



*République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la  
Recherche Scientifique*

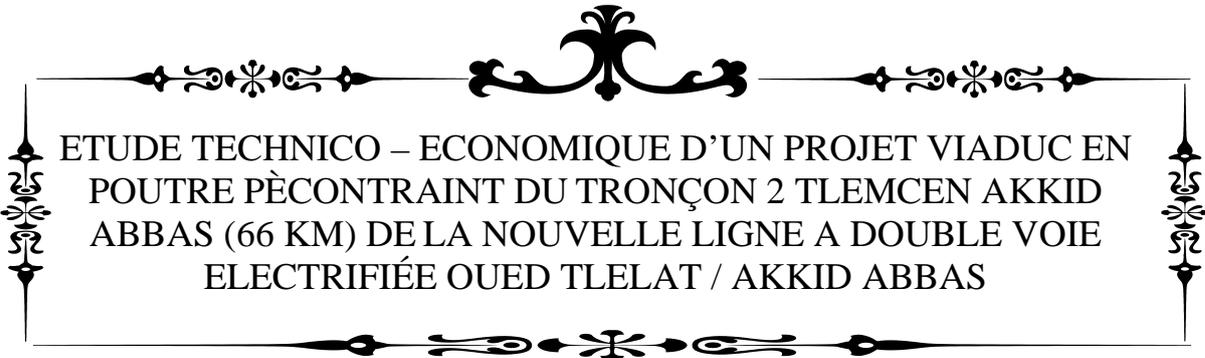
*Université Abou Bekr Belkaid -Tlemcen-  
Faculté de Technologie  
Département de Génie Civil*



*Mémoire Pour l'Obtention du Diplôme  
De Master en Travaux Public  
Option : Voie et Ouvrage D'art*



*Thème :*



ETUDE TECHNICO – ECONOMIQUE D'UN PROJET VIADUC EN  
POUTRE PÈCONTRAINTE DU TRONÇON 2 TLEMCEEN AKKID  
ABBAS (66 KM) DE LA NOUVELLE LIGNE A DOUBLE VOIE  
ELECTRIFIÉE OUED TLELAT / AKKID ABBAS

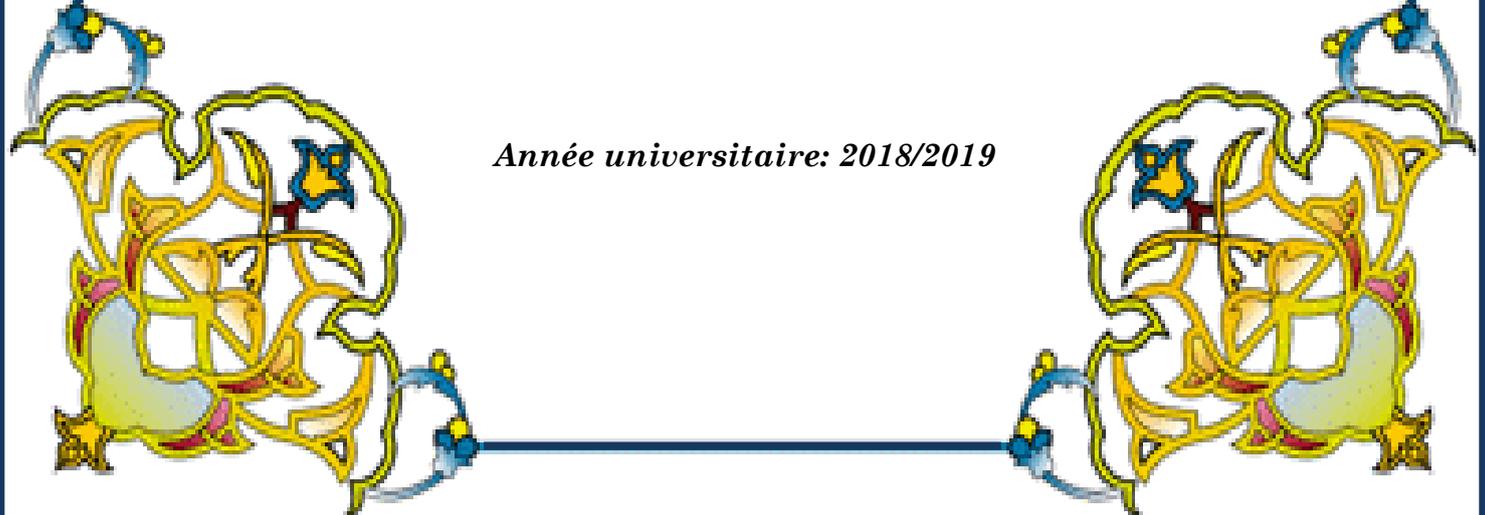
*Présenté en 27 juin 2019 par :*

*M<sup>lle</sup> HACHEMI Kheira  
Mr TEBBAL Walid*

*Devant le jury composé de :*

*Mr. MAACHOU O.  
Mr. OUDJEDI. F  
Mr. BENAMAR.A  
Mr. BOUAAZZA.K*

*Président  
Examineur  
Encadreur  
Co-Encadreur extérieur*



*Année universitaire: 2018/2019*

## REMERCIEMENTS

---

*Avant tout, on remercie ALLAH qui nous a donné le courage et la volonté  
D'aller jusqu'ou bout dans ce modeste travail.*

*Un Grand Merci S'adresse Particulièrement A Nos Familles Qui Nous Ont  
Soutenus Pour Réaliser Nos Etudes Et Qui Nous Ont Toujours Encouragés dans  
chaque pas vers l'avant.*

*Nous Souhaitons Exprimer, Tout Particulièrement, Nos Vifs Remerciements Et  
Notre  
Profonde Reconnaissance A Notre Encadreur MR BENAMAR  
Et MR BOUAAZA Qui Nous Avoir Fait Confiance Et Accepte De Diriger Ce  
Mémoire.*

*Nous Tenons à remercier tous Les Enseignants De  
La Faculté de Technologie, Spécialement Le Département de Génie Civil Et Les  
Ingénieurs De Bureau D'étude SEROR, SAETI et MAPA Sans Exception Je Cite :  
MR TAIBI.ABDELAZIZ, BENCHOUKE.A, KHERBOUCHE.A, OUDJAMA  
HAMADI.B, HOURIA.R MOKHTAR.G, MEHREZ Et MR EURGEN*

*Sans oublier de remercier les membres du jury qui nous font l'honneur de présider  
et d'examiner ce modeste travail.*

*A Tous Ceux Qui Ont Contribué Dans Notre Formation De Prés Et De Loin ...*

*Nous Associons, Enfin, A Ces Remerciements Tous Nos Collègues,  
Et Nous Avons Eu La Chance De Rencontrer Des Amis Formidables Qui Nous Ont  
Encouragés Et Soutenus Au Cours De Ces Cinq' ans. Qu'ils Trouvent Ici Le  
Témoignage  
De Nous Attachement Et De Nous Amitié.*

## DÉDICACES

---

*Je Dédie Ce Modeste Travail A :*

*Mon Père Et Mes Sœurs Et Frère Qui M'ont Toujours  
Soutenus Durant Toutes Les Périodes De Vie Que Dieu Le Tout Puissant Les Protégeant Et  
Les Gardent.*

*A Toute Ma Famille Sans Aucune Exception.*

*Toutes Les Personnes Qui M'ont Soutenues Et Crus En Moi Lors De Mon Parcours.*

*Mon Binôme TEBBAL Et Toute Mes Amies Qui M'aiment Et Que J'aime Aussi Bien La  
Promotion 2019*

*En Fin, Je Remercie Mes Encadreurs Qui Ont Contribué A La Réalisation De Ce Modeste  
Travail.*

*HACHEMI KHEIRA*

## DÉDICACES

---

*Je Remercie Dieu Le Tout Puissant D'avoir Eclairé Mon Chemin Et De M'avoir  
Donné Le  
Courage De Réaliser Ce Mémoire.*

*Je Dédie Ce Modeste Travail :*

*A Mes Chers Parents Qui M'ont Toujours Soutenu, Qui M'ont Guidé Lors Des  
Moments  
Difficiles Et Qui Ont Su M'aider Avec Leurs Précieux Conseils Tout Au Long De  
Mon Parcours*

*A Mes Frères Et Soeurs Et Toutes Ma Famille*

*A Mon Binôme et Tous Mes Amis Qui M'ont Soutenu Et Encourager*

*A Toute La Promotion Avec Qui J'ai Tissé Des Liens D'amitié Au Travers De Ses  
Années D'étude Ensemble.*

*TEBBAL WALID*

# RÉSUMÉ

## Résumé:

L'objectif de notre travail est de faire une conception d'un viaduc situé entre le PK: 154+125 et le PK: de la nouvelle ligne ferroviaire à grande vitesse Tlemcen / Akkid abbas.

Ce projet en réalité est conçu par un modèle de construction mixte, il est composée de 5 travées d'une portée de 40 m et d'une longueur total est de 200 ml, il est construit avec 4 poutre en charpente métallique.

Notre but est de refaire l'étude en remplaçant ce type de pont (les poutres) par un autre viaduc construit en béton précontraint, ensuite on va faire une analogie basée sur le coût et délai en respectant bien sur les conditions imposées: technique, environnemental et esthétique

...

## Mots clés:

Viaduc, béton précontraint, modélisation, management.

## Abstract :

The propos of our work is to do a conception for a viaduct located in KP: 154+125 and 154+325 from the new line rail-way Tlemcen / Akkid abbas.

This project in reality has been realized by composite steel and concrete bridge model, it's compose of 5 spans in 40 m with 200 m in global length and it consisted of 4 steel girder .

Our objective is to study and replace this kind of bridge into another realized by Per-stressed concrete girder bridge, also we make distinction based in cost and delay by respecting all technical, environmental and aesthetic condition... [8].

## Key words:

Viaduct, Per-stressed concrete, modelization, management

## المخلص :

الهدف من هذا العمل هو دراسة جسر ينتمي الى الخط الجديد لسكة الحديدية المكهربة لمسار مزدوج الذي يربط بين واد تلييلات وتلمسان.

هذا المشروع في الواقع هو عبارة عن جسر مركب ومختلط بين الحديد و الخرسانة يتكون من 5 امدادات طولها 40 متر و الطول الكلي للجسر يبلغ 200 متر حيث انه يتركب ايضا من 4 عارضات هيكلية .

هدف مشروعنا هو اعادة دراسة هذا الجسر و تعويضه بجسر اخر يتكون من عارضات سابقة الاجهاد ثم سنقوم بمقارنة بين المشروعين اعتمادا على الناحية المادية و الزمنية للمشروع مع احترام كل الإلزاميات التقنية , البيئية و الهندسية المفروضة .

## الكلمات المفتاحية :

جسر, خرسانة سابقة الاجهاد, تصميم , تسيير.

# SOMMAIRE

---

<i>Remerciements</i> .....	I
<i>Dédicace</i> .....	II
<i>Résumé</i> .....	IV
<i>Abstract</i> .....	IV
<i>المخلص</i> .....	IV
<i>Sommaire</i> .....	V
<i>Liste des Figures</i> .....	XI
<i>Liste des Tableaux</i> .....	XIV
<b>INTRODUCTION GENERALE</b> .....	1

## **CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET**

<i>1 introduction</i> .....	2
<i>2 presentation generale du site</i> .....	2
<i>3 Recueil des donnees naturelles</i> .....	2
<i>3.1 Les données topographie</i> .....	2
<i>3.2 Les données géologique</i> .....	3
<i>3.3 Les données hydrogéologie</i> .....	4
<i>3.4 Les données géotechnique</i> .....	4
<i>4 Recueil des donneefonctionnelles</i> .....	6
<i>4.1 Tracé en plan</i> .....	7
<i>4.2 Profil en long</i> .....	7
<i>4.3 Profil en travers</i> .....	8
<i>5 Conclusion</i> .....	8

## **CHAPITRE II : ETUDES DES ELEMENTS STRUCTURAUX**

<i>1 Introduction</i> .....	9
<i>2 Caracteristiques des materiaux</i> .....	9
<i>2.1 Béton</i> .....	9
<i>2.2 L'acier</i> .....	10
<i>2.2.1 Acier passif</i> .....	10
<i>2.2.2 Aciers actifs</i> .....	11
<i>3 Etude du tablier</i> .....	11
<i>3.1 Caractéristique géométrique de tablier</i> .....	11
<i>3.1.1 Largeur du tablier</i> .....	11
<i>3.1.2 La portée des travées</i> .....	11
<i>3.1.3 L'épaisseur de l'hourdis</i> .....	12
<i>3.2 Pré dimensionnement des poutres pour la 1<sup>ère</sup> variante vipp</i> .....	12
<i>3.2.1 Hauteur des poutres</i> .....	12
<i>3.2.2 Largeur de la table de compression (b)</i> .....	12
<i>3.2.3 Epaisseur de la table de compression</i> .....	13
<i>3.2.4 Espacement entre les poutres</i> .....	13
<i>3.2.5 Nombre des poutres</i> .....	13

# SOMMAIRE

---

3.2.6	<i>Epaisseur de l'âme (b0)</i> .....	13
3.2.7	<i>La largeur du talon</i> .....	14
3.2.8	<i>Epaisseur du talon</i> .....	15
3.2.9	<i>Gousset</i> .....	15
3.3	<i>Entretoise</i> .....	16
3.4	<i>Pré dimensionnement des poutres pour la 2<sup>ème</sup> variante poutre métallique</i> ...	17
3.4.1	<i>Nombre de poutres (n)</i> .....	17
3.4.2	<i>Elancement de poutres</i> .....	17
3.4.3	<i>Epaisseur de l'âme des poutres</i> .....	18
3.4.4	<i>La largeur des semelles</i> .....	18
3.4.5	<i>Epaisseur des semelles</i> .....	19
3.5	<i>Caractéristiques géométriques de la poutre en béton précontraint</i> .....	19
3.5.1	<i>Caractéristiques géométriques de la section « médiane »</i> .....	20
3.5.2	<i>Caractéristiques géométriques de la section « médiane + hourdis »</i> .....	21
3.5.3	<i>Caractéristiques géométriques de la section « en travée »</i> .....	21
3.5.4	<i>Caractéristiques géométriques de la section « en travée + l'hourdi »</i> .....	22
3.5.5	<i>Caractéristiques de la poutre à « l'about »</i> .....	23
3.5.6	<i>Caractéristiques de la poutre à « l'about + hourdis »</i> .....	24
4	<i>Charges et surcharges</i> .....	24
4.1	<i>Calcul des charges permanentes</i> .....	25
4.2	<i>Evaluation des surcharges</i> .....	25
4.2.1	<i>Schématisation surcharges ferroviaire</i> .....	25
4.2.2	<i>Schématisation surcharges br</i> .....	26
4.2.3	<i>Le vent</i> .....	27
4.2.3	<i>Efforts de freinage et accélération</i> .....	27
4.2.5	<i>Effet de la température</i> .....	27
5	<i>Determination des moments et des efforts</i> .....	27
5.1	<i>La méthode numérique (sap 2000)</i> .....	27
5.2	<i>La modélisation</i> .....	28
5.2.1	<i>Les inputs</i> .....	28
5.2.2	<i>Les outputs</i> .....	28
5.3	<i>Analyse des résultats de la 1<sup>ère</sup> variante vipp</i> .....	28
5.3.1	<i>Moments fléchissant dans les poutres</i> .....	29
5.3.2	<i>Efforts tranchants dans les poutres</i> .....	33
5.4	<i>Analyse des résultats de la 2<sup>ème</sup> variante viaduc mixte</i> .....	37
5.4.1	<i>Moments fléchissant</i> .....	37
5.4.2	<i>Efforts tranchants</i> .....	38
6	<i>Etude de la précontrainte</i> .....	39
6.1	<i>Historique</i> .....	39
6.2	<i>Principe de la précontrainte</i> .....	39
6.3	<i>Procède de précontrainte par post tension</i> .....	39
6.4	<i>Choix des câbles</i> .....	40

# SOMMAIRE

---

<b>6.5</b>	<i>Calcul de la précontrainte</i>	40
<b>6.5.1</b>	<i>Section sous critique</i>	41
<b>6.5.2</b>	<i>Section sur critique</i>	41
<b>6.5.3</b>	<i>Calcul de l'excentricité</i>	41
<b>6.5.4</b>	<i>Calcul du nombre de câbles</i>	41
<b>6.6</b>	<i>Vérification à l'ELS</i>	42
<b>6.6.1</b>	<i>Combinaison quasi-permanente</i>	42
<b>6.6.2</b>	<i>Combinaison fréquente</i>	44
<b>6.6.3</b>	<i>Combinaison rare</i>	45
<b>6.6.4</b>	<i>Tracé des câbles</i>	47
<b>6.7</b>	<i>Calcul des pertes de précontraintes par post-tension</i>	48
<b>6.7.1</b>	<i>Perte instantanées</i>	48
<b>6.7.1.1</b>	<i>Perte due au frottement des câbles « <math>\delta\sigma_{fr}</math> »</i>	48
<b>6.7.1.2</b>	<i>Pertes dues au recul à l'ancrage</i>	49
<b>6.7.1.3</b>	<i>Raccourcissement élastique « <math>\delta\sigma_{el}</math> »</i>	49
<b>6.7.2</b>	<i>Pertes différées</i>	52
<b>6.7.2.1</b>	<i>Pertes dues au retrait du béton</i>	52
<b>6.7.2.2</b>	<i>Pertes dues à la relaxation des aciers</i>	53
<b>6.7.2.3</b>	<i>Perte due au fluage « <math>\delta\sigma_{fl}</math> »</i>	53
<b>6.8</b>	<i>Vérification de la flexion à mi-travée</i>	55
<b>6.8.1</b>	<i>à la mise en tension</i>	55
<b>6.8.2</b>	<i>En service</i>	56
<b>6.9</b>	<i>Ferraillage de la poutre</i>	56
<b>6.9.1</b>	<i>Armatures longitudinales</i>	56
<b>6.9.2</b>	<i>Armatures de peau</i>	57
<b>6.9.3</b>	<i>Armatures transversale</i>	58
<b>6.9.4</b>	<i>Effort tranchant maximum</i>	58
<b>7</b>	<i>Etude de l'hourdis</i>	60
<b>7.1</b>	<i>Évaluation des sollicitations</i>	60
<b>7.2</b>	<i>Étude des moments fléchissant</i>	60
<b>7.3</b>	<i>Calcul du ferraillage</i>	60
<b>7.3.1</b>	<i>ELU</i>	61
<b>7.3.2</b>	<i>ELS</i>	62
<b>7.4</b>	<i>Résistance aux efforts tranchants</i>	63
<b>7.4.1</b>	<i>Effort tranchant transversal</i>	63
<b>7.4.2</b>	<i>Effort tranchant longitudinal</i>	63
<b>8</b>	<i>Etude de l'entretoise</i>	64
<b>8.1</b>	<i>Calcul des réactions des poutres</i>	64
<b>8.2</b>	<i>Ferraillage entretoise</i>	65
<b>8.3</b>	<i>Armatures de construction</i>	65
<b>9</b>	<i>Etude de l'appareil d'appui</i>	66
<b>9.1</b>	<i>Dimensionnement de l'appareil d'appui</i>	67

# SOMMAIRE

---

9.1.1	Dimensions en plan .....	67
9.1.2	Hauteur nette de l'élastomère .....	67
9.1.3	Épaisseur des frettes .....	68
9.2	Vérification de l'appareil d'appui .....	68
9.2.1	Variation linéaire du tablier .....	68
9.2.2	Déplacement dû au retrait .....	68
9.2.3	Déplacement dû au fluage .....	69
9.2.4	Déplacement dû au températures .....	69
9.2.5	Déplacement en tête de l'appareil d'appui .....	70
9.3	Vérification des contraintes.....	70
9.3.1	Résistance à la compression.....	70
9.3.2	Sollicitation sous charge verticale.....	71
9.3.3	Sollicitation due à un déplacement ou un effort horizontal.....	71
9.3.4	Condition de non glissement.....	71
9.3.5	Condition de non flambement.....	71
9.3.6	Vérification vis-à-vis la rotation .....	72
9.3.7	Vérification vis-à-vis au non soulèvement.....	72
9.4	Les dés d'appui .....	72
9.4.1	Dimensionnement des dés d'appui.....	73
9.4.2	Ferraillage de dé d'appui.....	73
10	Etude des piles.....	74
10.1	Critères de dimensionnement de la pile.....	74
10.2	Etude du chevêtre.....	74
10.2.1	Ferraillage du chevêtre à la flexion.....	76
10.2.2	Vérification de l'effort tranchant.....	78
10.3	Choix de la pile.....	78
10.3.1	Vérification de flambement .....	78
10.3.2	Ferraillage de la pile.....	78
11	Etude et ferraillage de la semelle de liaison.....	80
11.1	Pré dimensionnement de la semelle.....	80
11.2	Ferraillage de la semelle .....	83
11.3	Condition de non fragilité.....	84
11.4	Armature de construction.....	84
12	Etude d'un pieu sous charge vertical par la méthode pressiométrique.....	84
12.1	Calcul de la force portante ultime.....	84
12.2	La force limite de pointe « qpu » .....	84
12.3	Frottement latéral de pointe.....	85
12.4	Ferraillage de pieux.....	87
13	Etude des culees.....	88
13.1	Pré dimensionnement de la culée.....	88
13.1.1	Mur de garde grève.....	88
13.1.2	Dalle de transition.....	88

## SOMMAIRE

---

13.1.3 Semelle.....	89
13.1.4 Mur en retour.....	89
13.1.5 Mur de front.....	89
13.2 Vérification de la stabilité de la culée.....	90
13.2.1 Sous charges permanentes.....	90
13.2.2 Contraintes sous la semelle.....	91
13.2.3 Calcul en construction avec remblai.....	91
13.2.3.1 Vérification au renversement .....	92
13.2.3.2 Vérification au glissement.....	92
13.2.4 Sous charges permanentes plus surcharge.....	92
13.2.4.1 Elu.....	93
13.2.4.2 Vérification au renversement .....	93
13.2.4.3 Vérification au glissement.....	93
13.2.4.4 Els.....	94
13.2.4.5 Vérification au renversement.....	94
13.2.4.6 Combinaison accidentelle.....	95
13.2.4.7 Vérification au renversement.....	95
13.2.4.8 Vérification au glissement.....	95
13.3 Calcul du ferrailage des différents éléments de la culée.....	96
13.3.1 Mur garde grève (MGG) .....	96
13.3.1.1 Cas fondamentale.....	96
13.3.1.2 Cas accidentelle.....	96
13.3.1.3 Ferrailage minimum d'après le r.p.o.a.....	97
13.3.2 Etude de mur en retour.....	98
13.3.2.1 Détermination des contraintes le long du mur.....	98
13.3.2.2 Détermination du ferrailage.....	98
13.3.3 Mur de front.....	99
13.3.3.1 Ferrailage du mur de front à l'ELU.....	100
13.3.4 Etude de la semelle.....	101
13.3.4.1 Les dimensions de la semelle.....	101
13.3.4.2 Vérification des dimensions de la semelle à l'ELU.....	101
13.3.4.3 Le ferrailage de la semelle.....	102
14 Conclusion.....	102
<b>CHAPITRE III : ÉTUDE COMPARATIVE TECHNICO-ECONOMIQUE</b>	
1 Introduction.....	103
1.1 Définition d'un projet.....	103
1.2 Management de projet.....	103
1.3 Gestion d'équilibre .....	104
1.4 Les différentes phases dans le management de projet.....	104
1.5 Les acteurs du projet .....	104
1.6 Planification d'un projet.....	105
2 Étude technico-économique des deux variantes.....	105

# SOMMAIRE

---

<i>2.1 Devis estimatif de la variante 1, pont mixte acier- béton.....</i>	<i>105</i>
<i>2.2 Devis estimatif de la variante 2, pont en béton précontraint .....</i>	<i>109</i>
<i>2.3 Avantages et inconvénients de chaque variante .....</i>	<i>111</i>
<i>3 Analyse multicritère.....</i>	<i>113</i>
<i>3.1 Critère de choix de la variante.....</i>	<i>113</i>
<i>3.2 Justification de comparaison.....</i>	<i>114</i>
<i>4 Conclusion.....</i>	<i>114</i>
<b>CONCLUSION GENERALE.....</b>	<b>115</b>
<b>REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....</b>	<b>116</b>
<b>ANNEXES.....</b>	<b>117</b>

## LISTE DES FIGURES

---

<i>Figure 1-1 Situation du viaduc "v8" .....</i>	<i>2</i>
<i>Figure 1-2 Une coupe sur terrain de la zone du projet.....</i>	<i>3</i>
<i>Figure 1-3 Le log lithologie.....</i>	<i>4</i>
<i>Figure 1-4 les essais in-situ.....</i>	<i>5</i>
<i>Figure 1-5 : l'axe en plan du projet.....</i>	<i>7</i>
<i>Figure 1-6 : Profil en long du projet.....</i>	<i>7</i>
<i>Figure 1-7 : Profil en traves du projet.....</i>	<i>8</i>
<i>Figure 2-1 Les composante d'une poutre en I .....</i>	<i>12</i>
<i>Figure 2-2 schémas représentatifs du talon.....</i>	<i>14</i>
<i>Figure 2-3 Dimensions des poutres de différente coupe.....</i>	<i>16</i>
<i>Figure 2-4 Caractéristiques géométriques d'une poutre métallique et leurs notations.....</i>	<i>18</i>
<i>Figure 2-5 Caractéristiques des poutres principales (PRS) du pont.....</i>	<i>19</i>
<i>Figure 2-6 Les section Bi de la poutre médiane.....</i>	<i>20</i>
<i>Figure 2-7 La section médiane + l'hourdi .....</i>	<i>21</i>
<i>Figure 2-8 La section « en travée » .....</i>	<i>22</i>
<i>Figure 2-9 La section « en travée + l'hourdi » .....</i>	<i>22</i>
<i>Figure 2-10 La section de la poutre à « l'about » .....</i>	<i>23</i>
<i>Figure 2-11 La section de la poutre à « l'about + l'hourdi » .....</i>	<i>24</i>
<i>Figure 2-12 Modèle de charges 71 et valeurs caractéristiques des charge verticale.....</i>	<i>26</i>
<i>Figure 2-13 Modèle de charges BR et la valeur caractéristique de la charge verticale .....</i>	<i>26</i>
<i>Figure 2.14. Modélisation de la dalle et de l'entretoise .....</i>	<i>28</i>
<i>Figure 2.15 Diagramme du moment fléchissant [KN.m] de la poutre de rive .....</i>	<i>29</i>
<i>Figure 2.16 Diagramme du moment fléchissant [KN.m] de la poutre 1.....</i>	<i>30</i>
<i>Figure 2.17 Diagramme du moment fléchissant [KN.m] de la poutre 2.....</i>	<i>30</i>
<i>Figure 2.18 Diagramme du moment fléchissant [KN.m] de la poutre 3 .....</i>	<i>30</i>
<i>Figure 2.19 Diagramme du moment fléchissant [KN.m] de la poutre 4 .....</i>	<i>31</i>
<i>Figure 2.20 Diagramme du moment fléchissant [KN.m] de la poutre 3 pour « ELS 2» .....</i>	<i>32</i>
<i>Figure 2.21 Diagramme du moment fléchissant [KN.m] de la poutre 4</i>	

## LISTE DES FIGURES

---

<i>pour « ELU 1 »</i> .....	32
<i>Figure 2.22 Diagramme du moment fléchissant [KN.m] de la poutre 4</i>	
<i>pour « ELS 1 »</i> .....	32
<i>Figure 2.23 Diagramme du moment fléchissant [KN.m] de la poutre 4</i>	
<i>pour « ELU 2 »</i> .....	33
<i>Figure 2.24 Diagramme du moment fléchissant [KN.m] de la poutre 4</i>	
<i>pour « G »</i> .....	33
<i>Figure 2.25. Diagramme de l'effort tranchant [KN.m] de la poutre de rive.....</i>	
<i>Figure 2.26. Diagramme de l'effort tranchant [KN.m] de la poutre 1.....</i>	
<i>Figure 2.27. Diagramme de l'effort tranchant [KN.m] de la poutre 2.....</i>	
<i>Figure 2.28. Diagramme de l'effort tranchant [KN.m] de la poutre 3.....</i>	
<i>Figure 2.29. Diagramme de l'effort tranchant [KN.m] de la poutre 4.....</i>	
<i>Figure 2.30. Diagramme de l'effort tranchant [KN.m] de la poutre 4</i>	
<i>pour « G »</i> .....	35
<i>Figure 2.31. Diagramme de l'effort tranchant [KN.m] de la poutre 3</i>	
<i>dans « ELU1 »</i> .....	36
<i>Figure 2.32. Diagramme de l'effort tranchant [KN.m] de la poutre 3</i>	
<i>dans « ELS1 »</i> .....	36
<i>Figure 2.33. Diagramme de l'effort tranchant [KN.m] de la poutre 4</i>	
<i>dans « ELU2 »</i> .....	36
<i>Figure 2.34. Diagramme de l'effort tranchant [KN.m] de la poutre 4</i>	
<i>dans « ELS2 »</i> .....	36
<i>Figure 2.35 Modélisation du tablier avec SAP2000.....</i>	
<i>Figure 2.36 Diagramme du moment fléchissant [KN.m]</i>	
<i>de la poutre de rive a ELU</i> .....	38
<i>Figure 2.37 Diagramme efforts tranchants [KN.m] de la poutre</i>	
<i>de rive a ELU</i> .....	39
<i>Figure 2.38 principe du précontraint par post tension.....</i>	
<i>Figure 2.39 Diagramme de la combinaison quasi-permanente</i>	
<i>de P1</i> .....	43
<i>Figure 2.40 Diagramme de la combinaison quasi-permanente de P2.....</i>	
<i>Figure 2.41 Diagramme de la combinaison quasi-permanente de P1 .....</i>	

## LISTE DES FIGURES

---

<i>Figure 2.42 Diagramme de la combinaison quasi-permanente de P2 .....</i>	<i>45</i>
<i>Figure 2.43 Diagramme de la combinaison rare de P1.....</i>	<i>46</i>
<i>Figure 2.44 Diagramme de la combinaison rare de p2.....</i>	<i>46</i>
<i>Figure 2.45 Tension la longue du câble .....</i>	<i>49</i>
<i>Figure 2.46 Diagramme des contraintes sous P2 (combinaison rare) .....</i>	<i>57</i>
<i>Figure 2.47 ferrailage passive de la pouter ; longitudinal et transversal .....</i>	<i>58</i>
<i>Figure 2.48 Exemple du moment longitudinal maximum.....</i>	<i>60</i>
<i>Figure 2.49 Schéma statique de l'entretoise.....</i>	<i>64</i>
<i>Figure 2.50 Moment fléchissant a ELU.....</i>	<i>65</i>
<i>Figure 2.51Moment fléchissant a ELS.....</i>	<i>65</i>
<i>Figure 2.52 Appareils d'appuis en élastomère fretté.....</i>	<i>66</i>
<i>Figure 2.53 Définition géométrique de l'appareil d'appuis.....</i>	<i>67</i>
<i>Figure 2.54 Les dimensions des dés d'appuis.....</i>	<i>73</i>
<i>Figure 2.55 : schéma de la pile .....</i>	<i>74</i>
<i>Figure 2.56 Diagramme du moment a ELU .....</i>	<i>75</i>
<i>Figure 2.57 Diagramme de l'effort tranchant à ELU.....</i>	<i>75</i>
<i>Figure 2.58 schémas statiques de la pile .....</i>	<i>79</i>
<i>Figure 2.59 coupes transversales de la pile.....</i>	<i>80</i>
<i>Figure 2.60 Dessin de la coupe de la semelle.....</i>	<i>82</i>
<i>Figure 2.61 résultats du moment transversal « M 1-1 » de la semelle.....</i>	<i>82</i>
<i>Figure 2.62 résultats du moment longitudinal « M 2-2 » de la semelle.....</i>	<i>83</i>
<i>Figure 2.63 de modélisation chevêtre, pile, pieux sur sap2000.....</i>	<i>86</i>
<i>Figure 2.64 des moments 3-3 pour pieux.....</i>	<i>87</i>
<i>Figure 2.65 ferrailages des pieux .....</i>	<i>87</i>
<i>Figure 2.66 dimensions de la culée.....</i>	<i>90</i>
<i>Figure 2.67modélisations de la culée.....</i>	<i>90</i>
<i>Figure 2.68. Mur en retour.....</i>	<i>98</i>
<i>Figure 3.1. Triangle d'or du projet.....</i>	<i>100</i>
<i>Figure 3.2. Comparaison de la courbe en S pour les deux variantes.....</i>	<i>108</i>
<i>Figure 3.3. Échelles de comparaison sur « expert choice » .....</i>	<i>110</i>
<i>Figure 3.4. Résultat finale de la comparaison.....</i>	<i>111</i>

## LISTE DES TABLEAUX

---

<i>Tableau 1-1 Les coordonnées principale de l'ouvrage.....</i>	<i>3</i>
<i>Tableau 1-2 Sondage pressionmétrique N°1.....</i>	<i>5</i>
<i>Tableau 1-3 Sondage pressionmétrique N°2 .....</i>	<i>6</i>
<i>Tableau 1-4 Sondage pressionmétrique N°3 .....</i>	<i>6</i>
<i>Tableau 2-1 les caractéristique principale du béton a 28 jours .....</i>	<i>9</i>
<i>Tableau 2-2 caractéristique des cables de précontraint utilisée.....</i>	<i>11</i>
<i>Tableau 2-3 Calcul des données géométriques de la poutre médiane.....</i>	<i>20</i>
<i>Tableau 2-4Caractéristiques géométriques de la poutre médiane.....</i>	<i>21</i>
<i>Tableau 2-5 Calcul des données géométriques de la poutre « médiane + l'hourdi ».....</i>	<i>21</i>
<i>Tableau 2-6Caractéristiques géométriques de la poutre « médiane + l'hourdi » ...</i>	<i>21</i>
<i>Tableau 2-7 Calcul des données géométriques de la poutre « en travée ».....</i>	<i>22</i>
<i>Tableau 2-8 Caractéristiques géométriques de la poutre « en travée » .....</i>	<i>22</i>
<i>Tableau 2-9 Calcul des données géométriques de la poutre « en travée + l'hourdi » .....</i>	<i>23</i>
<i>Tableau 2-10 Caractéristiques géométriques de la poutre « en travée + l'hourdi » .....</i>	<i>23</i>
<i>Tableau 2-11 Calcul des données géométriques de la poutre « d'about » .....</i>	<i>23</i>
<i>Tableau 2-12 Caractéristiques géométriques de la poutre « d'about » .....</i>	<i>23</i>
<i>Tableau 2-13 Calcul des données géométriques de la poutre « d'about +l'hourdi » .....</i>	<i>24</i>
<i>Tableau 2-14 Caractéristiques géométriques de la poutre « d'about + l'hourdi » .....</i>	<i>24</i>
<i>Tableau 2-15 charges permanentes.....</i>	<i>25</i>
<i>Tableau 2.16. Tableau récapitulatif des moments fléchissant .....</i>	<i>31</i>
<i>Tableau 2.17. Tableau récapitulatif des efforts tranchants .....</i>	<i>35</i>
<i>Tableau 2.18. Tableau récapitulatif des moments fléchissant.....</i>	<i>37</i>
<i>Tableau 2.19. Tableau récapitulatif efforts tranchants.....</i>	<i>38</i>
<i>Tableau 2.20 Les caractéristiques géométriques de la poutre avec hourdis .....</i>	<i>40</i>
<i>Tableau 2.21 Récapitulatif des résultats de précontrainte.....</i>	<i>42</i>
<i>Tableau 2.22 caractéristiques géométriques de la poutre en travée seule .....</i>	<i>42</i>
<i>Tableau 2.23 Combinaison quasi-permanente de P1 .....</i>	<i>43</i>

## LISTE DES TABLEAUX

---

Tableau 2.24 Combinaison quasi-permanente de P2.....	43
Tableau 2.25 Combinaison quasi-permanente de P1.....	44
Tableau 2.26 Combinaison quasi-permanente de P2.....	45
Tableau 2.27 Combinaison rare de P1.....	46
Tableau 2.28 Combinaison rare de P2.....	46
Tableau 2.29 Tableau récapitulatif du tracé des câbles.....	47
Tableau 2.30 Valeurs numériques des coefficients 'y' et 'a'.....	49
Tableau 2.31 Les pertes dues au frottement.....	49
Tableau 2.32 Les pertes dues au glissement.....	50
Tableau 2.33 Les caractéristiques géométriques nettes des sections.....	51
Tableau 2.34 Pertes dues au raccourcissement instantané du béton.....	51
Tableau 2.35 Récapitulatif des pertes instantanées.....	51
Tableau 2.36 Pertes dues à la relaxation des aciers.....	53
Tableau 2.37 Les caractéristiques géométriques brutes (poutre + dalle) .....	53
Tableau 2.38 Les pertes dues au fluage de béton.....	54
Tableau 2.39 Récapitulatif des pertes différées.....	54
Tableau 2.40 Pourcentage des pertes total.....	54
Tableau 2.41 Les caractéristiques géométriques nettes pour différentes sections.....	55
Tableau 2.42 Détermination des contraintes .....	55
Tableau 2.43 Les caractéristiques géométriques brutes pour sections composite.....	56
Tableau 2.44 Détermination des contraintes.....	56
Tableau 2.45 Tableau Moments fléchissant.....	60
Tableau 2.46 Ferrailage de l'hourdis en travée à l'ELU.....	61
Tableau 2.47 Ferrailage de l'hourdis en appui à l'ELU.....	61
Tableau 2.48 Ferrailage de l'hourdis en travée à l'ELS.....	63
Tableau 2.49 Ferrailage de l'hourdis en appui à l'ELS.....	63
Tableau 2.50 Tableau effort tranchant.....	63
Tableau 2.51 Moments fléchissant de l'entretoise à l'ELU et l'ELS.....	65
Tableau 2.52 Ferrailage de l'entretoise à l'ELU.....	65
Tableau 2.53 Ferrailage de l'entretoise à l'ELS .....	65

## LISTE DES TABLEAUX

---

<i>Tableau 2.54 Les effort tranchant et moments fléchissant de chevêtre.....</i>	<i>75</i>
<i>Tableau 2.55 caractéristique géométrique du chevêtre.....</i>	<i>76</i>
<i>Tableau 2.56 ferrailages du chevêtre en appuis.....</i>	<i>76</i>
<i>Tableau 2.57 vérification ferrailages en appuis.....</i>	<i>76</i>
<i>Tableau 2.58 ferrailages du chevêtre en travée.....</i>	<i>77</i>
<i>Tableau 2.59 vérification ferrailages en travée.....</i>	<i>77</i>
<i>Tableau 2.60 caractéristique géométrique du pieu.....</i>	<i>81</i>
<i>Tableau 2.61 tableau de l'effort normal et moment fléchissant appliqué a la semelle.....</i>	<i>83</i>
<i>Tableau 2.62 pression limite /profondeur.....</i>	<i>85</i>
<i>Tableau 2.63 poids propre des éléments.....</i>	<i>86</i>
<i>Tableau 2.64 La descente de charge de la culée.....</i>	<i>91</i>
<i>Tableau 2.65 Le poids de sols.....</i>	<i>91</i>
<i>Tableau 2.66 Moments stabilisants et renversants de culée.....</i>	<i>92</i>
<i>Tableau 2.67 Moments stabilisants et renversants en charge à l'ELU.....</i>	<i>93</i>
<i>Tableau 2.68 Moments stabilisants et renversants en charge à l'ELS.....</i>	<i>94</i>
<i>Tableau 2.69 Moments stabilisants et renversants en charge à l'ELS.....</i>	<i>95</i>
<i>Tableau 2.70 les efforts agissant sur mur garde grève.....</i>	<i>96</i>
<i>Tableau 2.71 calcule de ferrailage du mur garde grève.....</i>	<i>96</i>
<i>Tableau 2.72 caractéristique du remblai .....</i>	<i>97</i>
<i>Tableau 2.73 calcule de ferrailage du mur garde grève en cas accidentelle.....</i>	<i>97</i>
<i>Tableau 2.74 les efforts agissant sur mur en retour.....</i>	<i>98</i>
<i>Tableau 2.75 calcule de ferrailage mur en retour.....</i>	<i>99</i>
<i>Tableau 2.76: Moments stabilisants et renversants en charge à l'ELU.....</i>	<i>100</i>
<i>Tableau 2.77 calcule de ferrailage mur de front.....</i>	<i>101</i>
<i>Tableau 3.1. Devis estimatif pour la variante 1 (Pont mixte acier- béton) .....</i>	<i>102</i>
<i>Tableau 3.2. Devis estimatif pour la variante 1 (pont en béton précontraint) ...</i>	<i>106</i>
<i>Tableau 3.3. Avantages et inconvénients du pont mixte acier- béton.....</i>	<i>108</i>
<i>Tableau 3.4. Avantages et inconvénients du pont en béton précontraint.....</i>	<i>109</i>
<i>Tableau 3.5 : échelles de comparaison.....</i>	<i>110</i>

## INTRODUCTION GÉNÉRALE

---

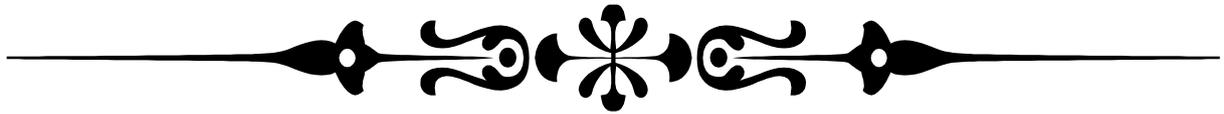
*Dans le cadre de développement des réseaux ferroviaire, l'Algérie connaît depuis peu, une électrification au niveau de certains tronçons, ce qui doit conduire à l'installation de trains à grande vitesse qui devraient relier les villes les plus importantes du pays.*

*L'Algérie prévoit de multiplier par 3 son réseau ferroviaire en 15 ans, pour parvenir à 10 000 km (3 200 km actuellement) de voies ferroviaire. La plus grosse partie des 47 milliards des dollars réservée aux transports sera consacrée au développement du rail.*

*Ce projet stratégique s'étend sur des milliers des kilomètres et comporte la réalisation des tunnels et des ponts qui ont été déjà aménagés, et parmi ses inventaires d'ouvrage, notre projet du viaduc que nous somme entrain d'étudier.*

*Notre projet concerne la ré-conception d'un viaduc mixte (acier béton) qui est au cour à l'exécution par un autre conçu pour un viaduc indépendant en béton précontrainte.*

*Le souci de l'ingénieur est de répondre à la question: comment construire un ouvrage qui assure parfaitement son service avec un coût optimal. Il est également essentiel de veiller à la réalisation des Ouvrages d'art ayant des formes et proportions permettant une intégration satisfaisante dans le site pour cela le travail est composé par deux grandes parties : conception et estimation analogique.*



# *CHAPITRE 1*

## *PRÉSENTATION DE PROJET*



## 1. Introduction :

L'objectif d'une conception d'un pont est de rechercher la solution la plus économique respectant l'ensemble des contraintes ; naturelles et fonctionnelles imposées, tout en prenant Compte la durabilité et la qualité architecturale.

