



**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOULOD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL**



MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

En vue de l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option : VOIE ET OUVRAGES D'ART

Thème du sujet :

**Étude et conception d'un tablier d'un viaduc par
encorbellement successif sur la RN25 (Tizi-Ouzou Bouira)**

Présenté par :

LATAMENE SALAH

Promoteur

Mr : Y. BOUAFIA

Promotion : 2016/2017

Remerciements

Nous remercions, avant tout, Dieu le Tout Puissant de nous avoir donné patience, santé et volonté afin de réaliser ce modeste travail.
Nos plus vifs remerciements pour nos trop chers parents pour leurs soutiens et encouragements ainsi que leurs sacrifices.

Nous tenons à remercier vivement, notre encadreur, Mr BEN YAHLK qui nous a accompagnés tout le long de cette expérience professionnelle avec beaucoup de patience et de pédagogie. Sans oublier Mr Y.BOUAFIA

A tous les enseignants de l'UMMTO sans exception, qui ont contribué à notre formation avec beaucoup de compétence et de dévouement.

À nos chers amis ingénieurs
Pour leurs aides et leurs sacrifices.

Nos remerciements s'adressent, également, aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail.

Enfin, Nos plus vifs remerciements s'adressent également à tous ceux qui nous ont aidés, encouragés et soutenus.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

- A mes chers parents qui m'ont encouragé à réaliser ce travail.
- A ma chère sœur.
- A tous mes amis et collègues

L. Salah

Conception et Etude d'un viaduc

Résumé :

Ce modeste travail consiste à faire la conception et l'étude d'un viaduc, franchissant une brèche profonde au niveau d'AIT YAHIA MOUSSA. Nous avons entamé notre travail par une conception générale, dont laquelle on a choisit 3 variantes, puis le choix de la variante en se basant sur des différentes contraintes, données naturelles et économiques du projet, ensuite par le dimensionnement détaillé, l'évaluation des charges et surcharge, l'étude de la précontrainte, l'étude transversale.

La modélisation a été établie par le logiciel ROBOT2010.

Sommaire

Introduction.....	-1-
Chapitre I: Description du projet	
I.1: Cadre général :	- 2 -
I.2: Recueil des données :	- 2 -
I.2.1: Les exigences fonctionnelles :	- 3 -
I.2.1.1: Tracé en plan :	- 3 -
I.2.1.2: Profil en long :	- 3 -
I.2.1.3: Profil en travers :	- 5 -
I.3: Les exigences naturelles :	- 6 -
I.3.1: Données géotechniques :	- 6 -
I.3.2: Données géologiques :	- 6 -
I.3.3: Données topographiques :	- 6 -
I.3.4: Données sismologique :	- 7 -
I.3.5: Données climatiques :	- 8 -
Chapitre II: caractéristiques des matériaux	
Introduction:	-10-
II.1: Béton :	-10-
II.1.1: Dosage :	-10-
II.1.2: La densité :	-10-
II.1.3: La résistance à la compression et à la traction	-10-
II.1.4: Contraintes admissibles	-11-
II.1.4.1: Contraintes ultimes de compression ELU.....	-11-
II.1.4.2: Contrainte limite de service ELS	-11-
II.1.5: Déformation longitudinale du béton	-11-
II.1.6: Déformation transversale du béton	-11-
II.1.7: Coefficient de poisson.....	-12-
II.2: Aciers :	-12-
II.2.1: Aciers passifs :	-12-
II.2.1.1: Limite élastique :	-12-
II.2.1.2: Contraintes limites à la traction :	-12-
II.2.1.3: Diagramme contraintes déformations :	-12-
II.2.2: Aciers actifs :	-13-
II.2.2.1: La limite élastique :	-13-
II.2.2.2: Module de YONG :	-13-
II.2.2.3: Caractéristiques des câbles :	-13-
II.2.2.4: La valeur max de la tension à l'origine :	-14-
II.3: Acier de la charpente métallique :	-14-

Chapitre III: Conception générale de l'ouvrage.

