existe deux types de culées :

- Culée à mur de front (Remblai).
- Culée enterrée.

Le choix de la culée peut se faire progressivement, il résulte une analyse englobant :

- La nature et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles du site.
- Les contraintes fonctionnelles de l'ouvrage.

VIII.2.Choix du type de la culée :

Le choix de la culée résulte d'une analyse globale de :

- ❖ La nature et le mode de construction du tablier.
- ❖ Les contraintes naturelles du site.
- ❖ Les contraintes fonctionnelles de l'ouvrage.
- ❖ La dalle de transition, elle destinée à diminuée les effets des dénivellations se produisant entre la chaussée et l'ouvrage résultant d'un compactage sans doute imparfait du remblai proche des parois.
- ❖ Une fondation, semelle reposant sur deux files de pieux (4pieux par files), de 1,00m de diamètre.

VIII.3Conception des culées :

Il existe deux types de culées :

❖ Les Culées enterrées :

Ce sont des culées dont leur structure porteuse est enterrés dans le remblai d'accès l'ouvrage et assurent une fonction porteuse parce que elles sont sollicitées par des efforts horizontaux de poussé de terre et n'assure pas la fonction de soutènement du remblai d'accès (sauf en tête de remblai dans certains cas).

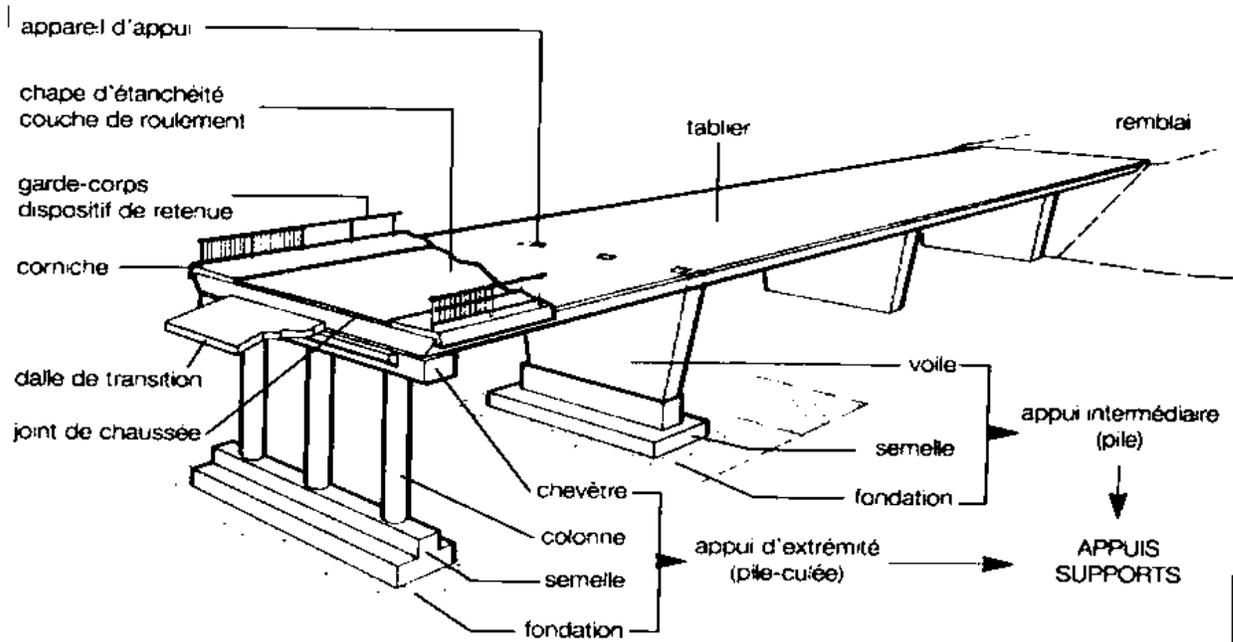


Fig VII.1 Culées enterrées

❖ Culée à mur de front (remblayées) :

Est constituée par un ensemble de murs ou voiles en béton armé, , elles assurent le soutènement du remblai d'accès l'ouvrage et jouent le double rôle de soutènement et de structure porteuse

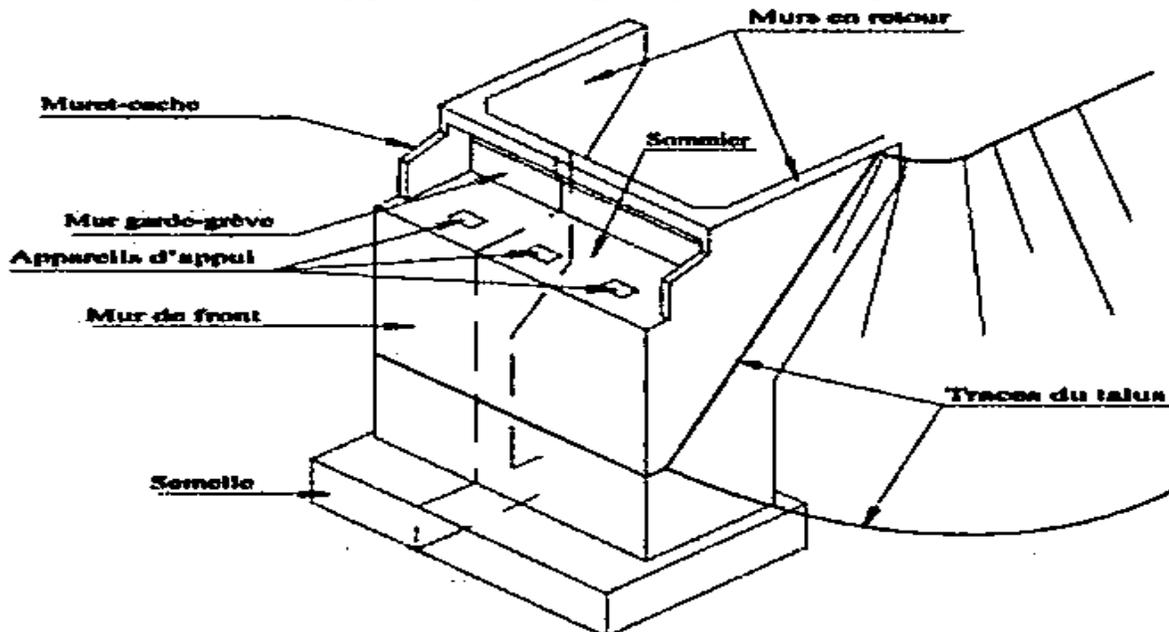


Fig VII.2 Culées mur de front

Le choix de type de la culée par résulte d'analyse de :

-la nature et la mode de construction du tablier.

- les contraintes naturelles du site.
- les contraintes fonctionnelles de l'ouvrage.

Remarque : Pour notre projet on choisit culée remblayée

VIII.4. Pré dimensionnement de la culée :

VIII.4.1. Mur garde grève :

- La hauteur de murs :

H= hauteur de (la poutre +la dalle)+hauteur de (l'appareil d'appui+ dé d'appui)

$$H=1.5+0.25+0.20=1.95\text{m}$$

Donc H=1.95m

- L'épaisseur (e) :

-pour une hauteur de $H \leq 1\text{m}$: $e=0.20\text{m}$.