Afin d'étudier un projet, nous devons définir d'abord la présentation sommaire de l'ouvrage, les données fonctionnelles et les données naturelles.

## 2. PRESENTATION GENERALE DU SITE :

Le viaduc "V8" est un ouvrage qui relie le PK: 154+125 avec le PK: 154+325 de la nouvelle ligne ferroviaire à grande vitesse Tlemcen / Akkid Abbas ,notre objectif est de construire cette ouvrage avec des poutre en béton précontraint qui constitue une longueur de **200m** avec **6 travées** et **9 poutre** .

La portée de chaque travée est de **33.4 m** et Les **pile** sont en forme de **H** de dimension « **7.5m × 4.0 m** et **7.5m × 3.0 m** ». [1]

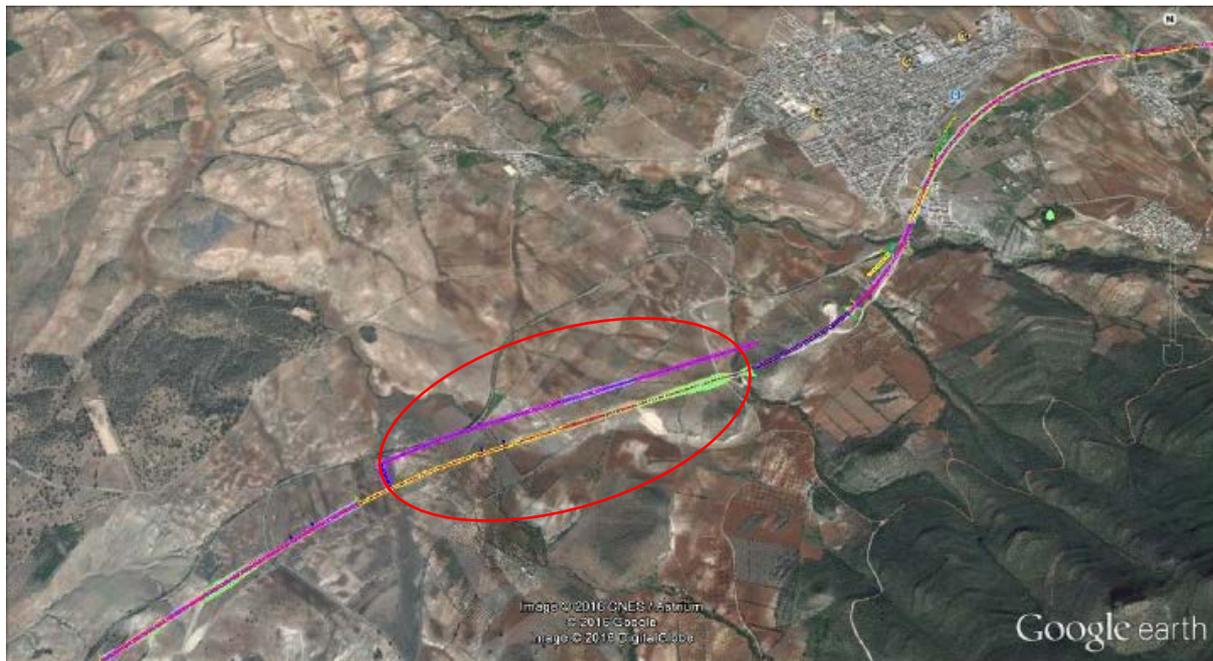


Figure 1-1 Situation du viaduc "v8". [2]

## 3. RECUEIL DES DONNEES NATURELLES :

Les données sont ramassées après la visite de l'ingénieur au site, elles sont obligatoire et essentielle dans chaque projet.

### 3.1. Les données Topographique :

Il est nécessaire de connaître avec précision la topographie du terrain naturel afin d'implanter correctement l'ouvrage et choisir les emplacements adéquats pour

Les installations de chantier, aussi les accès aux différentes parties de l'ouvrage et les aires de préfabrication éventuelles.

L'ouvrage est repéré par le GPS dont les coordonnées des trois sondages sont représenté dans le tableau suivant:

Non du sondage	KM	X	Y	Elévation
<b>BH-96(VBH-23)</b>	154+115	634287	3853427	608
<b>BH-97(VBH-24)</b>	154+235	634204	3853340	601
<b>BH-98(VBH-25)</b>	154+310	634145	3853286	614

**Tableau 1-1 Les coordonnées principale de l'ouvrage. [2]**

### 3.2. Les données géologique:

Le trajet du chemin de fer passe une surface d'un cône alluviale ancien. Dans cette région la surface de ce cône est inclinée vers le nord-ouest. L'inclinaison de la surface est constante pour toute la surface du cône.

La faille inverse active en coupant le cône a provoqué la croissance de ce cône. Par conséquent, les deux côtés du cône sont limités par deux rivières et la surface du cône s'est exposé par des forces d'érosion qui a produit une usure trop faible.

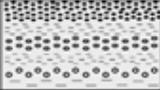
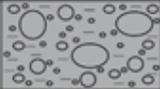
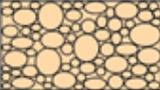
La faille est située sur une zone de déformation de **calcaire bréchiq**. Dans cette endroit bien que la zone de la faille principale soit situé entre les **calcaires** et **marnes** d'âge Miocène, dans les calcaires les zones secondaires de déformation sont développé. Les zones écrasées et bréchiq qui sont développé dans l'unité de calcaires bréchiq et marne intercalé les roches ont complètement perdu leur propriétés principales. Les zones bréchiq présentent la propriété d'une roche cimentée par les carbonates et faible - moyen solide roche. Dans cette section les calcaires ont des structures d'un degré levé et avec des différent taille de structures karstiques. La zone de melt est avancée surtout le long de la zone de fracture. [2]



**Figure 1-2 Une coupe sur terrain de la zone du projet. [2]**

❖ **Commentaire :**

Dans la partie supérieure les sédiments alluvionnaires anciens de 1-1.5 mètre épaisseur constitué de croute calcaire, faiblement cimenté en carbonate, gravier, sable, limon et argile.

Système	Série	Lithologie	Description
Quaternaire	Holocène		Les alluvions récentes: dépôts meubles de gravier, de sable, de limon et d'argile
	Pléistocène		Les alluvions anciennes: les matérielles faibles carbonates cimentés, gravier, sable, limon et argile
Néogène	Pliocène		Les dépôts de terrasse: les matérielles avec la taille des blocs dans la matrice de boue, gravier et sable
	Miocène		Les marnes en généralement massive, moyen-grande stratifié, très faible- faible à haute teneur en argile.
Jurassique	Supérieur		Calcaires dolomitiques, solide et moyen solide, moyen - grande stratifié avec niveaux intermédiaires de marne

**Figure 1-3 Le log lithologie. [2]**

❖ **Commentaire :**

Les sédiments pliés d'âge Quaternaire situés très près de la zone de déformation de la faille.

**3.3. Les données Hydrogéologique :**

Lorsqu'un ouvrage franchit un cours d'eau, un certain nombre de renseignements sont nécessaire :

Les niveaux correspondant aux **PHEC** (plus haute eaux connues), **PBE** (plus basses eaux ou étiage).

Le niveau de PHEC permet de caler le profil en long de l'ouvrage.

Dans notre projet l'oued possède les données hydrauliques suivantes :

- **PHEC = 22m**
- **PBE = 1m. [2]**

**3.4. Les données géotechnique:**

Les essais géotechnique du sol est une opération délicate. Il faut se rendre compte, avant d'établir les fondations, il permette de savoir la nature du sol, sa résistance, la profondeur à laquelle on devra descendre pour construire les fondations. Ces essais sont à la base des sondages carottés : sol intacte, qui a pour but de prélever des échantillons de sol, non seulement des Couches sur lesquelles on doit établir une fondation, mais également des couches plus profond qu'ils peuvent provoquer des tassements dans l'ouvrage.



Figure 1-4 les essais in-situ

### ❖ Structure des différentes coupes lithologiques

D'après les résultats des essais préssiométriques on a constaté les couches suivantes:

#### • Sondage 1 :

Nom du sondage	D(m)	Densité ( $t/m^3$ )	Contrainte ( $kg/cm^2$ ) « la résistance a la compression uniaxial »	$I_{B0}$ « essai de charge ponctuelle »	Classification GTR	Lithologie
<b>BH-96 (VBH-23)</b>	3-4	2,197	295,1	7,4	$R_4$	Grès
	8-8,5	2,190	86,7	6	$R_4$	Grès
	8-8,5			4,2	$R_4$	Grès
	11,8-12			4,8	$R_4$	Marne/argile
	16-18			1,2	$R_3$	Marne/argile
	16-18			1,6	$R_3$	Marne/argile
	16-18			2,1	$R_3$	Marne/argile
	16-18			1,3	$R_3$	Faille
	21,5-22,5	2,790	520,40	4,4	$R_3$	Faille
	21,5-22,5	2,910	126,60	4	$R_3$	Faille
	26,1-26,4	2,6	123,1		$R_4$	Grès
	26,1-26,4	2,6	198,40		$R_4$	Grès
	29,8-30,5	2,4	272,7	5,2	$R_4$	Grès
	29,8-30,5	2,73	150,9		$R_4$	Grès
	29,8-30,5	2,38	69,7		$R_4$	Grès
	29,8-30,5	2,42	164		$R_4$	Grès
29,8-30,5	2,5	160,1		$R_4$	Faille	

Tableau 1-2 Sondage pressionmétrique N°1.[2]

- **Sondage 2 :**

Nom du sondage	D(m)	Densité ( $t/m^3$ )	Contrainte ( $kg/cm^2$ ) « la résistance a la compression uniaxial »	$I_{B0}$ « essai de charge ponctuelle »	Classification GTR	Lithologie
<b>BH-97 (VBH-23)</b>	7-7,1	2,025	8,6		$R_3$	Marne/argile
	14-14,5			2,2	$R_4$	Marne/argile
	15,4-15,9	2,668	194,6		$R_3$	Faille
	15,4-15,9	2,579	104,9		$R_3$	Faille
	19,5-19,7	2,705	106,2		$R_3$	Argilite
	22,3-22,6			0,5	$R_3$	Marne/argile
	23-23,2	2,263	33		$R_3$	Faille
	29,9-30			8,3	$R_3$	Argilite

**Tableau 1-3 Sondage pressionométrique N°2. [2]**

- **Sondage 3 :**

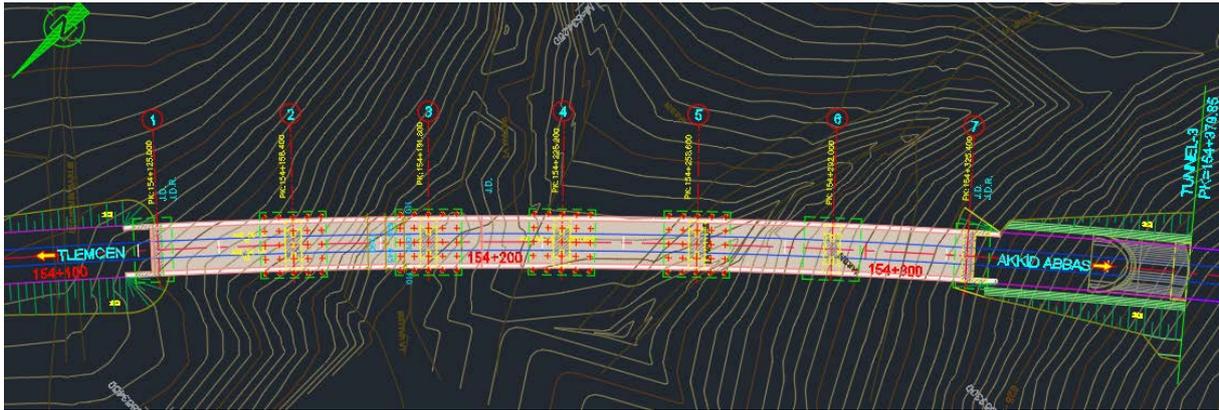
Nom du sondage	D(m)	Densité ( $t/m^3$ )	Contrainte ( $kg/cm^2$ ) « la résistance a la compression uniaxial »	$I_{B0}$ « essai de charge ponctuelle »	Classification GTR	Lithologie
<b>BH-96 (VBH-23)</b>	4-4,5	2,1	7,28		$R_3$	Grès
	7-7,5	2,11	7,28		$R_3$	Grès
	7-7,5	2,18	45,3		$R_3$	Grès
	12,2-12,8	2,34	76,6		$R_3$	Marne/argile
	12,2-12,8	2,20	79,1		$R_3$	Marne/argile
	12,2-12,8	2,26	55,1		$R_3$	
	15-15,8	2,30	28,7	1,2	$R_3$	Marne/argile
	15-15,8			0,3	$R_3$	Marne/argile
	15-15,8			0,9	$R_3$	Faille
	15-15,8			1,1	$R_3$	Faille
	15-15,8			4,5	$R_3$	Faille
	17,5-17,8	3,5	397,3		$R_4$	Grès
	22-22,5	3,34	27,8		$R_3$	Grès
	22-22,5	2,41	56,9		$R_3$	Grès
	26,75-27,5	2,77	125,2		$R_3$	Grès
29-30	2,322	53,4		$R_3$	Grès	

**Tableau 1-4 Sondage pressionométrique N°3. [2]**

#### 4. RECUEIL DES DONNEES FONCTIONNELLES:

##### 4.1. Tracé en plan :

Le viaduc a une longueur de **200.4 m**.

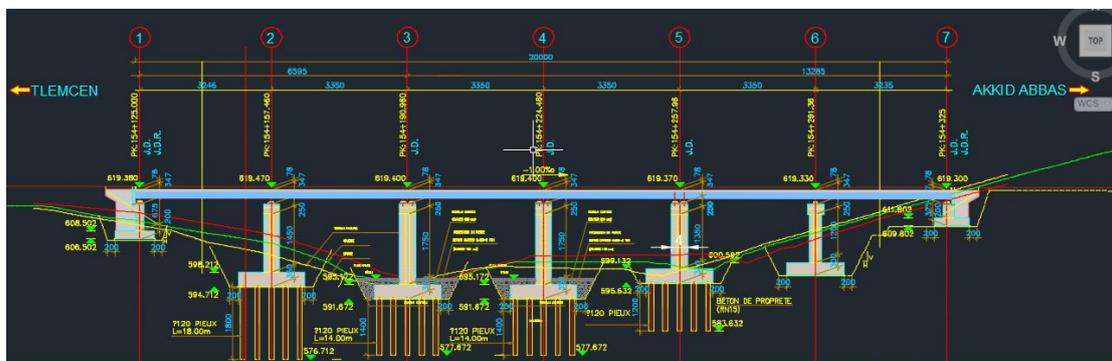


**Figure 1-5 : l'axe en plan du projet**

#### 4.2. Profil en long :

Il est composé de 6 travées continues de 33.4 m contiens des poutres en béton précontraint, une dalle en béton arme coulée sur place ,5 piles et deux culé.

Au niveau des axes il y a des appareils d'appuis. Ces appareils d'appuis empêchent les mouvements dans les deux directions. Ces appareils d'appuis à pot permettant un mouvement longitudinal et empêchant le mouvement transversal, de ce fait la stabilité transversale du rail est assurée. La résistance aux efforts de freinage et d'accélération est assurée grâce aux appareils d'appuis et les piles en dessous. Tous les appareils d'appuis doivent permettre une rotation minimale  $\geq 0.02$  rad Les axes 2, 3,4 et 5 sont fondés sur des pieux de 120cm de diamètre et l'axe 6 sur une semelle superficiel.



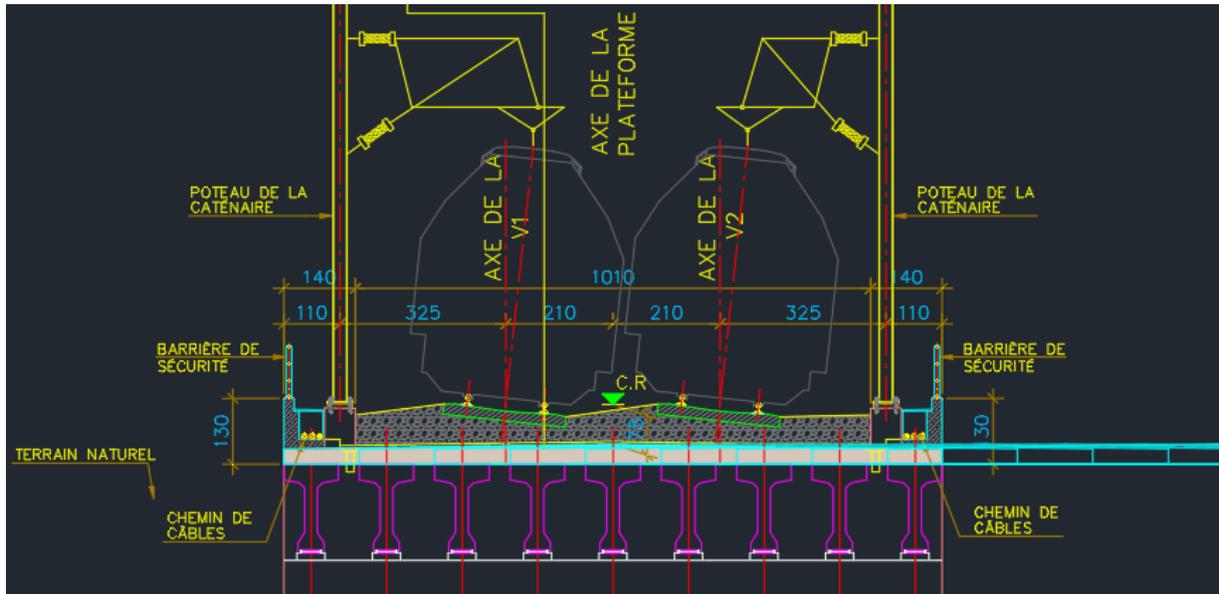
**Figure 1-6 : Profil en long du projet**

#### 4.3. Profil en travers :

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les Équipements de la voie dans le sens transversal. La largeur totale de l'ouvrage est de **12.90 m**, et le tablier présente un devers de 1%.

La section transversale de la superstructure est constituée de **9** poutres en béton précontrainte préfabriquées en **I** et en **T** avec une dalle en béton armé coulée sur place. L'épaisseur de la

dalle est variable environ **30 cm**. Pour le coulage de la dalle une tôle métallique est utilisée comme coffrage pour la Légèreté de son poids.

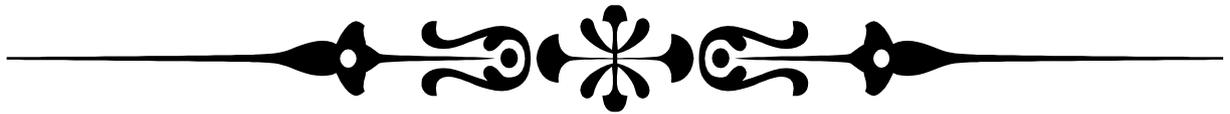


**Figure 1-7 : Profil en travers du projet**

## 5. CONCLUSION:

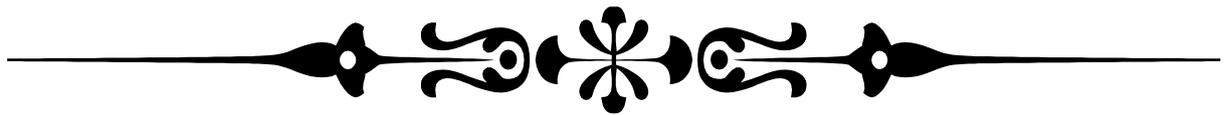
Notre projet est destiné à offrir un certain niveau de sécurité et de confort aux usagers, la conception de celui-ci doit satisfaire à un certain nombre d'exigences : on distingue les exigences fonctionnelles et les exigences naturelles

A la fin de ce chapitre on conclue que pour chaque étude d'un ouvrage d'art il est nécessaire d'avoir des reconnaissances sur le site de l'ouvrage: le recueil des données naturelles (la topographie –l'hydrologie – la géotechnique), afin que le projet repose sur des hypothèses complètes non erroné et on évite tous les surprises et le dépassement de cout et délai de projet.



## *CHAPITRE 2*

# *ETUDES DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX*



## 1. INTRODUCTION:

Le dimensionnement d'un pont constitue un travail de synthèse des différentes disciplines, telles que la statique, la dynamique, la résistance des matériaux, et le calcul des fondations. Le caractère spécifique du calcul des ponts réside dans l'interdépendance des éléments de structure soumis simultanément à des sollicitations combinées.

Après la proposition des variantes issues de la réflexion de l'ingénieur, celles-ci doivent être vérifiées d'une façon sommaire, pour déterminer la variante optimisée la plus performante.

Tous d'abord, toute étude d'un ouvrage exigeant qu'il doive être pré dimensionné en effectuant des vérifications sommaires et des calculs partiels du comportement de l'ensemble de l'ouvrage pré dimensionné, à l'aide de méthodes approchées.

Cette étape doit être faite pour avoir une connaissance intuitive du comportement de l'ouvrage, pour la détermination de la variante la plus convenable, donc la plus satisfaisante de nos besoins en fonction des moyens disponibles.

## 2. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :

Le choix des matériaux de construction conditionne en grande partie la conception du pont. Nous présenterons les différents matériaux utilisés dans l'élaboration de l'ouvrage ainsi que leurs caractéristiques concernant notre calcul.

### 2.1 Béton:

La qualité de béton dépend de la qualité de ces constituants, des techniques de fabrication et de mise en œuvre.

<i>Béton</i>	$f_{c28}$ (Mpa)	$f_{t28}$ (Mpa)	$E_{28}$ (Mpa)	$\sigma_B$ (Mpa)
<i>Pile</i>	35	2,7	35,982	21
<i>Fondation</i>	27	2,2	33	16,20
<i>Culée</i>	27	2,2	33	16,20
<i>Dalle</i>	27	2,2	33	16,20
<i>pieux</i>	27	2,2	33	16,20
<i>Poutres</i>	35	2,7	35,982	21

**Tableau 2-1 les caractéristique principale du béton a 28 jours. [1]**

Avec :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,006f_{c28}$$

$$E_{28} = 11000^3 \sqrt{f_{c28}}$$

$$\sigma_B = 0,6f_{c28}$$

$f_{c28}$  : La résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours

$f_{t28}$ : La résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours

$E_{28}$ : Le module de déformation longitudinale instantanée du béton

$\sigma_B$ : La limite de la contrainte de compression du béton

- **Déformation transversale du béton:**

$$G = \frac{E}{1+2\nu} \quad \text{avec } \nu: \text{ Coefficient de poisson égal à } 0,2$$

[9].

## 2.2 L'acier :

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

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

### 2.2.1 Acier passif

Les aciers utilisés sont des armatures courantes de haute adhérence de classe FeE500 avec une limite d'élasticité  $f_e = 500$  Mpa.

- Module d'élasticité longitudinale de l'acier :**

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ Mpa.}$$

- La limite élastique :**

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

Dans les calculs relatifs à l'ELU on introduit un coefficient  $\gamma_s$  tel que :

$\gamma_s = 1,15$  Pour une situation durable

$\gamma_s = 1$  Pour une situation accidentelle

- Contraintes limite :**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{1,15} = \frac{500}{1,15}$$

$$\sigma_s = 434,78 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left( \frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right) \text{ Pour l'infrastructure (fondation, pieux, culée)}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 207,31 \text{ MPA}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \left( \frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right) \text{ Pour la superstructure (tablier, poutre, pile)}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 228,63 \text{ MPA [9].}$$

### 2.2.2 Aciers actifs :

Les armatures actives sont des armatures en acier à haute résistance qu'on utilise pour les Constructions en béton précontraint par pré-tension, ou post tension.

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

Toron	12T15
Force de rupture garantie	$f_{prg} = 1800 \text{ MPa}$
Force élastique garanti :	$f_{peg} = 1500 \text{ MPa}$
Section utile d'un câble	$AP = 1800 \text{ mm}^2$
Diamètre de la gaine	$\phi g = 80 \text{ mm}$
Coefficient de frottement (gaine – câble)	$\phi = 2 \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$ .
Relaxation à 1000 heures	$\phi_{1000} = 2.5 \%$
Relaxation à 3000 heures	$\phi_{3000} = 3 \%$ .
Module d'élasticité	$E_P = 1,95 \times 10^5 \text{ MPa}$
Recul d'ancrage au relâchement du vérin	$g = 6 \text{ mm}$
Coefficient de frottement par unité de déviation angulaire	$f = 0.18 \text{ rd}^{-1}$ .

**Tableau 2-2 caractéristique des cables de précontraint utilisée**

#### ❖ Module de d'élasticité des armatures :

Le module d'élasticité des armatures "Ep" des aciers de précontrainte est pris égale à :

$E_p = 200\,000 \text{ MPa}$  pour les barres.

$E_p = 195\,000 \text{ MPa}$  pour les torons.

### 3. ETUDE DU TABLIER:

Le tablier est la partie sensiblement horizontale du pont qui est chargée de recevoir les usagers par l'intermédiaire de la couche de roulement et des trottoirs, Les tabliers peuvent être réalisés à l'aide des poutres en précontraintes par pré-tension ou bien par post-tension solidarisées par une dalle de couverture coulée en place [4], dans ce projet on va utiliser la post-tension des câbles.

#### 3.1 Caractéristique géométrique de tablier :

##### 3.1.1 Largeur du tablier :

La largeur d'une voie est de 5,05m et la largeur rouable étant 2x 5,05m avec deux trottoirs de 1,4 m de chacun. Donc la largeur totale de l'ouvrage (**Lt**) est de **12.90 m**.

##### 3.1.2 La portée des travées :

Le tablier comporte **6** travées de **33.4 m**

##### 3.1.3 L'épaisseur de l'hourdis

L'épaisseur de la dalle ( $h_0$ ) doit être  $\geq 0,15m$ . (Justification au poinçonnement par charge concentré), Donc on prend  $h_0 = 30cm$ .

### 3.2 Pré dimensionnement des poutres pour la 1<sup>ère</sup> variante VIPP :

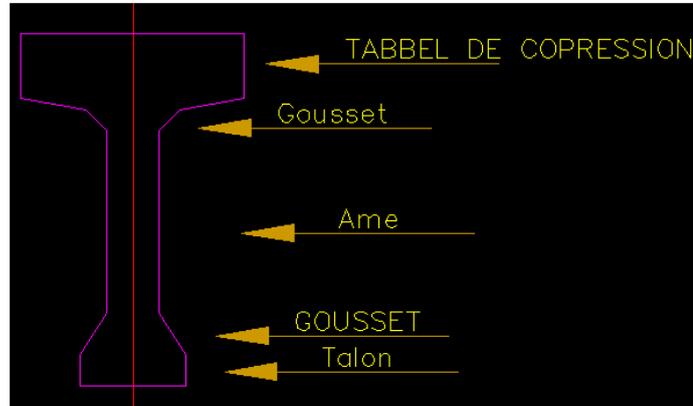


Figure 2-1 Les composante d'une poutre en I

#### 3.2.1 Hauteur des poutres :

Le tablier comporte plusieurs poutres en I en béton précontraint. D'après le guide S.E.T.R.A.[3]. la hauteur de ces poutres « ht » est comprise entre:

$$\frac{L}{22} < ht < \frac{L}{15}$$

$$1.52 < ht < 2.22$$

Avec :

L = la portée réelle de la poutre = 33,4 m

ht: L'épaisseur totale du tablier (poutre + hourdis).

Donc on prend :  $ht = 2 m$

❖ La hauteur de la poutre « hp » sera :

$$hp = ht - h_0$$

$$hp = 2 - 0,30 = 1,70 \quad hp = 1.70m$$

#### 3.2.2 Largeur de la table de compression (b) :

D'après le guide S.E.T.R.A. [3]. la largeur de la table de compression est voisine de 60 de la hauteur de la poutre.

$$0,6hp < b \leq 0,7hp$$

$$1.02 < b \leq 1.19 \quad \mathbf{b = 1,07m}$$

### 3.2.3. Epaisseur de la table de compression :

$$hc \geq 0.10m.$$

On prendra  $\mathbf{hc = 0.21 m.}$

### 3.2.4. Espacement entre les poutres :

L'espacement doit respecter la loi suivante :

$$1.4 \leq E \leq 2.5m$$

Dans notre cas on prend  $\mathbf{E = 1.45 m.}$

### 3.2.5. Nombre des poutres:

Le nombre de poutre est déterminé par l'équation suivante :

$$N = \frac{La}{E} + 1$$

Avec :

$La$  : est la distance entre appuis de rive  $\mathbf{La = 11.7 m}$

$N$  : nombre des poutres

$E$  : espacement entre axe des poutres

Donc :  $\mathbf{N=9 poutre}$

### 3.2.6 Epaisseur de l'âme ( $b_0$ ):

D'après le guide **S.E.T.R.A.** [3].

– **En travée:**  $b_0 \geq 0,16m \Leftrightarrow \mathbf{b_0 = 0.25 m}$

– **Sur appuis:** L'épaisseur de l'âme à l'about de la poutre doit être grande à cause de l'augmentation des efforts tranchants.

$$b_0 = bt \Leftrightarrow \mathbf{b_0 = 0.51m}$$

– **médiane:**  $b_0 \geq 0,2 m \Leftrightarrow \mathbf{b_0 = 39m}$

Donc nous prendrons :

$e = 0,51 m$  en section d'about

$e = 0,39m$  en section médiane

$e = 0,25m$  en section en travée

### 3.2.7 La largeur du talon :

Le talon d'une poutre constitue la fibre inférieure de cette dernière, son dimensionnement se fait à la flexion et doit permettre de loger les câbles de précontrainte dans de bonnes conditions d'enrobage et d'espacement

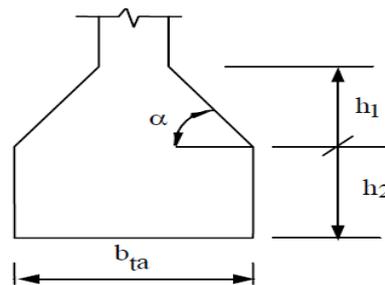


Figure 2-2 schémas représentatifs du talon

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

$$b_{ta} \geq L_t \times \frac{L^2}{k \times h_t^2}$$

Avec :

$l$  : largeur du tablier

$L$  : portée de la travée

$h_t$  : hauteur total du tablier

$K$  : coefficient sans dimension  $1100 \leq K \leq 1300$  on prend :  $K=1250$

$$b_t \geq 12,9 \times \frac{33,4^2}{1250 \times 2^2} = 2,878 m$$

$$b_{ta} \geq \frac{2,878}{9} = 0,32 m$$

On prend  $b_{ta} = 51 cm$

### 3.2.8 Epaisseur du talon :

D'après le guide S.E.T.R.A. [3]. l'épaisseur du talon est tirée l'inégalité suivante :

$$e_t \geq 10 \text{ cm}$$

On prend :  $e_t = 25 \text{ cm}$

### 3.2.9 Gousset :

C'est l'angle reliant la table de compression et le talon avec l'âme pour permettre d'améliorer la section de la poutre et de loger les armatures d'acier et les câbles précontraint.

Cet angle est fixé entre :  $45^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$

- **Largeur du gousset de la table de compression**

✓ Section en travée :

$$\alpha_1 = 45^\circ \quad e_1 = 10 \text{ cm}$$

$$\alpha_2 = 79,05^\circ \quad e_2 = 31 \text{ cm}$$

✓ Section médiane :

$$\alpha_1 = 45^\circ \quad e_1 = 3 \text{ cm}$$

$$\alpha_2 = 79,05^\circ \quad e_2 = 31 \text{ cm}$$

✓ Section d'about :

$$\alpha_0 = 79,05^\circ \quad e_1 = 28 \text{ cm}$$

- **Largeur du gousset du talon**

✓ Section en travée :

$$\alpha = 56,98^\circ \quad e_0 = 13 \text{ cm}$$

✓ Section médiane :

$$\alpha = 56,98^\circ \quad e_0 = 6 \text{ cm}$$

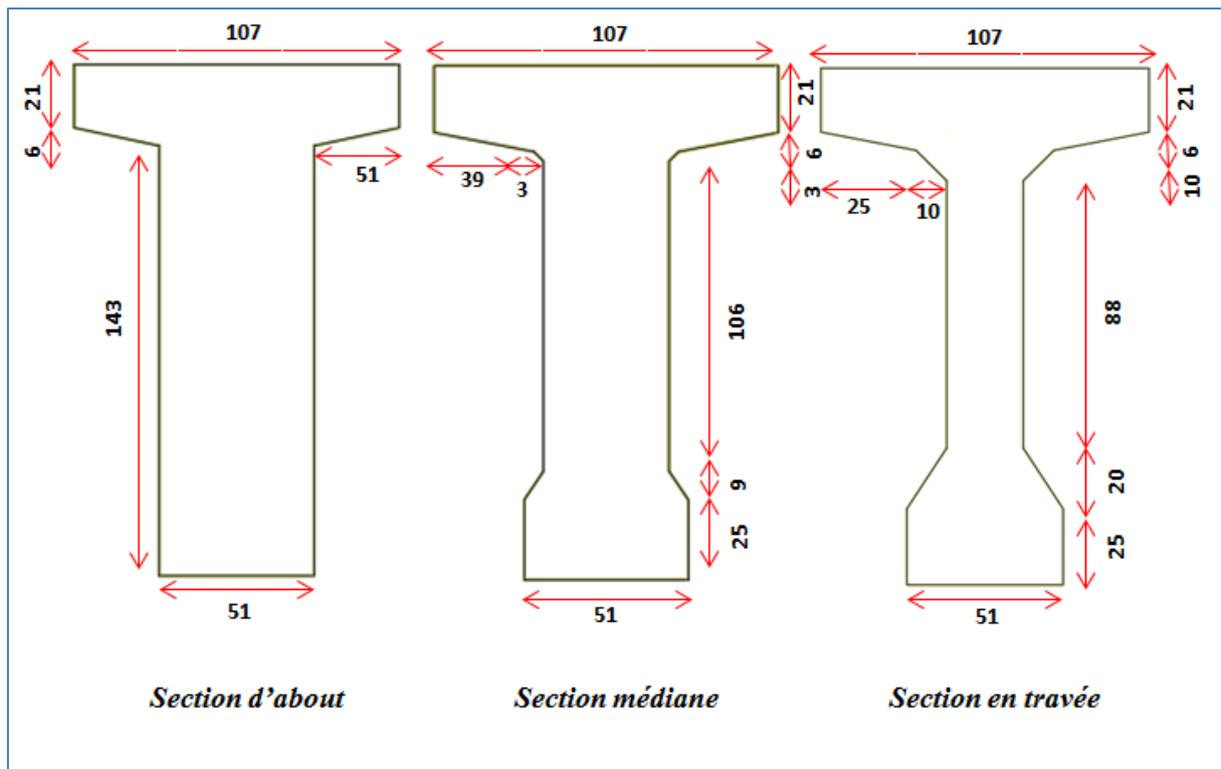


Figure 2-3 Dimensions des poutres de différente coupe

### 3.3. Entretoise:

Les entretoises ont pour rôle de répartir les charges entre les poutres et permettent de bloquer les poutres à la torsion sur appuis avec une épaisseur constante et une hauteur sensiblement constante sauf au voisinage immédiat des poutres.

D'après les documents SETRA [3]. :

L'épaisseur de l'entretoise est de l'ordre de **25 à 30 cm** ;

On prend

$$Ee = 30 \text{ cm}$$

La hauteur de l'entretoise D'après les documents SETRA [3]. doit être

$$0,5 < H e < 0,8$$

On prend :

$$He = 0,75 \text{ m}$$

### 3.4. Pré dimensionnement des poutres pour la 2<sup>ème</sup> variante poutre métallique :

Les poutres sont fabriquées sur mesure par soudage .la poutre prend le nom de (poutre Reconstituée soudée) ou **PRS**, la poutre est le profil d'un I, constitué par un plat verticale appelé âme pleine et des plats horizontaux appelés semelles disposés à la partie supérieure et à la partie inférieure de l'âme et fixé sue celle –ci par des cordon de soudure d'angle.

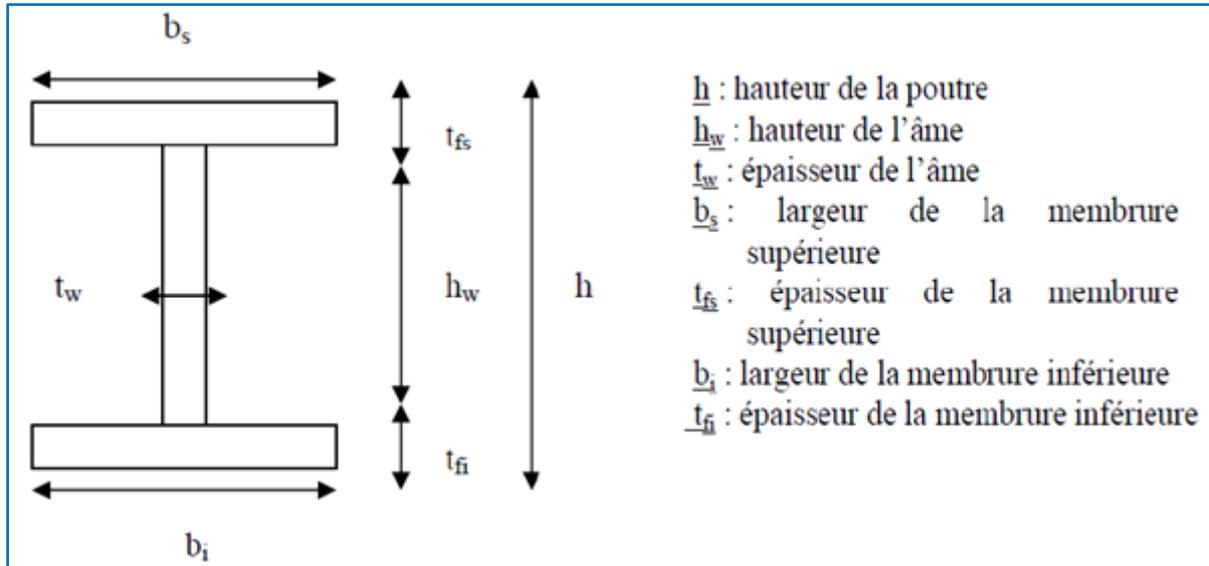


Figure 2-4 Caractéristiques géométriques d'une poutre métallique et leurs notations

#### 3.4.1. Nombre de poutres (N) :

Le nombre de poutres est déterminé par le rapport entre la largeur de tablier et l'espacement

$$N = \frac{Lt}{d}$$

$Lt$  : La largeur du tablier égale à 12,9 m

$d$  : l'espacement est entre 3 et 5m

On fixe l'espacement:  **$d = 3\text{m}$**

$$N = \frac{12.9}{3} = 4.3$$

**Donc:  $N = 4$  poutres**

#### 3.4.2. Elancement de poutres:

L'élancement économique (hauteur de la poutre) est supérieur a :

$$H = \max \left[ \frac{L}{28} \left( \frac{Lt}{12} \right)^{0.45} ; 0.4 + \frac{L}{35} \right]$$

Avec :

$L$  : portée réelle de la poutre (40m).

$Lt$  : largeur de tablier (12.9).

$H = \max [1.48; 1.54]$  on prend : **H = 2.3 m.**

### 3.4.3. Epaisseur de l'âme des poutres

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

- ❖ Résistance à la corrosion.
- ❖ Résistance au cisaillement.
- ❖ Flambage vertical de la semelle dans l'âme.
- ❖ Fatigue.

On considérant ces quatre critères nous allons dimensionner l'âme des poutres à mi travée et sur appui avec Une épaisseur constante de **25mm** à mi travée et sur appuis.

### 3.4.4. La largeur des semelles :

❖ *Largeur de semelle inferieur est supérieur a :*

$$B_{inf} = \left[ 0.25 + \frac{Lt}{40} + \frac{L}{125} \right] X \left[ 0.92 + \frac{Lt}{150} \right]$$

Avec :

L : portée réelle de la poutre.