-pour une hauteur de $1\text{m} \leq H \leq 2\text{m}$: $e=0.20\text{m}$ à 0.30m .

-pour une hauteur de $2\text{m} \leq H \leq 3\text{m}$: $e=0.30\text{m}$.

On prend $e = 0.30\text{m}$

Longueur c'est largeur de tablier 10.5m

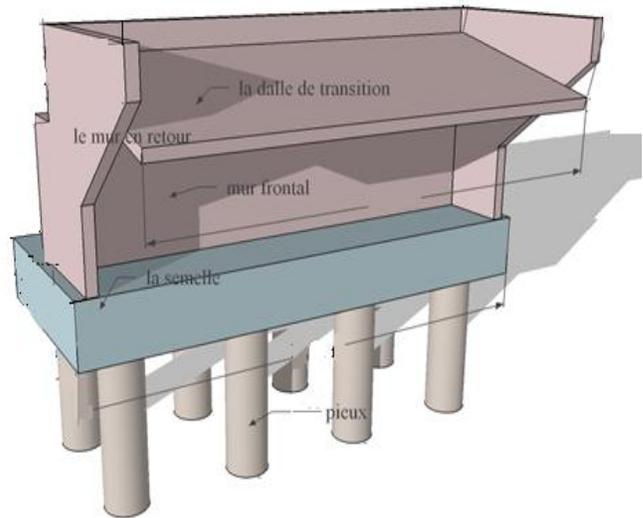


fig VIII.3 : les éléments de la culée en 3D

VIII.4.2. La semelle :

- Epaisseur : 1,2m
- Largeur : 6m
- Longueur : 11m
- Béton de propreté : 0,20m

VIII.5. Le ferrailage de la culée:

VIII.5.1. Le mur garde grève:

Selon document SETRA PP73 appuis des tabliers, le mur garde grève est soumis essentiellement à l'action des forces horizontales sur la face arrière en contact avec les terres.

- Poussée de terres.
- Poussée la surcharge de remblai.
- Effort de freinage.

Le mur garde grève est supposé encastrer dans le mur frontal, et étudier pour un mètre linéaire.

VIII.5.1.2. Evaluation des efforts agissant sur mur garde grève :

- **Poussée des terres :**

Le moment à l'encastrement : $M_T = p.h/3$

$$P = \frac{1}{2} \gamma \times H^2 \times L \times K_{ah}, K_{ah} = 0.3333, H = 1.95 \text{ m}, L = 1 \text{ m}, \gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$$

$$P = 1.14 t$$

Donc : $M_t ELU = 1.35 \times M_p$

$$M_T = 0.74 t.m \Rightarrow \begin{cases} M_T ELU = 1.00 t.m/ml \\ M_T ELS = 0.74 t.m/ml \end{cases}$$

➤ **Poussée d'une charge locale située en arrière du mur :**

D'après les " documents "SETRA"PP73 appuis de tabliers", seule la sollicitation engendrée par les camions type BC (poussée des charges locales) étant la plus défavorable, l'effort nominal étant produit par les deux roues arrières de 6t chacune des deux camions accédés, placés d'une manière tel que les rectangles d'impact soient en contact avec la face arrière du mur garde grève. Les charges réelles (02 roues de 6t distantes de 0.5 m) sont remplacées par une roue équivalente uniforme de 12t répartie sur un rectangle de (0.25m x 0.75m). Il sera admis que la pression sur le rectangle d'impact ainsi défini se répartira à 45° latéralement et en arrière du mur. La charge des deux roues est uniformément répartie sur cette surface F donnée par :

$$F = 12 / (0.75 \times 0.25) = 64 t/m^3$$

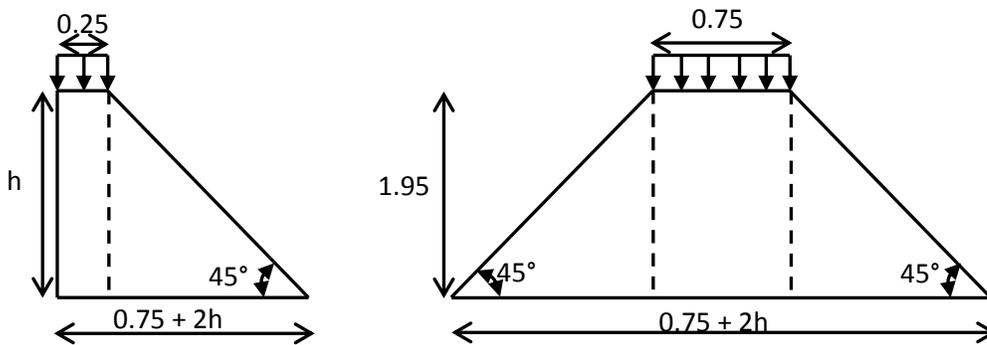


Fig. VIII.04 : les charges situées en arrière de mur.

Le moment fléchissant en A, à la profondeur h a pour expression générale:

$$M_p = \frac{12K}{0.75 + 2h} \int_0^h \frac{h - x + 0.25 - 0.25}{0.25 + x} dx$$

Avec : $K = K_a \times b c \times \delta \times \mu$

$\delta = 1$: coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai.

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu = 1.2 \text{ à l'ELS.} \\ \mu : \text{coefficient de pondération:} \\ \mu = 1.6 \text{ à l'ELU} \end{array} \right.$$

h (m)	0.50	0.75	1.00	1.50	2.00	2.50	3.00
M_p/K (t.m/ml)	2.23	3.40	4.41	6.11	7.45	8.56	9.49

Tab. VIII.07 : les valeurs de M_p/K données par SETRA PP73 :

$b_c = 1.1$ (Pont premier classe avec deux voies chargées),

$H=1.95$ m

$K_{ah} = 0.3333$ donc : $M_p/K = 7.32$ t.m/ml

$M_p = 7.32 \times K_{ah} \times \mu$

$$M_p = 2.44 \mu \text{ t.m} \Rightarrow \begin{cases} M_p ELU = 3.90 \text{ t.m/ml} \\ M_p ELS = 2.93 \text{ t.m/ml} \end{cases}$$

➤ **Force de freinage Bc :**

Cette force est prise égale au poids d'une roue de 6t et le moment crée par cette force est donné par la formule :

$$M_F = \left(\frac{6h}{0.25+2h} \right) \mu \quad M_F = \left(\frac{6 \times 1.95}{0.25+2 \times 1.95} \right) \mu$$

$$\begin{cases} M_F ELU = 4.51 \text{ t.m/ml} \\ M_F ELS = 3.38 \text{ t.m/ml} \end{cases}$$

➤ **Combinaison d'action :**

$$M_{TU} = 1.35M_t + 1.6(M_p + M_F) \text{ à ELU} \quad M_{TS} = M_t + 1.2(M_p + M_F) \text{ à ELS}$$

D'où : $M_{TU} = 1 + 3.90 + 4.51 = 9.41$ t.m/ml

$$M_{TS} = 0.74 + 2.93 + 3.38 = 7.05$$
 t.m/ml

VIII.5.1.3. Le ferrailage du mur de grève :

Le mur garde grève est sollicité par une flexion simple, est la fissuration est considérée préjudiciable $n = 1.6$.

➤ **Le ferrailage Vertical :**

Supposent section rectangulaire $b=1$ m, $d=0.3$ m, $d'=0.05 = 5$ cm

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa}, \text{ et } f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b} = 19.83 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{9.49 \times 10^{-2}}{1.00 \times 0.27^2 \times 19.83} = 0.066$$

$$\mu_{bu} = 0.066 < \mu_{lu} = 0.392 \Rightarrow \text{Section sans acier comprimé (A's=0)}.$$

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

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0,965$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

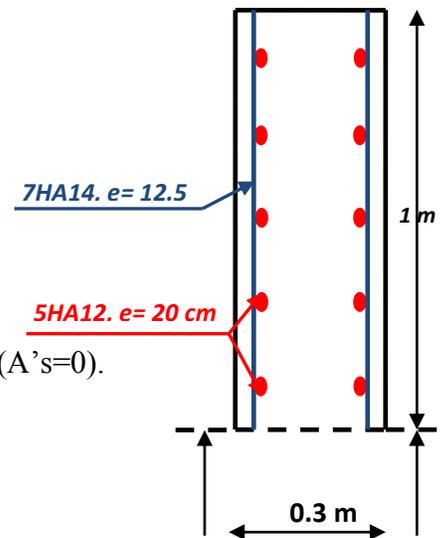


Fig. VIII.05 : schéma de ferrailage.

$$A_{su} = \frac{M_U}{\beta \times d \times f_{su}} = \frac{9.49 \times 10^{-2}}{0.965 \times 0.27 \times 348}$$

$$A_{su} = 10.45 \text{ cm}^2$$

➤ **La condition de non fragilité:**

$$A_{s \min} = 0.23 \times bd \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 30 \frac{2.7}{400} = 4.65 \text{ cm}^2$$

$$A_{su} = 10.45 \text{ cm}^2 > A_{s \min} = 4.65 \text{ cm}^2 \text{ est vérifié}$$

On prend **7HA14** avec une section de 10.78 cm^2 et un espacement $e=12.5 \text{ cm}$.

➤ **Le ferrailage horizontal :**

$$A_t = A_s / 3 = 10.78 / 3 = 3.59 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit: } \mathbf{5HA12}, A_t = 5.65 \text{ cm}^2$$

VIII.5.2. La dalle de transition :

La dalle de transition est appuie sur le corbeau (appui double) et sur le sol *appui élastique*. Elle se calcul comme une dalle rectangulaire *supposée simplement appuyée*, sachant que réellement elle est reposé sur des appuis élastique sur toute sa surface (contacte directe avec le sol).

VIII.5.2.1 Evaluation des efforts :

➤ **Charge permanente :**

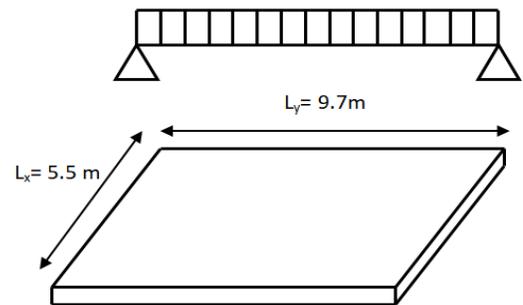
$$\text{Remblai : } \gamma_r \times 0.70 \times 1 = 1.26 \text{ t/ml}$$

$$\text{Poids propre de la dalle : } 0.3 \times 1 \times 2.5 = 0.75 \text{ t/ml}$$

$$\text{Revêtement : } 2.2 \times 0.08 \times 1 = 0.176 \text{ t/ml}$$

$$\text{Surcharges : } 1 \times 1.2 = 1.2 \text{ t/ml (surcharges sur remblai)}$$

fig. VIII.06 : la dalle transition



Type de charge	Q (t/ml)	Moment (t.m/ml)	Effort tranchant (t)
Poids propre	0.750	2.83	2.06
Revêtement	0.176	0.66	0.48
Remblai	1.260	4.46	3.46
Surcharges	1.200	4.53	3.30

Tab. VIII.08 : les efforts sur dalle transition :

➤ **Combinaison des charges :**

À l'E.L.U :

$$M_u = 1.35M_G + 1.6 M_Q = 1.35 \times (2.83 + 0.66 + 4.46) + 1.6 \times (4.53) = \mathbf{17.80 \text{ t.m/ml}}$$

$$V_u = 1.35 V_G + 1.6 V_Q = 1.35 \times (2.06 + 0.48 + 3.46) + 1.6 \times (3.30) = \mathbf{13.38 \text{ t/ml}}$$

A l'E.L.S :

$$M_{ser} = M_G + 1.2 M_Q = (2.83 + 0.66 + 4.46) + 1.2 \times (4.53) = \mathbf{13.38 \text{ t.m/ml}}$$

$$V_{ser} = V_G + 1.2 V_Q = (2.06 + 0.48 + 3.46) + 1.2 \times (3.30) = \mathbf{9.96 \text{ t/ml}}$$

VIII.5.2.2. Ferrailage de la dalle de transition :

La dalle de transition est sollicitée par une flexion simple, est la fissuration est considérée préjudiciable[13].

➤ **Le ferrailage vertical:**

Les dimensions de la section est : $b = 1 \text{ m}$, $h = 0.3 \text{ m}$.

Fissuration préjudiciable ($n = 1.6$)

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{17.80 \times 10^{-2}}{1.00 \times 0.27^2 \times 19.83} = 0.123$$

$$\mu_{bu} = 0.123 < \mu_{lu} = 0.392 \quad \Rightarrow A_{sc} = 0$$

La section sera ferrillée uniquement par les armatures tendues,

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.164$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.800$$

$$A_{su} = \frac{M_U}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} \Rightarrow A_{su} = \mathbf{20.28 \text{ cm}^2}$$

➤ **La condition de non fragilité :**

$$A_{s \min} = 0.23 \times b d \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{s \min} = 0.23 \times 100 \times 30 \frac{2.7}{400} = 4.65 \text{ cm}^2$$

$$A_{su} = \mathbf{20.28 \text{ cm}^2} > A_{s \min} = 4.65 \text{ cm}^2 \text{ est vérifié}$$

On prend **5HA25** de section 24.54 cm^2 avec un espacement de $e=20 \text{ cm}$

➤ **Le ferrailage horizontal :**

$$A_t = A_s / 3 = 24.54 / 3 = 8.18 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = 7.70 \text{ cm}^2. \quad \text{Soit } \mathbf{6HA14}$$

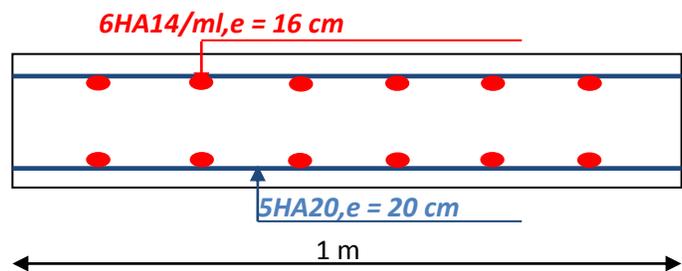


Fig. VIII.07 : Le ferrailage de la dalle transition.