Lt : largeur de tablier

$$B_{inf} = 0.9$$

On prend  $B_{inf} = 1 \text{ m}$

✓ *Largeur de semelle supérieure :*

$$B_{sup} = B_{inf} - 0,23 = 0.9 - 0.23 = 0,67\text{m}$$

On prend  $B_{sup} = 0.675$

### 3.4.5. Epaisseur des semelles :

A cause des problèmes de fatigue on ne descendra pas en dessous de 25mm donc :

- ✓ Pour la semelle supérieure on prend  $e_{sup} = 60 \text{ mm}$
- ✓ Pour la semelle inférieure on prend  $e_{inf} = 80 \text{ mm}$

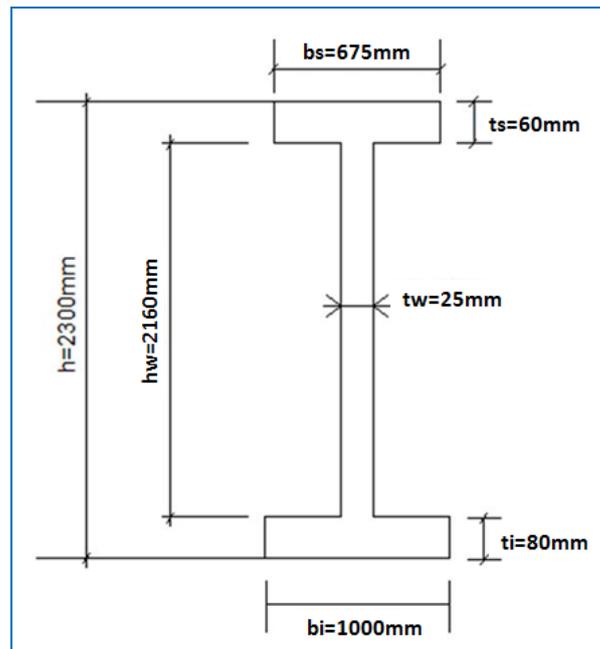


Figure 2-5 Caractéristiques des poutres principales (PRS) du pont.

### 3.5. Caractéristiques géométriques de la poutre en béton précontraint:

La section de la poutre est :

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

On décompose la poutre en éléments simples

- **B**: section brute de la section (i).
- **Z**: distance du centre de gravité de la section (i) à la base de la poutre.
- **$I_0$** : Moment d'inertie propre de la section considérée.
  - Pour une section triangulaire  $\Rightarrow I_0 = bh^3 / 6$
  - Pour une section rectangulaire  $\Rightarrow I_0 = bh^3 / 12$
- **I**: moment d'inertie de la section (i) par rapport à la base de la poutre.

$$I = I_0 + Z^2 \times B$$

- **S**: moment statique de la section (i)

$$S = B \times Z$$

- $V'$ : distance du C.D.G de la section totale à la fibre inférieure.

$$V' = \frac{\sum s/axe}{\sum B}$$

- $V$ : distance du C.D.G de la section totale à la fibre supérieure.

$$V = h - V'$$

- $IG$ : moment d'inertie par rapport au C.D.G de la section totale

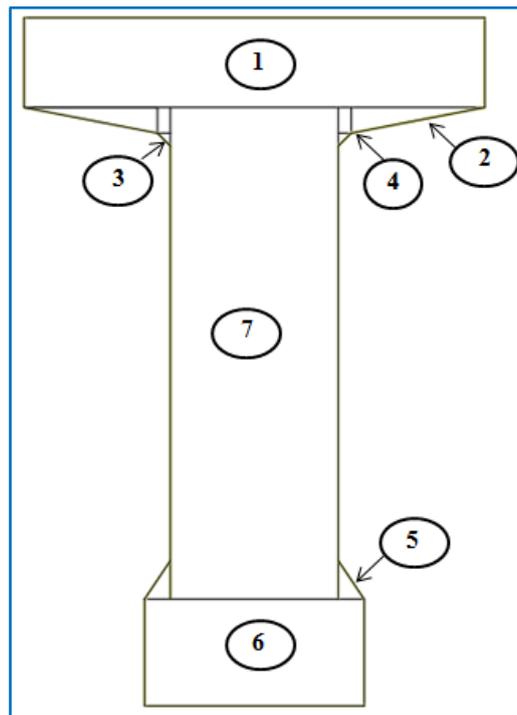
$$IG = I - B \times V'^2$$

- $\rho$ : coefficient de rendement de la section.

$$\rho = IG / B \times V \times V'$$

[10].

**3.5.1. Caractéristiques géométriques de la section « médiane » :**



**Figure 2-6 Les section Bi de la poutre médiane**

Section	1	2	3	4	5	6	7
<b>Z(m)</b>	159,7	147	142	146	28	12,5	87
<b>B(cm<sup>2</sup>)</b>	2247	186	9	36	54	1275	4836
<b>I<sub>0</sub>(cm<sup>4</sup>)</b>	82577,3	372	4,5	108	243	66406,3	6196528
<b>I(cm<sup>4</sup>)</b>	57246819	4019646	181480,5	767484	42579	265625	42800212

**Tableau 2-3 Calcul des données géométriques de la poutre médiane**

Section	B (cm <sup>2</sup> )	V' (cm)	V (cm)	IG (cm <sup>4</sup> )	ρ %
Brute	8643	96,08	73,92	25530504,52	41,59
Nette	8210,85	98 ,37	71,22	23631050,3	39,51

Tableau 2-4Caractéristiques géométriques de la poutre médiane

3.5.2. Caractéristiques géométriques de la section « médiane + hourdis » :

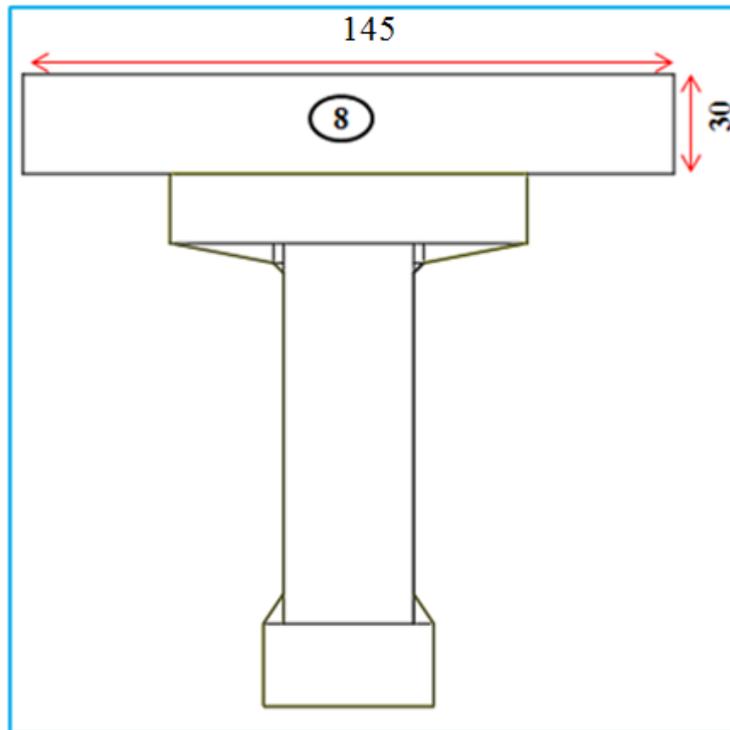


Figure 2-7 La section médiane + l'hourdi

Section	1	2	3	4	5	6	7	8
Z(m)	159,5	147	142	146	28	12,5	87	185
B(cm <sup>2</sup> )	2247	186	9	36	54	1275	4836	4350
I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	82577,25	372	121,5	216	243	66406,25	6196528	438750
I(cm <sup>4</sup> )	57246819	4019646	181597,5	767592	42579	265625	42800212	200655000

Tableau 2-5 Calcul des données géométriques de la poutre « médiane + l'hourdi »

Section	B (cm <sup>2</sup> )	V' (cm)	V (cm)	IG (cm <sup>4</sup> )	ρ %
Brute	12343,35	119,560055	70,4399446	46297536,1	38,1848016
Nette	12142,39	134,66904	65,3309604	34317718,2	32,1238375

Tableau 2-6Caractéristiques géométriques de la poutre « médiane + l'hourdi »

3.5.3. Caractéristiques géométriques de la section « en travée » :

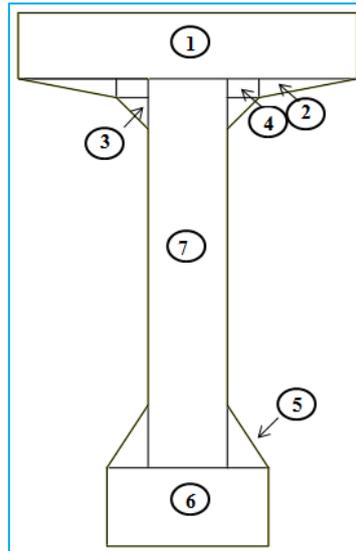


Figure 2-8 La section « en travée »

Section	1	2	3	4	5	6	7
Z(m)	159,5	147	139,67	146	31,67	12,50	87
B(cm <sup>2</sup> )	2247	186	100	120	260	1275	3100
I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	82577,25	372	555,56	360	5777,78	66406,25	3972133,33
I(cm <sup>4</sup> )	57246819	401964	1951233,33	2558280	266500	265625	27436033,33

Tableau 2-7 Calcul des données géométriques de la poutre « en travée »

Section	B (cm <sup>2</sup> )	V' (cm)	V (cm)	IG (cm <sup>4</sup> )	ρ %
Brute	7288	97,5708013	72,4291987	24361930,1	47,3009406
Nette	7087,04	100,337517	69,6624825	22394529,3	45,207944

Tableau 2-8 Caractéristiques géométriques de la poutre « en travée »

3.5.4. Caractéristiques géométriques de la section « en travée + l'hourdi » :

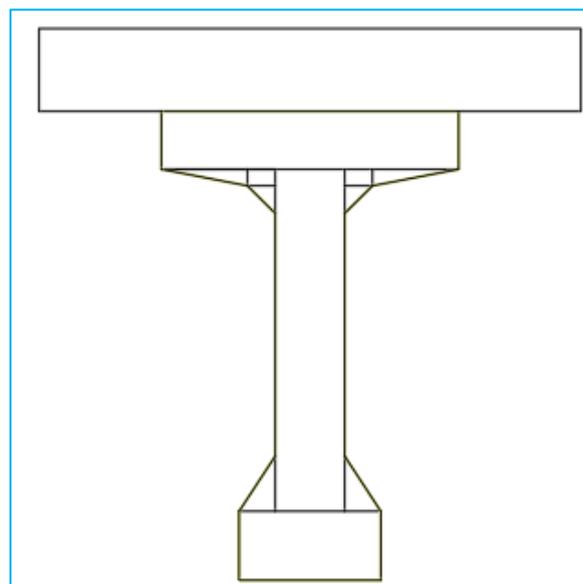


Figure 2-9 La section « en travée + l'hourdi »

Section	1	2	3	4	5	6	7	8
Z(m)	159,5	147	139,67	146	31,67	12,50	89	185
B(cm <sup>2</sup> )	2247	186	100	120	260	1275	3100	4350
I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	82577,25	372	4444,44	468	5777,78	66406,25	3972133,33	438750
I(cm <sup>4</sup> )	57246819	401964	1955122,22	2558388	266500	265625	28527233,33	200655000

Tableau 2-9 Calcul des données géométriques de la poutre « en travée + l'hourdi »

Section	B (cm <sup>2</sup> )	V' (cm)	V (cm)	IG (cm <sup>4</sup> )	ρ %
Brute	11638	130,782437	69,2175632	44987448,7	42,701908
Nette	11437,04	133,080412	66,9195876	41489824,2	40,7343284

Tableau 2-10 Caractéristiques géométriques de la poutre « en travée + l'hourdi »

3.5.5. Caractéristiques de la poutre à « l'about » :

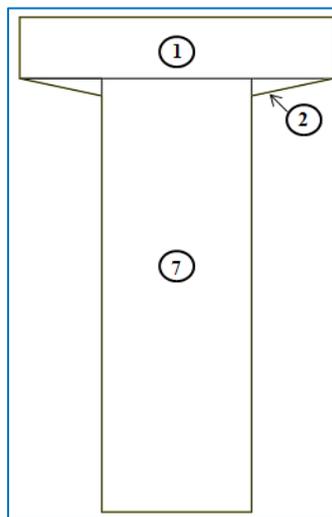


Figure 2-10 La section de la poutre à « l'about »

Section	1	2	7
Z(m)	159,5	147	74
B(cm <sup>2</sup> )	2247	168	7599
I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	82577,25	336	14058783,25
I(cm <sup>4</sup> )	57246819	3630648	56235133

Tableau 2-11 Calcul des données géométriques de la poutre « d'about »

Section	B (cm <sup>2</sup> )	V' (cm)	V (cm)	IG (cm <sup>4</sup> )	ρ %
Brute	10014	94,7890953	75,2109047	27137084,6	38,0116227
Nette	9813,04	96,7302691	73,2697309	25294487,4	36,3693318

Tableau 2-12 Caractéristiques géométriques de la poutre « d'about »

### 3.5.6. Caractéristiques de la poutre à « l'about + hourdis » :

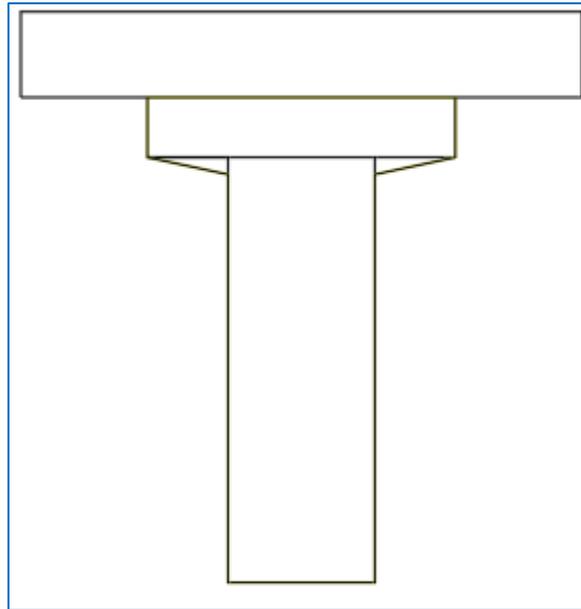


Figure 2-11 La section de la poutre à « l'about + l'hourdi »

Section	1	2	7	8
Z(m)	159,5	147	71,5	185
B(cm <sup>2</sup> )	2247	168	7599	4350
I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	82577,25	336	14058783,25	427500
I(cm <sup>4</sup> )	57246819	3630648	52906771	195510000

Tableau 2-13 Calcul des données géométriques de la poutre « d'about + l'hourdi »

Section	B (cm <sup>2</sup> )	V' (cm)	V (cm)	IG (cm <sup>4</sup> )	ρ %
Brute	14364	120,521512	79,4784879	54345891,4	39,4981861
Nette	14163,04	122,231597	77,7684028	51385441,7	38,167784

Tableau 2-14 Caractéristiques géométriques de la poutre « d'about + l'hourd bbi »

## 4. CHARGES ET SURCHARGES :

Il s'agit d'étudier les différentes charges qui agissent sur le tablier car le pont a une fonction porteuse.

Les charges sont classées en deux catégories :

- ❖ Les charges permanentes
- ❖ Les surcharges

#### 4.1 Calcul des charges permanentes :

Eléments	Données	Formules	Résultats	Commentaire
<b>Poutres</b>	S1=1.0014 m <sup>2</sup> S2=0,8643 m <sup>2</sup> S3 =0,7288 m <sup>2</sup> l1=0.325 m l2=7.195m l3 =18.36m γ <sub>b</sub> =2,5t/m N=9	$G1 = [ (S(1) L1 \times 2 + S(2) L2 \times 2 + S(3) L3)] / L \times \gamma_b \times N$	<b>G1=13.86 t/m</b>	γ <sub>b</sub> : masse volumique du béton S <sub>i</sub> : surface des différentes partie de la poutre L <sub>i</sub> : longueur de différentes partie de la poutre
<b>Dalle</b>	ed=0,3m Ld=12.90m γ <sub>b</sub> =2,5t/m <sup>3</sup>	$G2 = ed \times Ld \times \gamma_b$	<b>G2=9.675 t/m</b>	ed : épaisseur de la dalle Ld: largeur de la dalle
<b>Ballast</b>	eb=0,5m Lr=10.15m ρ <sub>b</sub> =2,1 t/m <sup>3</sup>	$G3 = eb \times Lr \times \rho_b$	<b>G3=10.65 t/m</b>	eb : épaisseur du ballast ρ <sub>b</sub> : masse volumique du ballast
<b>Béton de protection</b>	er=0,05m Lr=10.15m ρ <sub>r</sub> =2,2 t/m <sup>3</sup>	$G4 = er \times Lr \times \rho_r$	<b>G4=0.11 t/m</b>	er : épaisseur du revêtement ρ <sub>r</sub> : masse volumique du revêtement
<b>Rail +travers+ l'éclisse</b>		$G5 = 0.8 \times 2$	<b>G5 =1.6 t/m</b>	
<b>Trottoir (chemin de câble )</b>	S=0.32 m <sup>2</sup>	$G6 = s \times \gamma_b$	<b>G6=0.8 t/m</b>	
<b>Garde corps</b>		$G7 = 0.1 \times 2$	<b>G7=0.2 t/m</b>	
<b>Entretoise</b>	S=0.33m <sup>2</sup> γ <sub>b</sub> = 2,5t/m <sup>3</sup> N = 2	$G8 = S \times \gamma_b \times N$	<b>G8 = 1.65 t/m</b>	
<b>poteau</b>	S=0.0598m <sup>2</sup> γ <sub>f</sub> = 7.85t/m <sup>3</sup>	$G9 = S \times \gamma_f$	<b>G9= 0.469 t/m</b>	γ <sub>f</sub> : masse volumique du poteau
<b>Charge total</b>			<b>GT=37.89 t/m</b>	

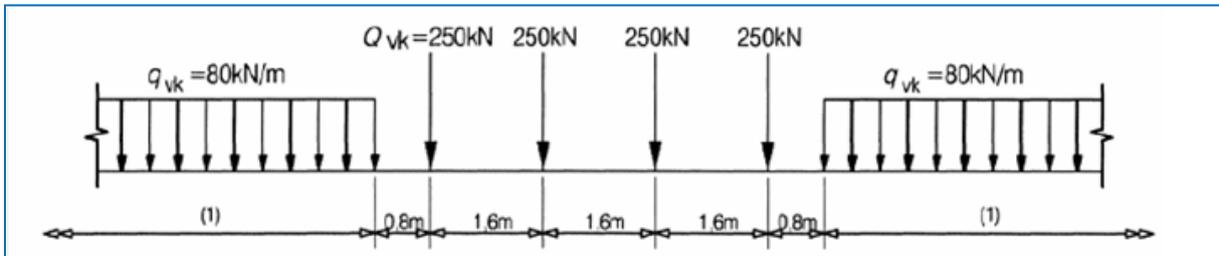
Tableau 2-15 charges permanentes

#### 4.2. Evaluation des surcharges :

##### 4.2.1. Schématisation surcharges ferroviaire:

❖ **Modèle de charge LM71 ( $\alpha=1.0$ ) :**

Le modèle de charge 71 représente l'effet statique du chargement vertical du a trafic ferroviaire standard. La disposition et les valeurs caractéristiques des charges verticales doivent être celles de **la figure 2-11**. [5].



**Figure 2-12** Modèle de charges 71 et valeurs caractéristiques des charge verticale

Quatre axes de 250 KN sont disposés entre axe longitudinale de 1.60 m. A côté de la sureté on considère que les charges sont distribuées sur une longueur de 6.4 m.

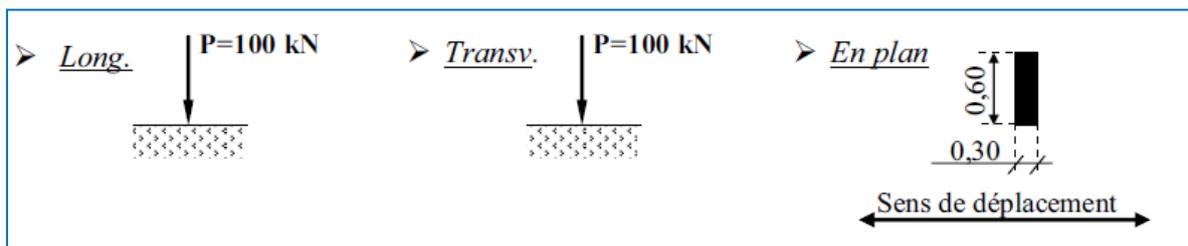
La charge distribuée équivalente est égale :

$$Q = 4 \times \frac{250}{6.4} = 156.25\text{ KN/ml}$$

Une charge distribuée de 80 KN/m, agissant dans les deux directions pour une longueur illimitée, à partir de 0.8 m des axes d'extrémité

**4.2.2. Schématisation surcharges BR:**

C'est une roue isolée disposé normalement à l'axe longitudinal de la chaussée. Les caractéristiques de cette roue sont présentées ci-dessous. [5].



**Figure 2-13** Modèle de charges BR et la valeur caractéristique de la charge verticale

Le rectangle d'impact de la roue peut être placé n'importe où sur la largeur roulable de manière (bien sûre) à produire l'effet le plus défavorable.

### 4.2.3. Le vent:

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée, la répartition et de la grandeur des pressions exercées par celui-ci et les forces qui en résultent dépendent de la forme et des dimensions de l'ouvrage.

En général; la valeur représentative de la pression dynamique de vent est égale à

$$P = 2 \text{ kn/m}^2$$

$$F = 0.5 * 2 * 33.4 * 2$$

$$F = 66.8 \text{ kn}$$

### 4.2.4. Efforts de freinage et Accélération :

Les forces d'accélération et de freinage agissent au niveau supérieur des rails, dans le sens longitudinal de la voie. Elles doivent être considérées comme des charges linéaires uniformes sur la longueur d'influence  $La$  de leurs effets pour l'élément structurel considéré. La direction des forces d'accélération et de freinage doit tenir compte des sens des déplacements autorisés sur chaque voie. Ces forces doivent être combinées avec les charges verticales correspondantes.

D'après l'Euro code (trains à vitesse  $> 200 \text{ km/h}$ ), les valeurs caractéristiques des forces d'accélération et de freinage pour le modèle de charge 71 valent :

- Force d'accélération :  $Qlak = 33 \text{ (kN/m) } La, \text{ (m)}$   
 $Qlak = 1102,2 \text{ KN}$
- Force de freinage :  $Qlbk = 20 \text{ (kN/m) } La, \text{ (m)}$   
 $Qlbk = 668 \text{ KN}$

### 4.2.5. Effet de la température :

Le gradient thermique résulte d'un échauffement ou de refroidissement unilatéral de courte durée de la structure porteuse. La variation uniforme de température se réfère de la température moyenne du lieu, soit : Pour la région de sabra  $\Delta T = 35^\circ\text{C}$

## 5. DETERMINATION DES MOMENTS ET DES EFFORTS :

### 5.1 La méthode numérique (SAP 2000) :

**SAP2000** (Structural Analysis Program ) est un logiciel qui en est à sa vingtième édition, est fréquemment utilisé par les ingénieurs civils lors de la conception et l'analyse de ponts, barrages, charpente, structure en béton armé..etc. il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de BTP avec une bibliothèque d'élément autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé, charpente métallique. Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

## 5.2 La modélisation :

Etant donné que l'ouvrage est isostatique avec six travées indépendantes, on étudiera une seule travée (une dalle de 30 cm d'épaisseur avec 9 poutres).

Les poutres sont considérées comme un élément FRAME, elles sont appuyés sur un appui simple d'un côté (pile) et de l'autre coté sur un appui double (culée), la dalle et l'entretoise sont définis comme des éléments SHELL.

### 5.2.1 Les inputs :

- ✓ La Définition du matériau utilisé
- ✓ géométrie du tablier (définition de la section de la poutre et la dalle).
- ✓ Définition des différentes charges (poids propre et les charges complémentaires)
- ✓ Définir les combinaisons de charge.

### 5.2.2 Les outputs :

- ✓ les caractéristiques mécaniques de la poutre.
- ✓ les réactions maximales et minimales les sous différentes charges.
- ✓ les moments et les efforts tranchants maximaux et minimaux.
- ✓ la combinaison qui donne le moment maximal.
- ✓ la poutre la plus sollicité.

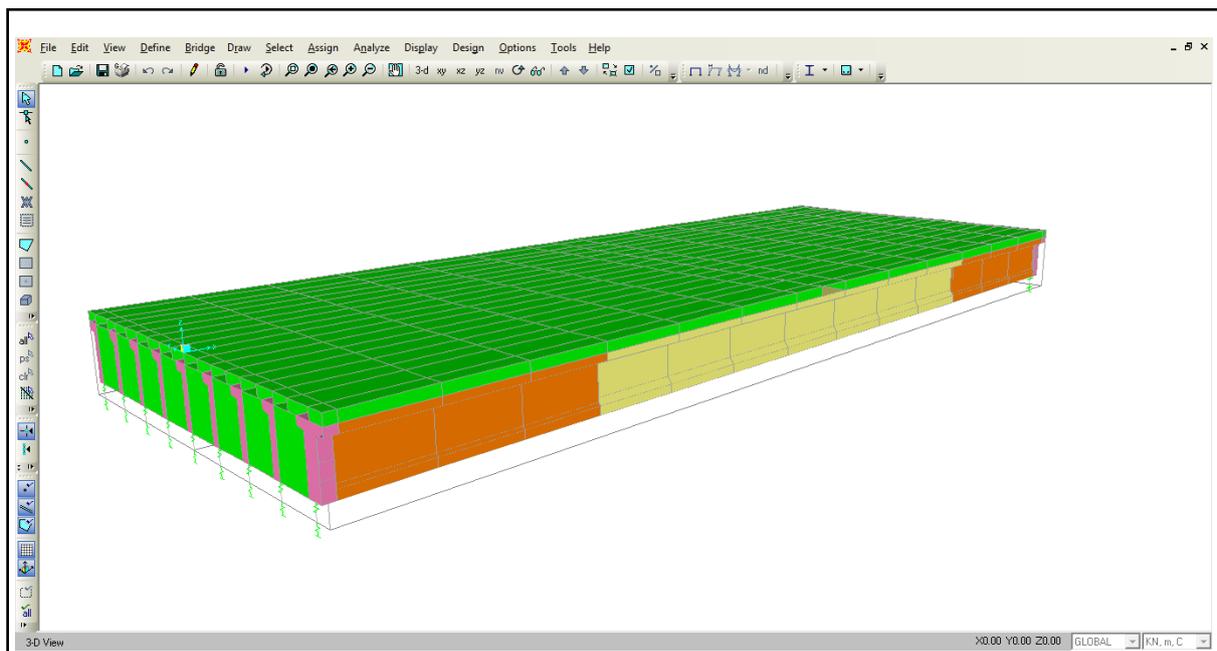


Figure 2.14. Modélisation de la dalle et de l'entretoise

## 5.3. Analyse des résultats de la 1<sup>ère</sup> variante VIPP :

Pour la détermination des sollicitations maximum (M, N, T) on prend en considération les combinaisons d'actions suivant :

**ELU1**

1.35 G+1.45 UIC2+0.8T

Avec

**G** =le poids propre (dalle + poutre + entretoise) + charge permanente **g** (Ballast + chemin de câble /trottoir + gade corp + rail et travers + retrait et fluage+ béton de protection et poteau)

**UIC2**=  $\phi$  (UIC+freinage/accélération)

$\phi$  C'est le coefficient dynamique

$$\phi = 2.16/(\sqrt{L\phi} - 0.2) + 0.73$$

$$L\phi = 33.4$$

$$\phi = 1.12$$

**ELS1**

G+UIC2+0.6T

**ELU2**

1.35G+1.6BR+0.8T

**ELS2**

G+BR+0.6T

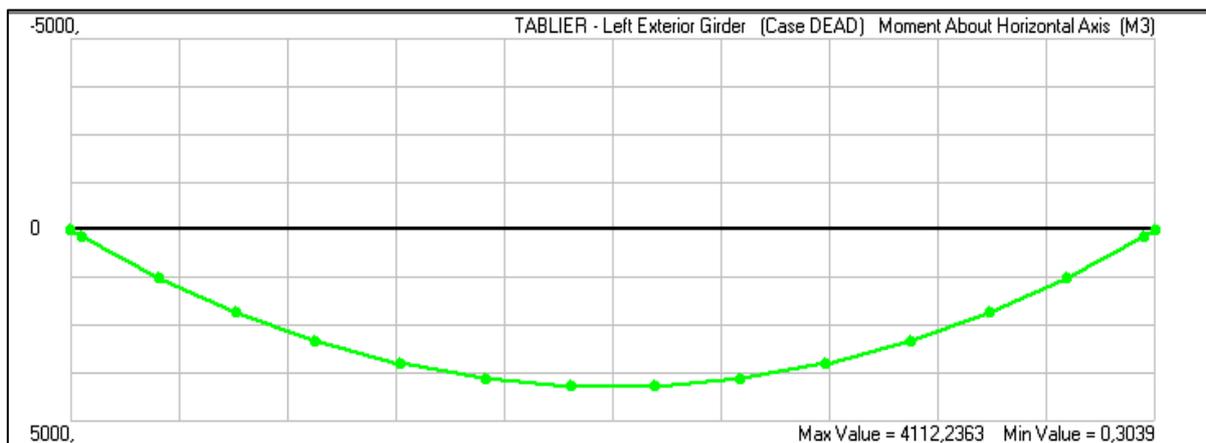
[6].

**5.3.1 Moments fléchissant dans les poutres:**

Suite à la modélisation du tablier avec logiciel SAP2000, On a trouvé les résultats présentées sous forme du diagramme suivant :

**Moments fléchissant due au poids propre (Dead)**

❖ **Moments de la poutre de rives :**



**Figure 2.15 Diagramme du moment fléchissant [KN.m] de la poutre de rive**

❖ Moments de la poutre 1

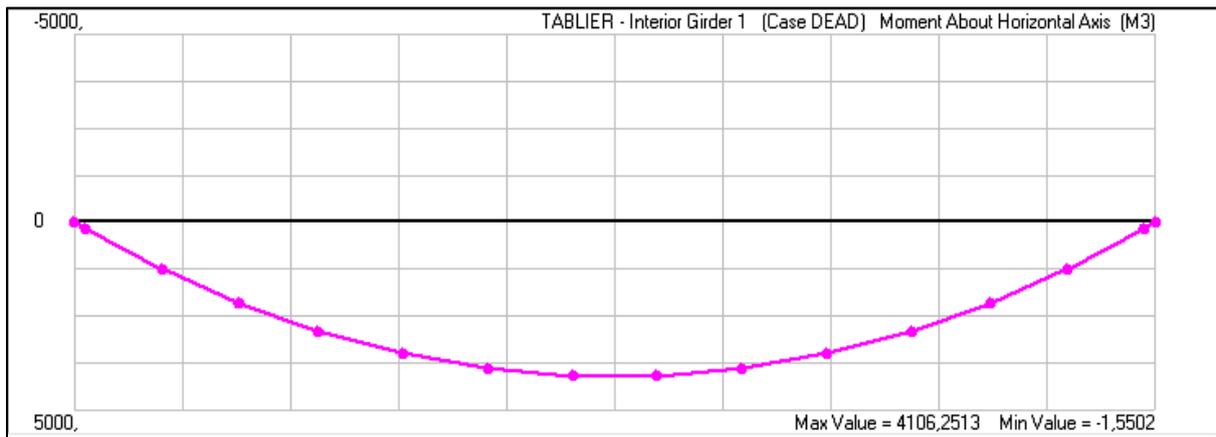


Figure 2.16 Diagramme du moment fléchissant [KN.m] de la poutre 1

❖ Moments de la poutre 2

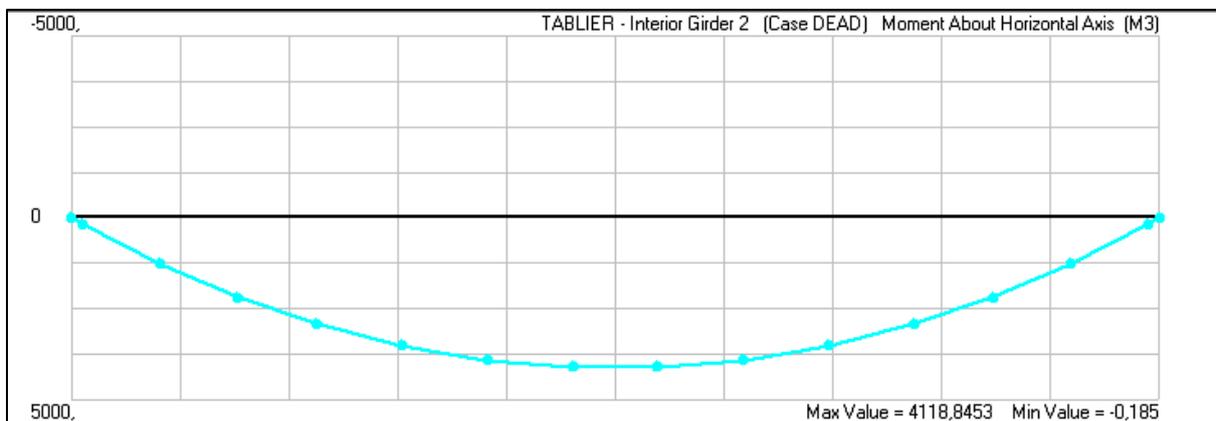


Figure 2.17 Diagramme du moment fléchissant [KN.m] de la poutre 2

❖ Moments de la poutre 3

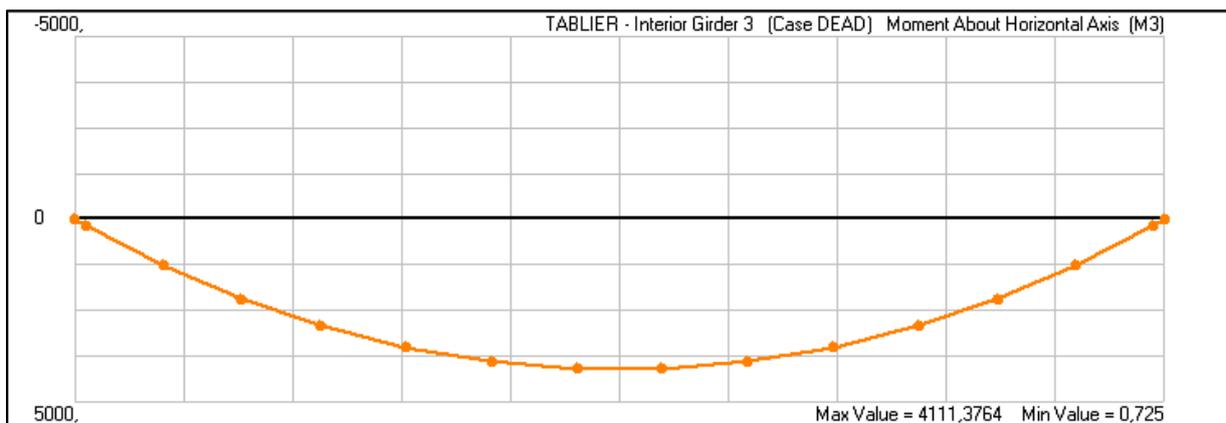


Figure 2.1.8 Diagramme du moment fléchissant [KN.m] de la poutre 3

❖ Moments de la poutre 4

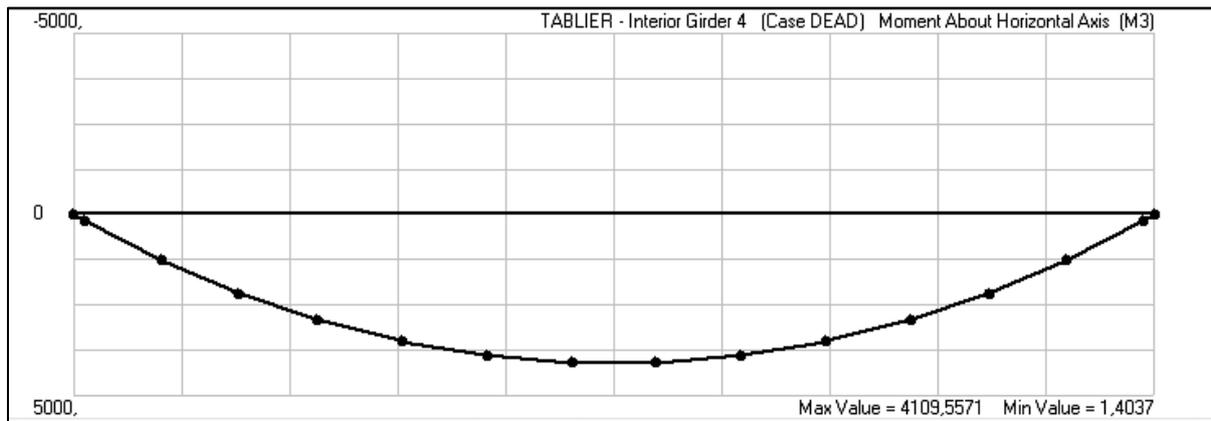


Figure 2.19 Diagramme du moment fléchissant [KN.m] de la poutre 4

Nous avons résumé tous les résultats dans les tableaux suivants :

Cas des charges	Charges permanente "G"	ELU1	ELS1	ELU2	ELS 2
Moments de la poutre de rives [KN.m]	6319	12124	8981	8769	6473
Moments de la poutre intermédiaire 1 [KN.m]	6362	12851	9520	8864	6536
Moments de la poutre intermédiaire 2 [KN.m]	6429	13632	10098	9059	6666
Moments de la poutre intermédiaire 3 [KN.m]	6448	14015	10381	9016	6639
Moments de la poutre intermédiaire 4 [KN.m]	6455	14081	10430	8979	6615

Tableau 2.16. Tableau récapitulatif des moments fléchissant

Diagramme des moments fléchissant maximum dans la poutre :

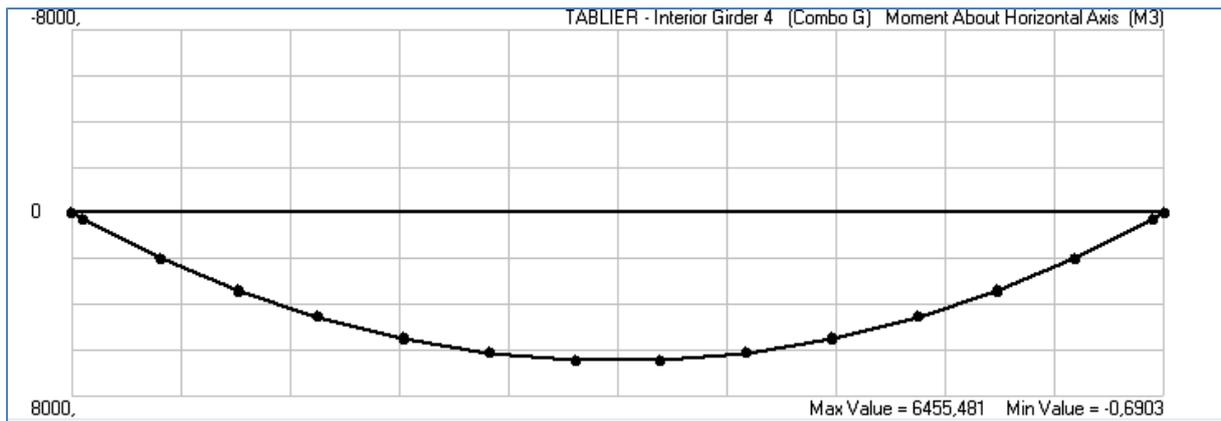


Figure 2.20 Diagramme du moment fléchissant [KN.m] de la poutre 4 pour « G »

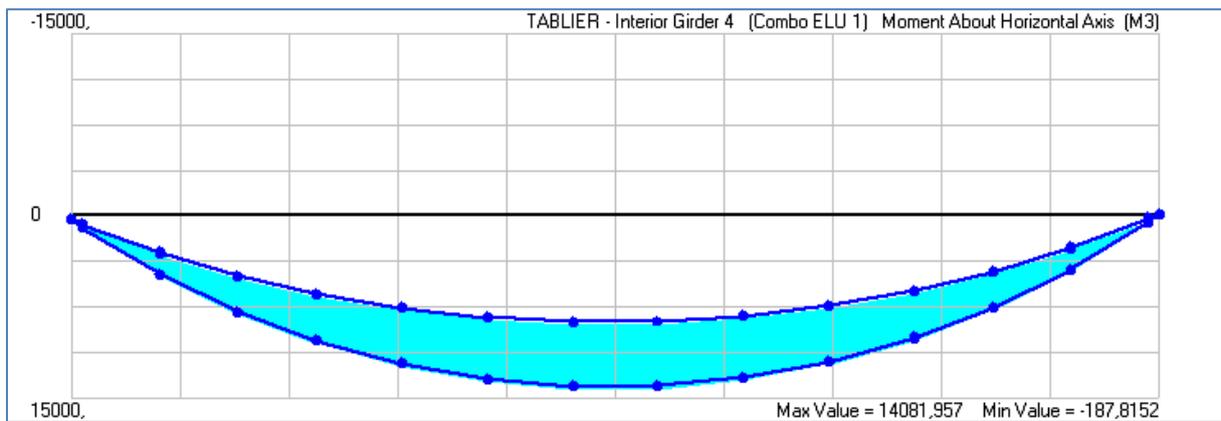


Figure 2.21 Diagramme du moment fléchissant [KN.m] de la poutre 4 pour « ELU 1 »