VIII.5.3. Corbeau :

Le corbeau est un d'appui de dalle de transition, il soumise à la réaction de cette dalle :

$$R_u = 13.38 \text{ t}; R_{ser} = 9.96 \text{ t}$$

On suppose que le corbeau comme une console encastree dans le mur garde grève.

$$M_u = \frac{[(0.3 + 1) \times 0.6 \times 2.5 \times 0.6]}{2} + 13.38 \times 0.3 = \mathbf{4.60 \text{ t.m}}$$

$$M_{ser} = \mathbf{3.45 \text{ t.m}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{4.60 \times 10^{-2}}{1.00 \times 0.27^2 \times 19.83} = 0.032$$

$$\mu_{bu} = 0.032 < \mu_{lu} = 0.392 \quad \Rightarrow A_{sc} = 0$$

La section sera ferraillee uniquement par les armatures tendues, donc :

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.041$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.836$$

$$A_{su} = \frac{M_U}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} \Rightarrow A_{su} = \mathbf{5.85 \text{ cm}^2}$$

➤ **La condition de non fragilité :**

$$A_{s \min} = 0.23 \times bd \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{s \min} = 0.23 \times 100 \times 30 \frac{2.7}{400} = 4.65 \text{ cm}^2$$

$$A_{su} = \mathbf{5.85 \text{ cm}^2} > A_{s \min} = 4.65 \text{ cm}^2 \text{ est vérifié}$$

On prend **6HA12** de section **6.79 cm²**.

➤ **Le ferrailage horizontal :**

$$A_t = A_s / 3 = 6.79 / 3 = 2.26 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = \mathbf{5.65 \text{ cm}^2} \text{ Soit } \mathbf{5HA12}$$

➤ **La vérification au cisaillement :**

$$V_u = 13.38 \text{ t} = 13.38 \times 10^{-2} \text{ MN}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{d \times b_0} = \frac{13.38 \times 10^{-2}}{0.9 \times 1.00} = 0.15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_U = \min(0.15 f_{c28} / \gamma; 3 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = 0.15 < \bar{\tau}_U = 3 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition est vérifiée}$$

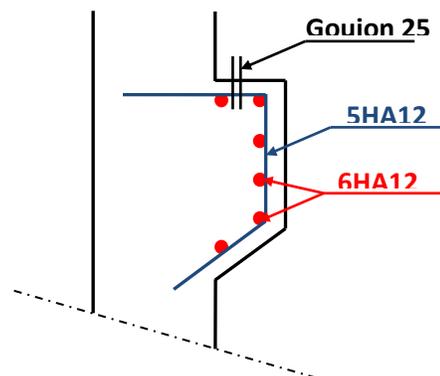


Fig. VIII.08 : Le ferrailage de corbeau.

VIII.5.4.Mur frontal :

Le mur frontal est soumis à des sollicitations du essentiellement aux charges permanents (poids propres de la superstructure, poussée des terres), surcharge sur remblais et les surcharge d'exploitation.

Désignation	Conditions	P(t)	$\epsilon_H \times P$	$(1 \pm \epsilon_v) \times P$	Z_h (m)	Z_v (m)	M_R (t.m)	M_S (t.m)
Mur garde grève	CN	15.35	0.00	15.35	0.45	8.12	0.00	6.91
	CS H+V+		3.07	16.27			24.93	7.32
Corbeau	CN	9.45	0.00	9.45	0.96	8.55	0.00	9.01
	CS H+V+		1.89	10.01			16.16	9.61
Mur en retour	CN	94.34	0.00	94.34	3.52	5.17	0.00	332.08
	CS H+V+		18.86	100.00			97.50	352.00
Mur de front	CN	225.22	0.00	225.22	0.00	3.58	0.00	0.00
	CS H+V+		45.04	238.73			161.24	0.00
Dis d'appuis	CN	1.57	0.00	1.57	-0.35	7.3	0.00	-0.55
	CS H+V+		0.31	1.66			2.26	-0.58
Tablier + surcharge	CN	417.88	0.00	417.88	0.3	8.72	0.00	125.36
	CS H+V+		83.57	442.95			728.73	132.88
DDT+ PDT surcharge	CN	171.25	0.00	64.02	3.05	7.93	0.00	195.26
	CS H+V+		12.84	67.86			101.82	206.97
Freinage	CN	15	15	0.00	0.00	9.1	136.5	0.00
Poussée de la terre sur MGG et MF	CN	722.93	240.95	0.00	0.00	3.03	730.07	/
	CS H+V+		335.43	0.00			1 016.35	/
poussé de surcharge	CN	88.2	29.39	0.00	0.00	4.55	133.72	/
	CS H+V+		40.92	0.00			186.18	/
Total	CN	/	285.34	707.12	/	/	1000.29	677.68
	CS H+V+		541.93	512.47			2335.17	708.20

Tab. VIII.09 : Evaluation des efforts sur mur frontal :

➤ L'effort normal :

$$N_{ser} = 707.12 \text{ t}$$

$$N_u = 707.12 \times 1.6 / 1.2 = 942.82, N_u = \frac{942.82}{10.5} = 89.79 \text{ t/ml}$$

➤ Le moment :

$$M_u = 1.35M_G + 1.6M_Q$$

$$M_u = 285.91 \text{ t.m/ml}$$

Les dimensions de la section est : $b=1\text{m}$; $h=1.20\text{m}$; c' (enrobage)= 5cm et $d = 90\%h = 1.08 \text{ m}$.

L'excentricité égale : $e = M_u/N_u = 3.18 \text{ m}$.

$$M_{uA} = M_u + N_u (d-h/2) = 280.52 \text{ t.m/ml}$$

$$a = (0.337 h - 0.81c') b h f_{bu} = \mathbf{8.66 MN.m} \quad b = Nu (d-c') - M_{uA} = \mathbf{-1.88 MN.m} \quad \text{Donc : } a > b.$$

Alors : **Section partiellement comprimé**

Le calcul est soumis à la flexion simple :

➤ **Le ferrailage vertical :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{280.13 \times 10^{-2}}{1.00 \times 1.08^2 \times 19.83} = 0.121$$

$$\mu_{bu} = 0.121 < \mu_{lu} = 0.392 \quad \Rightarrow A_{sc} = 0$$

La section sera ferrillée uniquement par les armatures tendues,

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.161$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.935$$

$$A_{su} = \frac{M_U}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} - \frac{N_U}{f_{su}} \Rightarrow A_{su} = \mathbf{53.89 cm^2}$$

➤ **La condition de non fragilité :**

$$A_{s \min} = 0.23 \times bd \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{s \min} = 0.23 \times 100 \times 1.08 \frac{2.7}{400} = 16.76 cm^2$$

$A_{su} = \mathbf{53.89 cm^2} > A_{s \min} = 16.76 cm^2$ est vérifié

On prend **11HA25** de section $54.00 cm^2$ avec un espacement de $e=9 cm$.

➤ **Le ferrailage horizontal :**

$$A_t = A_s / 3 = 54 / 3 = 18.00 cm^2$$

$$A_t = 18.10 cm^2. \quad \text{Soit } \mathbf{9HA16}$$

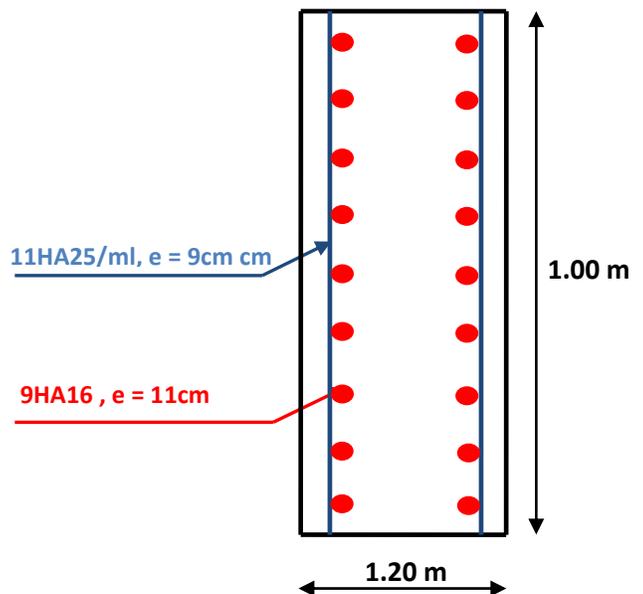


Fig. VIII.09 : Le ferrailage de mur front.

VIII.5.5. Mur retour :

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès au pont. Selon document **SETRA PP73 (1.3.2)** : il est soumis aux charges suivantes :

- Poids propre du mur y compris la superstructure.
- Les poussées horizontales répartir.
- Les charges concentrées qui sont appliquées à 1m de l'extrémité théorique du mur et comporte une charge verticale de $4t$. et une charge horizontale de $2t$.

$$L=7 m ; H=9.1 m ; e=0.4 m$$

Pour le ferrailage on a divisé le mur en retour sur deux :

✓ **Efforts horizontaux :**

$$\text{Poussée de terres : } P_t = \frac{1}{2} \gamma \times H^2 \times L \times K_{ah}$$

Avec : K_{ah} coefficient de poussée $P_t = \frac{1}{2}(1.8 \times 9.1^2 \times 1 \times 0.3333) = 24.84 t$

Poussée des surcharges sur remblai : $P_{sr} = H \times L \times K_{ah} \times 1.2$

$$P_{sr} = 9.1 \times 1 \times 0.3333 \times 1.2 = 3.64 t$$

Poussée de la surcharge concentrée (2t) : $P_{sc} = 2 \times 1.2 = 2.4 t$

✓ **Les moments :**

Poussée de terres : $M_t = P \times \frac{H}{3} = 24.84 \times \frac{9.1}{3} = 75.35 t.m$

Poussée des surcharges sur remblai : $M_{sr} = P \times \frac{H}{2} = 3.64 \times \frac{9.1}{2} = 16.56 t.m$

Poussée de la surcharge concentrée : $M_{sc} = P \times H = 2.4 \times 9.5 = 22.8 t.m$

✓ **Les combinaisons :**

ELU : $M_{ELU} = 1.35M_t + 1.6(M_{sr} + M_{sc}) = 164.70 t.m$

ELS : $M_{EL} = M_t + 1.2(M_{sr} + M_{sc}) = 122.58 t.m$

✓ **Efforts verticaux :**

Poids propre du mur : $P_t = 1 \times 9.1 \times 0.4 \times 2.5 = 9.1 t$

Poids propre de la superstructure : $P_{su} = 0.3 \times 7 = 2.1 t$

Poussée de la surcharge concentrée (4t) : $P_{sc} = 4 \times 1.2 = 4.8 t$

✓ **Les moments :**

Poids propre du mur : $M_G = 9.1 \times \frac{7}{2} = 31.85 t.m$

Poids propre de la superstructure : $M_{su} = 2.1 \times 0.5 = 1.05 t.m$

Poussée de la surcharge concentrée (4t) : $M_{sc} = 4.8 \times \frac{7}{2} = 16.80 t.m$

✓ **Les combinaisons :**

ELU : $M_{ELU} = 1.35(M_G + M_{su}) + 1.6M_{sc} = 71.30 t.m$

ELS : $M_{EL} = (M_G + M_{su}) + 1.2M_{sc} = 53.03 t.m$

➤ **Ferrailage horizontal:**

Le ferrailage se fait en flexion simple

$$M_{ELU} = \frac{164.70}{9.1} = 18.10 t.m/ml$$

$$M_{ELS} = \frac{122.58}{9.1} = 13.47 t.m/ml$$

$F_{c28} = 35 MPa$; $b = 1m$; $h = 0.40 m$; $d = 90\% h = 0.36 m$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{18.10 \times 10^{-2}}{1.00 \times 0.36^2 \times 19.83} = 0.070$$

$$\mu_{bu} = 0.070 < \mu_{lu} = 0.392 \quad \Rightarrow A_{sc} = 0$$

La section sera ferrillée uniquement par les armatures tendues,

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.091 \quad \beta = 1 - 0.4\alpha = 0.963$$

$$A_{su} = \frac{M_U}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} \Rightarrow A_{su} = 15 \text{ cm}^2$$

➤ La condition de non fragilité :

$$A_{s \min} = 0.23 \times bd \frac{f_{tj}}{f_e} \qquad A_{s \min} = 0.23 \times 100 \times 36 \frac{2.7}{400} = 5.59 \text{ cm}^2$$

$$A_{su} = 15 \text{ cm}^2 > A_{s \min} = 5.59 \text{ cm}^2 \text{ est vérifié}$$

On prend **5HA20** de section 15.71 cm^2 avec un espacement de $e=20 \text{ cm}$

➤ Ferrailage vertical :

$$M_{ELU} = \frac{71.30}{7} = 10.18 \text{ t.m/ml} \qquad M_{ELS} = \frac{62.51}{7} = 8.93 \text{ t.m/ml}$$

$$F_{c28} = 35 \text{ MPa} ; h = 0.4 \text{ m} ; b = 1 \text{ m} ; d = 90\% h = 0.36 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{10.18 \times 10^{-2}}{1 \times 0.36^2 \times 19.83} = 0.039 \qquad \mu_{bu} = 0.0439 < \mu_{lu} = 0.392 \qquad \Rightarrow A_{sc} = 0$$

La section sera ferrillée uniquement par les armatures tendues,

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.050 \qquad \beta = 1 - 0.4\alpha = 0.98$$

$$A_{su} = \frac{M_U}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} \Rightarrow A_{su} = 8.29 \text{ cm}^2$$

On prend **6HA14** de section 924 cm^2 avec un espacement de $e=15 \text{ cm}$

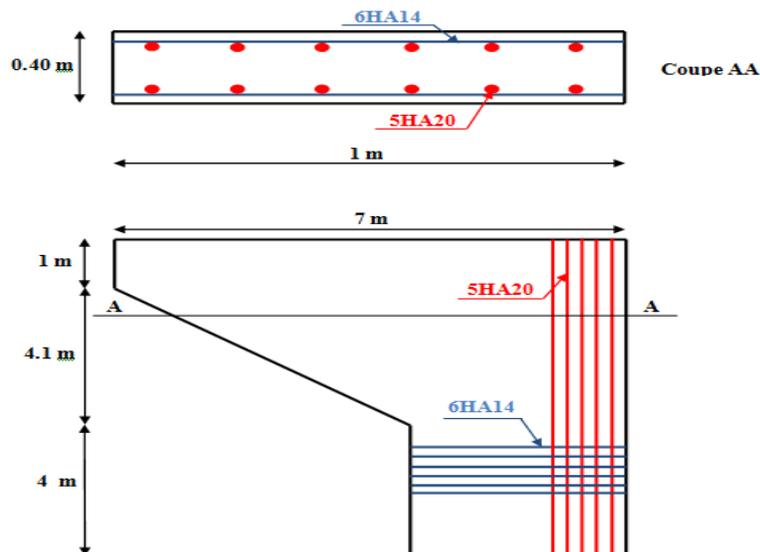


Fig. VIII.10 : Le ferrailage de mur de retour.