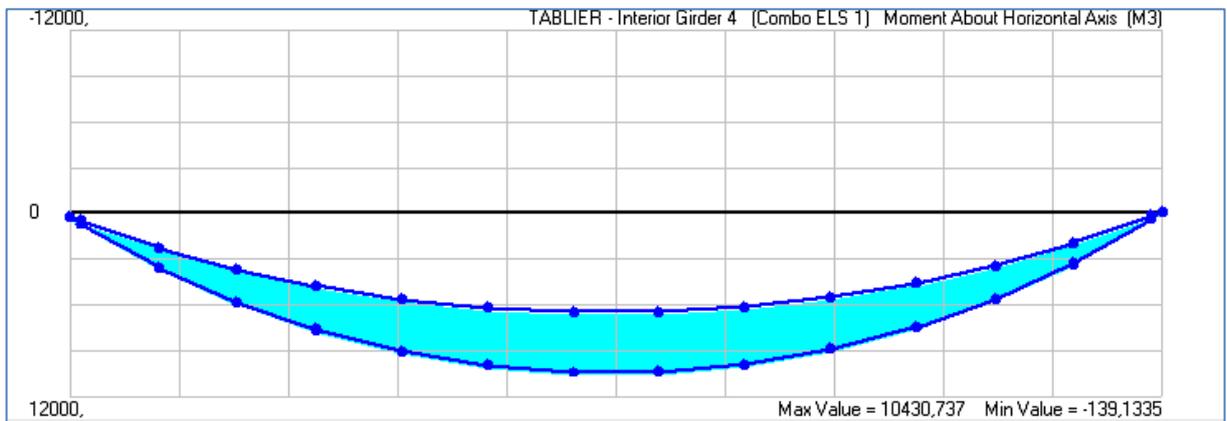


Figure 2.22 Diagramme du moment fléchissant [KN.m] de la poutre 4 pour « ELS 1 »

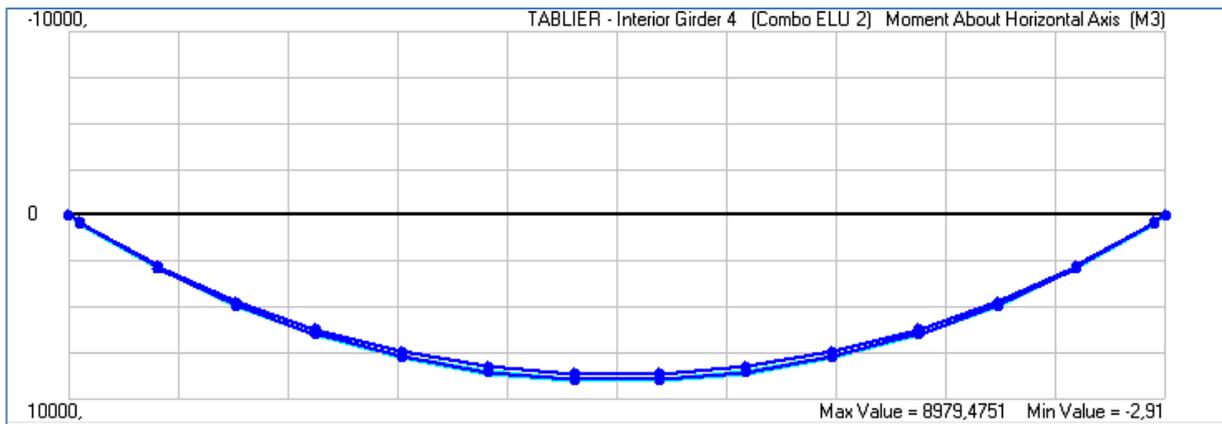


Figure 2.23 Diagramme du moment fléchissant [KN.m] de la poutre 4 pour « ELU 2»



Figure 2.24 Diagramme du moment fléchissant [KN.m] de la poutre 3 pour « ELS 2»

5.3.2. Efforts tranchants dans les poutres :

- Effort tranchant due au poids propre (Dead)

❖ Effort tranchant de la poutre de rives



Figure 2.25. Diagramme de l'effort tranchant [KN.m] de la poutre de rive

❖ Effort tranchant de la poutre 1

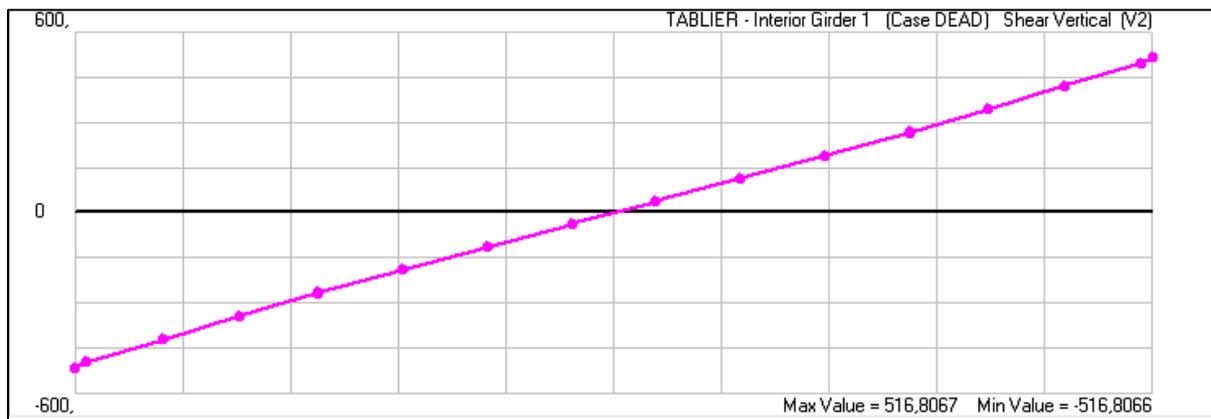


Figure 2.26. Diagramme de l'effort tranchant [KN.m] de la poutre 1

Effort tranchant de la poutre 2

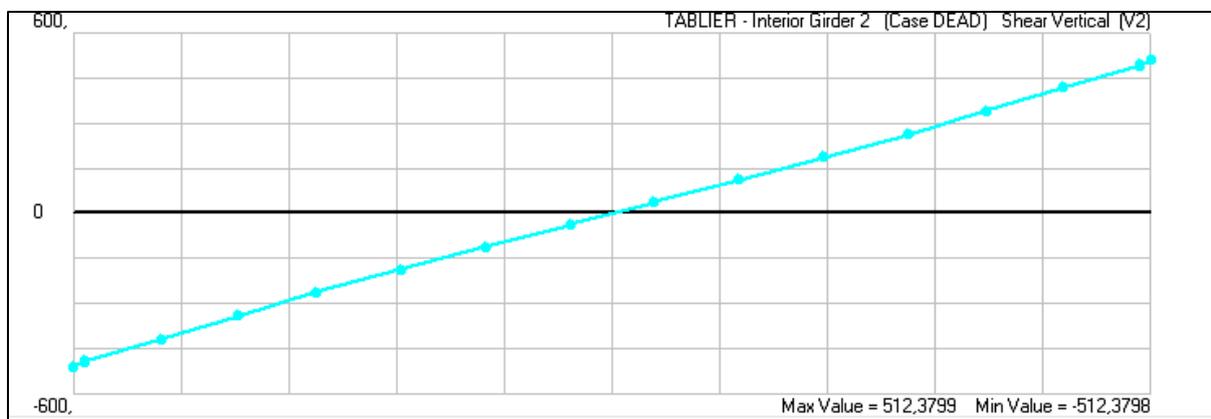


Figure 2.27. Diagramme de l'effort tranchant [KN.m] de la poutre 2

❖ Effort tranchant de la poutre 3

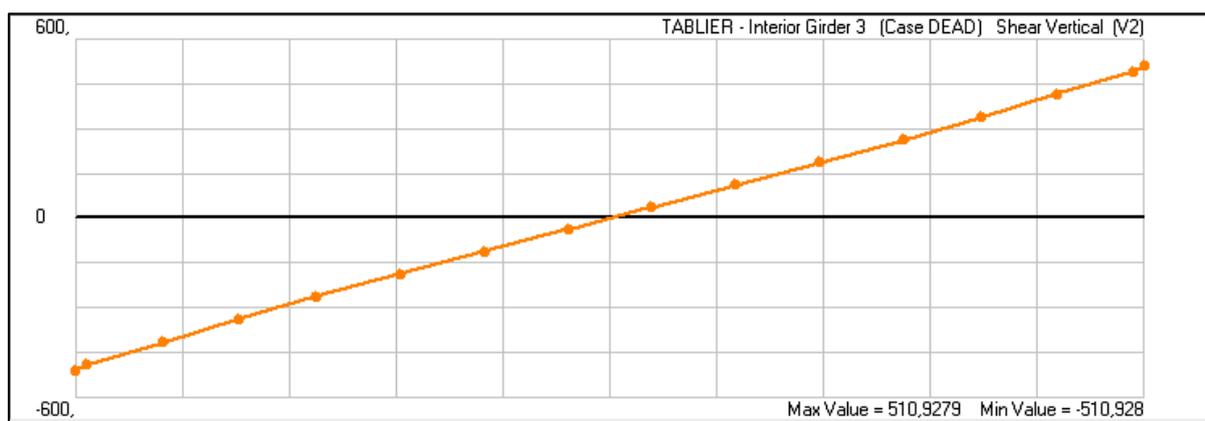


Figure 2.28. Diagramme de l'effort tranchant [KN.m] de la poutre 3

❖ Effort tranchant de la poutre 4

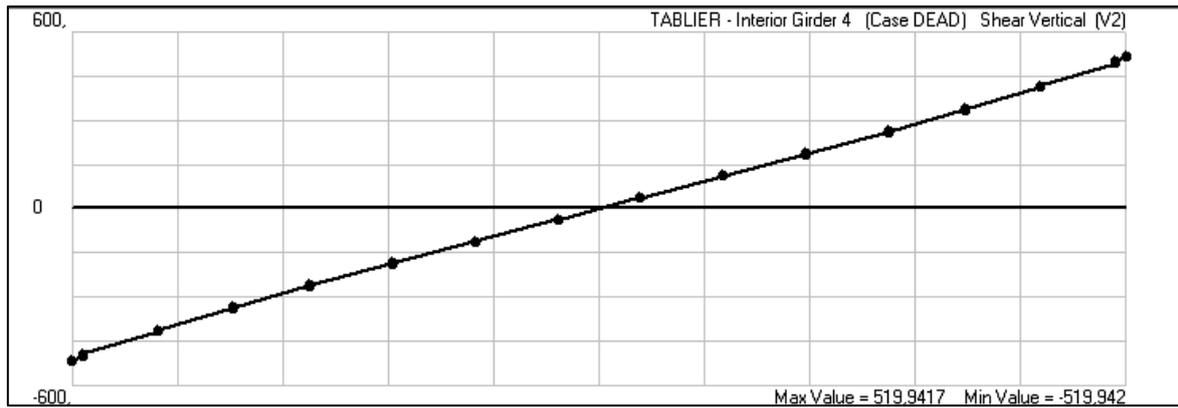


Figure 2.29. Diagramme de l'effort tranchant [KN.m] de la poutre 4

Nous avons résumé tous les résultats dans les tableaux suivants :

Cas des charges	Charges permanente "G"	ELU1	ELS1	ELU2	ELS2
Effort tranchant poutre gauche au rives [KN.m]	772	1422	1055	1194	884
Effort tranchant poutre intermédiaire 1 [KN.m]	791	1529	1132	1050	774
Effort tranchant poutre intermédiaire 2 [KN.m]	796	1908	1413	1174	854
Effort tranchant poutre intermédiaire 3 [KN.m]	798	1976	1463	1099	807
Effort tranchant poutre intermédiaire 4 [KN.m]	811	1850	1370	1105	814

Tableau 2.17. Tableau récapitulatif des efforts tranchants

- Diagramme des efforts tranchants maximum dans la poutre :

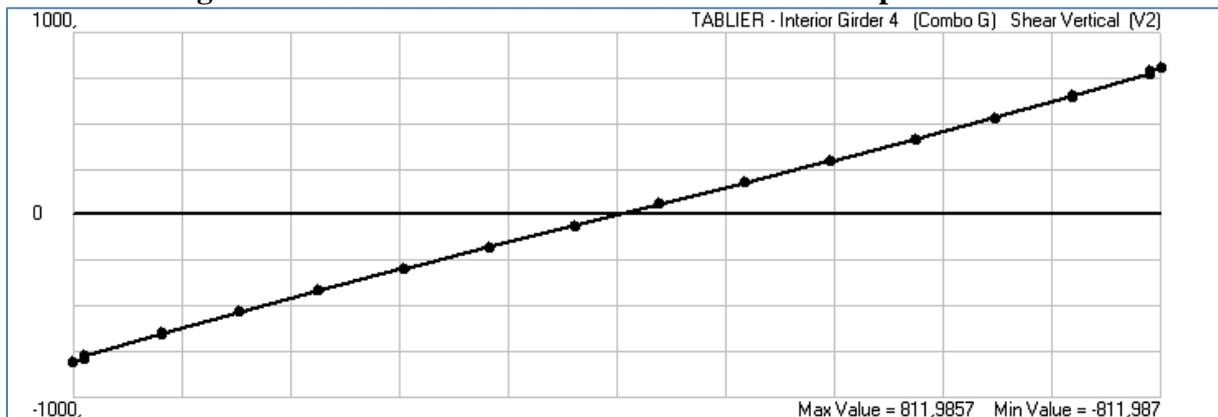
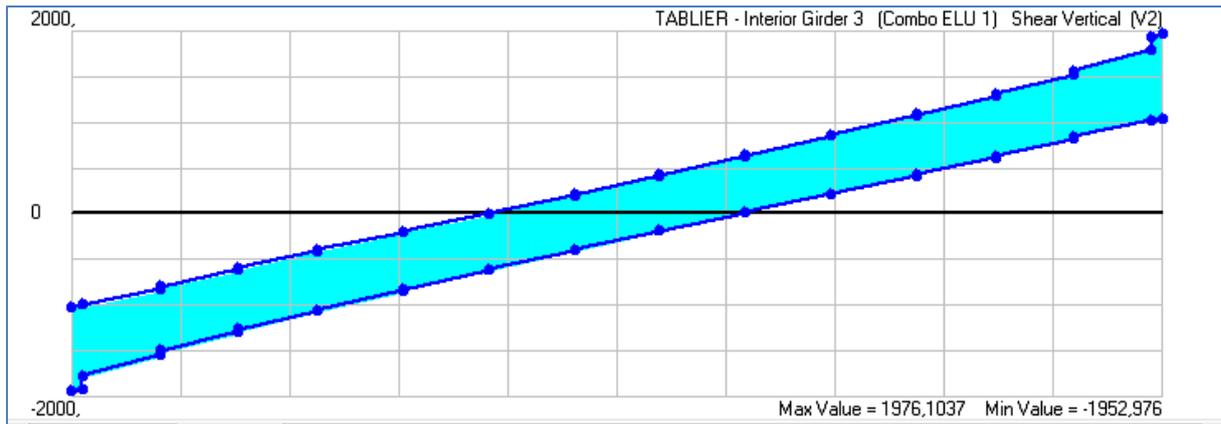
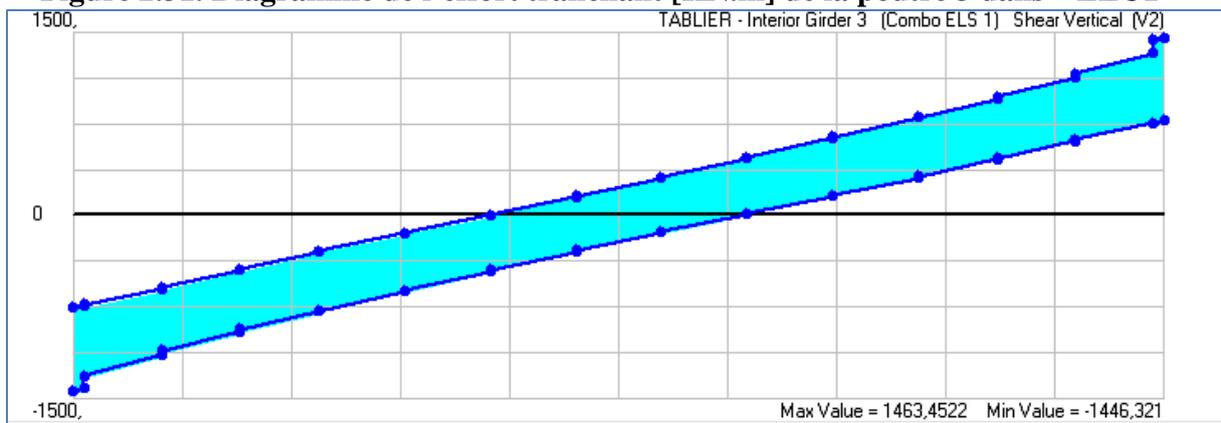


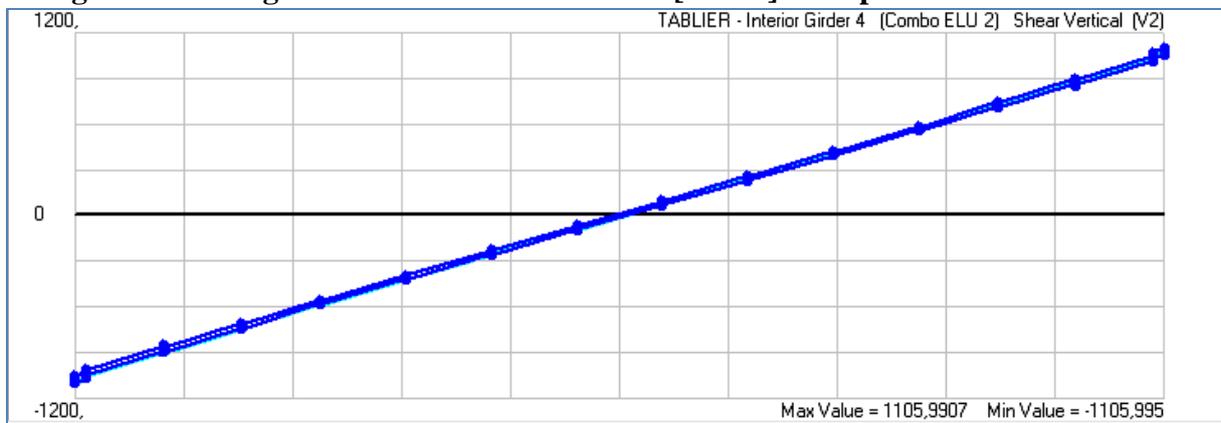
Figure 2.30. Diagramme de l'effort tranchant [KN.m] de la poutre 4 pour « G »



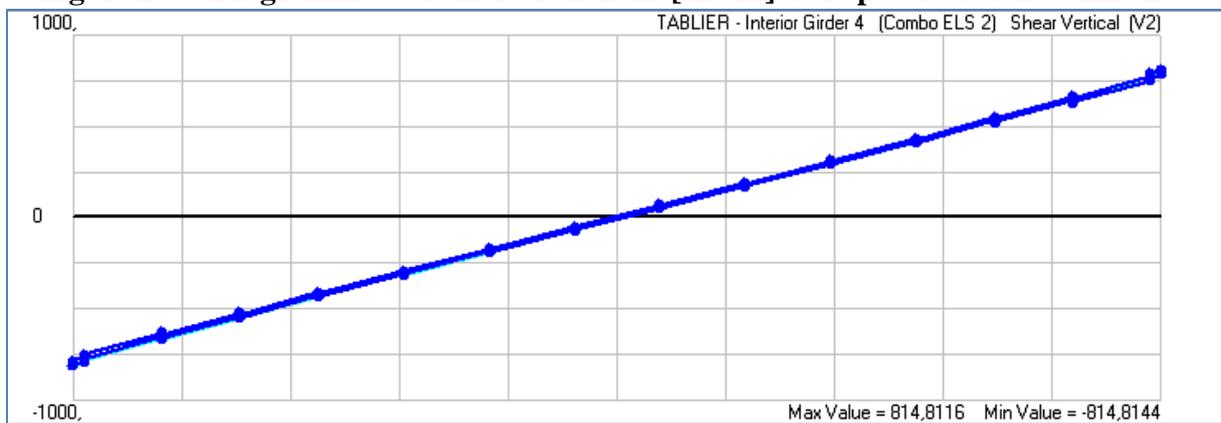
**Figure 2.31. Diagramme de l'effort tranchant [KN.m] de la poutre 3 dans « ELU1 »**



**Figure 2.32. Diagramme de l'effort tranchant [KN.m] de la poutre 3 dans « ELS1 »**



**Figure 2.33. Diagramme de l'effort tranchant [KN.m] de la poutre 4 dans « ELU2 »**



**Figure 2.34. Diagramme de l'effort tranchant [KN.m] de la poutre 4 dans « ELS2 »**

#### 5.4. Analyse des résultats de la 2<sup>ème</sup> variante viaduc mixte:

##### Modélisation de la structure :

L'ouvrage est modélisé en éléments barres (structure métallique) et en éléments coques (dalle en béton). Cette modélisation permet d'avoir une première approche des résultats.

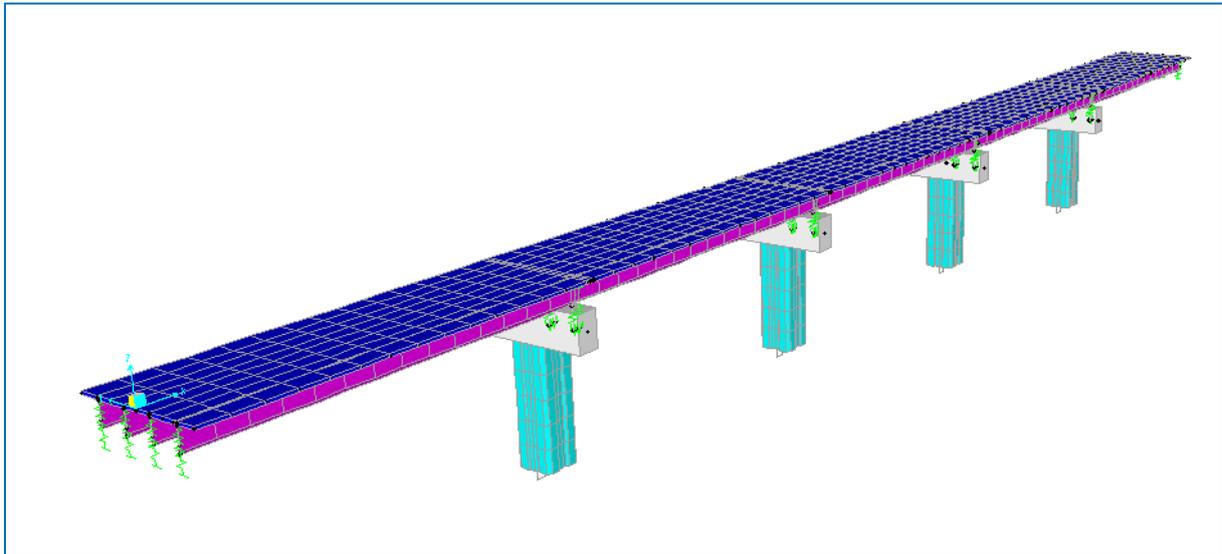


Figure 2.35 Modélisation du tablier avec SAP2000

##### 5.4.1 Moments fléchissant :

Cas des charges	Charges permanente "G"	UIC71	ELU	ELS
Moments de la poutre de rives [KN.m]	6680	10046	20671	14716
Moments de la poutre intermédiaire 1 [KN.m]	62134	10172	20217	14372

Tableau 2.18 Tableau récapitulatif des moments fléchissant

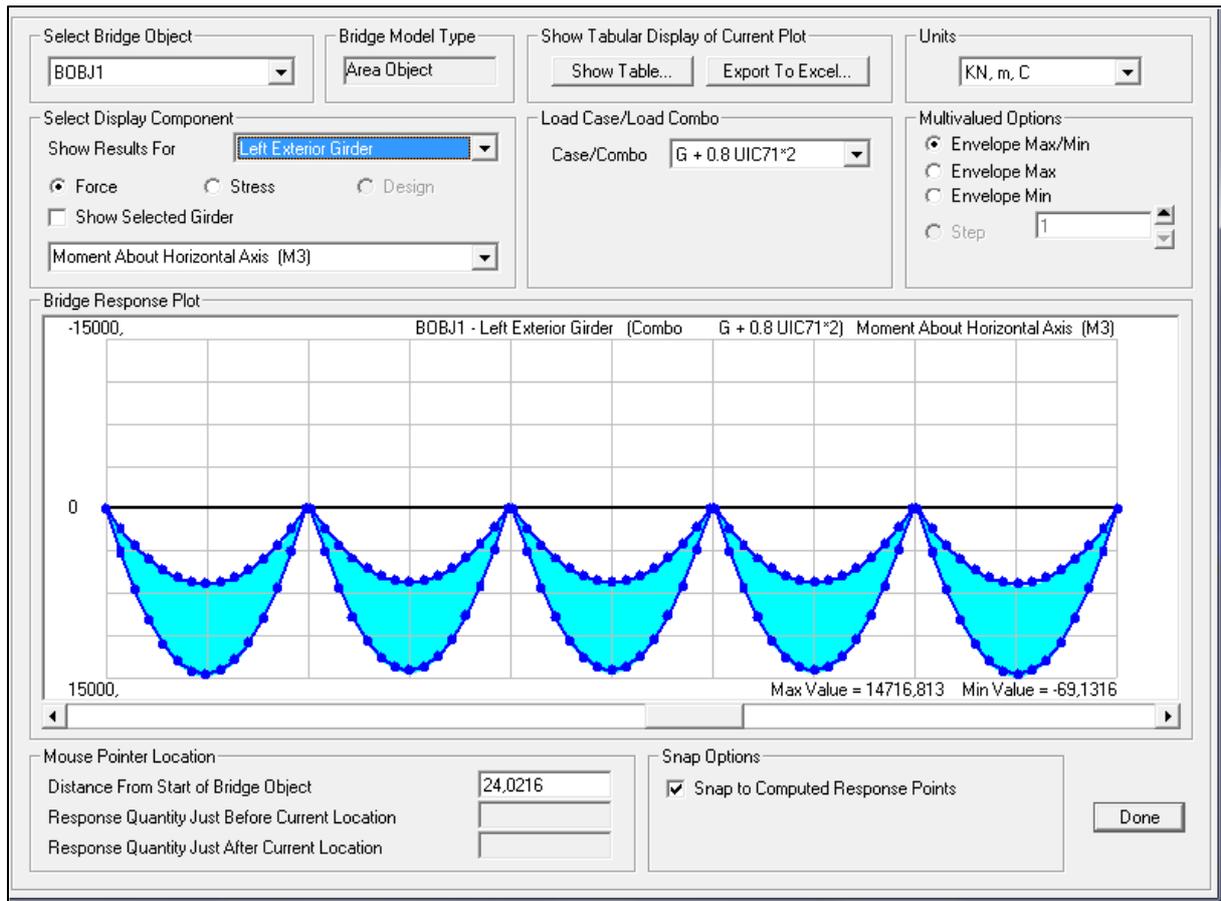


Figure 2.36 Diagramme du moment fléchissant [KN.m] de la poutre de rive a ELU

5.4.2 Efforts tranchants :

Cas des charges	Charges permanente "G"	UIC71	ELU	ELS
Efforts tranchants de la poutre de rives [KN.m]	694	868	1945	1389
Efforts tranchants de la poutre intermédiaire 1 [KN.m]	616	1306	<b>2343</b>	1661

Tableau 2.19 Tableau récapitulatif efforts tranchants

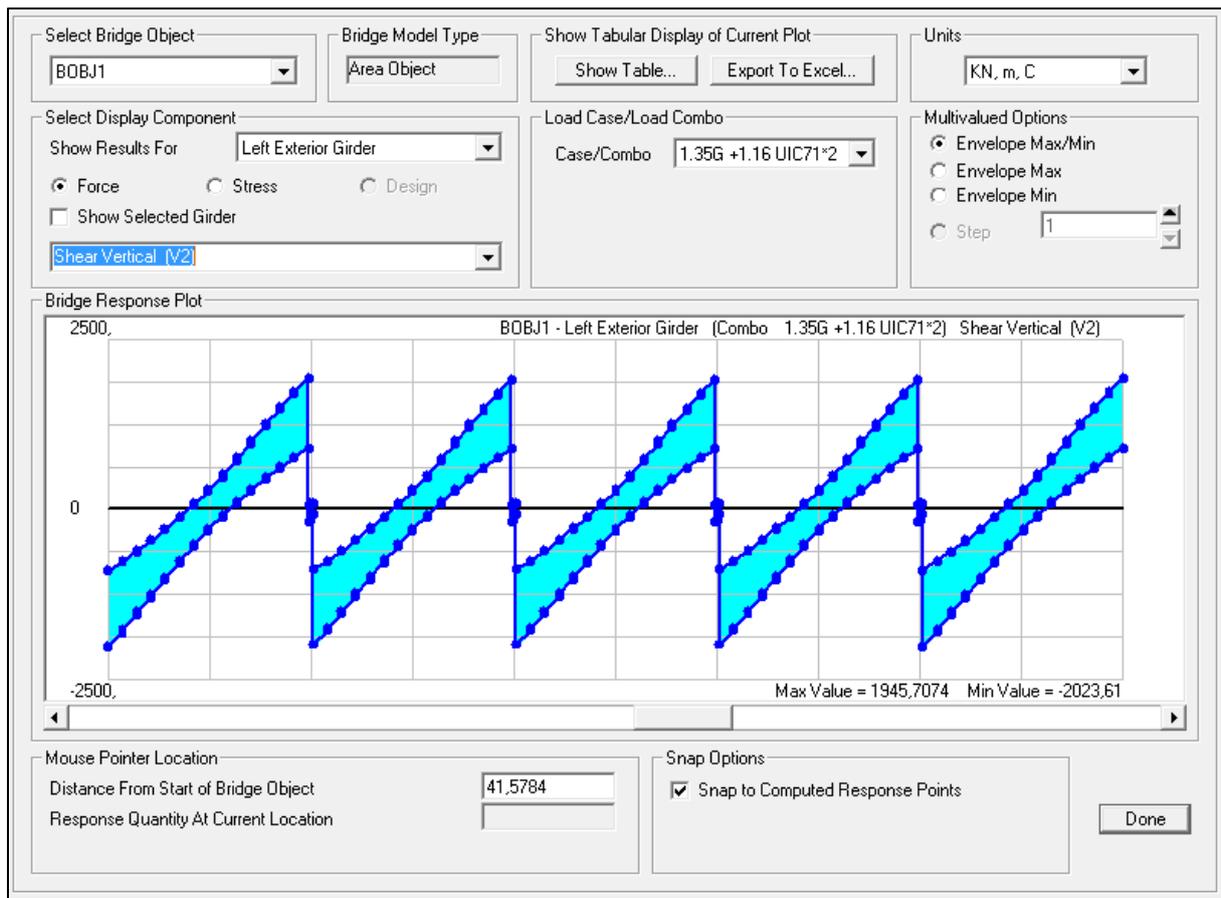


Figure 2.37 Diagramme efforts tranchants [KN.m] de la poutre de rive a ELU

## 6. ETUDE DE LA PRÉCONTRAINTÉ :

### 6.1. Historique :

Le mot précontraint, néologisme créé par **E. FREYSSINET**, a été imprimé la première fois en janvier 1933, dans un article de revue *travaux* (sciences et industries) sous le titre : « Idées et voies nouvelles ». Ce mot signifie d'après lui contrainte avant. Le béton précontraint est soumis, préalablement à toutes charges extérieures, à un effort de compression qui permettra de supprimer les contraintes de traction qui apparaîtraient dans un élément en béton armé. On évite ainsi les inconvénients du béton armé tels que fissuration, corrosion des aciers, béton tendue inutile.

### 6.2. Principe de la précontrainte :

Dans le béton armé l'acier subit l'action ; il est passif , le fait que le béton soit tendue ,il ne peut résister et donc les hypothèse de béton armé font une considération de négliger tout béton tendu ceci n'est pas économique , du point de vu conception béton précontraint qui vie a éliminer la traction ce qui aura pour l'effet de faire travailler tout le béton du moins a l'état limite service ELS.

### 6.3. Procède de précontrainte par post tension :

Le procédé utilisé pour la mise en tension des câbles est la « post-tension ». Ce type de précontrainte consiste à la mise en tension dans les câbles déjà enfilés dans des gaines après le coulage et le durcissement du béton à l'aide d'un vérin appuyé sur le béton, une fois que la tension voulue est atteinte, les câbles ainsi tendus sont bloqués avec un système d'ancrage à travers lequel on injecte un coulis de mortier pour protéger les câbles contre la corrosion et assurer l'adhérence entre les câbles et le béton.

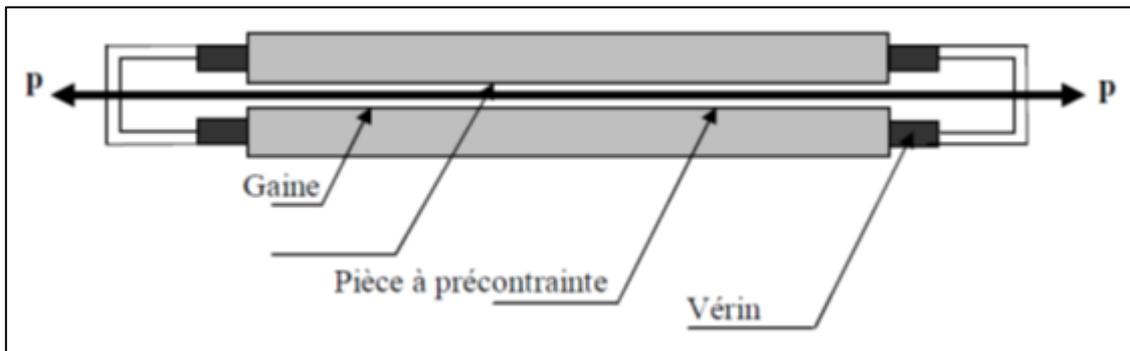


Figure 2.38 principe de la précontrainte par post tension

### 6.4. Choix des câbles :

Nous choisirons des câbles à toron unitaire 12T15 ayant les caractéristiques suivantes :

- Aire de la section du câble :  $A_p = 1800 \text{ mm}^2$
- Coefficient de frottement angulaire  $f = 0.18 \text{ rad}^{-1}$ .
- Diamètre de la gaine  $\varnothing 80 \text{ mm}$
- Coefficient de frottement linéaire  $\varphi = 2 \times 10^{-3} \text{ rad}^{-1}$
- Contrainte limite élastique garantie  $f_{peg} = 1500 \text{ MPA}$ .
- Contrainte limite de rupture garantie  $f_{prg} = 1800 \text{ MPA}$ .
- Recul d'ancrage  $g = 6 \text{ mm}$ .
- Relaxation à 1000 heures  $\rho = 2,5\% \text{ TBR}$  « très basse relaxation ».
- Module d'élasticité de l'acier de précontrainte :  $E_a = 195000 \text{ MPA}$ .

### 6.5. Calcul de la précontrainte :

Le calcul se fait à l'ELS sur la poutre la plus sollicitée, et il sera mené au niveau de la section la plus dangereuse, donc nous tenons compte dans le calcul les caractéristiques géométriques de la section en travée (qui a une inertie petite relativement à celle de la section d'about).

Les caractéristiques géométriques prises en compte sont celles de **la poutre avec hourdis à mi-travée**.

B(m)	Ht(m)	V'(m)	V(m)	IG(m <sup>4</sup> )	ρ%
1,1638	2	1,3078	0,6921	0,4498	42,70

**Tableau 2.20 Les caractéristiques géométriques de la poutre avec hourdis**

- **Résistance caractéristique:**

**Compression:**  $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$

**Traction:**  $f_{t28} = 2,7 \text{ MPa}$

- **Contrainte limite selon le BPEL:**

**Compression:**  $(\overline{\sigma_{cs}}) = 0.6 \times f_{c28} = 21 \text{ MPA}$

$$\overline{\sigma_{ci}} = 0.5 \times f_{c28} = 17 \text{ MPA}$$

**Traction:**  $(\overline{\sigma_{ts}}) = -1.5 \times f_{t28} = -4,05 \text{ MPA}$

$$\overline{\sigma_{ti}} = -f_{t28} = -2.7 \text{ MPA}$$

On estime les pertes totales à 25% de la précontrainte initiale.

Mmax : Moment sous (G+UIC)=10.430 MN.M

Mmin : Moment sous poids propre (Dead) = 4.1 MN.M

$$\Delta M = M_{\max} - M_{\min} = 6.33 \text{ MN.m}$$

### 6.5.1. Section sous critique :

$$P1 = (\Delta m + \rho \times B \times (\sigma_{ti} v + \sigma_{ti} v^{\wedge})) / (\rho \times h)$$

$$P1 = 4,26 \text{ MN}$$

### 6.5.2. Section sur critique

$$P2 = \frac{M_{\max} + \rho \times B \times v \times \sigma_{ti}}{\rho \times v + v' - d'}$$

$$P2 = 6,77 \text{ MN}$$

$$P = \max(P1; P2)$$

$$P = 6.77 \text{ MN}$$

### 6.5.3. Calcule de l'excentricité :

$$e_0 = -(V' - d') = -1.1078 \text{ m}$$

### 6.5.4. Calcule du nombre de câbles :

$$p_0 = \frac{\text{Sup}(p_1, p_2)}{0,98 - 1.2 \times \alpha} ; \text{avec } \alpha = 25\%$$

$$p_0 = 9,95 \text{ MN}$$

$$N_c = \frac{p_0}{p} ; \text{ avec } p = \sigma p_0 \times A_p$$

$$\sigma p_0 = \inf(0.8f_{prg}; 0.9f_{peg})$$

$$\sigma p_0 = 1350 \text{ MPA}$$

$$p = 2,43 \text{ MN}$$

$$N_c = 4,09$$

Donc on prend : **4 câbles de 12T15**

Alors

$$p_0 = 4 \times 2,43$$

$$p_0 = 9,72 \text{ MN}$$

Précontrainte P max = P sur (MN)	Excentricité	Nombre de câbles	Précontrainte initiale P0(MN)
6.77	-1.1078	4 câbles de 12T15	9,72

**Tableau 2.21 Récapitulatif des résultats de précontrainte**

## 6.6. Vérification a l'ELS :

- **Hypothèse de calcul :**

La précontrainte est appliqué a une seul phase à 100% sur la poutre seule.

On calcule les contraintes caractéristiques :

$$P1 = 1,02P0 - 0.8 \Delta P = 7.97 \text{ MN}$$

$$P2 = 0,98P0 - 1,20\Delta P = 6.60 \text{ MN}$$

Avec

$$\Delta P = 0,25P0 = 2.43 \text{ MN}$$

On prend les caractéristiques géométriques de la poutre seule :

B(m)	Ht(m)	V'(m)	V(m)	IG(m <sup>4</sup> )	$\rho$	$e_0$
0.7288	1.7	0.9757	0.7243	0.24	0.473	0.805

**Tableau 2.22 caractéristiques géométriques de la poutre en travée seule**

$$M_{\min} = 6,45 \text{ MN.m}$$

$$M_q = 4,1 \text{ MN.m}$$

### 6.6.1 Combinaison quasi-permanente

• **Quasi-permanente : P+G**

Selon le VIPP du guide SETRA la précontrainte de première famille est dimensionner pour reprendre l'effet de précontrainte et l'effet de poids propre, elle est mise en tension sur les poutres seules assez rapidement après le bétonnage des poutres.  
 Donc : on prend les caractéristiques géométriques de la poutre seule.

Il faut vérifier que :

Fibre supérieur  $\sigma_s \geq \overline{\sigma_{ts}} = -1,5ft_{28} = -4,05MPa$

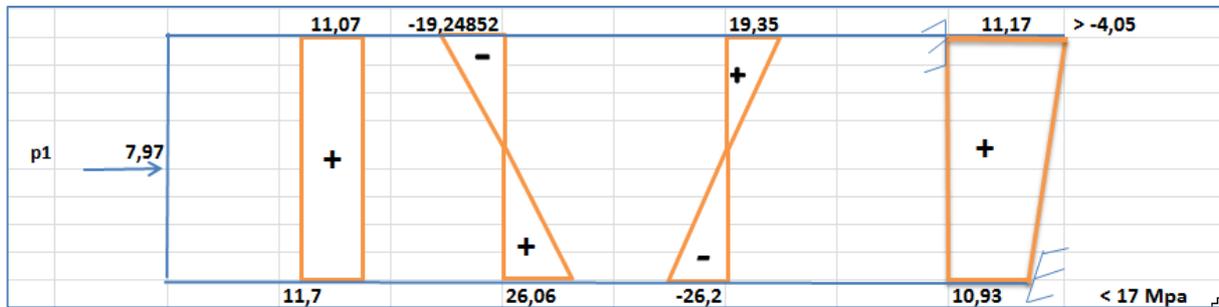
Fibre inférieure  $\sigma_{ci} \leq \overline{\sigma_{ci}} = 0,5fc_{28} = 17MPa$

$$\sigma_s = \frac{P}{B} - \frac{P \times e \times v}{IG} + \frac{M_{min} \times v}{IG} + \frac{0,72 \times Mq \times v}{IG}$$

$$\sigma_i = \frac{P}{B} + \frac{P \times e \times v'}{IG} - \frac{M_{min} \times v'}{IG} - \frac{0,72 \times Mq \times v'}{IG}$$

<b>P<sub>1</sub></b>			
$\frac{P_1}{B}$	$\frac{P_1 \times e \times v}{IG}$	$\frac{M_{min} \times v}{IG}$	<b>résultat</b>
<b>11,07</b>	<b>19,24</b>	<b>19,35</b>	<b>11,17</b>
$\frac{P_1}{B}$	$\frac{P \times e \times v'}{IG}$	$\frac{M_{min} \times v'}{IG}$	<b>résultat</b>
<b>11,07</b>	<b>26,05</b>	<b>26,2</b>	<b>10,93</b>

**Tableau 2.23 Combinaison quasi-permanente de P1**



**Figure 2.39 Diagramme de la combinaison quasi-permanente de P1**

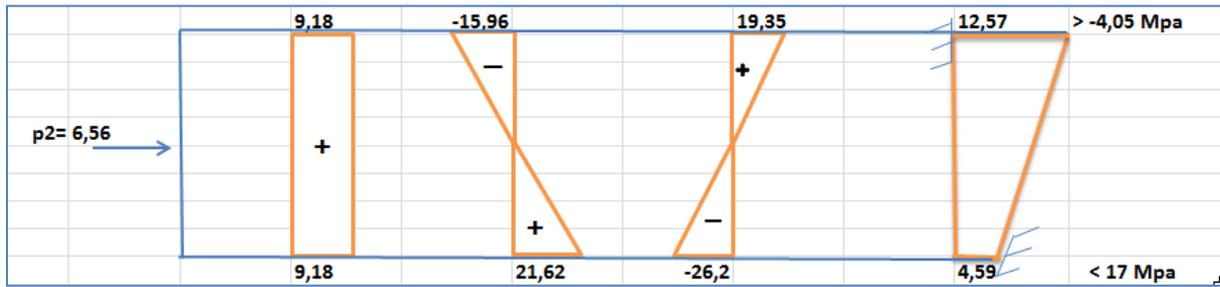
**Sous P1 :**

11,7 > -4,05 Mpa ⇒ condition vérifiée.