VIII.5.6. La semelle :

La semelle est sollicitée par les éléments de la culée, la terre au-dessus d'elle, plus le poids de la semelle, enfin le tablier et ses efforts de freinage.

Puisque on à calculer ces sollicitations lors de la vérification de la stabilité de la culée, on donne sur un tableau récapitulatif en notant que :

- ✓ Toutes les désignations sont permanentes (G) sauf celles de la charge (Q) (Poids et poussées de terres) et la surcharge du tablier
- ✓ La surcharge (Q) est : q plus la surcharge du tablier.
- ✓ L'effort de freinage est une surcharge.
 - **Caractéristique de la semelle :**

Longueur : $L = 11 \text{ m}$

Largeur : $B = 6 \text{ m}$

Epaisseur : $E = 1.20 \text{ m}$

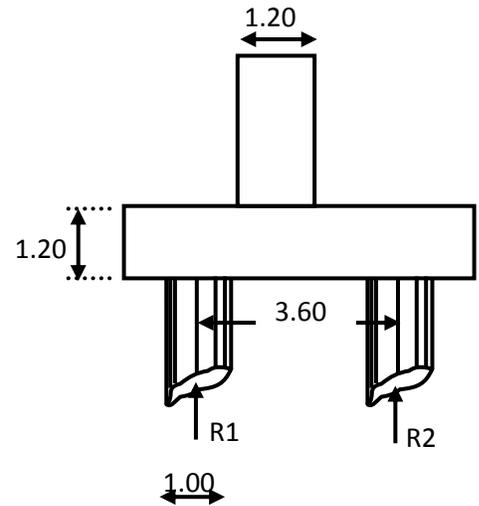


Fig. VIII.11 : la dimension de la semelle.

D'après les tableaux précédents on a évalué l'effort et les moments agissent sur la semelle :

Désignation	Conditions	$F_H(t)$	$F_V(t)$	$M_R(t.m)$	$M_S(t.m)$
totale culée + remblai(G)	CN	0.00	697.36	0.00	1892.75
	CS H+V+	202.69	739.20	751.44	2006.27
la surcharge (Q)	CN	0.00	64.02	0.00	380.27
	CS H+V+	12.84	67.68	120.05	403.08
poussée de terre (G)	CN	284.40	/	1036.63	/
	CS H+V+	396.06	/	1443.11	/
poussée de la surcharge (Q)	CN	33.79	/	171.63	/
	CS H+V+	47.04	/	238.96	/
Tablier (G)	CN	0.00	273.77	0.00	408.84
	CS H+V+	52.75	279.59	503.76	433.36
surcharge sur tablier(Q)	CN	0.00	154.11	0.00	476.74
	CS H+V+	30.82	163.35	317.44	506.38
farinage (Q)	CN	15	/	154.50	/
	CS H+V+	/	/	/	/

Tab. VIII.10 : Evaluation des efforts et les moments sur la semelle :

Condition normal				
Etat	F _H (t)	F _V (t)	M _R (t.m)	M _S (t.m)
ELU (1.35G+1.6Q)	413.40	1660.03	1399.45	4478.36
ELS (G+1.2Q)	342.95	1232.88	1393.66	3330.01
Condition sismique				
Etat	F _H (t)	F _V (t)	M _R (t.m)	M _S (t.m)
CS H+V+ (G+Q)	742.20	1249.82	3374.76	3349.09

Tab. VIII.11 : Les combinaisons de charges :

- Les résultats le plus défavorable à condition normale :

Le moment net :

$$M_{nette} = M_s - M_r = 4478.36 - 1399.45 \quad M_{nette} = 3078.91 \text{ t.m}$$

$$N_{max} = 1660.03 \text{ t.m}$$

VIII.5.6.1.Ferrailage de la semelle (méthode des bielles) :

Les Conditions de la méthode est:

$$\theta \geq 45^\circ$$

$$\tan \theta = \frac{h}{\frac{l}{2} - \frac{b}{4}} = \frac{1.50}{\frac{3.6}{2} - \frac{1.2}{4}} = 1 \text{ donc :}$$

$$\theta = \arctan 1 = 45^\circ \quad \text{est vérifié}$$

$$h \geq \left(\frac{l}{2} - \frac{b}{4}\right) = 1.5 \quad \text{est vérifié}$$

Donc : La méthode des bielles est applicable.

➤ **Armatures transversales :**

✓ **inférieures :**

$$f_a = \frac{2}{3} \times f_e = \frac{2}{3} \times 400 = 266.66 \text{ Mpa}$$

$$A_{S\ inf} = \frac{R_{max}}{f_a} \times \frac{\frac{l}{2} - \frac{b}{4}}{h} = \frac{421.31 \times 10^{-2}}{266.66} \times \frac{\frac{3.6}{2} - \frac{1.2}{4}}{1.5} = 160 \text{ cm}^2$$

On prend **20HA32** de section 160.84 cm²

L'espacement est de : $S_t = \frac{\phi + H - e}{n - 1} = \frac{100 + 150 - 5}{20 - 1} = 12.89 \text{ cm}$ On prend $S_t = 12 \text{ cm}$

Avec : **n** : Nombre des barres = 20 barres. **e** : Enrobage = 5 cm. **φ** : Diamètre des pieux.

$L = h + \phi = 2.5 \text{ m}$: Une bande.

✓ **Supérieures :**

$$A_{S\ sup} = \frac{A_{S\ inf}}{10} = 16.84 \text{ cm}^2$$

On prend **12HA14** de section 18.00 cm²

Avec : $S_t = 22 \text{ cm}$

➤ **Armatures longitudinales :**

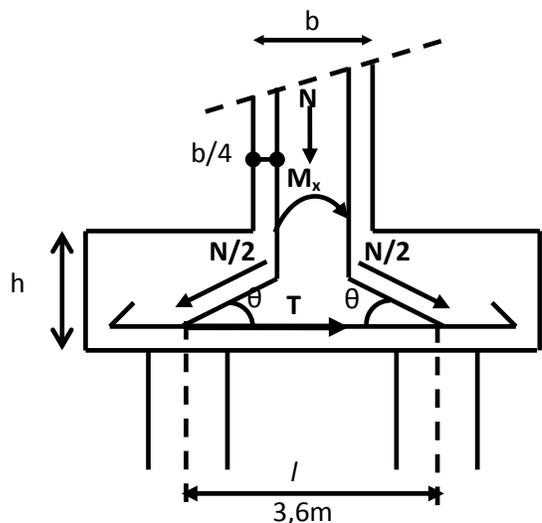


Fig. VIII.12 : sollicitation des efforts.

✓ **inférieures :**

$$A_{S\ inf} = \frac{160.84}{3} = 53.61\ cm^2$$

On prend **11HA25** de section 54.00 cm²

Avec : $S_t = 22\ cm$

✓ **Supérieures :**

$$A_{S\ sup} = \frac{54.00}{3} = 18.00\ cm^2$$

On prend **12HA14** de section 18.47 cm²

Avec : $S_t = 20\ cm$

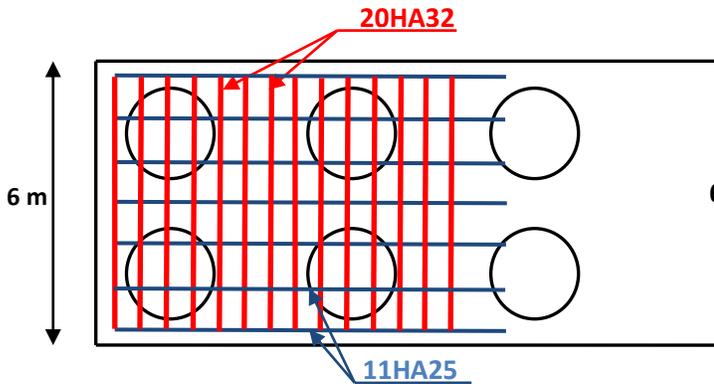


Fig. VIII.13 : Le ferrailage de la nappe inferieur.

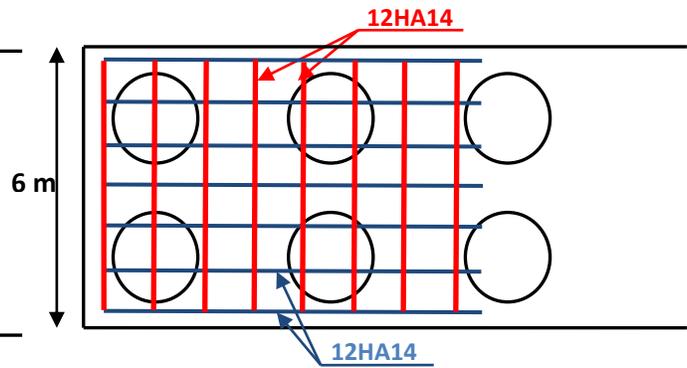


Fig. VIII.14 : Le ferrailage de la nappe

VIII.6. Etude de la stabilité :

La culée du pont à un double rôle : assurer l'appui du tablier d'une part et le soutènement des terres d'autre part. Comme le montre la répartition des efforts, elle est l'un des éléments d'appui les plus sollicités et l'un des éléments primordiaux de l'ouvrage. La culée du pont est sollicitée suivant deux sens : verticalement et horizontalement

❖ **Les sollicitations verticales :**

- Poids du tablier.
- Poids de l'élément constitutif.
- Les surcharges.

❖ **Les sollicitations horizontales :**

- Forces de freinage
- Poussées des terres
- La surcharge $Q=1t/m^2$ « d'après fascicule61 titre2 »

L'étude de la culée consiste à vérifier la stabilité de l'ensemble avant et après la mise en service, en tenant compte des différentes étapes de construction de la culée, Avant d'aborder l'étude de la stabilité de la culée, chose que l'on fera en conditions normales et sismiques, il est utile de définir le coefficient de poussée dans les conditions normales et sismiques et accidentelles.

VIII.7. Conclusion :

Les fondations étant le point faible des ouvrages, il faut donc les élaborer avec soin. Différentes méthodes permettent déjà de bien percevoir les caractéristiques du terrain sur lequel on souhaite fonder. On se rend compte qu'à chaque terrain peut correspondre une fondation mais que globalement, les terrains les plus stables sont les plus aptes à servir de base.

CONCLUSION GENERALE

Ce travail de fin d'étude qui consiste à étudier la conception et le calcul d'un pont multi-poutre, précontrainte par prétension d'une part, à donner une bonne expérience de mettre en pratique les notions théoriques fondamentales concernant la conception et le pré-dimensionnement des ponts sur un cas réel et d'envisager des solutions techniques lors de rencontres des problèmes et des difficultés sur terrain et l'étude de ce genre d'ouvrage, d'approfondir les connaissances et le savoir-faire dans plusieurs domaines tels que la résistance des matériaux, les procédés de la précontrainte et aussi le calcul numérique par ordinateur ainsi que l'influence de la variation et le changement de types des poutres utilisés dans notre ouvrage, et d'autre part, se préparer mon intégration à la vie professionnelle.

L'ingénieur en génie civil n'est pas un calculateur seulement, mais il propose des solutions raisonnables et efficaces sur le terrain ; d'une manière générale une conception justifiée doit prendre en compte premièrement la sécurité pour éviter carrément les dégâts humain et matériel, sans oublier l'économie, la qualité et le temps d'exécution.

En perspectives :

L'étude de la stabilité de certains grands ponts conduit l'ingénieur à en étudier de plus en plus systématiquement, en dehors de toute codification, le comportement dynamique sous l'effet d'actions telles que celles du trafic porté, du vent ou d'un éventuel séisme, et donc à définir lui-même les marges de sécurité de la structure qu'il conçoit. La sécurité et le confort des usagers sont également pris en compte, à travers un choix motivé des équipements satisfaisant aux exigences spécifiées et en adoptant des dispositions constructives de nature à garantir à l'ouvrage la meilleure durabilité possible.

Enfin, il est évident que la connaissance et la recherche n'ont pas de limites, la raison pour laquelle nous espérons bien avoir la chance d'explorer les autres domaines de travaux publics et contribuer au développement de ce domaine en Algérie.