10,93 < 17 Mpa ⇒ condition vérifiée.

<b>P<sub>2</sub></b>			
$\frac{P_2}{B}$	$\frac{P_2 \times e \times v}{IG}$	$\frac{M_{min} \times v}{IG}$	<b>résultat</b>
9,18	15,96	19,35	<b>12,57</b>
$\frac{P_2}{B}$	$\frac{P \times e \times v'}{IG}$	$\frac{M_{min} \times v'}{IG}$	<b>résultat</b>
9,18	21,62	26,2	<b>4,59</b>

**Tableau 2.24 Combinaison quasi-permanente de P2**



**Figure 2.40 Diagramme de la combinaison quasi-permanente de P2**

**Sous P2 :**

12,57 > -4,05 Mpa ⇒ condition vérifiée.  
 4,59 < 21 Mpa ⇒ Condition vérifiée.

**6.6.2 Combinaison fréquente :**

Selon le VIPP du guide SETRA la précontrainte de deuxième famille est dimensionner pour reprendre les actions supplémentaires (superstructure et actions variables), elle est mise en tension lorsque le béton du hourdis a acquis une certaine résistance.

• **Combinaison Fréquente : P+G+0,72Q**

Donc : on prend les caractéristiques géométriques de la poutre + hourdis.

Il faut vérifier que :

Fibre supérieur  $\sigma_s \geq \overline{\sigma_{ts}} = -1,5ft_{28} = -4,05MPa$   
 Fibre inferieure  $\sigma_{ci} \leq \overline{\sigma_{ci}} = 0,6ft_{28} = 21MPa$

$$\sigma_s = \frac{P}{B} - \frac{P \times e \times v}{IG} + \frac{M_{min} \times v}{IG} + \frac{0.72 \times M_q \times v}{IG}$$

$$\sigma_i = \frac{P}{B} + \frac{P \times e \times v'}{IG} - \frac{M_{min} \times v'}{IG} - \frac{0.72 \times M_q \times v'}{IG}$$

<b>P<sub>1</sub></b>				
$\frac{P_1}{B}$	$\frac{P_1 \times e \times v}{IG}$	$\frac{M_{min} \times v}{IG}$	$\frac{0.72 \times M_q \times v}{IG}$	<b>résultat</b>
6,07	11,99	8,30	3,69	<b>6,05</b>
$\frac{P_1}{B}$	$\frac{P \times e \times v'}{IG}$	$\frac{M_{min} \times v'}{IG}$	$\frac{0.72 \times M_q \times v'}{IG}$	<b>résultat</b>
6,07	26,06	18,03	8,01	<b>6,08</b>

**Tableau 2.25 Combinaison quasi-permanente de P1**

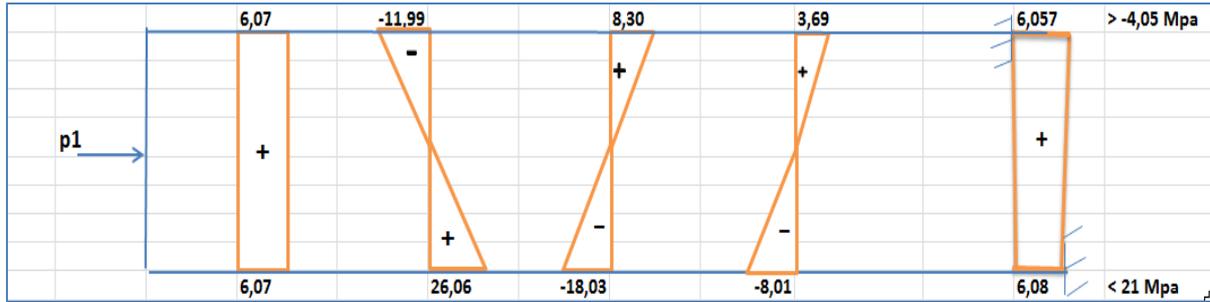


Figure 2.41 Diagramme de la combinaison quasi-permanente de P1

Sous P1 :

$6,05 > -4,05 \text{ Mpa} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

$6,08 < 21 \text{ Mpa} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

	$P_2$			
$\frac{P_1}{B}$	$\frac{P_1 \times e \times v}{IG}$	$\frac{M_{min} \times v}{IG}$	$\frac{0.72 \times M_q \times v}{IG}$	<b>résultat</b>
5,03	9,94	8,30	3,69	<b>7,07</b>
$\frac{P_1}{B}$	$\frac{P \times e \times v'}{IG}$	$\frac{M_{min} \times v'}{IG}$	$\frac{0.72 \times M_q \times v'}{IG}$	<b>résultat</b>
5,03	21,6	18,02	8	<b>06</b>

Tableau 2.26 Combinaison quasi-permanente de P2

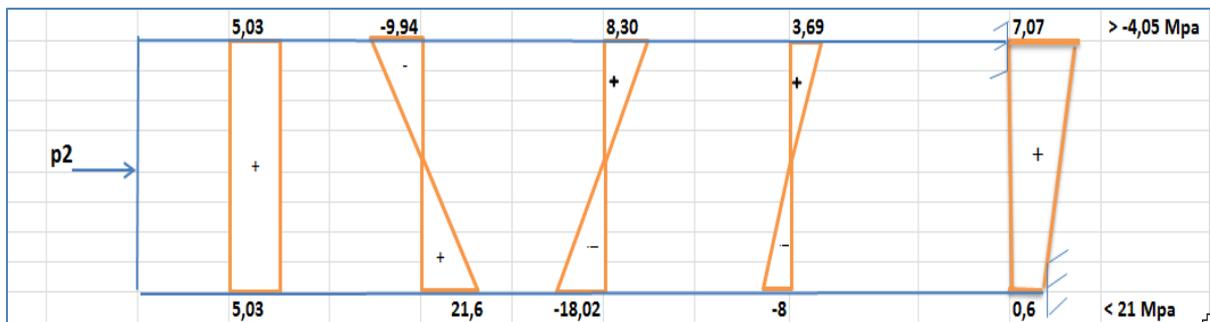


Figure 2.42 Diagramme de la combinaison quasi-permanente de P2

Sous P2 :

$7,07 > -4,05 \text{ Mpa} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

$0,6 < 21 \text{ Mpa} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

### 6.6.3 Combinaison rare :

- Combinaison Rare : P+G+1,2Q

$$\sigma_s = \frac{P}{B} - \frac{P \times e \times v}{IG} + \frac{M_{min} \times v}{IG} + \frac{1,2 \times M_q \times v}{IG}$$

$$\sigma_i = \frac{P}{B} + \frac{P \times e \times v'}{IG} - \frac{M_{min} \times v'}{IG} - \frac{1,2 \times M_q \times v'}{IG}$$

$P_1$				
$\frac{P_1}{B}$	$\frac{P_1 \times e \times v}{IG}$	$\frac{M_{min} \times v}{IG}$	$\frac{1,2 \times M_q \times v}{IG}$	résultat
6,07	11,99	8,30	6,14	<b>8,51</b>
$\frac{P_1}{B}$	$\frac{P \times e \times v'}{IG}$	$\frac{M_{min} \times v'}{IG}$	$\frac{1,2 \times M_q \times v'}{IG}$	résultat
6,07	11,99	18,03	13,34	<b>0,74</b>

Tableau 2.27 Combinaison rare de P1

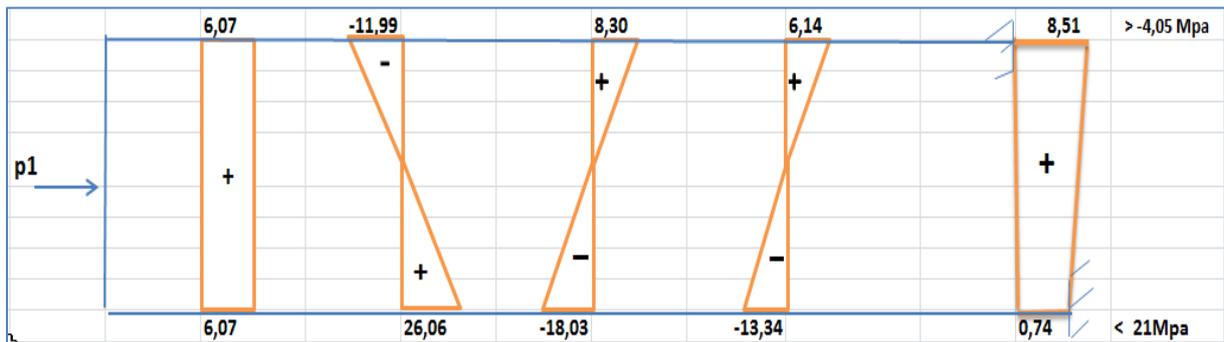


Figure 2.43 Diagramme de la combinaison rare de P1

Sous P1 :

8,51 > -4,05 Mpa ⇒ Condition vérifiée.

0,74 < 21 Mpa ⇒ Condition vérifiée.

$P_2$				
$\frac{P_1}{B}$	$\frac{P_1 \times e \times v}{IG}$	$\frac{M_{min} \times v}{IG}$	$\frac{1,2 \times M_q \times v}{IG}$	résultat
5,03	9,94	8,30	6,14	<b>9,53</b>
$\frac{P_1}{B}$	$\frac{P \times e \times v'}{IG}$	$\frac{M_{min} \times v'}{IG}$	$\frac{1,2 \times M_q \times v'}{IG}$	résultat
5,03	21,6	18,02	13,34	<b>-4,73</b>

Tableau 2.28 Combinaison rare de P2

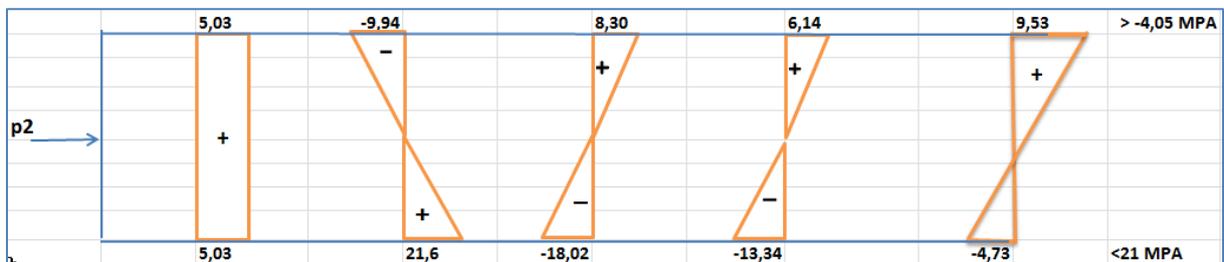


Figure 2.44 Diagramme de la combinaison rare de p2

Sous P2 :

9,53 > -4,05 Mpa ⇒ Condition vérifiée.

-4,73 < 2,7 Mpa ⇒ Condition vérifiée.

#### 6.6.4 Tracé des câbles :

- **plan de câblage dans la zone d'about :**

En utilisant le document « FRESSINET INTERNATIONAL », le tracé s'effectue de la manière suivante :

❖ **Équations des câbles :**

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

L'équation des câbles serait alors de la forme :

$$y = ax^2 + b$$

##### 1er câble

$$\text{Pour } x = 0 \rightarrow y = b = 0,12$$

$$\text{Pour } x = L/2 = 16,7 \text{ m} \rightarrow y = 0,7 = a \cdot (16,7)^2 + 0,12 \rightarrow a = 0,002$$

$$\text{Câble 01} \rightarrow y_1 = 0,002x^2 + 0,12$$

De même les équations des autres câbles seraient donc :

$$\text{Câble 02} \rightarrow Y_2 = 0,0028x^2 + 0,2$$

$$\text{Câble 03} \rightarrow Y_3 = 0,0035x^2 + 0,3$$

- **Tracé des câbles par rapport à la fibre inférieure (cm)**

	<b>0</b>	<b>4,175</b>	<b>8,35</b>	<b>12,525</b>	<b>16,7</b>
<b>1er câble</b>	0,12	0,156	0,265	0,446	0,7
<b>2ème câble</b>	0,2	0,25	0,4	0,65	1
<b>3ème câble</b>	0,3	0,362	0,55	0,862	1,3

**Tableau 2.29** Tableau récapitulatif du tracé des câbles

**6.7. Calcul des pertes de précontraintes par post- tension :**

On appelle perte de précontrainte toute différence entre la force de précontrainte exercée par le vérin lors de sa mise en tension des câbles et de la force réelle de précontrainte qui régnera dans l’ouvrage. Cependant, les pertes de précontrainte varient en fonction de l’espace et de temps. Le calcul des valeurs initiales et finales de la force précontrainte exige donc une évolution précise des pertes de précontrainte.

On distingue deux types des pertes :

- Pertes instantanées.
- Pertes différées.

**6.7.1. Perte instantanées :**

**6.7.1.1. Perte due au Frottement des câbles «  $\Delta\sigma_{fr}$  » :**

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

$$\Delta\sigma_{fr}(x) = \sigma p_0 - \sigma p(x)$$

**$\sigma p(x)$  : la tension en un point**

$$\sigma p(x) = \sigma p_0 \times e^{-(f \times \alpha + \varphi \times x)}$$

**Avec :**

**f** : coefficient de frottement de la section des câbles par rapport a la gaine  $\Rightarrow f = 0,18$

**$\alpha$**  : L’angle de relevage du câble en radians

**$\varphi$**  : Coefficient de frottement en ligne droite  $\Rightarrow \varphi = 0,002 m^{-1}$

**$\sigma p_0$**  : Contrainte de tension à l’origine  $\Rightarrow \sigma p_0 = 1350 Mpa$

**x** : le point de calcul de la tension.

**Remarque ;**

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

**y = 0,0028 x<sup>2</sup> + 0,2** (équation du 2eme câble).

**$\alpha = y' = 0,0056 x$**  (Pente du câble).

<b>X(m)</b>	<b>0</b>	<b>8,35</b>	<b>16,7</b>	<b>25,05</b>	<b>33,4</b>
<b>Y(m)</b>	0,2	0,4	1	2	3,4
<b><math>\alpha</math> (rad)</b>	0	0,048	0,0958	0,1437	0,1916

**Tableau 2.30 Valeurs numériques des coefficients ‘y’ et ‘ $\alpha$ ’**

$$\sigma p(x) = 1350 \times e^{-(0.18\alpha + 0.002x)}$$

<b>X(m)</b>	<b>0</b>	<b>8,35</b>	<b>16,7</b>	<b>25,05</b>	<b>33,4</b>
<b><math>\sigma_p(x)</math> Mpa</b>	1350	1316,24	1283,33	1251,24	1219,95
<b><math>\Delta\sigma_{fr}</math></b>	0	33,76	66,67	98,76	130,045

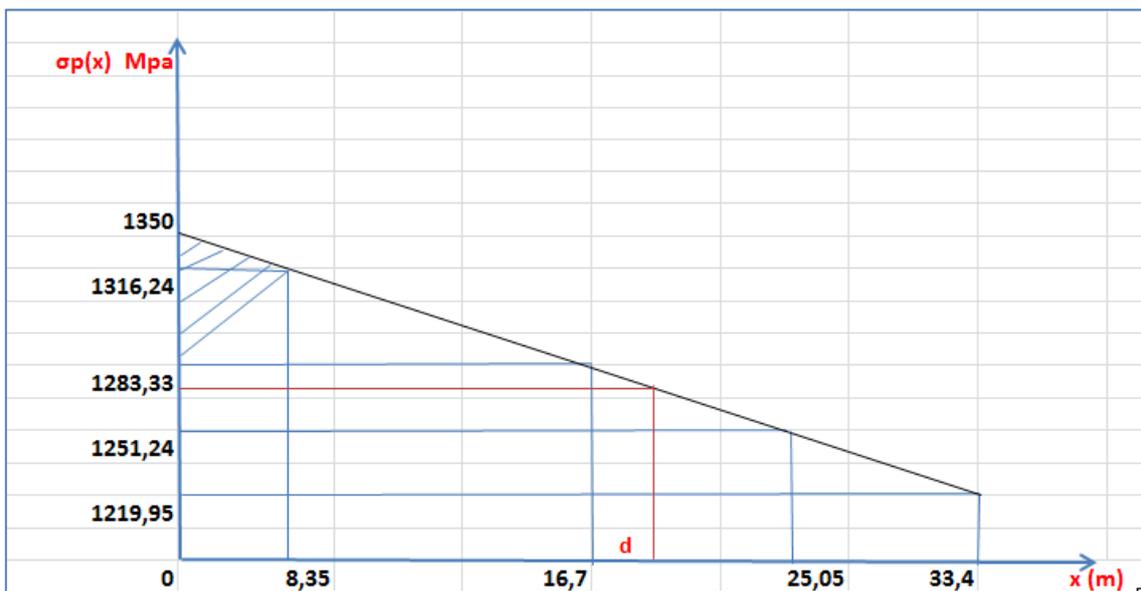
**Tableau 2.31 Les pertes dues au frottement**

**6.7.1.2. Pertes dues au recul à l'ancrage**

Cette perte de tension résulte du glissement de l'armature par rapport à son ancrage, ou de la déformation de l'ancrage. Son influence diminue à partir de l'ancrage jusqu'à s'annuler à une distance « d » à partir de laquelle la tension demeure inchangée.

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

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



**Figure 2.46 Tension le long du câble**

Pour  $x = L/4 = 8.35 \text{ m} \Rightarrow \text{Aire1} = 281,86 < 1170$

Pour  $x = L/2 = 16.7 \text{ m} \Rightarrow \text{Aire2} = 1113,37 < 1170 \quad \Rightarrow \quad 16,7 < d < 25,05$

Pour  $x = 3L/4 = 25.05 \text{ m} \Rightarrow \text{Aire3} = 2473,89 > 1170$

$$d = \sqrt{\frac{g \times E_p \times L}{\sigma_p(0) - \sigma_p\left(\frac{3L}{4}\right)}}$$

$g$  : l'intensité du recul d'ancrage = 6mm.

$E_p$  : Module d'élasticité de l'acier  $E_p = 1,9 \times 10^5 \text{ MPa}$ .

$g \times E_p = 0,006 \times 1,95 \times 10^5 = 1170 \text{ MN / m}$ .

**d = 19.89 m**

**$d > L/2 \Rightarrow$  Donc on tire le câble par une seule extrémité**

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

$$\sigma_{p_{0g}} = \sigma_{p_0} - \frac{2g \times Ep}{d} = 1350 - \frac{2 \times 1170}{19,89} = 1232,35 \text{ Mpa}$$

<b>X(m)</b>	<b>0</b>	<b>8,35</b>	<b>16,7</b>	<b>25,05</b>	<b>33,4</b>
<b>Δσ<sub>g</sub>(x)</b>	117,65	50,13	0	0	0

**Tableau 2.32 Les pertes dues au glissement**

**6.7.1.3. Raccourcissement élastique « Δσ<sub>el</sub> » :**

Ces pertes dues au non simultanée de mise en tension des câbles.

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

N: nombre des câbles (N=4).

σb (x) : contrainte normal du béton.

Eij : module d'élasticité instantanée du béton.

σb : contrainte moyen du béton au niveau du câble a la mise en tension

$$Eij = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 35981,73 \text{ Mpa}$$

$$\Delta\sigma_{el} = \frac{4-1}{2 \times 4} \times \frac{1,95 \times 10^5}{35981,73} \times \sigma b(x) \Rightarrow \Delta\sigma_{el} = 2,032 \sigma b(x)$$

$$\sigma b = \frac{p}{B} + P \times \frac{ep^2}{I} - Mg \times \frac{ep}{I}$$

(Cette formule a été établie avec l'hypothèse d'égalité de déformation du béton et des câbles, ce qui suppose qu'il y a adhérence parfaite entre le câble et le béton).

**Pour x = L/2 = 16,7 : Δσ<sub>fr</sub> = 66,67 Mpa**

**Δσ<sub>g</sub> = 0 Mpa**

On calcul la précontrainte à partir de la section des câbles :

$$P = A_p (\sigma_{p_0} - \Delta\sigma_i)$$

$$P = A_p (\sigma_{p_0} - \Delta\sigma_{fr} - \Delta\sigma_g - \Delta\sigma_{el})$$

$$P = 4 \times 0,0018 (1350 - 66,76 - 0 - 2,032 \sigma b(x))$$

$$P = 9,239 - 0,0146 \sigma b(x)$$

<b>X (m)</b>	<b>B(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>V' (cm)</b>	<b>V (cm)</b>	<b>IG (cm<sup>4</sup>)</b>	<b>ep(m)</b>	<b>Mpp ( Mn )</b>
<b>0</b>	0,951	0,900	0,715	0,258	0,1	3,316
<b>8,35</b>	0,821	0,913	0,702	0,243	0,513	2,862
<b>16,7</b>	0,692	0,927	0,688	0,231	0,727	2,414
<b>25,05</b>	0,821	0,913	0,702	0,243	0,513	2,862
<b>33,4</b>	0,951	0,900	0,715	0,258	0,1	3,316

**Tableau 2.33 Les caractéristiques géométriques nettes des sections**

$$\sigma_b = \frac{9,239 - 0,0146 \times \sigma_b}{0,692} + (9,239 - 0,0146 \times \sigma_b) \times \frac{0,727^2}{0,231} - 2,414 \times \frac{0,727}{0,231}$$

$$\sigma_b = 25,51 \text{ Mpa}$$

$$\Delta\sigma_{el} = 51,84 \text{ Mpa}$$

De la même façon on calcule les pertes dues au raccourcissement élastique des autres sections.

x	0	8,35	16,7	25,05	33,4
$\Delta\sigma_{el}$	19,30	37,62	51,84	37,62	19,30

**Tableau 2.34 Pertes dues au raccourcissement instantané du béton**

X	0	8,35	16,7	25,05	33,4
$\Delta\sigma_{fr}$ (Mpa)	0	33,76	66,67	98,76	130,045
$\Delta\sigma_g$ (Mpa)	117,65	50,13	0	0	0
$\Delta\sigma_{el}$ (Mpa)	19,30	37,62	51,84	37,62	19,30
$\Delta\sigma_i$ (Mpa)	136,95	121,51	118,51	136,38	149,34

**Tableau 2.35 Récapitulatif des pertes instantanées**

### 6.7.2 Pertes Différées :

Elles résultant des déformations ou des contraintes appliquées aux matériaux constitutifs, elles se produisent pendant un certain temps de la vie de l'ouvrage et se produisent simultanément. Le B.P.E.L a retenu le principe de les étudier séparément et de tenir compte de cette Simultanéité par une valeur forfaitaire.

#### 6.7.2.1 Pertes dues au retrait du béton :

Le retrait est un phénomène de raccourcissement du béton dans le temps du à une évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le béton.

La perte totale par retrait s'exprime :

$$\Delta\sigma_r = E_p(1 - r(t_0))\varepsilon_r$$

$$\text{Avec } \begin{cases} r(t_0) = \frac{t_0}{t_0 + 9r_m} \\ r_m = \frac{B}{U} \left( \frac{\text{air de la section nette}}{\text{périmètre de la section}} \right) \end{cases}$$

$t_0$ : Jour de la mise en tension.

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

$E_p = 1,95 \times 10^5$  MPa

$r_m$ : Rayon moyen

A 28jours

**Section d'about :**

$$r_m = \frac{0,9513}{5,432} = 0,175 \text{ m} = 17,5 \text{ cm}$$

$$r(28) = \frac{28}{28 + 9 \times 17,5} = 0,1509$$

$$\Delta\sigma_r = 2,5 \times 10^{-4} \times 1,95 \times 10^5 (1 - 0,1509) = \mathbf{41,33 \text{ Mpa}}$$

**Section médiane**

$$r_m = \frac{0,821}{5,3727} = 0,1528 \text{ m} = 15,28 \text{ cm}$$

$$r(28) = \frac{28}{28 + 9 \times 15,28} = 0,1691$$

$$\Delta\sigma_r = 2,5 \times 10^{-4} \times 1,95 \times 10^5 (1 - 0,1691) = \mathbf{40,506 \text{ Mpa}}$$

**Section en travée**

$$r_m = \frac{0,6923}{5,65} = 0,1225 \text{ m} = 12,25 \text{ cm}$$

$$r(28) = \frac{28}{28 + 9 \times 12,25} = 0,2025$$

$$\Delta\sigma_r = 2,5 \times 10^{-4} \times 1,95 \times 10^5 (1 - 0,2025) = \mathbf{38,87 \text{ Mpa}}$$

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

$$\Delta\sigma_{rel} = 6 \times \frac{\rho_{1000}}{100} (u - u_0) \times \sigma_{pi}(x)$$

Avec

$$u = \frac{\sigma_{pi}(x)}{fprg}$$

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

$fprg$  : Contrainte limite garantie à la rupture ( $fprg = 1800\text{Mpa}$ )

46

$u_0$ : Coefficient pris 0,43 pour les armatures à TBR (très basse relaxation).

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

$x$	<b>0</b>	<b>8,35</b>	<b>16,7</b>	<b>25,05</b>	<b>33,4</b>
$\sigma_{pi}$	1213,05	1228,49	1231,49	1213,62	1200,65
$u$	0,6739	0,6825	0,6842	0,6742	0,6670

$\Delta\sigma_{rel}$	44,38	46,52	46,94	44,46	42,68
----------------------	-------	-------	-------	-------	-------

Tableau 2.36 Pertes dues à la relaxation des aciers

### 6.7.2.3 Perte due au fluage « $\Delta\sigma_{fl}$ »

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

x (m)	B(m <sup>2</sup> )	V' (m)	V (m)	IG (m <sup>4</sup> )	e (m)
0	1,5714	1,2606	0,7394	0,5958	0,2606
8,35	1,4493	1,3197	0,6803	0,4901	0,9197
16,7	1,3138	1,3697	0,6303	0,4901	1,1697
25,05	1,4493	1,3197	0,6803	0,4901	0,9197
33,4	1,5714	1,2606	0,7394	0,5958	0,2606

Tableau 2.37 Les caractéristiques géométriques brutes (poutre + dalle)

On utilise la donnée par le BPEL

$$\Delta\sigma_{fl} = 2,5 \times \sigma_b \times \frac{E_p}{E_{ij}}$$

Avec :  $\frac{E_p}{E_{ij}} = 5,41$

$$\Delta\sigma_{fl} = 13,548 \times \sigma_b$$

$$\sigma_b = \frac{p}{B} + P \times \frac{ep^2}{I} - M_{min} \times \frac{ep}{I}$$

- On calcul la précontrainte à partir de la section des câbles :

$$p = A_p(\sigma_{p0} - \Delta\sigma)$$

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma_i + \left( \Delta\sigma_r + \frac{5}{6} \Delta\sigma_{el} + \Delta\sigma_{fl} \right)$$

$$p = A_p(\sigma_{p0} - \Delta\sigma_i - \left( \Delta\sigma_r + \frac{5}{6} \Delta\sigma_{rel} + \Delta\sigma_{fl} \right))$$

$$p = 4 \times 0.0018 \times \left( 1350 - 118,51 - \left( 38,87 + \frac{5}{6} \times 46,94 + 13,548 \times \sigma_b \right) \right)$$

$$p = 8,30 - 0,0975\sigma_b$$

x	0	8,35	16,7	25,05	33,4
$\Delta\sigma_{fl}$	42,68	87,44	116,04	87,44	42,68

Tableau 2.38 Les pertes dues au fluage de béton

X	0	8,35	16,7	25,05	33,4
$\Delta\sigma_r$	40,50	15,28	38,87	15,28	40,50
$\Delta\sigma_{rel}$	44,38	46,52	46,94	44,46	42,68
$\Delta\sigma_{fl}$	42,68	87,44	116,04	87,44	42,68
$\Sigma Pd$	<b>127,56</b>	<b>149,24</b>	<b>201,85</b>	<b>147,18</b>	<b>125,86</b>

Tableau 2.39 Récapitulatif des pertes différées

x	0	8,35	16,7	25,05	33,4
<b>Pertes instantanées total</b>	136,95	121,51	118,51	136,38	149,34
<b>Pertes différées total</b>	127,56	149,24	201,85	147,18	125,86
<b>Pertes total</b>	264,51	270,75	320,36	283,56	275,2
<b>% des pertes = (Pertes total/<math>\sigma_{p0}</math>) <math>\times</math> 100</b>	<b>19,59</b>	<b>20,05</b>	<b>23,73</b>	<b>21</b>	<b>20,38</b>

Tableau 2.40 Pourcentage des pertes total

On remarque que le pourcentage des pertes est inférieur à 25% donc la condition est vérifiée.

### 6.8. Vérification de la flexion à mi- travée :

#### Calcul aux ELS :

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

- **Phase 1** : A la mise en tension en considérant la poutre seule avec une précontrainte à 50% le B.P.E.L donne  $P_{max}=1,02p_0-0,8\Delta p_i$
- **Phase 2** : ce commence dès que la dalle est coulée jusqu'à la mise en service de la structure dans cette phase en considère les pertes instantanées et différées.

#### 6.8.1 A la mise en tension :

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

X (m)	B(cm <sup>2</sup> )	V' (cm)	V (cm)	IG (cm <sup>4</sup> )	e(m)
0	0,951	0,900	0,715	0,258	0,1
8,35	0,821	0,913	0,702	0,243	0,513
16,7	0,692	0,927	0,688	0,231	0,727
25,05	0,821	0,913	0,702	0,243	0,513
33,4	0,951	0,900	0,715	0,258	0,1

**Tableau 2.41 Les caractéristiques géométriques nettes pour différentes sections**

Il faut vérifier que :

$$\frac{P_1}{B} - \frac{P_1 \times e \times v}{I} + \frac{M_{min} \times v}{I} \geq \sigma_{st} = - 4.5 \dots \text{Fibre supérieure.}$$

$$\frac{P_1}{B} + \frac{P_1 \times e \times v'}{I} - \frac{M_{min} \times v'}{I} \leq \sigma_{ci} = 21 \text{ Mpa} \dots \text{Fibre inférieure.}$$

**Avec:**

$P_1=0,5 (1,02p_0-0,8\Delta p_i)$  ... a la mise en tension, on considère 50% de précontrainte.

$p_0= 9,65 \text{ MN}$  (la valeur de la précontrainte réelle).

$$\Delta P_i = \frac{\Delta \sigma_i}{\sigma_{p_0}} \times p_0$$

x	0	8,35	16,7	25,05	33,4
$\Delta \sigma$	136,95	121,51	118,51	136,38	149,34
$\Delta P_i(\text{Mpa})$	0,9789	0,8686	0,8471	0,9749	1,0675
$P_1(\text{MN})$	4,530	4,574	4,583	4,532	4,494
$M_{min}(\text{Mn.m})$	0	3,1	4,1	3,1	0
$\sigma_s(\text{Mpa})$	3,506	7,752	8,903	7,752	3,506
$\sigma_c(\text{Mpa})$	6,344	2,734	3,542	2,602	6,293

**Tableau 2.42 Détermination des contraintes**

Alors les conditions sont vérifiées.

### 6.8.2. En service

On utilise les caractéristiques géométriques (poutre + dalle).

x (m)	B(m <sup>2</sup> )	V' (m)	V (m)	IG (m <sup>4</sup> )	e (m)
0	1,5714	1,2606	0,7394	0,5958	0,2606
8,35	1,4493	1,3197	0,6803	0,4901	0,9197
16,7	1,3138	1,3697	0,6303	0,4901	1,1697
25,05	1,4493	1,3197	0,6803	0,4901	0,9197
33,4	1,5714	1,2606	0,7394	0,5958	0,2606

**Tableau 2.43 Les caractéristiques géométriques brutes pour sections composite**

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

$$\frac{P_2}{B} - \frac{P_2 \times e \times v}{I} + \frac{M_{min} \times v}{I} \leq \sigma_{CS} = 21 \text{ Mpa} \dots \text{Fibre supérieure.}$$

$$\frac{P_2}{B} + \frac{P_2 \times e \times v'}{I} - \frac{M_{min} \times v'}{I} \geq \sigma_{ti} = -2,7 \text{ Mpa} \dots \text{Fibre inférieure}$$

**Avec:**  $P_2=0,98p_0 - 1,2\Delta p_i$   
 $p_0= 9,65 \text{ MN}$  (la valeur de la précontrainte réelle).

x	0	8,35	16,7	25,05	33,4
$\Delta\sigma$	264,51	270,75	320,36	283,56	275,2
$\Delta P_i$ (Mpa)	1,89	1,935	2,29	2,026	1,967
$P_2$ (MN)	7,188	4,147	4,006	4,111	4,135
$M_{min}$ (Mn.m)	0	4,86	6,45	4,86	0
$\sigma_s$ (Mpa)	2,249	4,313	5,318	4,334	1,294
$\sigma_i$ (Mpa)	0,610	5,678	7,98	5,742	0,351

**Tableau 2.44 Détermination des contraintes**

Les contraintes en E.L.S sont inférieure aux contraintes admissibles, donc les sollicitations agissant restent dans le domaine de sécurité.

## 6.9. FERRAILLAGE DE LA POUTRE

### 6.9.1. Armatures longitudinales

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

$$A_s = \frac{B_t}{1000} + \frac{N_{bt} \times f_{tj}}{f_e \times \sigma_{bt}}$$

Avec :

$B_t$ : surface du béton tendu (cm ).

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

$f_{tj}$ : Contraintes de traction du béton calculée à partir de  $f_{cj}$

$\sigma_{bt}$ : Contrainte de traction réelle dans le béton

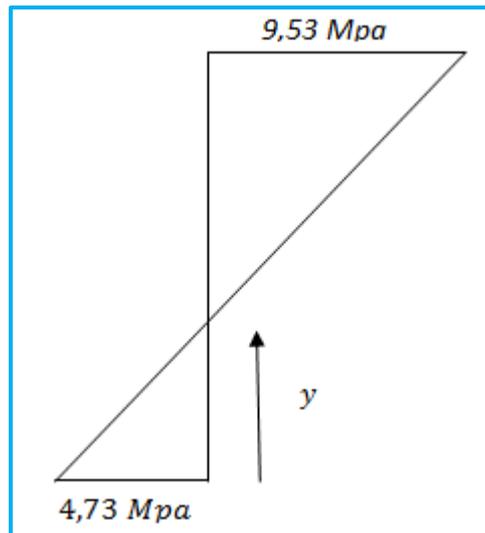


Figure 2.47 Diagramme des contraintes sous P2 (combinaison rare)

$$\sigma_s = 9,53 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_i = -4,73 \text{ Mpa}$$

$$\frac{4,73}{y} = \frac{9,35}{1,7-y} \Rightarrow 4,73(1,7-y) = 9,35y$$

$$Y = 0,571 \text{ m}$$

$$B_t = 4,73 \times 0,571 \times 0,5 = 1,222 \text{ m}^2$$

$$N_{bt} = \frac{\sigma_{bt} \times B_t}{2} = 2,89 \text{ Mn}$$

$$A_s = \frac{1,222}{1000} + \frac{2,89 \times 2,7}{500 \times 4,73} = 45,21 \text{ cm}^2$$

On prend **10T25=49,09 cm<sup>2</sup>**

### 6.9.2 Armatures de peau

Le but de ces armatures est essentiellement de limiter la fissuration du béton avant l'application de la force de précontrainte sous l'action de phénomène tel que retrait différentiel

Pour les armatures de peau on prend **3 cm<sup>2</sup> / ml** de périmètre de section et  $A / B > 0,1 \%$ .

$$A_{pl} = 3 \times (1,7 + 0,51) \times 2 = 13,26 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_{pl}}{B} = \frac{13,26}{7288} = 0,18\%$$

Soit :

3HA 12 (3,39 cm<sup>2</sup>) sens longitudinale.

3HA 10 (2,36 cm<sup>2</sup>) sens transversale..

### 6.9.3 Armatures Transversale

$2\text{cm}^2/\text{ml}$  de parement mesuré parallèle à l'axe du CDG et placé sur le pourtour. Le choix se portera ici sur des cadres.

$$S_t = \min(0,8h ; 3b ; 1\text{m}) = \min(1,36; 1,53 ; 1) = 1\text{m}.$$

On prendra ici un écartement de **15 cm**.

$$\frac{A_t}{S_t \times b_r} > \frac{\gamma_s \times \tau_u}{f_e}$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{B_0 \times d} = \frac{0,519}{0,21 \times 0,9 \times 1,7} = 1,6\text{Mpa}$$

Br : largeur réduite au sens du BPEL 91

$$B_r = 0,51 - 0,08 = 0,43\text{ m}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$f_e = 500\text{ Mpa}$$

$$A_t > \frac{\gamma_s \times \tau_u \times S_t \times b_r}{f_e}$$

$$A_t > 2,37\text{ cm}^2$$

On prend des cadres de T10.

[11].

### 6.9.4 Effort tranchant maximum

$$T_{\max} = 1,976\text{ MN (à l'ELU)}$$

$$\tau_v = \frac{T \times s}{b \times I_g}$$

S : moment statique de l'hourdis par rapport au plan de contrainte poutre-hourdis.

$$S = 1,95 \times 0,3 \times 0,125 = 0,073\text{m}$$

$$I_g = 0,49\text{ m}^4$$

$I_g$ : inertie de la poutre seul

b : largeur de l'hourdis revient à chaque poutre = 1,95 m

$$\tau_v = \frac{1,976 \times 0,073}{1,65 \times 0,49} = 0,178\text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \tau_v + \tau_u = 0,178 + 1,6 = 1,77\text{ Mpa}$$

$1,77 \text{ Mpa} < 1,5 f_{tj} = 4,05 \Rightarrow \text{Mpa}$  condition vérifiée.

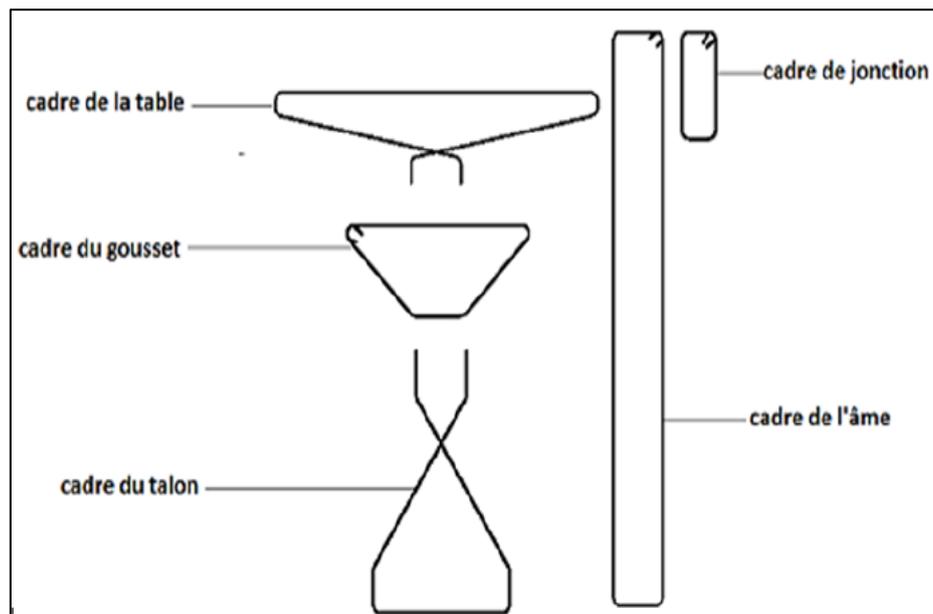
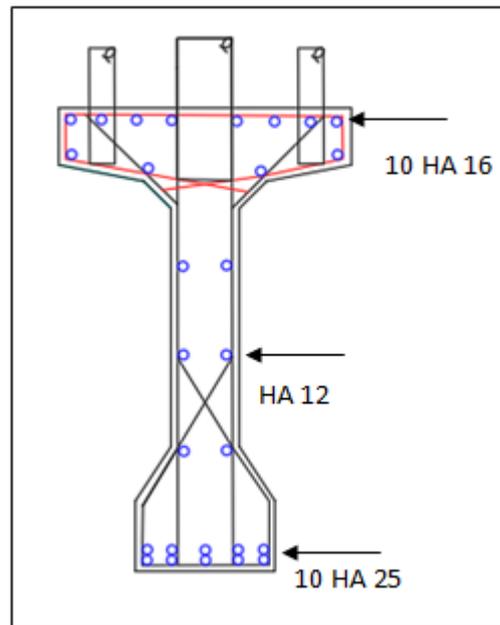
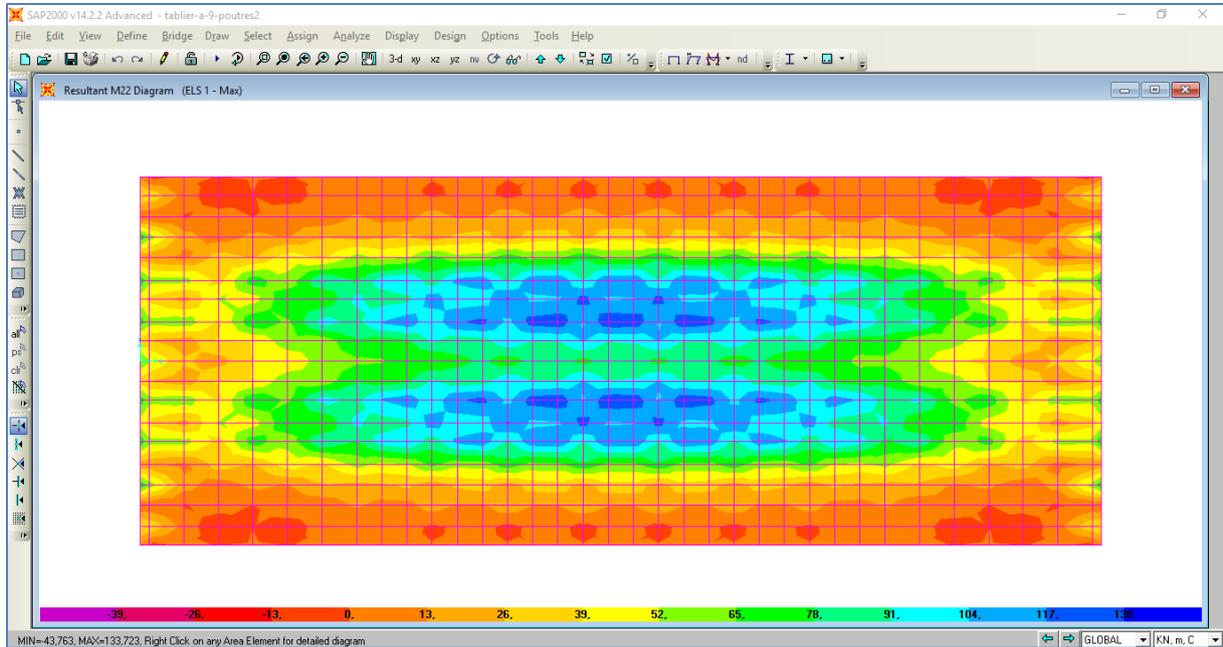


Figure 2.48 ferrailage passive de la poutre ; longitudinal et transversal

## 7. ETUDE DE L'HOURLDIS

### 7.1. Évaluation des sollicitations

L'hourdis est constitué d'une dalle en béton armé de 30 cm d'épaisseur, recouverte d'une couche de revêtement de 5cm ; reposant sur des poutres en béton précontrainte. Les valeurs des moments présentées dans la figure sont obtenues d'après par le SAP2000 v 1 .2, et on a pris la valeur maximum.



**Figure 2.49 Exemple du moment longitudinal maximum**

**7.2. Étude des moments fléchissant :**

Après avoir étudié chaque cas de chargement en flexion, et avoir appliqué toutes les combinaisons, les résultats des moments sont donnés dans le tableau :

	Transversal ( $M_{1-1}$ )		Longitudinal ( $M_{2-2}$ )	
	En Appui	En travée	En Appui	En travée
<b>ELU</b>	-231,94	208,71	-198,096	163,57
<b>ELS</b>	-171,78	154,4	-146,62	121,32

**Tableau 2.45 Tableau Moments fléchissant**

**7.3. Calcul du ferrailage**

On détermine le ferrailage par un mètre linéaire, pour cela, on prend la largeur  $b=1m$ .

$f_{c28} = 35 \text{ Mpa} ; \gamma_b=1,5 ; \gamma_s = 1,15 .$

Aciers à hautes adhérences (H.A) feE500.

La Fissuration est préjudiciable.

### 7.3.1 ELU

#### ❖ En travée : sens longitudinal

$M_u=0,1635 \text{ MN} ; b=1 \text{ m} ; h=0,30 \text{ m} ; d=0,9h=0,27\text{m}$

$$\mu_r = 0.392$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 19,83$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.1635}{1 \times 0.27^2 \times 19,83} = 0,1131 < 0.392 \quad \mu_u < \mu_r \Rightarrow \text{Section simple armature}$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{(1 - 2) \mu_u} \right) = 0,1504$$

$$Z = d(1 - 0,4 \times \alpha) = 0,2535$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 434,78 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = 0,001482 \text{ m}^2 = 14,82 \text{ cm}^2$$

	Sens longitudinal	Sens transversal
<b>Mu(MN.m)</b>	0,1635	0,2087
<b><math>\mu</math></b>	0,1131	0,1443
<b><math>\alpha</math></b>	0,1504	0,1957
<b>Z(m)</b>	0,2537	0,2488
<b>Ast (cm<sup>2</sup>)</b>	14,82	19,28
<b>Choix d'armature</b>	8T16=16,08 cm <sup>2</sup>	10T16=20,11

Tableau 2.46 Ferrailage de l'hourdis en travée à l'ELU

#### ❖ En appuis:

	Sens longitudinal	Sens transversal
<b>Mu(MN.m)</b>	0,1980	0,2319
<b><math>\mu</math></b>	0,1370	0,1604
<b><math>\alpha</math></b>	0,1849	0,2198
<b>Z(m)</b>	0,25	0,2462
<b>Ast (cm<sup>2</sup>)</b>	18,222	21,66
<b>Choix d'armature</b>	10T16=20,11	12T16=24,13

Tableau 2.47 Ferrailage de l'hourdis en appui à l'ELU

$$\mu_u < \mu_r \Rightarrow \text{Section simple armature}$$

### 7.3.2. ELS :

#### ❖ En travée : sens longitudinal

$$M_s = 121,32 \times 10^{-3} MN$$

Il faut vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$  ;  $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$

Détermination de l'axe neutre (x) :

$$b \frac{x^2}{2} + n A_{sc} (x - d') - n A_{st} (d - x) = 0$$

$$x = n \frac{(A_{st} + A_{sc})}{b} \left( \sqrt{1 + \frac{2 b d A_{st} + d' A_{sc}}{n(A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$A_{sc} = 0$  "simple armature"

$n = 15$  « coefficient d'équivalence »

$$x = n \frac{(A_{st})}{b} \left( \sqrt{1 + \frac{2 b d A_{st}}{n(A_{st})^2}} - 1 \right)$$

$$x = 0,0925m$$

Détermination des contraintes :

$$I = b \frac{x^3}{3} + n A_{st} (d - x)^2$$

$$I = 0,001023 m^4$$

$$\sigma_{bc} = 10,96$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 21 Mpa$$

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$   Condition est vérifié

$$\sigma_{st} = \frac{n M_s (d - x)}{I}$$

$$\sigma_{st} = 315 MPA$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) =$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 228,63 Mpa$$

$\sigma_{st} > \overline{\sigma}_{st}$   Condition est non vérifié il faut augmenter les armature tendue

	Sens longitudinal	Sens transversal
$M_s$	$121,32 \times 10^{-3}$	$154,4 \times 10^{-3}$
$\sigma_{bc}$	9,46	11,25
$\sigma_{st}$	206,86	213,50
$A_{st}$	8T20=25,13 cm <sup>2</sup>	10T20=31,42

Tableau 2.48 Ferrailage de l'hourdis en travée à l'ELS

## ❖ En appui

	Sens longitudinal	Sens transversal
$M_s$	$146,62 \times 10^{-3}$	$171,78 \times 10^{-3}$
$\sigma_{bc}$	11,027	12,171
$\sigma_{st}$	223,79	217,15
$A_{st}$	9T20=28,27 cm <sup>2</sup>	11T20=34,56 cm <sup>2</sup>

Tableau 2.49 Ferrailage de l'hourdis en appui à l'ELS

## 7.4. Résistance aux efforts tranchants :

	Transversal	Longitudinal
ELU	198,096	297,87
ELS	911,53	450,6

Tableau 2.50 Tableau effort tranchant

## 7.4.1. Effort tranchant transversal

On adopte des armatures droites avec  $\alpha=90^\circ$

$$T_u = 198,096 \times 10^{-3} MN$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d}$$

$$\tau_u = 0,7336 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{adm} = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa}\right)$$

$$\tau_{adm} = 3,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \tau_{adm} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

## 7.4.2. Effort tranchant longitudinal

$$T_u = 297,87 \times 10^{-3} MN$$

$$\tau_u = 1,103 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \tau_{adm} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

## Répartition des armatures transversales suivant "RPOA"

Zone nodale : (L=2h) :

$$S' \leq \min (h/4, 12\Phi_{lmin}, 30 \text{ cm})$$

$$S' = \min (7,5 ; 12 \times 2 ; 30) = 7,5 \approx 7 \text{ cm}$$

**Zone courante ;**

$$S = h/2 = 15 \text{ cm}$$

“ Premier cadre disposer à 5 cm “

## 8. 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

### 8.1. Calcul des réactions des poutres :

Les entretoises se calculent comme des poutres reposant sur appuis (vérins) chargées par les réactions des poutres. Il ne sera tenu compte que des charges dues au poids propre du tablier.

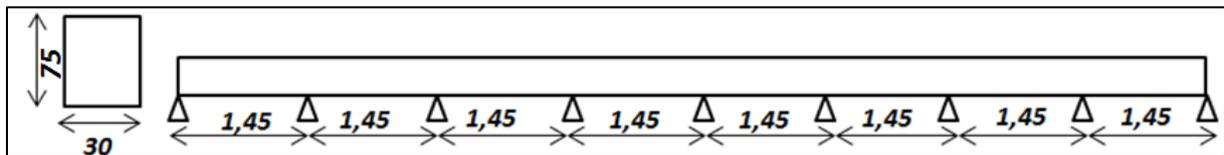


Figure 2.50 Schéma statique de l'entretoise

Pour le calcul des sollicitations, on utilise le logiciel SAP2000 :

$G$  : charge permanente de tablier = 378,9 Kn/m

$$Q_{ent} = 378,9 \text{ kn/ml}$$

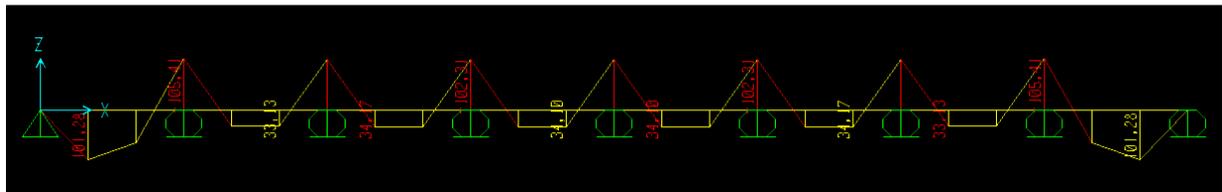


Figure 2.51 Moment fléchissant a ELU

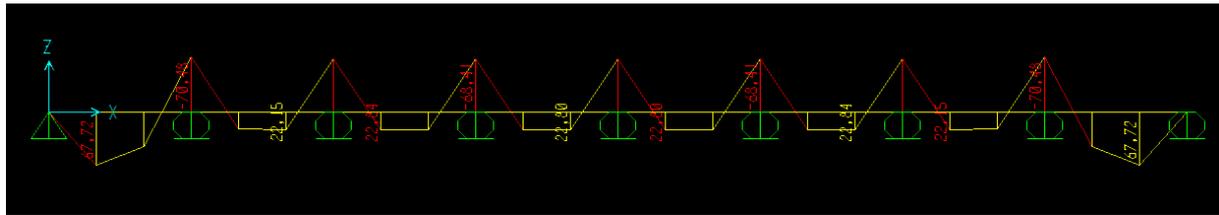


Figure 2.52 Moment fléchissant a ELS

	ELU (KN.m)	ELS (KN.m)
Moment maximum en travée	101,28	67,71
Moment maximum en appuis	105,41	70,48

Tableau 2.51 Moments fléchissant de l'entretoise à l'ELU et l'ELS

8.2. Ferrailage entretoise :

❖ ELU

	En travée	En appui
Mu(MN.m)	101,28 × 10 <sup>-3</sup>	105,41 × 10 <sup>-3</sup>
μ	0,01736	0,01807
α	0,02190	0,02280
Z(m)	0,9813	0,9809
Ast (cm <sup>2</sup> )	2,37	2,47
Choix d'armature	6T10=4,71 cm <sup>2</sup>	6T10=4,71

Tableau 2.52 Ferrailage de l'entretoise à l'ELU

❖ ELS

	En travée	En appui
M <sub>s</sub>	67,71	70,48
σ <sub>bc</sub>	2,51	2,62
σ <sub>st</sub>	155,33	161,69
A <sub>st</sub>	6T10=4,71 cm <sup>2</sup>	6T10=4,71 cm <sup>2</sup>

Tableau 2.53 Ferrailage de l'entretoise à l'ELS

8.3. Armatures de construction

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

$$A_r = 25\% \times A_s \Rightarrow A_r = 1,17 \text{ cm}^2$$

On prend donc : 2T10=1,57cm<sup>2</sup>

$$T_u = 496,05 \times 10^{-3} \text{ MN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d}$$

$$\tau_u = 1,67 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{adm} = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa}\right)$$

$$\tau_{adm} = 3,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \tau_{adm} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

## 9. ETUDE DE L'APPAREIL D'APPUIS :

Les appareils d'appuis assurent la liaison mécanique entre les éléments porteurs principaux « Les poutres » et les appuis « piles et culées ». Ils contribuent au fonctionnement d'ensemble de l'ouvrage et transmettent aux appuis les actions provenant des charges permanentes, surcharges d'exploitation, effets thermiques, actions sismiques, vent et tassement d'appuis :

- Les forces verticales et horizontales ;
- Les déplacements de translation et de rotation.

Il existe quatre (04) types d'appareil d'appui :

- Articulation en béton armé
- Appareil d'appui en élastomère fretté
- Appareil d'appui métallique
- Appareil d'appuis spéciaux

Notre choix s'est porté sur un appareil d'appui en élastomère fretté. Ils sont constitués par un empilage de feuilles d'élastomère (néoprène) et de tôles d'acier ayant le rôle de frettes, la liaison entre les tôles et le néoprène étant obtenue par "adhésion" au moment de la vulcanisation. Ils présentent une meilleure déformabilité en effet ils reprennent élastiquement les efforts verticaux et horizontaux ainsi que les rotations.

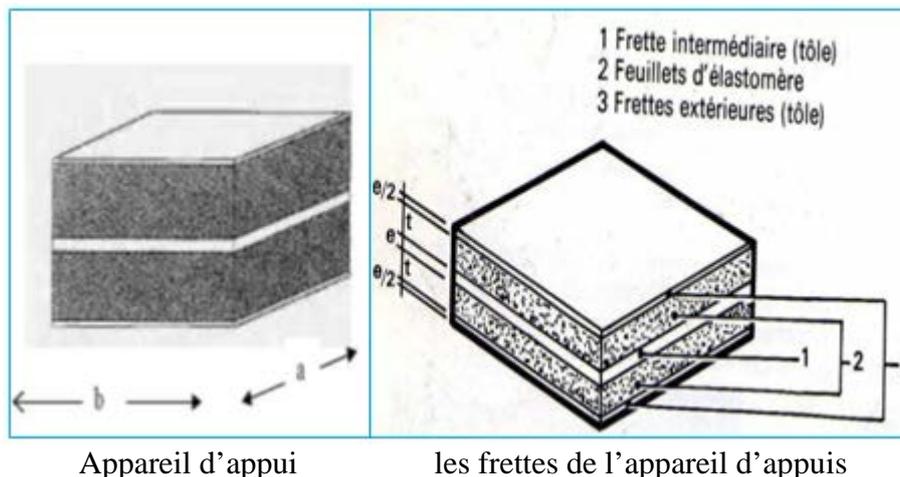


Figure 2.53 Appareils d'appuis en élastomère fretté

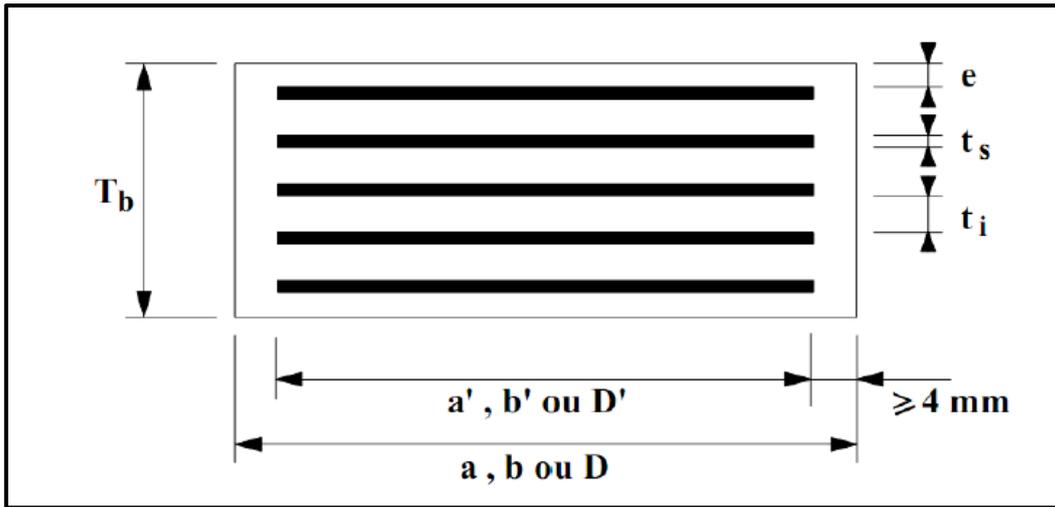


Figure 2.54 Définition géométrique de l'appareil d'appuis

**9.1. Dimensionnement de l'appareil d'appui :**

Le dimensionnement de l'appareil d'appui se fait selon le bulletin technique n° 4 du SETRA.

**9.1.1 Dimensions en plan :**

$$a \times b \geq \frac{N}{\sigma_m}$$

Avec

N : réaction vertical maximale sur l'appui = 2300,658 Kn

$\sigma_m$ : contrainte moyenne de compression

$$A \times b \geq \frac{2300,658 \times 10^{-3}}{15} \Rightarrow a \times b \geq 0,1533 \text{ m}^2 = 1533 \text{ cm}^2$$

On prend:  $a \times b = 2025 \text{ tq}$  :

$$\left\{ \begin{array}{l} a = 45 \text{ cm} \\ b = 45 \text{ cm} \end{array} \right.$$

**9.1.2 Hauteur nette de l'élastomère :**

Elle est fixée par la condition de non flambement et désignée par T

$$\frac{a}{10} < T < \frac{a}{5} \Rightarrow 4,5 < T < 9$$

$$T = 5 \text{ cm}$$

$$T = n \times t \quad \text{et} \quad t = 1,5$$

$$n = \frac{T}{t} = 3,33$$

On prend  $n=3$  feuillet

### 9.1.3 Epaisseur des frettes :

L'épaisseur des frettes est donnée par la formule suivant :

$$t_s \geq \frac{a \times \sigma_m}{\sigma_e \times \beta}$$

Avec

$\sigma_e$ : limite élastique des frettes " $\sigma_e = 215 \text{ Mpa}$

$\beta$  : coefficient de forme

$$\beta = \frac{a \times b}{2 \times t \times (a + b)} = 7,5$$

$$\sigma_m = \frac{N}{a \times b} = \frac{2300,65 \times 10^{-3}}{0,45 \times 0,45}$$

$$\sigma_m = 11,3612 \text{ Mpa}$$

$$t_s \geq \frac{0,45 \times 11,3612}{215 \times 7,5}$$

$$t_s \geq 3,170 \times 10^{-3} \text{ mm}$$

$$t_s = 4 \text{ mm}$$

Donc la désignation de l'appareil d'appui est :  $450 \times 450 \times 3 \times (15+4)$ .

## 9.2. Vérification de l'appareil d'appui :

❖ Efforts dus à la déformation lente (retrait, fluage, température)

### 9.2.1. Variation linéaire du tablier :

Elle est due au retrait, fluage et la température

### 9.2.2. Déplacement dû au Retrait :

On suppose que lors de la pose des poutres 60% du retrait total soient déjà effectuée.

$$\Delta L_r = \frac{-(100 - 60)}{100} \times L \times \varepsilon_r$$

L: longueur de la travée=  $200,4m$

$$\varepsilon_r = 3 \times 10^{-4}$$

$$\Delta L_r = -0,024 \text{ m} = -24,048 \text{ mm}$$

### 9.2.3. Déplacement dû au Fluage :

On suppose que 40% du fluage total s'est effectuée avant la pose des poutres.  
On admet que fluage total est 2,5 fois de déformation élastique.

$$\Delta L_f = \frac{-(100 - 40)}{100} \times L \times \frac{\sigma_m}{E} \times 2,5$$

Avec

$\sigma_m = 65 \text{ kg/m}^2$  : contrainte de compression de la fibre neutre du tablier.

$$E = 3,59 \times 10^5 \text{ kg/m}^2$$

L: longueur de la travée = 33,4 m

$$\Delta L_f = -54,42 \text{ mm}$$

### 9.2.4. Déplacement dû au Températures :

Le coefficient de dilatation thermique dans RPOA est de 0,4

$$\text{Longue durée : } \Delta L_T = \pm 25 \times 10^{-5} \times L \times 0,4 = \pm 3,34 \text{ mm}$$

$$\text{Courte durée : } \Delta L_T = \pm 35 \times 10^{-5} \times L \times 0,4 = \pm 4,67 \text{ mm}$$

$$\Delta L = \Delta L_r + \Delta L_f + \Delta L_T$$

$$\Delta L = 18,37 \text{ mm}$$

- Alors l'effort dû à la déformation lente est donné par la formule suivante :

$$H = \frac{\Delta L \times G \times a \times b}{T}$$

G : Module d'élasticité transversale :

- G = 0,9 MPa pour un effet lent.
- G = 1,2 MPa pour un effort instantané.

$$H = \frac{18,37 \times 10^{-3} \times 90 \times 0,45 \times 0,45}{0,05}$$

$$H = 6,695 \text{ t}$$

### 9.2.5 Déplacement en tête de l'appareil d'appui :

Les appareils d'appuis sont identiques pour les appuis

$$U = \frac{T \times H}{n \times G \times A}$$

n: Nombre d'appareils d'appuis

H=1 (charge unitaire)

G : module de déformation transversale

- G= 0,9 statique
- ❖ G= 1,2 dynamique

**Culée: n= 9**

$$U_s = \frac{0,05 \times 1}{9 \times 0,9 \times 0,2025}$$

$$U_s = 0,0304 \text{ m}$$

$$U_d = \frac{0,05 \times 1}{9 \times 1,2 \times 0,2025}$$

$$U_d = 0,02286 \text{ m}$$

**Piles: n=18**

$$U_s = \frac{0,05 \times 1}{18 \times 0,9 \times 0,2025}$$

$$U_s = 0,01524 \text{ m}$$

$$U_d = \frac{0,05 \times 1}{18 \times 1,2 \times 0,2025}$$

$$U_d = 0,01143 \text{ m}$$

### 9.3. Vérification des contraintes

- ❖ Limitation des contraintes de cisaillement

#### 9.3.1 Résistance à la compression

$\sigma_m$ : contrainte de compression sous N max.

$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{a \times b} \leq 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_m = \frac{2,3}{0,45 \times 0,45} = 11,35 < 15 \text{ Mpa} \dots (\text{condition vérifier}).$$

### 9.3.2 Sollicitation sous charge verticale

$\tau$ : contrainte de cisaillement qui apparaît au niveau du frettage

$$\tau = \frac{1,5 \times \sigma_m}{B} < 2,8 \text{ Mpa}$$

$$B = \frac{a \times b}{2 \times t \times (a + b)}$$

$$B = 7,5$$

$$\tau = 2,27 < 2,8 \dots (\text{condition vérifier}).$$

### 9.3.3 Sollicitation due à un déplacement ou un effort horizontal

$$\tau_H = \frac{G \times \Delta L}{T} < 0,5G = 0,45 \text{ Mpa}$$

$$\tau_H = 0,330 < 0,45 \dots (\text{condition vérifier})$$

### 9.3.4 Condition de non glissement

La stabilité au glissement de l'appareil d'appui doit être justifiée en tenant compte de la composante verticale du séisme.

On vérifiera :

$$\sigma_{min} \geq 2 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N_{min}}{a \times b}$$

$$\sigma_{min} = 12,61 \text{ Mpa} \geq 2 \text{ Mpa} \dots (\text{condition vérifier})$$

### 9.3.5 Condition de non flambement :

On doit vérifier

$$\gamma_s \times P_u < P_c$$

$P_u = N_{max}$  sous E.L.U

$P_c = 4G \times B \times S^2 \times d/h$  (Charge critique de flambement caractéristique de l'appui)

Avec :  $d$  : somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur d'élastomère=15+4=19mm ;

$h$ : hauteur total de l'appui=0,05m

$S$  : facteur de forme

$$s = \frac{a \times b}{2 \times t \times (a + b)} = 7,5 \text{ m}^2$$

$$P_c = 4 \times 0,9 \times 0,2025 \times 7,5^2 \times 19 \times 10^{-3} / 0,05$$

$$P_c = 15,58 \text{ MN/m}^2$$

$$\gamma_s \times P_u = 3 \times 2,3 = 6,9 \text{ Mpa} < 15,58 \quad \dots \text{ (condition vérifier)}$$

### 9.3.6 Vérification vis-à-vis la rotation :

$$\tau_\alpha = \frac{G}{2} \times \left( \frac{a}{t_i} \right) \times \alpha_t^*$$

$$\alpha_t^* = n \times \alpha_t + \alpha_0$$

$$\alpha_t = 3 \times \left( \frac{t_i}{a} \right)^2 = 3 \times \left( \frac{15}{450} \right)^2 = 3,33 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

$$\alpha_T = n \times \alpha_t = 3 \times 3,33 \times 10^{-3} = 0,01 \text{ rad}$$

$$\alpha_0 = 3 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

$$\alpha_t^* = \alpha_T + \alpha_0 = 0,01 + 3 \times 10^{-3} = 0,013 \text{ rad}$$

$$\tau_\alpha = \frac{0,9}{2} \times \left( \frac{0,45}{0,05} \right) \times 0,013 = 0,473 \text{ Mpa} < 3G \quad \dots \text{ (condition vérifier)}$$

### 9.3.7 Vérification vis-à-vis au non soulèvement :

$$\alpha_t^* \leq \frac{3}{\beta} \times n \times \left( \frac{t_i}{a} \right)^2 \times \frac{\sigma_m}{G}$$

$$\frac{3}{7,5} \times 3 \times \left( \frac{0,015}{0,45} \right)^2 \times \frac{11,36}{0,9} = 0,016 > 0,013$$

$$\alpha_t^* < 0,016 \quad \dots \text{ (condition vérifier)}$$

$$t_s \geq \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e}$$

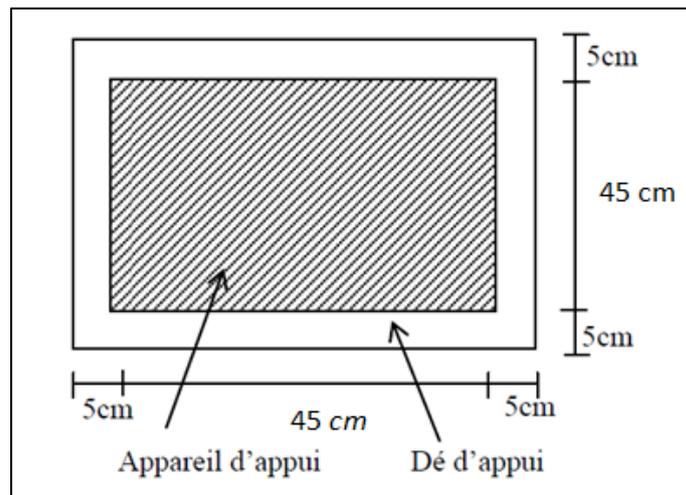
$$\frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} = \frac{0,45}{7,5} \times \frac{11,36}{215} = 3,17 \text{ mm} < 15 \text{ mm}$$

$$t_s \geq \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} \quad \dots \text{ (condition vérifier)}$$

### Remarque

Toutes les vérifications sont bonnes ; donc le choix de l'appareil d'appui est bon.

### 9.4 Les dés d'appui :



**Figure 2.55 Les dimensions des dés d'appuis**

- Ils matérialisent l'emplacement des appareils d'appui.
- Ils permettent de réaliser assez facilement une surface plane et bien réglée.
- Ils assurent la mise hors d'eau des appareils d'appui, principalement.
- Ils permettent de réserver une hauteur libre de valeur donnée entre l'appui et l'intrados du tablier.

#### 9.4.1. Dimensionnement des dés d'appui

D'après le document SETRA le dimensionnement des dés d'appuis inférieurs et supérieurs présenteront par rapport à l'appareil d'appui un débordement de 5cm

$$A = a + 10 \text{ cm} = 55 \text{ cm}$$

$$B = b + 10 \text{ cm} = 55 \text{ cm}$$

$$H_i > 5 \text{ cm}$$

$$H_S > 2 \text{ cm}$$

$$H = H_i + H_S - T$$

Nous prendrons

$$H_i = 10 \text{ cm}$$

$$H_S = 10 \text{ cm}$$

$$T = 6,2 \text{ cm}$$

On prend  $H=15 \text{ cm}$

[11].

#### 9.4.2. Ferrailage de dé d'appui:

On prend des armatures capables de reprendre 4% de  $N_{max}$

$$A = \frac{0,04 \times N_{max}}{\bar{\sigma}_{st}}$$

$\bar{\sigma}_{st}$  : Contrainte limite de traction des aciers

Fissuration préjudiciable  $\Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 228,63 \text{ Mpa}$

$$A = \frac{0,04 \times 2,3}{228} = 4,03 \text{ cm}^2$$

On adopte :  $7T10 = 5,50 \text{ cm}^2$  dans les deux sens.

## 10. ETUDE DES PILES:

La pile est un appui intermédiaire d'un pont Son rôle principal est de supporter le tablier et de transmettre les charges au sol par le biais des fondations Elle se compose d'un chevêtre d'un corps de pile, et d'une semelle liant les pieux .La pile peut être de type voile, colonne ou poteau.

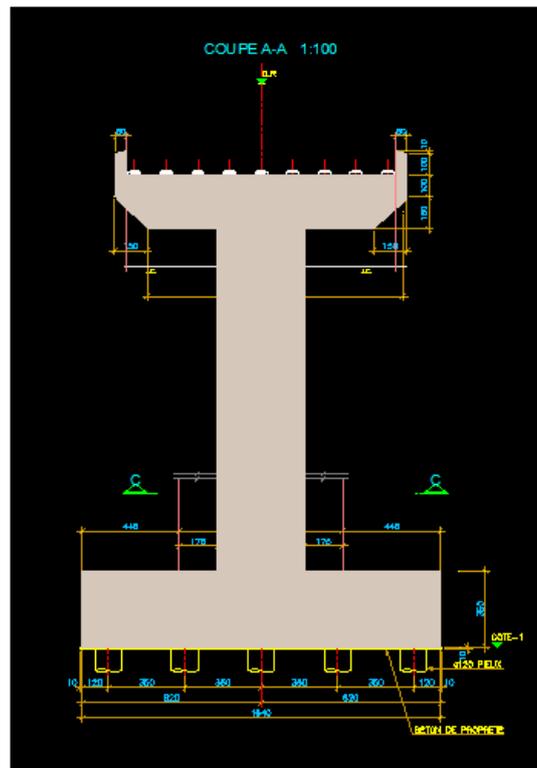


Figure 2-56 : schéma de la pile

### 10.1 Critères de dimensionnement de la pile

La morphologie d'une pile dépend de nombreux facteurs, en particuliers :

- ✓ La profondeur de la brèche à franchir
- ✓ Le type de tablier a porté
- ✓ Résistance mécanique et robustesse
- ✓ Facteur d'esthétique

### 10.2 Etude du chevêtre

Le chevêtre est un élément porteur joue un rôle actif dans le transfert des descentes des Charges et éventuellement des efforts horizontaux transmis par le tablier.

Il permet également de placer des vérins pour soulever le tablier en cas de changement des appareils d'appuis.

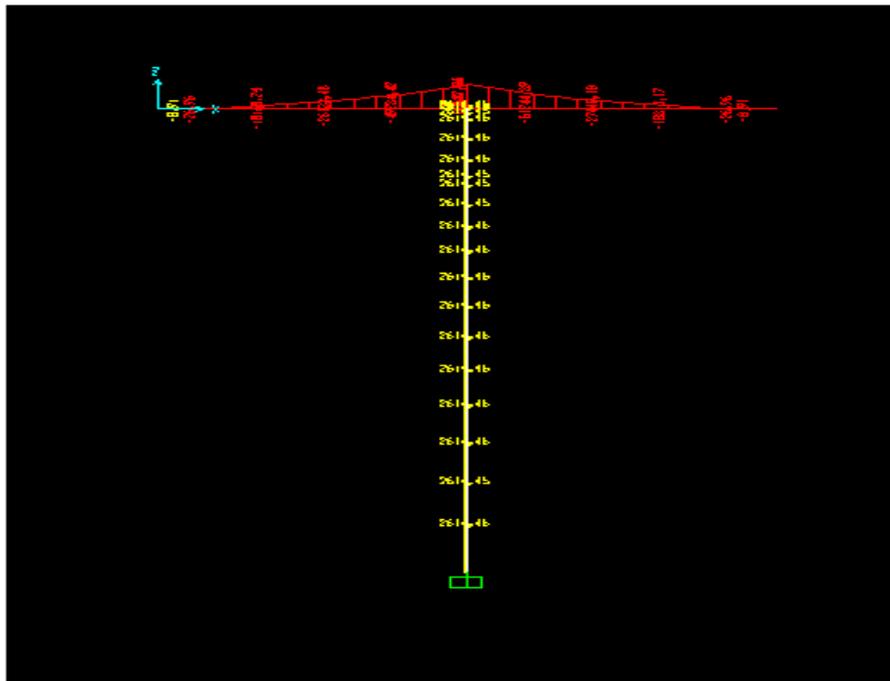


Figure 2-57 Diagramme du moment a ELU

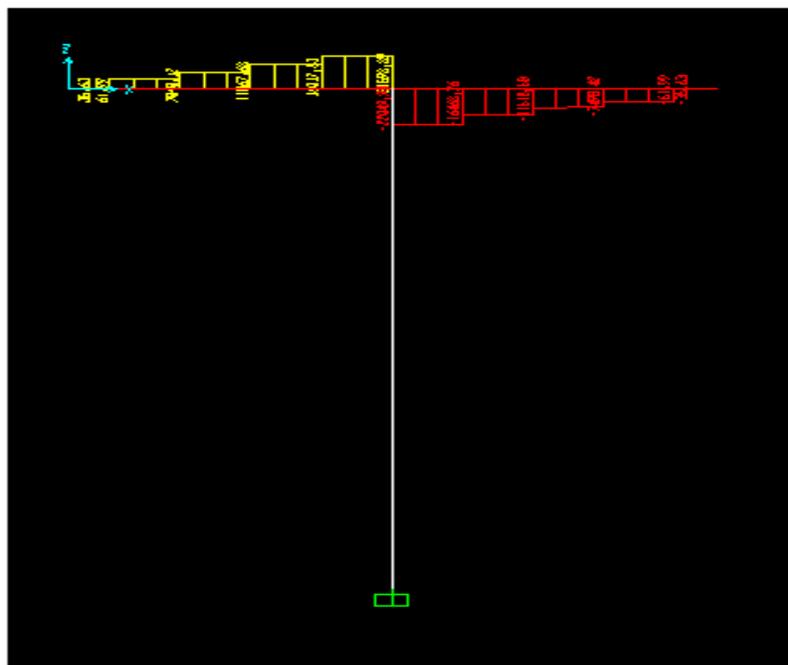


Figure 2-58 Diagramme de l'effort tranchant à ELU

	ELU KN.ml	ELS KN.ml
M(en travée) max	32688,9	24291
M(en appuis) max	53939	39596,22
Tmax	14258	10536,22

Tableau 2.54 Les effort tranchant et moments fléchissant de chevêtre

### 10.2.1. Ferrailage du chevêtre à la flexion

❖ Armature supérieure en appuis :

• ELU :

$$MU = 53939 \text{ KN.m}$$

$b(m)$	$H(m)$	$L(m)$	$d(m)$	Poids.p(t)	$\sigma_{st}/\sigma_{sc}$ (Mpa)
4	2,50	13,35	2,25	333.75	434.78

Tableau 2.55 caractéristique géométrique du chevêtre

M (MN.m)	53,939
$\mu$	0,1343
$\alpha$	0,1809
Z (m)	2,0871
As (m <sup>2</sup> )	0,05944
Amin (m <sup>2</sup> )	0,05

Tableau 2.56 ferrailages du chevêtre en appuis

Donc :  $As = \frac{Mu}{z \cdot \sigma_{st}} = 594,4 \text{ cm}^2$

On adopte alors un ferrailage **112 $\phi$ 32 = 940,43 cm<sup>2</sup>**

Le ferrailage réalisé sur trois nappes avec un espacement de **11cm**

• Vérification a ELS :

$$Ms = 39590 \text{ KN.m}$$

X (m)	0,9404
I (m <sup>2</sup> )	3,4245
$\sigma_{sc}$ (MN)	119,71
$\sigma_{st}$ (MN)	227,06
$\overline{\sigma_{st}}$	228,630
$\sigma_{sc}, \sigma_{st} < \overline{\sigma_{st}}$	CDV
$\sigma_{bc} = Ms \times I$	10,871
$\sigma_{bc} < 0,60 f_{c28}$	CDV

Tableau 2.57 vérification ferrailages en appuis

Donc : ELS Vérifier

❖ Armature supérieure en travée:

- ELU :

$$MU = 32688,9 \text{ KN.m}$$

M (MN.m)	32,6889
$\mu$	0,8139
$\alpha$	0,01062
Z (m)	2,1536
As (m <sup>2</sup> )	0,03489
Amin (m <sup>2</sup> )	0,05

**Tableau 2.58 ferrailages du chevêtre en travée**

$$\text{Donc : } A_s = \frac{Mu}{z \cdot \sigma_{st}} = 348 \text{ cm}^2$$

On adopte alors un ferrailage **68 $\phi$ 32= 544.68 cm<sup>2</sup>**

- Vérification a ELS :

X (m)	0,6759
I (m <sup>2</sup> )	2,3981
$\sigma_{sc}$ (MN)	79,91
$\sigma_{st}$ (MN)	223,95
$\overline{\sigma_{st}}$	228,630707
$\sigma_{sc}, \sigma_{st} < \overline{\sigma_{st}}$	CDV
$\sigma_{bc} = Ms \times I$	7,85
$\sigma_{bc} < 0,60 f_{c28}$	CDV

**Tableau 2.59 vérification ferrailages en travée**

Donc : ELS Vérifier

### 10.2.2 Vérification de l'effort tranchant :

Effort tranchant longitudinale :

$$T_{\max} = 14.257 \text{ MN}$$

$$\zeta_u = \frac{T_{\max}}{b d} = 0,4746 \text{ MN/m}^2$$

$$\zeta = \min \left( \frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPA} \right) = 3.5 \text{MPA}$$

$$\zeta_u < \zeta_{cdv}$$

### 10.3. Choix de la pile

Concernant l'ouvrage on va choisir une pile se forme H pleine dont les dimensions sont comme suit :

- La longueur = 2.5 m
- La largeur = 4 m
- La hauteur = 15.83 m
- Rayon de giration  $i = 0.414 \text{ m}^4$
- Elancement  $\lambda = 27.007$
- $L_f$  longueur de flambement = 11.193 m

L'étude se fera donc à la base du fût et en flexion composée.

#### 10.3.1. Vérification de flambement :

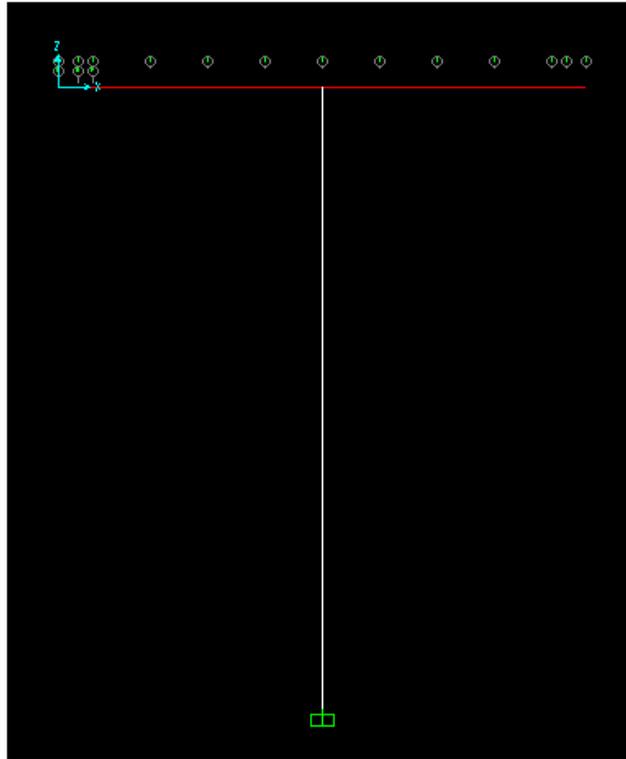
$$\lambda = \frac{L_f}{i} = 27.007 < 50$$

Donc Il n'ya pas de risque de flambement

#### 10.3.2. Ferrailage de la pile :

- Combinaison fondamentale ELU

$$1.35G + 1.5Q + 1.16 (\text{UIC71}) + 0.54 (\text{Temp-})$$



**Figure 2-59 schémas statiques de la pile**

$M_{u \max} = 38,188 \text{ MN.m /ml};$

$N_{u \max} = 32,648 \text{ MN /ml}$

D'après le SOCOTEC on a trouvé une section très faible donc on prévoit un ferrailage minimal donné par le R.P.O.A.