BIBLIOGRAPHIE

I. Livres et règlements :

- [1] **Jean-Marie Savet** : «Les ponts d'hier et d'aujourd'hui», Editions Mae-Erti – 2006.
- [2] **Matthieu Le Guen, Jean-Paul Pruvost et Pascal Pujades** « document –ressource les ponts», Académie Versailles, Année 2007-2008, 9 p.
- [3] **D. Bennett**, « Les ponts, histoire et techniques », Editions Eyrolles - 2000, 232 p.
- [4] **Yazid A.** Béton Précontraint : cours et exercices. Centre Universitaire de Bechar, institue de génie civil.
- [5] **Didier RAUCH - Jean Pierre DEGIRAL et Jacques CROZIER n-** « Constructions Modernes », « Memotech Génie civil » de Dominique LEFAIVRE et Jean Marc DESTRAC.
- [6] **Guide S.E.T.R.A.** Service d'Etude Technique des Routes et Autoroutes «la conception générale des tranchées couverts », 151 p.
- [7] **BERNARD-GELY (A.) et CALGARO (J.A.)**. « Conception des ponts. Presses des Ponts et Chaussées », Editions Eyrolles-(1994).pp 27.
- [8] **RPOA 2008** : Règles Parasismiques Applicables Au Domaine Des Ouvrages D'art, RPO Ministère Des Travaux Publics, 2008.
- [9] **Fascicule 61 - Titre II -** : Conception, calcul et épreuves des ouvrages d'art -Programme de charges et épreuves des ponts-routes, 1993, 78 p.
- [10] **D.T.R.** : Règles Définissant Les Charges a Appliquer Pour Le Calcul et Les epreuves Des Ponts Routes. Ministère Des Travaux Publics, 2009.
- [11] **BAEL 91 MODIFIE 99** : Règles Techniques De Conception Et De Calcul Des Ouvrages Et Constructions En Béton Arme Suivant La Méthode Des Etats-Limites, Eyrolles, 2000.
- [12] **Eurocode 3** : Calcul Des Structures Métallique, Eyrolles, 1993.
- [13] **BPEL 91 révisé 99** : Règles Techniques De Conception Et De Calcul Des Ouvrages Et Constructions En Béton Précontraint Suivant La Méthode Des Etats Limites, Ministère De L'équipement Des Transport Et Du Logement , 1999.

Bibliographie

II. Les logiciels utilisés :

- ROBOT 2013.....modalisation et Analyse des ouvrages.
- AUTOCAD 2013.....Dessin.
- WORLD 2010.....Traitement de texte.

III. Sites web :

[I]http://www.saintjocaudan.fr/les_ressources/technologie/habitat_et_ouvrages/evolution_historique_pont.pdf.

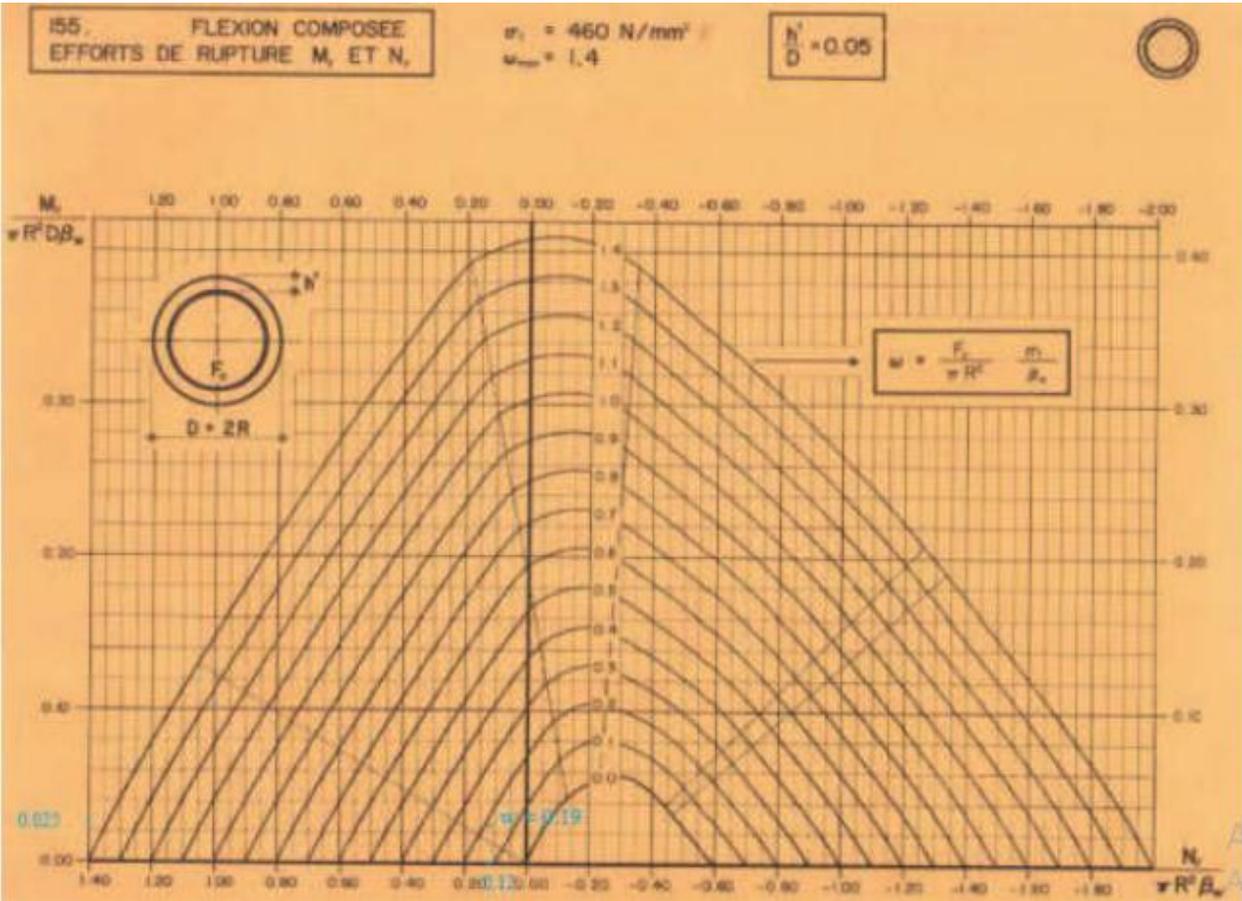
[II]http://www.febelcem.be/fileadmin/user_upload/autres_publications/fr/histoires_de_beton_arme.pdf

ANNEXE

Tableaux I (caout – kerisel)

Degrés sexagesimaux	N_8	N_9	N_c	Degrés sexagesimaux	N_8	N_9	N_c
0	0	1,00	5,14	30	21,8	18,4	30,1
5	0,2	1,56	6,47	31	25,5	20,6	32,7
10	1,00	2,49	8,45	32	29,8	23,2	35,5
11	1,20	2,71	8,80	33	34,8	26,1	38,7
12	1,43	2,97	9,23	34	40,5	29,4	42,2
13	1,69	3,26	9,80	35	48,0	33,3	46,1
14	1,99	3,59	10,4	36	56,6	37,8	50,6
15	2,33	3,94	11,0	37	67,0	42,5	55,7
16	2,72	4,33	11,6	38	79,5	48,3	61,4
17	3,14	4,77	12,3	39	94,7	56,0	67,9
18	3,69	5,25	13,1	40	113,0	64,8	75,4
19	4,29	5,60	13,9	41	133,0	73,9	83,9
20	4,97	6,40	14,8	42	164,0	85,4	93,7
24	5,76	7,07	15,8	43	195,0	99,0	105,0
22	6,68	7,83	16,9	44	244,0	115,0	118,0
23	7,73	8,66	18,1	45	297,0	135,0	135,0
24	8,97	9,60	19,3	46	366,0	159,0	152,0
25	10,4	10,7	20,7	47	455,0	187,0	174,0
26	12,0	11,8	22,2	48	570,0	223,0	199,0
27	13,9	13,2	24,0	49	718,0	265,0	230,0
28	16,1	14,7	25,8	50	914,0	319,0	267,0
29	18,3	16,4	27,9				

L'abaque de WALTHER



Les plans de ferrillages :