❖ **Armatures longitudinales**

$$A_{\min} = 0,5\%B = 0,5/100 \times 26,5 = 0,1325 \text{ m}^2$$

$$A_{\min} = 1325 \text{ cm}^2$$

On adopte **4 nappes de 47+35bares HA25** avec un espacement **16 cm**.

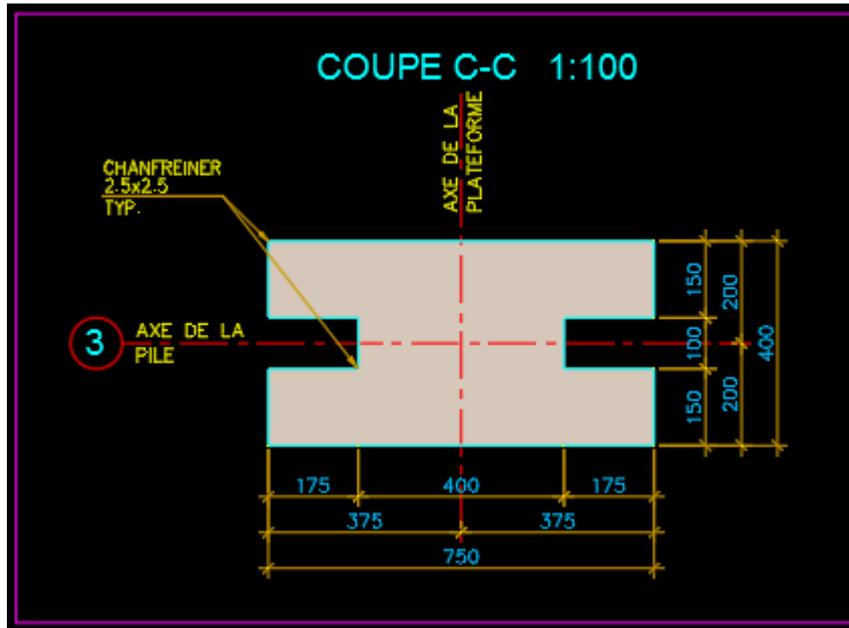


Figure 2-60 coupes transversales de la pile

❖ Armatures transversales

$$A_t \geq \frac{A_l}{16} + \frac{f_{el}}{f_{et}} + \frac{S_t}{100}$$

Avec

**A<sub>t</sub>** : La section des aciers transversaux

**A<sub>l</sub>** : La section totale des armatures longitudinales

**f<sub>el</sub>, f<sub>et</sub>**: Caractéristiques de l'acier des armatures respectivement longitudinales et transversales

**S<sub>t</sub>**: L'espacement des armatures transversales

$$S_t = \min [24\phi_t; 8\phi_l; 0,25d]$$

Avec

**φ<sub>t</sub>**: Diamètre des armatures transversales

**φ<sub>l</sub>**: Diamètre des armatures longitudinales

**d** : Hauteur utile

S<sub>t</sub> = 200 mm

$$A_t \geq \frac{1610}{16} + \frac{500}{235} + \frac{200}{100}$$

Donc  $A_t \geq 104,75$  donc on adopte 22 HA25 avec un esp de 14 cm.

## 11. ETUDE ET FERRAILLAGE DE LA SEMELLE DE LIAISON

### 11.1. Pré dimensionnement de la semelle

n (nbr des pieux)	3
$\Phi$ ( m)	1.2
B section des pieux m <sup>2</sup>	28,2743339
nf nombre des files pieux	5
I inertie des pieux	91,6088418
v' excentricité m	1.8
ft28 MPA	2.22

**Tableau 2.61** caractéristique géométrique du pieu

La formule de l'entraxes entre les pieux est donnée par :

$$L \geq n \times \theta \quad L \geq 3,6m$$

La largeur de la semelle

$$A \geq (n_p - 1)L + \Phi + 1,2 \text{ cm} \quad A \geq 16,4 \text{ m en prend}$$

$$A = 16.4 \text{ m}$$

La longueur de la semelle B :

$$B \geq \max [b; \Phi_p] + 30 \text{ cm} \quad B \geq 16.4 \text{ m en prend } B = 16.4 \text{ m}$$

La hauteur de la semelle est calculée selon la méthode des bielles :

On va vérifier si :

$$45^\circ \leq \theta \leq 55^\circ$$

$$\text{Tang}(45) \leq \text{Tang}(\theta) = d/x \leq \text{Tang}(55)$$

$$d \geq \frac{L}{2} - \frac{\Phi_p}{4} = 2,7 \text{ m en prend } d = 3.45 \text{ m} \quad HS = 3.5 \text{ m}$$

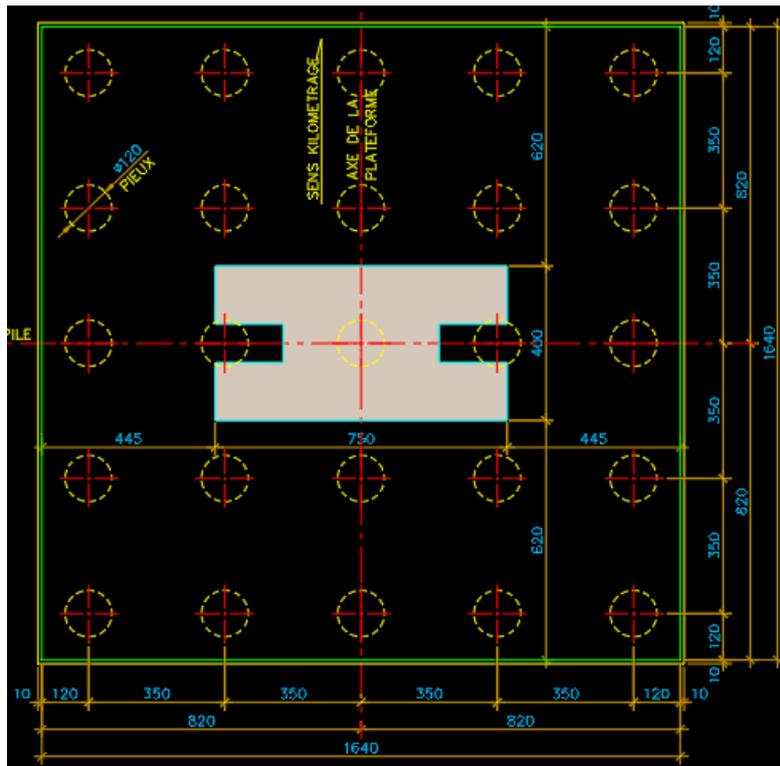


Figure 2-61 Dessin de la coupe de la semelle

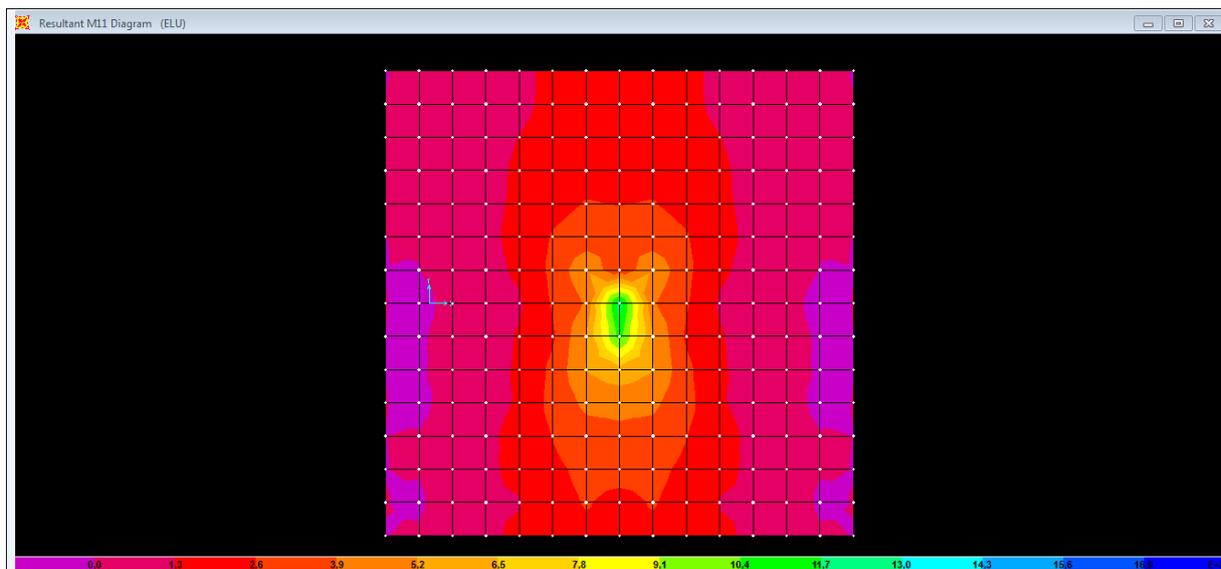


Figure 2-62 résultats du moment transversal « M 1-1 » de la semelle

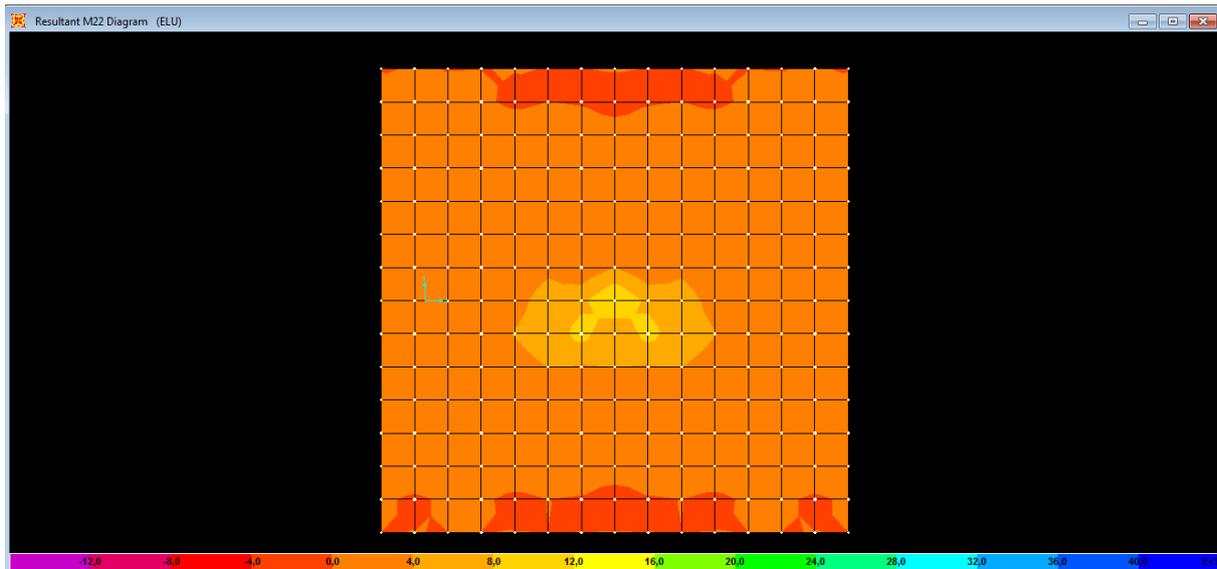


Figure 2-63 résultats du moment longitudinal « M 2-2 » de la semelle

### 11.2 Ferrailage de la semelle :

	ELU	ELS
N (t)	3879,2	2873,42
M (t.m)	25874,002	16195,92

Tableau 2.61 tableau de l'effort normal et moment fléchissant appliqué a la semelle

En ferraille avec **N max** et **M max** a ELU :

$$N_{\max} = 3879,2 \text{ t}$$

$$M_{\max} = 25874,0 \text{ t.ml}$$

On applique la méthode des bielles si c'est deux condition sont vérifié

$$\theta \geq 45^\circ$$

$$h \geq L/2 - b/2 \rightarrow \text{donc condition vérifié}$$

$$\sigma = \frac{Nu}{B} \pm Mu \times \frac{v}{I} = 6,4559 \text{ t/m}^2$$

La réaction de chaque pieux R est  $R = \sigma \times s$

$$R_1 = 730,145 \text{ t} \quad \text{en prend } R_1 = 7,301 \text{ MN}$$

$$R_2 = 419,809 \text{ t} \quad \text{en prend } R_2 = 4,198 \text{ MN}$$

$$F_s = \frac{R_{\max}}{\tan \theta} = 3,174 \text{ MN}$$

$$\text{DONC} \quad A_{su} = 1,1 \times \frac{F_s}{\sigma_{su}} = 0,00803 \text{ m}^2 \quad \text{choix } 14\Phi 32 = 112,56 \text{ cm}^2 \text{ esp } 15 \text{ cm}$$

Ces armatures transversales sont placées dans les bandes axées entre les pieux, ayant pour la largeur telle que :

$$L = h_s + \Phi_p \quad L = 4.7 \text{ m}$$

Entre les différentes bandes on placera les armatures de répartition  $t_q$  :

$$A_t = \frac{A_s}{3} = 37,52 \text{ cm}^2 \quad \text{Choix } \mathbf{10 HA 20}$$

### 11.3 Condition de non fragilité :

$$\frac{A}{b d} \geq 0,23 * \frac{f_{t28}}{500} = 0.00024293 > 0.0010212 \rightarrow \text{Cdv}$$

Dans l'espace entre les bandes axées des pieux, on met des barres de HA20 avec esp de 30cm

Armature longitudinal inférieur de la semelle ont le rôle de transmission les efforts entre les fut et les pieux de fondation

$$A_L = \frac{A_s}{3} = 37,52 \text{ cm}^2 \quad \text{Choix } \mathbf{10HA20}$$

### 11.4 Armature de construction :

- 1) armatures transversal supérieur de la semelle

$$A_t = \frac{A_s}{8} = 14,07 \text{ cm}^2 \quad \text{choix } \mathbf{6 HA20}$$

- 2) armatures longitudinal supérieur de la semelle

$$A_l = \frac{A_s}{3} = 37,42 \text{ cm}^2 \quad \text{choix } \mathbf{10 HA 20}$$

## 12. ETUDE D'UN PIEU SOUS CHARGE VERTICAL PAR LA METHODE PRESSIOMETRIQUE :

Les pieux sont dimensionnés comme suit :

- D=1,20 m
- H=20.0 m

### 12.1 Calcul de la force portante ultime

$$Q_{adm} = 0,5 \times Q_{pu} + 0,7 \times Q_{su}$$

### 12.2 La force limite de pointe « $Q_{pu}$ »

$$Q_{pu} = q_{pu} \cdot S_p$$

Ave

$q_{pu}$  : contrainte limite de pointe

Sp : section de pieu

$$q_{pu} = K_p \cdot p_{le}^*$$

$p_{le}^*$  : pression limite nette équivalente

$K_p$  : facteur de portance

Profondeur (m)	Pression limite (bars)
2	1.1
4	1
6	16.7
8	19
10	35

**Tableau 2.62: pression limite /profondeur**

$$P_{le}^* = (p_1 * p_2 * p_3)^{1/5}$$

$$P_{le}^* = (1.1 * 1 * 16.7 * 19 * 35)^{1/5} = 6.5672 \text{ bars}$$

$$K_p = 1,2 \text{ (selon le fascicule 62. p : 92)}$$

Donc :

$$q_{pu} = K_p \cdot p_{le}^* = 7.880 \text{ bars}$$

$$Q_{pu} = 7.880 \times (3,14 \cdot 0,6^2) = 89.08 \text{ t}$$

### 12.3 Frottement latéral de pointe

$$Q_{su} = \int q_{su} dz$$

Avec :

$q_{su}$  : contrainte due au frottement latéral de pointe :

$$q_{su} = f(p_l) \text{ (article 3 – fascicule 62. p : 93)}$$

$$q_{su} = 0,4 \text{ bars}$$

$$Q_{su} = (25 \times 4) \times (2 \times 3,14 \times 0,6) = 376.8 \text{ t}$$

Donc la force portante admissible égale :

$$Q_{adm} = 0,5 (89.08) + 0,7 (376.8) = 402.85 \text{ t}$$

Alors un pieu reprendre une charge de **402,85 t**

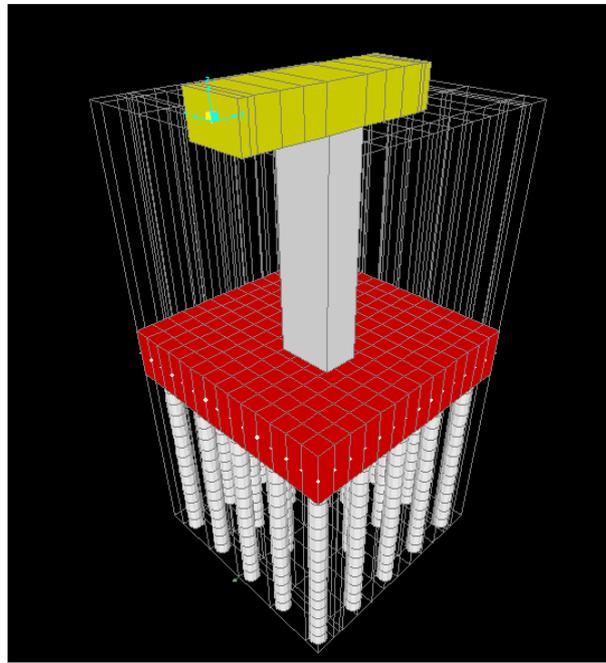
La charge verticale qu'il sont transmis à l'infrastructure

élément	Poids propre (t)
pp de tablier	5516,76
pp des plis	1048,7375
pp de cheve	33,75
pp semelle	2353,4
pp des terres	860,86
<b>N somme</b>	<b>7162,46</b>

**Tableau 2.63 poids propre des éléments**

On a 25 pieux sous la semelle, si on fait une répartition de charge sur les pieux :

$$\frac{N}{25} = \frac{7162,46}{25} = 286,498 \text{ t} < Q_{adm} = 402,85 \text{ t Cdv}$$



**Figure 2.64 de modélisation chevêtre, pile, pieux sur sap2000**

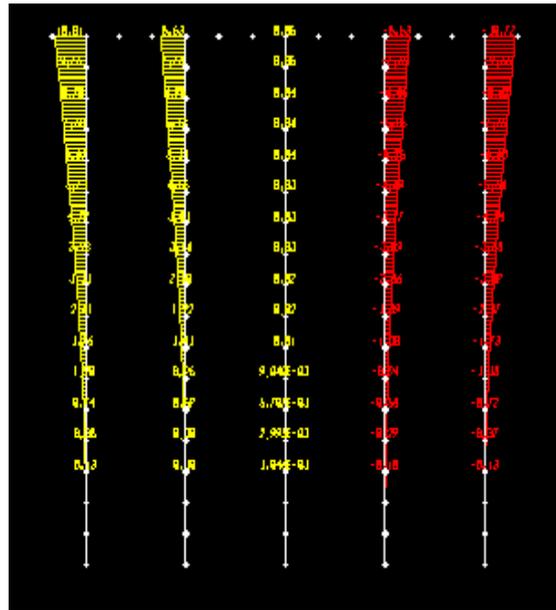


Figure 2.65 des moments 3-3 pour pieux

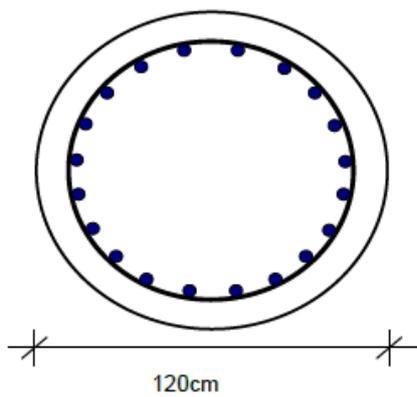
### 12.4 Ferrailage de pieux

Armature longitudinale

$A_{min} = 0,6\% s = 67,85840132 \text{ cm}^2 \rightarrow$  on adopte  $16 \Phi_t=25\text{mm} = 78.56\text{cm}^2$

Armatures transversales :

$\Phi_t=14\text{mm}$ . Et Espacement des cercles  $= 12\Phi_1=30 \text{ cm}$



$A_g = 11309.7 \text{ cm}^2$

Diamètre du pieux	=	120	cm
Diamètre des armatures	=	$\Phi$ 25	
Nombre de barres	=	16	
Enrobage net	=	7.50	cm
Pourcentage d'armature	=	% 0.69	
		(RPOA 2008 7.2.1.1)	
$0.20 \times f_c \times A_g =$		610726	kg = 610.73 ton

Figure 2.66 ferrailages des pieux

### 13. ETUDE DES CULEES :

Les culées sont des appuis extrêmes ; ont un double rôle : assurer l'appui du tablier et le Soutènement de terre.

Les culées sont constituées en générale :

- D'un mur de front sur le quelle s'appuie leur tablier et qui soutient les terres et des murs latéraux
- Les murs latéraux est d'assurer le soutènement des terres des remblais accès au pont.
- La partie arrière du mur garde grève pour isolé le tablier du remblai.
- Il est prévu derrière la culée des dalles de transition en B.A pour lutter contre le tassement éventuelle des remblais.

On distingue différents types culées :

- Culées apparentes ou semi-enterrées (culées remblayées) ;
- Culées enterrées ;
- Culées creuses.

Dans notre projet en choisit la culée remblayée qui joue le double rôle de soutènement des terres et de structure porteuse.

#### 13.1 Pré dimensionnement de la culée :

##### 13.1.1 Mur de garde grève :

Le mur garde grève doit résister aux efforts de poussée des terres, aux efforts de freinage dus à la charge d'exploitation et aux efforts transmis par la dalle de transition, et il a pour fonction de séparer physiquement le remblai de l'ouvrage.

❖ Hauteur :

$h = \text{hauteur de la dalle} + \text{hauteur de la poutre} + \text{hauteur de l'appareil d'appui} + \text{dé}$

$$h = 0.3 + 1.7 + 0.062 + 0.15 = 2.212 \text{ m}$$

On prend  **$h = 2.45 \text{ m}$**

Epaisseur du mur:

$$e \geq \max(0.30, h/8) \text{ m} = 0.3 \text{ m} \text{ on prend } 0.6 \text{ m}$$

Longueur du mur : la largeur de tablier :(12,90)

##### 13.1.2 Dalle de transition :

$$L = \min(6 \text{ m} ; \max(3 \text{ m} ; 0.6H))$$

H : hauteur du remblai qui est égal à 6,72 m.

On prendre :  **$L = 5.5 \text{ m}$**

L'épaisseur de la dalle varie entre 25 à 30cm.

On prendre  $e=25\text{cm}$

**La largeur :** la largeur de chaussée +1m de chaque côté :

$$L= 5,05*2+2=12,10\text{m}$$

### 13.1.3 Semelle

- La longueur de la semelle  $L = 16.4 \text{ m}$ .
- La largeur de la semelle  $B = 9 \text{ m}$ .
- La hauteur de la semelle  $H=2 \text{ m}$

### 13.1.4 Mur en retour

**-La pente :** 2/3

**-la largeur :**  $M1= ((H-H0)/p) +R$

Si  $H < 5\text{m}$   $R \geq 5\text{m}$

Si  $H > 5\text{m}$   $R \geq H/10$

Avec :

H : hauteur du mur en retour = 6,72m

H0 : hauteur de la semelle =2 m

**Donc : M1 =14.5m**

$$M2= (H-H0)/2=3.70\text{m}$$

**Epaisseur : 1m**

### 13.1.5 Mur de front :

L'épaisseur courante varie de 80 cm à 120 cm selon la hauteur de culée.

$$e = e1 + e2 + e3 + e4$$

Avec :

e1 : distance d'entraxes de l'appareil d'appui et le bord (e1 = 101cm).

e2 : about de la poutre (e2 = 100cm)

e3 : épaisseur de joint de dilatation (e3 = 10cm)

e4 : épaisseur de mur garde grève (e4 = 60cm)

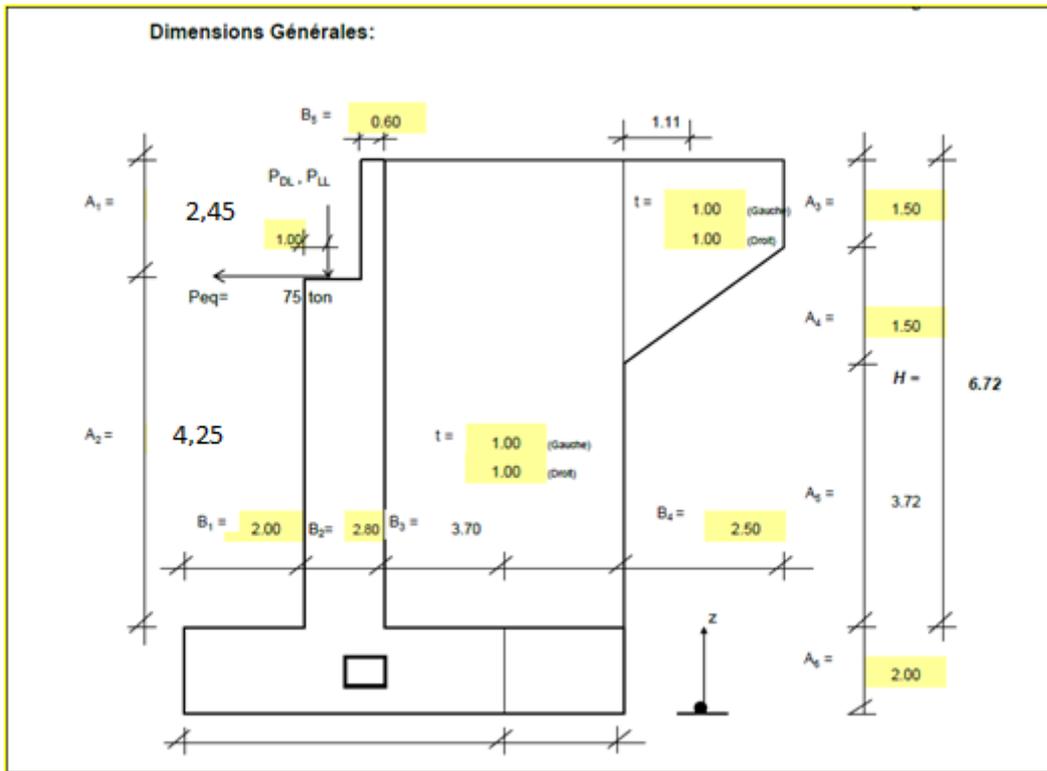


Figure 2-67 dimensions de la culée

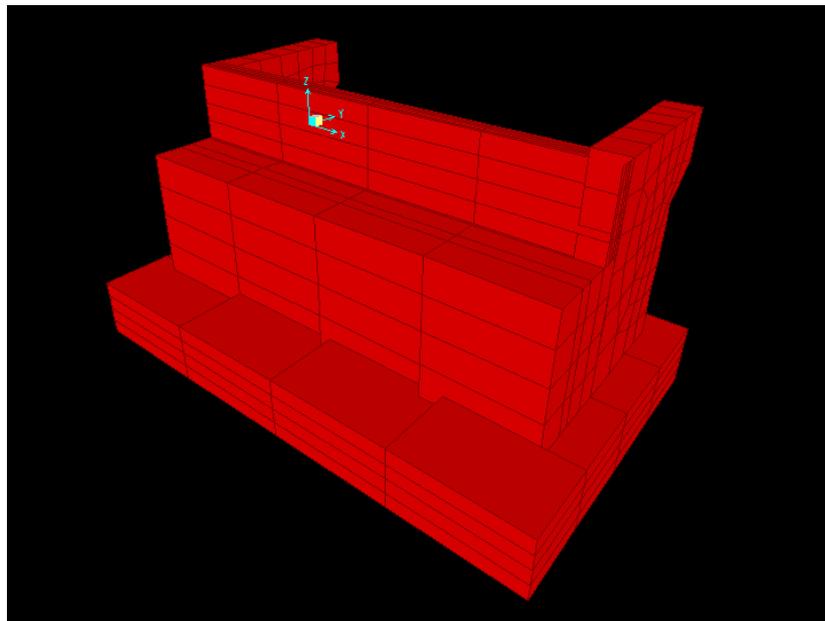


Figure 2-68 modélisations de la culée

## 13.2 Vérification de la stabilité de la culée :

### 13.2.1 Sous charges permanentes

poids BA	largeur m	longeur m	épaisseur m	Yb t	poid tonne	bras de l x	bras de l y	Mx/0	My/0
MDF	4,25	14	2,8	2,5	416,5	3,4	8	1416,1	3332
MER d	3,7	6,72	1	2,5	62,16	6,65	14,5	413,364	901,32
MER g	3,7	6,72	1	2,5	62,16	6,65	1,5	413,364	93,24
MDG	2,47	14	0,6	2,5	51,87	4,5	8	233,415	414,96
extrusion g	5,63	1	1	2,5	14,075	9,61	1,5	135,26075	21,1125
extrusion d	5,63	1	1	2,5	14,075	9,61	14,5	135,26075	204,0875
semelle	8,5	16	2	2,5	680	4,25	8	2890	5440
					620,84			2746,7645	

**Tableau 2.64: La descente de charge de la culée**

poid de sol	largeur m	longeur m	épaisseur m	Yb	poid tonne	bras de l x	bras de l y	Mx/0	My/0
T1	3,7	12	6,72	1,9	566,8992	6,65	8	3769,87968	4535,1936

**Tableau 2.65 : Le poids de sols**

- Calcul de l'excentricité Vi/0

$$e = \frac{Mx}{v} = 4.424 \text{ m}$$

- Calcul de l'excentricité Vi/ a l'axe médiane de la semelle

$$e_0 = e - \frac{b}{2} = 0.174 \text{ m} \quad e_0 < B/6 \quad \text{donc la force est a l'intérieur du noyau central de la semelle}$$

### 13.2.2 Contraintes sous la semelle

$$\sigma_{1,2} = \frac{Fv}{A} \left( 1 \pm \frac{6e}{b} \right)$$

$$\sigma_1 = 5,12656315 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = 4,00343685 \text{ t/m}^2$$

### 13.2.3 Calcul en construction avec remblai

- Poussée des terres

$$Ph = \frac{1}{2} ka \gamma h^2 L = 303,849446 \text{ t}$$

Avec

$$Ka : \text{Coefficient actif} = \text{tg}^2 \left( \frac{3.14}{4} - \frac{\Phi}{2} \right) = 0.333$$

$$\Phi = 30^\circ$$

Y s: Poids volumique du remblai, on prend 2t/m<sup>3</sup>

H: hauteur de la culée 8.72 m

L : longueur du mur de front (L=12m)

▪ **Surcharge de remblai (horizontal et vertical)**

$$\sigma_H = k_a q h.l = 41,814144 \text{ t}$$

$$\sigma_v = q h.l = 53,28 \text{ t}$$

Désignation	V <sub>i</sub> (t)	H <sub>i</sub> (t)	d <sub>o</sub> (m)	M <sub>s/o</sub> (t.m)	M <sub>r/o</sub> (t.m)
Culée	620,84	/	/	2746.7645	/
Poids des terres	566.8992	/	6.65	8010.5	/
Poussées des terres	/	303.849446	4.24	/	1288.32165
Surcharge horizontale	/	41.814144	5.36	/	224.1238
Surcharge verticale	53.28	/	6.65	/	/
Réaction du tablier	1465	/	3	4368	/
Force horizontale de la butée	/	27.02702	1.3333	/	36.036
Force verticale de la butée	13.5	/	1	13.5	/
<b>somme</b>	<b>2710,5191</b>	<b>369.82223</b>		<b>15493.0765</b>	<b>1535.18347</b>

**Tableau 2.66: Moments stabilisants et renversants de culée**

**13.2.3.1 Vérification au renversement ;**

$$FR = \frac{\Sigma \text{Moments stabilisatrices}}{\Sigma \text{Moment motrices}} = 10 > 1,5 \quad \text{cdv pas risque de renversement}$$

**13.2.3.2 Vérification au glissement :**

$$FG = \frac{\Sigma \text{forces stabilisatrices}}{\Sigma \text{forces motrices}} = 7,39 > 1,5 \quad \text{cdv pas risque de glissement}$$

**13.2.4 Sous charges permanentes plus surcharge**

Il faut vérifier les conditions précédentes sous les combinaisons suivantes

Il faut vérifier les conditions précédentes sous les combinaisons suivantes

ELU: 1.35G+1.5Q+1.16 (UIC71) +0.54 (Temp-)

ELS: G+Q+0.7UIC71 +0.8 Temp-

### 13.2.4.1 ELU

Désignation	coef	V <sub>i</sub> (t)	H <sub>i</sub> (t)	d <sub>o</sub> (m)	M <sub>s/o</sub> (t.m)	M <sub>r/o</sub> (t.m)
Culée	1.35	838.1340	/	/	838.1340	/
Poids des terres	1.35	765.3139	/	6.65	5089.3375	/
Poussées des terres	1.35	/	406.5012	4.24	/	1723.5654
Surcharge horizontale	1.5	/	62.7212	5.36	/	336.1857
Force horizontal de la butée	1.35	/	36.8181	1.33	/	49.0909
Force vertical de la butée	1.35	18.2250	/	1	/	18.2250
Surcharge verticale	1.5	48.3356	/	6.65	531.4680	/
Réaction du tablier	1.35	/	1965.600	3.00	/	5896.800
Variation linéaire de tablier	0.54	/	58.6170	5,10	/	298.9467
Surcharge UIC71	1.16	486.2000	/	3.00	1459.8600	/
<b>somme</b>		<b>4153.8129</b>	<b>564.0926</b>		<b>11833.8246</b>	<b>2404.7601</b>

Tableau 2.67: Moments stabilisants et renversants en charge à l'ELU

### 13.2.4.2 Vérification au renversement :

$$FR = \frac{\Sigma \text{Moments stabilisatrices}}{\Sigma \text{Moment motrices}} = 5.5726 > 1,5 \quad \text{cdv pas risque de renversement}$$

### 13.2.4.3 Vérification au glissement :

$$FG = \frac{\Sigma \text{forces stabilisatrices}}{\Sigma \text{forces motrices}} = 7.3637 > 1,5 \quad \text{cdv pas risque de glissement}$$

## 13.2.4.4 ELS

Désignation	coef	$V_i(t)$	$H_i(t)$	d/o(m)	$M_{s/o}(t.m)$	$M_{r/o}(t.m)$
Culée	1	620,8400	/	/	620,8400	/
Poids des terres	1	566.8992	/	6.65	3769.8796	/
Poussées des terres	1	/	301.1120	4.24	/	1276,7151
Surcharge horizontale	1	/	41,81414	5.36	/	224,12381
Surcharge verticale	1	53.2800	/	6.65	354.3120	/
Force horizontale de la butée	1	/	27,0270	1,3333	/	36,0360
Force verticale de la butée butée	1	13.5000	/	3	40.5000	/
Réaction du tablier	1	1456.00	/	5,1	7425.60	
Variation linéaire de tablier	0.8	/	86.8400	3	/	442.8840
Surcharge UIC71	0.7	293.65	/	3	880.9500	/
<b>somme</b>		<b>3004.1692</b>	<b>456.6622</b>		<b>10034.4817</b>	<b>1978.0674</b>

Tableau 2.68: Moments stabilisants et renversants en charge à l'ELS

## 13.2.4.5 Vérification au renversement :

$Fr = 5.0728 > 1,5$  condition vérifier pas risque de glissement

$FG = 7.1682 > 2$  condition vérifier pas risque de glissement

**13.2.4.6 Combinaison accidentelle : G+Q+0.4 (Temp-) +0.6UIC71**

Désignation	coef	Vi(t)	Hi(t)	d/O(m)	Ms/O (t.m)	Mr/O (t.m)
Culée	1	620,84	/	/	620,84	/
Poids des terres	1	765,31392	/	6.65	5089,33757	/
Poussées des terres	1	/	303,8494464	4.24	/	1288,32165
Surcharge horizontale	1	/	41,814144	5.36	/	224,123812
Surcharge verticale	1	48,335616	/	6.65	321,431846	/
Force horizontale de la butée	1	/	27,02702703	1,333333333	/	36,036036
Force verticale de la butée butée	1	20.25	/	3	60,75	/
Réaction du tablier	1	1051,1775	/	5,1	5361,00525	
Variation linéaire de tablier	0.4	/	13,696	3	/	41,088
Surcharge UIC71	0.6	60	/	3	180	/
<b>somme</b>		<b>2565,917036</b>	<b>386,386617</b>		<b>11633,3647</b>	<b>1589,5695</b>

**Tableau 2.69: Moments stabilisants et renversants en charge à l'ELS****13.2.4.7 Vérification au renversement :**

Fr = 7,31856308 > 1,5 condition vérifier pas risque de glissement

**13.2.4.8 Vérification au glissement :**

FG= 6,64080204 > 2 condition vérifier pas risque de glissement

Toutes les conditions sont vérifiées donc la culée est stable.

### 13.3 Calcul du ferrailage des différents éléments de la culée

#### 13.3.1 Mur garde grève (MGG)

##### 13.3.1.1 Cas fondamentale

Le mur garde grève est calculé comme une console encastrée dans le chevêtre, il est soumis aux surcharges du remblai et à la masse des terres.

$$\sigma H = Kp \cdot \gamma \cdot h + Kq \cdot q$$

Avec :

La surcharge du remblai  $q=1,2 \text{ t/m}^2$ ,  $\gamma = 2 \text{ t/m}^2$ ,  $ka=kp=0.333$   $h=2.47\text{m}$

Z (m)	$\sigma H$ (kn/m <sup>2</sup> )	Force kn	D/0
0	0,3996	0, 987012	1,235
2.47	20,4462	2,0315997	0,823333333

**Tableau 2.70: les efforts agissant sur mur garde grève**

- **Moment d'encastrement**

Le moment d'encastrement est donné par la formule suivante :

$$M = F1 \cdot d1 + F2 \cdot d2 = 2,89164357 \text{ t}$$

Avec :  $f_{c28}=35\text{MPa}$ ,  $F_e=500\text{MPa}$ ,  $\sigma_{st}=433.78\text{MPa}$

<b>M (MN.m)</b>	0,028916
<b><math>\mu</math></b>	0,0050
<b><math>\alpha</math></b>	0,0062
<b>Z (m)</b>	0,5386
<b>Ast (m<sup>2</sup>)</b>	0.00012

**Tableau 2.71 calcul de ferrailage du mur garde grève**

##### 13.3.1.2 Cas accidentelle

- **La poussée dynamique des terres :**

$$F_{ad} = \frac{1}{2} \gamma \cdot (1 + K_v) \cdot H^2 \cdot K_a d$$

$K_h=A=0.15$  Coef d'accélération de la zone

$$K_v=0.3K_h,$$

Avec :

La hauteur du mur H	2.47
Le poids volumique des terres (γ= 2 KN/m <sup>3</sup> ).	20
L'angle de frottement interne du remblai sans cohésion φ	30°
Angle de la surface du remblai β = λ	0
Θ	Arctng(KVh/(1+Kv))=-8.16
Kad	$\frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta [1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \times \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos \theta \times \cos \beta}}]^2}$ =0.428

**Tableau 2.72 caractéristique du remblai**

Donc : Fad =27.2868kn

- **La poussée due à la surcharge :**

$$Fad(q) = q \cdot \frac{H}{\cos(\beta)} * (1 \pm Kv)Kad = 22.09kn$$

$$Mu = (Fad + Fad(q)) \cdot \frac{h}{2} = 60.986kn.m$$

M ( MN.m)	0,060986
μ	0,01054
μ < μr=0.372	Section à simple armature
α	0,01325
Z (m)	0.5371
Ast (m <sup>2</sup> )	0.00026

**Tableau 2.73 calcul de ferrailage du mur garde grève en cas accidentelle**

### 13.3.1.3 Ferrailage minimum d'après le R.P.O.A

$$Amin = 0,005 b h \rightarrow Amin = 0,5\% \times (0,30 \times 1) = 30cm^2$$

On adoptera alors :

**7HA20** ; Ast=21.98cm<sup>2</sup> dans partie tendue avec un espacement de 8 cm

**7HA14** ; Ast=10,78 cm<sup>2</sup> dans partie comprimée avec un espacement de 10 cm

- **Armature de répartition**

$A_r = 25\% \times A_s \rightarrow A_r = 0,25 \times 20,11 = 7,5 \text{ cm}^2$

On adopte : **7HA14/ml**  $\Rightarrow A_r = 7,70 \text{ cm}^2$  ; partie tendue avec un espacement de 20 cm

### 13.3.2 Etude de mur en retour

Un mur en retour constitue un élément complexe Puisqu’il s’agit d’une plaque encastree sur une partie de son contour (semelle et avec le mur de front) et soumise à un système de surcharge.

#### 13.3.2.1 Détermination des contraintes le long du mur :

$K_a = 0,333, \gamma = 2 \text{ t/m}^2, q = 1,2 \text{ t/m}^2, h = 6,72 \text{ m}$

Z (m)	$\sigma_H$ (kn/m <sup>2</sup> )	Force kn	D/0
0	0,3996	0,6132499	3,36
6.72	4,6085868	15,0377472	2,24

Tableau 2.74 les efforts agissant sur mur en retour

#### 13.3.2.2 Détermination du ferrailage

- ❖ **Modélisation de mur en retour**

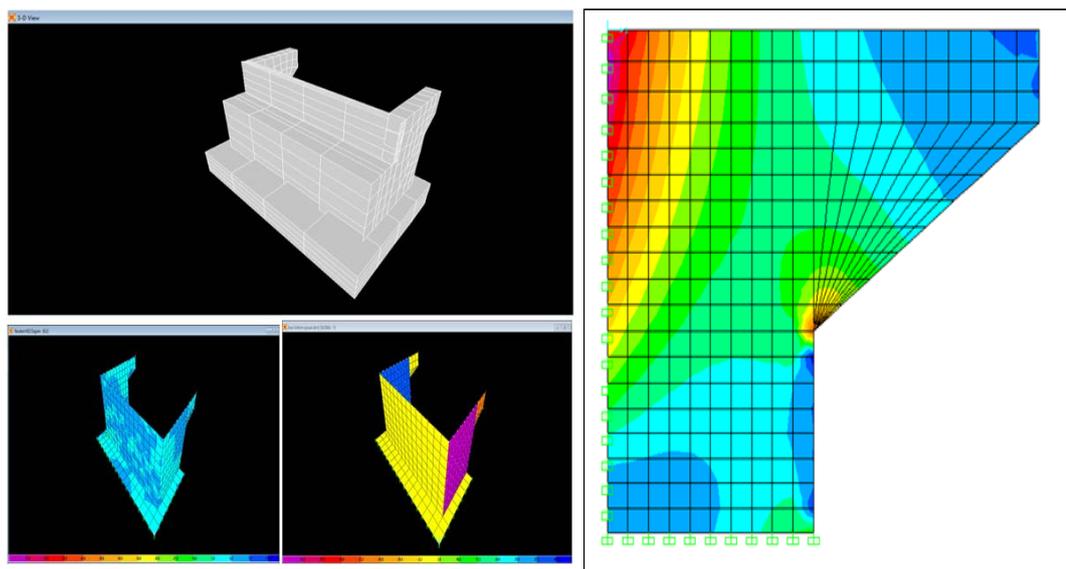


Figure 2.69: Mur en retour

- **Moment d’encastrement :**

$$M = F1. d1 + F2. d2 = 42.7072 \text{ t.m}$$

M (MN.m)	0. 427072
$\mu$	0,02659
$\mu < \mu r = 0.372$	Section à simple armature
$\alpha$	0,03669
Z (m)	0,8878
Ast (m <sup>2</sup> )	0.001106

**Tableau 2.75** calcul de ferrailage mur en retour

- **Ferrailage minimum d'après le R.P.O.A**

$$A_{min} = 0,5\% \times B \quad A_{min} = 0,5\% \times (1 \times 1 \text{ ml}) = 50 \text{ cm}^2;$$

La section de ferrailage Ast est faible devant Amin .on choisit comme ferrailage :

**16HA20; Ast=50,26cm<sup>2</sup>** ; avec espacement de 12cm.

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} = \max \left( b h \frac{h}{1000}; 23\% b d \frac{f_{t28}}{f_e} \right) = 0,001242 < A_{min} \text{ cdv}$$

### 13.3.3 Mur de front

Le mur frontal est soumis à des sollicitations dues essentiellement aux charges permanentes (Poids propre de la superstructure, poussée des terres), surcharges sur remblais et les Surcharges d'exploitation.

Désignation	Coef	$V_i(t)$	$H_i(t)$	d/o(m)	$M_s/o$ (t.m)	$M_r/o$ (t.m)
<b>MGG</b>	1,35	5,00175	/	2,5	12,504375	/
<b>Poids des terres</b>	1.35	63,77616	/	4,65	296,55914	/
<b>Poussées des terres</b>	1.35	/	33.8751	2,24	/	75.8802
<b>Surcharge horizontale</b>	1.5	/	6.66	3,36	/	17,5619
<b>Surcharge verticale</b>	1.5	4,0279	/	4,65	17.4037	/
<b>Réaction du tablier</b>	1.35	163.8	/	1	163.8	/
<b>MDF</b>	1.35	40.1625		1.4	56.2275	/
<b>VLT</b>	0.54	/	4.8847	3,1	/	15.1427
<b>UIC71</b>	1.16	40.5516	/	1	40.5516	/
<b>Force horizontale de la butée</b>	1.35	/	3.0681	0.333	/	1.0227
<b>Force verticale de la butée</b>	1.35	1.5187	/	1	1.5187	/
<b>somme</b>		<b>321.4708</b>	<b>47.0077</b>		<b>569.6426</b>	<b>110.9681</b>

**Tableau 2.76: Moments stabilisants et renversants en charge à l'ELU**

### 13.3.3.1 Ferrailage du mur de front à l'ELU

Le mur de front est calculé en flexion composée.

$$H= 2.8 \text{ m} \quad b=1\text{m} \quad d=2.52\text{m} \quad N_u=321.47\text{t} \quad M_u=458.67 \text{ t.ml}$$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = 1.6872\text{m} \quad e > h/6 \quad \text{donc section partiellement comprimée}$$

$$M_a = M_u + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) = 818.7218 \text{ t.ml}$$

M ( MN.m)	8.1872
$\mu$	0,08426
$\mu < \mu_r = 0.372$	simple armature
A	0,01057
Z (m)	2,5087
Ast (cm <sup>2</sup> )	7.504

**Tableau 2.77** calcule de ferrailage mur de front

▪ **Ferrailage minimum d'après le R.P.O.A**

$$A_{min} = 0,5\% \times B \quad A_{min} = 0,5\% \times (2,8 \times 1\text{ml}) = 140 \times 10^{-4} \text{ m}^2 ;$$

$$A_{min} > A_{st} = \max (b h / 1000 ; 23\% b d \text{ ft}28/\text{Fe}) = 31,29 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

Donc on ferraille avec le minimum de R.P.O.A.

**18HA32** ;  $A_{st} = 144,78 \text{ cm}^2$  avec espacement de 5cm.

### 13.3.4 Etude de la semelle

#### 13.3.4.1 Les dimensions de la semelle

$$B = 16\text{m} \quad H = 2\text{m} \quad L = 8,5 \text{ m} \quad A = 136 \text{ m}^2 \quad d = 1,8 \text{ m}$$

$$N_u = 4153,81 \text{ t}$$

$$M_s = 13833,82 \text{ t}$$

$$M_R = 2404,76 \text{ t}$$

$$M_u = 11429,06 \text{ t}$$

$$\sigma_{\max} = 12218 \text{ KN}$$

$$\sigma_{st} = 228,63 \text{ MN}$$

#### 13.3.4.2 Vérification des dimensions de la semelle à l'ELU

Nous vérifions d'abord la portance du sol

$$e = \frac{M_u}{N_u} = 2,7\text{m} > \frac{B}{6} = 2,6\text{m} \rightarrow \text{Diagramme d'un Section rectangulaire}$$

Condition de la résistance :

$$\sigma_{\max} = \frac{N_u}{A} + 6 \frac{M_u}{AB^2} = 341,179 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Alors : } \sigma_{adm} = \frac{4}{3} \sigma_{adm} = 16290,86 \text{ kn/m}^2 \text{ alors } \sigma_{\max} < \sigma_{adm} \text{ cdv}$$

### 13.3.4.3 Le ferrailage de la semelle

- **Armatures transversales inférieur:**

$$A_t = Nu \frac{B - D}{8 d \sigma_{st}} = 176.6360 \text{ cm}^2$$

Les armatures supérieures transversales sont égales à : **22Ø32** avec un espacement de 20cm.

- **Armatures longitudinales :**

$$A_l = Nu \frac{B - L}{8 d \sigma_{st}} = 820.095 \text{ cm}^2$$

La section par mètre linéaire est donc :

$$A_l = \frac{642.18}{8.5} = 96.4818 \text{ cm}^2$$

Les armatures supérieures longitudinales : 20Ø 25 avec une section de kw98.2cm<sup>2</sup>

- **Vérification de la condition de non fragilité**

$$p_c = 2 \times (L + B) + 4.H = 57 \text{ m}$$

$$Nu \leq 0,45.H.P_c . \left( \frac{f_{tg}}{\gamma_b} \right) = 1197 \text{ MN} \rightarrow \text{Cd}$$

## 14. CONCLUSION

Dans ce chapitre nous a permet d'acquérir et d'approfondir nos connaissances en passant par les étapes suivantes :

Le dimensionnement du tablier : les éléments du tablier notamment la poutre a été

Dimensionnée comme élément en **I** à mi- travée et en **T** aux appuis conformément selon les normes et les réglementations.

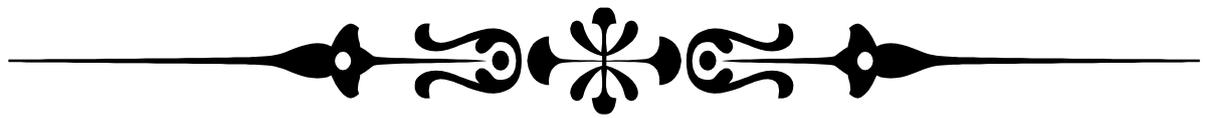
L'utilisation de logiciel SAP 2000 nous a permis de déterminer et vérifier les différents sollicitations entre les moments fléchissant et efforts tranchants, ces derniers vont être utiliser comme données dans le calcul de béton précontrainte.

Etude de la précontrainte (l'utilisation de la technique de béton précontrainte) : cette étude Nous a permis de déterminer le câblage nécessaire (acier actif) qui supporte les différentes charges appliquées ainsi vérifié les différentes conditions.

Ensuite une étude de l'hourdis est faite pour déterminer le ferrailage nécessaire.

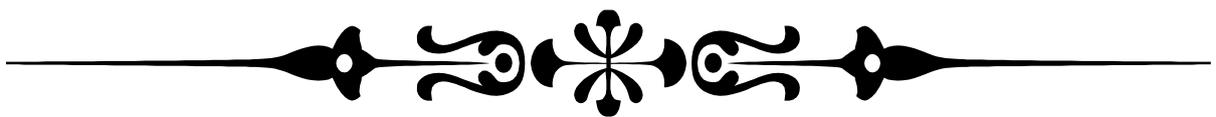
Etude des appareils d'appui nous a permis de choisir un type d'appareil et le dimensionner en Fonction de différentes charges et conditions.

Etude de l'infrastructure : c'est la dernière étape dont nous avons fait un dimensionnement des différent éléments de la pile, la semelle, le pieu et la culées puis l'étude de ces éléments en déterminant le ferrailage nécessaire.



## *CHAPITRE 3*

# *ÉTUDE COMPARATIVE TECHNICO-ECONOMIQUE*



## 1. INTRODUCTION

Notre but dans cette étude est de déterminer le type d'ouvrage le plus économique capable de satisfaire le mieux possible à toutes les conditions imposées.

Il faut pour cela connaître à la fois l'ensemble des contraintes à respecter et l'ensemble des types d'ouvrages qui peuvent être envisagés.

Dans ce chapitre on a essayé de comparer entre 2 variantes :

- 1er variante: un pont mixte
- 2ème variante: un pont à poutre en béton précontrainte.

### 1.1. Définition d'un projet

Un projet peut être défini comme un « *ensemble d'activités qui sont prises en charge, dans un délai donné et dans les limites de ressources imparties, par des personnes qui y sont affectées dans le but d'atteindre des objectifs définis* » (AFNOR)

### 1.2. Management de projet

le management de projet est né au début des années 1950, bien que ses racines remontent beaucoup plus loin dans le temps, à la fin du 19ème siècle. Dès lors que les entreprises ont découvert les avantages de l'organisation du travail autour de projets, en reconnaissant l'importance fondamentale de communiquer et de coordonner efficacement le travail entre les individus

Un projet est généralement considéré comme réussi s'il atteint les objectifs prédéfinis dans les délais et avec le budget convenu. Souvent, un triangle, communément appelé la « triple contrainte », est utilisé pour résumer ce que représente un management de projet.

Les trois facteurs les plus importants sont :

- ✚ le temps (le projet doit être livré à temps),
- ✚ le coût (le budget alloué doit être respecté)
- ✚ la qualité ( le projet doit répondre aux exigences de qualité imposé par client)



Figure 3.1. Triangle d'or du projet.

### 1.3 Gestion d'équilibre :

- **Qualité:** il faut être transparent avec le client, optimiser les processus de production (versioning des sources, intégration continue etc.) et mettre en place une réelle phase de recette en prévoyant également une période de garantie et de TMA (Tierce Maintenance Applicative).
- **Coût:** tout le monde doit être satisfait, si un geste commercial est envisagé, il ne doit surtout pas impacter le nombre de jours estimé et donc le planning. Outre le geste commercial, la simplification du cahier des charges (souvent très vaste) peut être envisagée : moins de développement, moins de test, moins de suivi donc forcément un coût moins élevé.
- **Délai :** dans le cadre d'un projet conséquent, le découpage en lots ainsi que les méthodologies agiles peuvent permettre de respecter les délais. De plus, il ne faut pas se tirer une balle dans le pied en avant-vente, les clients sont comme les enfants, ils sont impatients de voir leur nouveau joujou au plus vite, mais rien n'empêche d'entamer une discussion et de gagner quelques semaines quitte à livrer une première version simplifiée.

### 1.4. Les différentes phases dans le management de projet

Les projets sont généralement intégrés dans ce que l'on appelle un cycle de vie, qui est lui-même divisé en phases. Chaque phase décrit le travail précis qui doit être fait.

un projet passe la plupart du temps par six phases au cours de son cycle de vie :

- **Définition du projet :** Définir les buts, les objectifs et les facteurs de succès du projet.
- **Initiation du projet :** Il s'agit de tout ce qui doit être mis en place avant que le travail sur le projet puisse commencer.
- **Planification du projet :** Ici, il est nécessaire de s'attacher à la conception de plans détaillés concernant la façon dont le travail sera effectué. Cela inclut également les estimations de temps, de coûts et de ressources.
- **Exécution du projet :** réaliser le travail pour livrer le produit, le service ou le résultat souhaité.
- **Suivi de projet et contrôle :** Veiller à ce qu'un projet reste sur la bonne voie et prendre des mesures correctives pour assurer sa réussite
- **Clôture du projet :** Le projet ayant abouti, le travail peut s'arrêter.

### 1.5. Les acteurs du projet :

Un projet ne se réalise pas seul et chacun doit comprendre son rôle.

- ❖ **Le maître d'ouvrage :** C'est la personne pour qui est réalisé le projet. Elle est l'entité porteuse d'un besoin, définissant l'objectif d'un projet, son calendrier et le budget consacré à ce projet.
- ❖ **Le maître d'œuvre :** Le maître d'œuvre est la personne (**architecte**, bureau d'études...) **chargée** de la conception. Il assure le suivi des travaux et la coordination des **différents** corps de **métiers**. Le maître d'ouvrage est tout simplement le **client**.
- ❖ **L'entrepreneur :** L'entrepreneur : Son activité est régie par les termes contractuels du marché.

L'entrepreneur est chargé d'exécuter les travaux prévus au marché ou de les faire exécuter par des tiers sous-traitants pour des travaux spécialisés.

- ❖ **Le fournisseur :** Cette fonction se distingue de celle du sous-traitant en ce qu'elle n'assure pas directement la réalisation des travaux, mais se borne à l'exécution d'une prestation mobilière (vente de matériaux ou de matériel, etc.)

### 1.6. Planification d'un projet :

La planification d'un projet consiste à prévoir l'ordonnancement des opérations sur le plan des délais et sur le plan de l'utilisation des ressources. Il convient dans un premier temps de mesurer le "poids" d'un projet en terme de charges et donc de durée ; dans un second temps, il s'agit d'optimiser la succession des tâches et aboutir ainsi à un calendrier des opérations. Enfin, dans le développement du projet, il faut effectuer régulièrement des contrôles de suivi et éventuellement apporter des modifications au calendrier.

## 2. ÉTUDE TECHNICO-ECONOMIQUE DES DEUX VARIANTES :

### 2.1 Variante 1, Pont mixte acier- béton :

Nous avons établis, un devis quantitatif et estimatif de l'ouvrage mixte acier- béton (variante 1) grâce à l'outil EXCEL, Rappelons que le pont comporte 5 travées de 40.0 m et pour chaque travée nous avons 4 poutres en charpente métallique

Désignation des travaux	Unité	Quantités	Prix unit.		Montant	
		Marché et ses avenants n°1 ,2 et 3			Quantité soumis	
		Quantité	en devise (H.T.)	en dinars (H.T.)	Montant en devise (H.T.)	Montant en dinars (H.T.)
<b>Installation de chantier</b>						
Installation de chantier particulière	forfait	1,00	222 786,41	51 983 495,20	222 786,41	51 983 495,20
Etude d'exécution	forfait	1,00	16 001,58	3 733 701,68	16 001,58	3 733 701,68
Fourniture et installation d'un laboratoire de chantier	forfait	0,00	229 336,85	53 511 931,20	0,00	0,00
<b>Epreuves</b>					0,00	0,00
Épreuve générale d'ouvrage ferroviaire	forfait	1,00	4 094,92	955 480,89	4 094,92	955 480,89
Déblai pour fouille, y compris l'épuisement	m <sup>3</sup>	6 625,00	3,28	764,38	21 730,00	5 064 017,50
Plus-value de déblai pour fouille	m <sup>3</sup>	335,00	4,00	933,82	1 340,00	312 829,70
Plus-value de transport	m <sup>3</sup>	335,00	0,08	17,84	26,80	5 976,40

Plus-value pour déblai en Oued	m <sup>3</sup>		0,61	143,32	0,00	0,00
<b>Remblai pour fouille</b>					0,00	0,00
Remblai pour fouille avec des matériaux excavés	m <sup>3</sup>	5 470,00	0,66	152,88	3 610,20	836 253,60
Remblai sous ouvrage en matériaux sélectionnés	m <sup>3</sup>	30 963,00	2,05	477,74	63 474,15	14 792 263,62
Plus-value de bloc technique	m <sup>3</sup>	9 200,00	2,51	586,03	23 092,00	5 391 476,00
<b>Pieux</b>					0,00	0,00
Exécution de pieu foré (120 cm diam.)	m	1 840,00	130,65	30 485,00	240 396,00	56 092 400,00
Épreuve de pieux de chargement en pointe (pieu foré)	unité (u)	76,00	2 456,95	573 288,53	186 728,20	43 569 928,28
Épreuve additionnelle de pieu de chargement en pointe (pieu foré)	unité (u)	1,00	2 456,95	573 288,53	2 456,95	573 288,53
<b>Béton</b>					0,00	0,00
Béton pour coussin de propreté sous semelle, dalle de transition ou radier	m <sup>3</sup>	280,00	23,57	5 500,04	6 599,60	1 540 011,20
Béton RN 27 pour semelle, semelle de liaison de pieux, dalle de transition (pont et viaduc ferroviaire et pont routier) et radier (cadre fermé et dalot)	m <sup>3</sup>	1 838,00	38,22	8 917,82	70 248,36	16 390 953,16
Béton RN 27 pour culée, mur de retour, mur de soutènement (ponts et viaducs ferroviaires)	m <sup>3</sup>	808,00	45,03	10 507,77	36 384,24	8 490 278,16
Béton RN 35 pour dalle de tablier (pont et viaduc ferroviaire)	m <sup>3</sup>	548,00	58,50	13 650,00	32 058,00	7 480 200,00
Béton RN 35 pour fût et chevêtre de pilier jusqu'à 15 m de hauteur (pont et viaduc ferroviaire)	m <sup>3</sup>	240,00	56,55	13 195,00	13 572,00	3 166 800,00
Béton RN 35 pour fût et chevêtre de pilier de plus de 15 m jusqu'à 25 m de hauteur (pont et viaduc ferroviaire)	m <sup>3</sup>	956,00	56,55	13 195,00	54 061,80	12 614 420,00

Béton RN 35 pour bordure de béton sur dalle de tablier (pont et viaduc ferroviaire)	m <sup>3</sup>	34,00	46,41	10 828,78	1 577,94	368 178,52
Béton RN 35 pour pilastre de poteau de caténaire (pont et viaduc ferroviaire)	m <sup>3</sup>	3,00	46,41	10 828,78	139,23	32 486,34
Acier haute adhérence FeE40A pour semelle, semelle de liaison de pieux, dalle de transition (pont et viaduc ferroviaires et pont routier) et radier (cadre et dalot)	kg	241 500,00	0,26	60,51	62 790,00	14 613 165,00
Acier haute adhérence FeE40A pour culée, mur de retour, mur de soutènement, fût et chevêtre de pilier d'une hauteur jusqu'à 15 m (pont et viaduc ferroviaires et pont routier) et mur de cadre fermé et dalot	kg	114 225,00	0,26	60,51	29 698,50	6 911 754,75
Acier haute adhérence FeE40A pour fût et chevêtre de pilier d'une hauteur de plus de 15 m jusqu'à 50 m (pont et viaduc ferroviaires)	kg	129 611,00	0,26	60,51	33 698,86	7 842 761,61
Acier haute adhérence FeE40A pour poutre en béton armé, dalle de tablier, hourdis inférieur, entretoise, corniche, trottoir sur ouvrage, terre-plein central, bordure sur tablier, pilastre de poteau de caténaire (pont et viaduc ferroviaires et pont routier)	kg	129 295,00	0,26	60,51	33 616,70	7 823 640,45
<b>Traitement du béton</b>				0,00	0,00	0,00
Badigeonnage (enduit de bitume) de surface de béton enfouie	m <sup>2</sup>	2 560,00	0,60	140,14	1 536,00	358 758,40
<b>Acier de charpente</b>			0,00	0,00	0,00	0,00

Poutre à âme pleine pour tablier - travée jusqu'a 40m de longueur (pont et viaduc ferroviaires et pont routier)	kg	686 380,00	0,88	204,75	604 014,40	140 536 305,00
<b>Appareils d'appui</b>					0,00	0,00
Appareil d'appui Fixe de type sphérique avec PTFE pour pont ou viaduc ferroviaire - travée de simple 40 m de longueur	unité (u)	16,00	619,15	144 468,71	9 906,40	2 311 499,36
Appareil d'appui Mobile de type sphérique avec PTFE pour pont ou viaduc ferroviaire - travée de simple 40 m de longueur	unité (u)	16,00	663,38	154 787,90	10 614,08	2 476 606,40
Joint de dilatation(mouvement ≤ 50 mm) - ouvrage ferroviaire	unité (u)	4,00	1 111,83	259 427,82	4 447,32	1 037 711,28
Avaloir et tube d'assainissement - ouvrage ferroviaire	unité (u)	14,00	204,75	47 774,04	2 866,50	668 836,56
<b>Équipement de drainage</b>					0,00	0,00
Fourniture et installation d'un drain perforé (d=20 cm)	m	145,00	7,78	1 815,41	1 128,10	263 234,45
Fourniture et installation de barbacane	unité (u)	27,00	16,93	3 949,32	457,11	106 631,64

<b>MONTANT TOTAL (T.T.C)</b>	<b>1 628.888,64</b>	<b>469,937,421DA</b>
------------------------------	---------------------	----------------------

**Tableau 3.1. Devis estimatif pour la variante 1 (Pont mixte acier- béton)**

Le coût de réalisation de cette ouvrage est de **469 937 421DA** Nous avons ensuite, on a établis le planning en diagramme de Gant, grâce à l'outil MS-PROJECT. (Voir annexe) La durée totale de la réalisation de l'ouvrage est de **689 jours**.

## 2.2. Variante 2, pont en béton précontraint :

Nous avons établis, un devis quantitatif et estimatif de l'ouvrage en béton précontraint (variante 2) grâce à l'outil EXCEL, Rappelons que le pont comporte 6 travées de 33.4 ml. Pour chaque travée nous avons 9 poutres préfabriquées e béton précontraint.

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unit	Quantité soumis
<b>Installation de chantier</b>				
Installation et repliement de chantier	/	/	/	45000000
Les Études	/	/	/	3200000
Reconnaissance géotechnique, géologique et hydrologique	/	/	/	29310000
<b>La culée 1</b>				
Le déblai	m <sup>3</sup>	1958,22	700	1370754
Le MDF	m <sup>3</sup>	166,6	16500	2748900
Le MER D	m <sup>3</sup>	24,864	16500	410256
Le MER G	m <sup>3</sup>	24,864	16500	410256
Le MGG		20,748	16500	342342
L'extrusion G	m <sup>3</sup>	5,63	16500	92895
L'extrusion D	m <sup>3</sup>	5,63	16500	92895
La semelle	m <sup>3</sup>	288	16500	4752000
Le remblai	m <sup>3</sup>	298,368	950	283449,6
<b>La culée 2</b>				
Le déblai	m <sup>3</sup>	1478,85	700	1035195
Le MDF	m <sup>3</sup>	184,8	16500	3049200
Le MER D	m <sup>3</sup>	30,408	16500	501732
Le MER G	m <sup>3</sup>	30,408	16500	501732
Le MGG	m <sup>3</sup>	45,99	16500	758835
L'extrusion G	m <sup>3</sup>	5,63	16500	92895
L'extrusion D		5,63	16500	92895
La semelle		288	16500	4752000
Le remblai		551,88	950	524286
<b>Axe 2</b>				
Le déblai	m <sup>3</sup>	3862,82	700	2703974
Le remblai	m <sup>3</sup>	1068,12	950	1014714
Le pieux 18ml	m <sup>3</sup>	508,68	79500	40440060
Le BP	m <sup>3</sup>	27,225	1014	27606,15
La semelle	m <sup>3</sup>	941,36	16500	15532440
L'élévation	m <sup>3</sup>	471,9	16500	7786350
chevêtre	m <sup>3</sup>	133,5	16500	2202750
<b>Axe 3</b>				

Le déblai	$m^3$	2533,95	700	1773765
Le remblai	$m^3$	1068,12	950	1014714
Le pieux 12ml	$m^3$	395,64	79500	31453380
Le BP	$m^3$	27,225	1014	27606,15
La semelle	$m^3$	941,36	16500	15532440
L'élévation	$m^3$	561	16500	9256500
chevêtre	$m^3$	133,5	16500	2202750
<b>Axe 4</b>				
Le déblai	$m^3$	3811,47	700	2668029
Le remblai	$m^3$	1068,12	950	1014714
Le pieux 14 ml	$m^3$	395,64	79500	31453380
Le BP	$m^3$	27,225	1014	27606,15
La semelle	$m^3$	941,36	16500	15532440
L'élévation	$m^3$	561	16500	9256500
chevêtre	$m^3$	133,5	16500	2202750
<b>Axe 5</b>				
Le déblai	$m^3$	2373,76	700	1661632
Le remblai	$m^3$	1068,12	950	1014714
Le pieux 12ml	$m^3$	339,12	79500	26960040
Le BP	$m^3$	27,225	1014	27606,15
La semelle	$m^3$	941,36	16500	15532440
L'élévation	$m^3$	452,4	16500	7464600
chevêtre	$m^3$	133,5	16500	2202750
<b>Axe 6</b>				
Le déblai	$m^3$	3741,65	700	2619155
Le remblai	$m^3$	1068,12	950	1014714
Le BP	$m^3$	21,996	1014	22303,944
La semelle	$m^3$	651	16500	10741500
L'élévation	$m^3$	297,45	16500	4907925
chevêtre	$m^3$	133,5	16500	2202750
<b>Le tablier</b>				
L'hourdi	$m^3$	503,1	18400	9257040
ballast	$m^3$	1005	2000	2010000
trottoir	$m^3$	128	11800	1510400
les appareille D'appuis	Nbr	108	3650	394200
pvc	ml	400	1300	520000
TN40	ml	200	216,45	43290
GC	ml	2	15900	6372720
poutres	$m^3$	1423,3914	31000	44125133,4
Les entretoises	$m^3$	7,6608	16500	126403,2
joint	/	/	/	60000
L'acier	kg	1677026,06	12 ;11,8 ;35	25190229,8

**MONTANT TOTAL  
(T.T.C)**

**458.445.033**

**Tableau 3.2. Devis estimatif pour la variante 1 (pont en béton précontraint)**

Le coût de réalisation de cette ouvrage est de **458 445 033 DA** Nous avons ensuite, on a établis le planning en diagramme de Gant, grâce à l’outil MS-PROJECT. (Voir annexe)

La durée totale de la réalisation de l’ouvrage est de **721jours**.

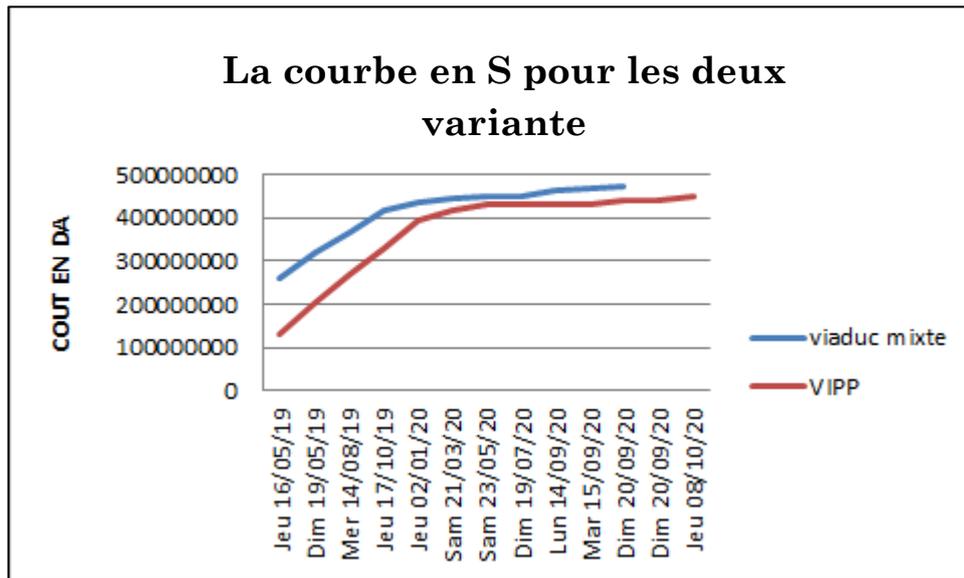


Figure 3.2.comparaison de la courbe en S pour les deux variantes

2.3. Avantages et inconvénients de chaque variante :

❖ 1<sup>er</sup> variante : pont mixte acier- béton

Les avantages	Les inconvénients
<ul style="list-style-type: none"> <li>• La réduction du poids de la structure métallique</li> <li>• L’augmentation de la rigidité en flexion du plancher</li> <li>• La réduction de la hauteur des planchers</li> <li>• L’amélioration appréciable de la résistance à l’incendie des poutres et solives métalliques</li> </ul> <p>Le monolithisme et la rigidité dans son plan d’une dalle de plancher mixte.</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• L’inconvénient principal des constructions mixtes est la nécessité de prévoir des connecteurs à l’interface entre l’acier et le béton.</li> <li>• Les constructions mixtes sont quelque fois plus compliquées à dimensionner et à mettre en œuvre que les autres méthodes de constructions. Cela est particulièrement vrai pour les structures où l’ossature est continue</li> <li>• manque de l’entreprise locale qui maîtrise les techniques de réalisation le coût d’investissement dans cet ouvrage est plus important</li> </ul>

Tableau 3.3. Avantages et inconvénients du pont mixte acier- béton.

## 2<sup>ème</sup> Variante pont en béton précontraint :

Les avantages	Les inconvénients
<ul style="list-style-type: none"> <li>• <b>Résistance structurelle :</b> la technique du <b>précontraint en béton</b> permet de doter une résistance plus élevée, apportant un effort de compression interne compensant l'effort de traction produit par les charges des éléments structurels.</li> <li>• <b>Durabilité de la construction:</b> l'élimination de fissures et de craquelures dans toutes les étapes de charge. Cette absence de fissuration réduisant au minimum la possibilité de corrosion de l'acier, augmentant ainsi la durabilité de la construction.</li> <li>• <b>Economies:</b> L'utilisation de précontraints en béton permet de ménager de grandes lumières dans la construction grâce à la longueur des pièces, tout en permettant des économies de matériau.</li> <li>• <b>Design:</b> les éléments architectoniques obtenus sont plus efficaces et minces, donc les précontraints offrent une infinité de possibilités de construction.</li> <li>• <b>Hautes productions:</b> Grâce à la technologie de <b>Tensyland</b>, la production en série de <b>poutrelles et dalles en béton</b> précontraint apportant des solutions à toutes les phases du processus, et permettant un meilleur contrôle de qualité, une réduction des coûts et une production élevée, offrant ainsi une réponse à des projets architecturaux de grande envergure.</li> <li>• <b>Rapidité de la construction:</b> La préfabrication donne une plus grande rapidité de construction par le fait de pouvoir travailler en même temps sur différents fronts ou construire simultanément plusieurs parties de la structure. Plusieurs entreprises algériennes méritant les</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Le poids de la structure qui devient très important. Les déformations des poutres à cause des différentes sollicitations: poutre discontinue.</li> </ul>

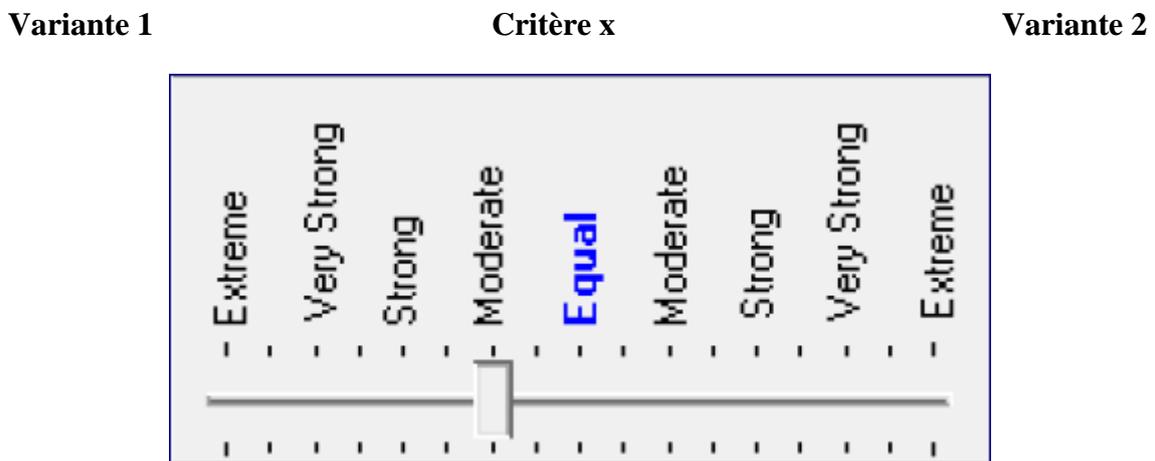
techniques de construction

**Tableau 3.4. Avantages et inconvénients du pont en béton précontraint [7].**

### 3. ANALYSE MULTICRITERE

#### 3.1 Critère de choix de la variante :

L'analyse multicritères sera entamée par le biais du programme **expert choice**, qui permet de comparer les variantes deux par deux pour chaque critère défini, jusqu'à pouvoir établir un classement général. La comparaison se base sur une échelle verbale illustrée comme suit :



**Figure 3.3. Échelles de comparaison sur « expert choice »**

Le programme affecte un score pour chaque intensité d'importance tel que :

Echelle numérique	Echelle verbal
1	Importance égale des deux éléments
3	L'élément est un peu plus important que l'autre
5	L'élément est peut plus important que l'autre
7	L'élément est beaucoup important que l'autre
9	L'élément est absolument important que l'autre
2, 4, 6,8	Valeur intermédiaires entre deux jugements

**Tableau 3.5 : échelles de comparaison**

Les variantes proposées pour l'analyse multicritères sont :

- ◆ Pont VIPP
- ◆ Pont mixte (charpente métallique)

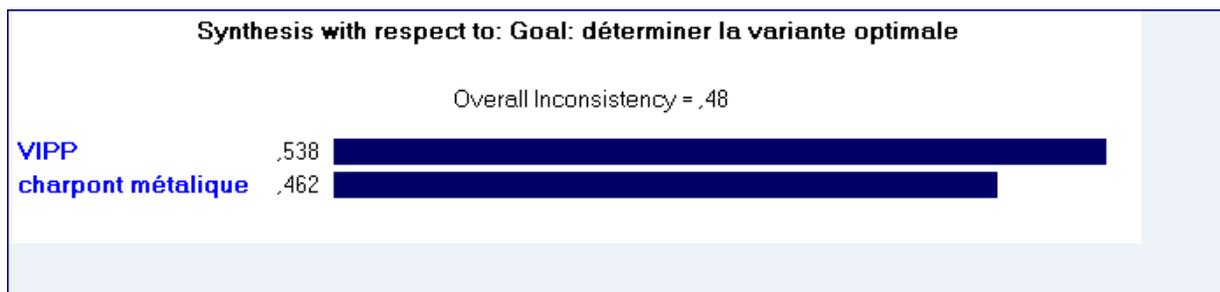
Comme dans le cas des variantes, **Expert Choice** permet de faire des comparaisons **2 par 2**. L'importance de chaque critère par rapport à l'autre se présente d'une manière décroissante comme suit :

**1. L’Influence ouvrage/entourage****2. Le coût****3. L’esthétique****4. Facilité d’exécution**

On procède alors dans l’analyse en comparant les variantes pour chaque critère.

**Remarque :** Le score final obtenu dépend strictement de la comparaison bilatérale entre les variantes et du degré d’importance accordé aux critères.

**On retrouve ainsi le résultat suivant :**



**Figure 3.4 résultat finale de la comparaison**

On déduit que la variante optimale est le viaduc à travée indépendante précontrainte (**VIPP**) avec un pourcentage frôlant les **54 %**.

**3.2. Justification de comparaison :**

**L’Influence ouvrage/entourage :** l’agressivité du milieu et le nombre des piles (risque de débordement de l’eau) implique respectivement que le choix du pont mixte soit rejeté.

**L’esthétique :** Le pont mixte est le choix le plus esthétique, ensuite le VIPP.

L’esthétique dépend essentiellement de la portée et de l’aspect architectural.

**Les couts :** on notre payée Le pont mixte est le plus couteux que VIPP, Ceci est dû au manque d'entreprises spécialisées dans ce domaines (société étrangères \$\$\$....)

**Facilité d’exécution :** Le VIPP pont est le plus facile à exécuté tandis que le pont mixte reste le dernier choix à faire vu qu’il exige un lanceur et des moyennes spécifique.

**4. CONCLUSION :**

Dans ce chapitre on a fait une étude managériale du projet pour déterminer le coût, la durée et les caractéristiques de chaque ouvrage dans le but de comparer entre deux variantes, et d’après cette étude multicritère on a conclu que ;

La variante (pont à poutres en béton précontraint), est plus rentable, et on considère que son exécution est plus rapide et économique par rapport à l’autre variante.

## CONCLUSION GÉNÉRALE

---

*Les variantes étudiées dans ce travail se compose en deux type D'ouvrage bien distincts, et la démarche de conception été le changement suivant l'élément porteur : les poutres dans le but est de rechercher la solution la plus économique respectant l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées tout en prenant compte de la durabilité et la qualité architecturale.*

*Ce travail de fin d'études fut un enrichissement pour nous en tant que futur ingénieur, une synthèse des connaissances que nous avons acquises au cours de notre cursus, il nous a permis de mettre en pratique et de se confronter à la tâche de l'ingénieur.*

*Ce projet nous a permis de bénéficier de l'expérience et des connaissances des gens du domaine d'ouvrage d'art.*

*On termine sur l'importance de l'outil informatique (l'utilisation du logiciel SAP2000, MS-PROJECT, AUTOCAD, EXPERT CHOICE... car il répond à nos besoins) qui peut être d'une aide précieuse à condition de ne pas prendre aveuglément les résultats donnés par ses logiciels, d'où la nécessité de savoir conduire un calcul manuel afin d'assurer de la fiabilité des résultats et aussi interprété ces derniers.*

## RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

---

- [1] : OZKAYA, C., ÇETİN, G. Note de calcul du viaduc 08 substructure. Janvier -2018.393 p.
- [2] : SAKALLI, u. BAYRAKLI, Y., et all. Etude d'exécution géologique-géotechnique rapport de tracé section C. février 2017.221p
- [3] : PAILLUSSEAU, P.SETRA Ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post tension guide de conception. Février 1996.168p
- [4] : ISSOUFOU, T. ponts-ouvrages d'art.2015.55p
- [5] : BEN OUÉZDOU, M. Cours d'ouvrages d'art. Septembre 2008.113p.
- [6] : VOIGNIER, M.BOUSQUET, M.et all. Règle de conception et de calcul des ouvrages en béton, en métal ou mixte. Février 1995.270p.
- [7] : BERNARD-GÉLY, A. Armand CALGARO, J. C 4 500 Conception des ponts.1996 .27p.
- [8] : BERNARD-GÉLY, A. Armand CALGARO, J. Conception des ponts 1994.364p.
- [9] : BERTRAND. BOILEAU.et all. Fascicule n° 62 - Titre I - Section II Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites - BPEL 91 révisé 99. AVRIL 1999.339p.
- [10] : BERKI, M., BOUTAYACHET, M. Etude technico – économique Concernant un pont en béton Précontraint sur oued tafna Par cw01 au niveau de RN°22 Wilaya d'ain temouchent. 2017.152 p.
- [11] : OUSSADIT,D.HADJ SLIMANE,R. Etude d'un pont a poutre indépendant en béton précontraint sur oued essam wilaya de naama.Juin 2016 128 p.