Introduction :	- 15 -
III.1: Critères de choix du type d'ouvrage :	- 15 -
III.2: Propositions des variantes :	- 16 -
III.2.1 Variantes N°01 : Ponts à poutres précontraintes par post-tension.....	- 16 -
III.2.1.1 Implantation de l'ouvrage :	- 16 -
III.2.1.2 Pré-dimensionnement des poutres :	-18-
III.2.1.3 Avantage des ponts à poutres en précontrainte :	-20-
III.2.1.4 Inconvénients des ponts à poutres en précontrainte :	-20-
III.2.2 Variante N° 2 : Pont à poutres mixtes	-21-
III.2.2.1 Implantation de l'ouvrage.....	-21-
III.2.2.2 Pré dimensionnement des poutres :	-22-
III.2.2.3 Avantage des ponts mixtes :	-24-
III.2.2.4 Inconvénients des ponts mixtes :	-24-
III.2.3 Variante N°3 : Pont en béton précontraint en encorbellement successifs	-25-
III.2.3.1 L'implantation de l'ouvrage :	-25-
III.2.3.2 Pré dimensionnement	-26-
III.2.3.3 Avantage des ponts construits en encorbellement successif :.....	-28-
III.2.3.4 Inconvénients des ponts construits en encorbellement successif :.....	-28-
III.3: Choix de la variante :.....	-29-
III.3.1: Les différents critères :.....	-29-
III.4: Conclusion :.....	-31-

Chapitre IV: Pré-dimensionnement détaillé de la variante retenue

Introduction :	- 32 -
IV.1 Le procédé d'exécution de la méthode.....	- 32 -
IV.1.1 Notion historique de la construction par encorbellement :	- 32 -
IV.1.2 Principe de la construction par encorbellement :	- 33 -
IV.1.3 Les méthodes de construction par encorbellement :	- 34 -
VI.1.3.1: Les voussoirs coulés en place :	- 34 -
VI.1.3.2: Les voussoirs préfabriqués :	- 34 -
IV.2 La réparation des travées :	- 36 -
IV.3 Les caractéristiques géométriques du tablier :	- 36 -
IV.3.1 Section sur pile :	- 37 -
IV.3.2 Section sur culée :	- 38 -
IV.4 Les lois de variation des différents paramètres géométriques du tablier :	- 39 -
IV.4.1 Travée de rive :	- 39 -
IV.4.1.1: Loi de variation de la hauteur :	- 39 -

IV.4.1.2: Loi de variation de la section :	- 40 -
IV.4.1.3: Loi de variation du centre de gravité de la section :	- 40 -
IV.4.1.4: Loi de variation de l'épaisseur d'hourdis inférieur $e(x)$:	- 41 -
IV.4.1.5: Loi de variation de l'inertie :	- 41 -
IV.4.2 Demi-travée centrale :	- 42 -

Chapitre V: Charges et Surcharges

Introduction :	- 43 -
V.1: Caractéristiques du pont :	- 43 -
V.1.1: Classe du pont :	- 43 -
V.1.2: Largeur chargeable (L_c) :	- 43 -
V.1.3: Nombre de voies de circulation	- 43 -
V.1.4: Largeur d'une voie :	- 44 -
V.2: Evaluation des charges et surcharges :	- 44 -
V.2.1: Charge permanente (CP) :	- 44 -
V.2.1.1: Les éléments porteurs :	- 44 -
V.2.1.2: Les éléments non porteurs :	- 45 -
V.2.1.2.1: Le revêtement :	- 45 -
V.2.1.2.2: Les trauvoirs et courniches :	- 46 -
V.2.1.2.3: Le garde corps :	- 46 -
V.2.1.2.4: Glissières de sécurité de pont :	- 46 -
V.2.2: Les surcharges routières :	- 47 -
V.2.2.1: Système de charges A :	- 47 -
V.2.2.2: Système de charges B :	- 50 -
V.2.2.2.1: Système de charge B_c :	- 50 -
V.2.2.2.2: Système de charge B_r :	- 52 -
V.2.2.2.3: Système de charge B_t :	- 52 -
V.2.2.3: La surcharge militaire $Mc120$:	- 53 -
V.2.2.4: Charges exceptionnelles D240 :	- 54 -
V.2.2.5: Coefficient de majoration dynamique :	- 55 -
V.2.2.6: Autres charges :	- 58 -
V.2.2.6.1: Surcharges sur les trottoirs :	- 58 -
V.2.2.6.2: Le vent :	- 58 -
V.2.2.7: Efforts de freinage :	- 58 -
V.2.2.8: Effort de freinage correspondant à la charge A :	- 59 -
V.2.2.9: Effort de freinage correspondant à la charge BC :	- 59 -
V.3: Les combinaisons des charges :	- 59 -

Chapitre VI: Etude du fléau

Introduction :	- 61 -
VI.1: Réalisation des fléaux sur les piles centrales (P1et P2) :	- 61 -
VI.1.1: La cinématique de construction est la suivante :	- 61 -
VI.1.1.1: Construction de fléaux sur pile.	- 61 -
VI.1.1.2: Construction de la partie sur cintre :	- 62 -
VI.1.1.3: Construction du clavage :	- 62 -
VI.2: Les charges intervenantes dans la phase de construction :	- 63 -
VI.2.1. Evaluation des charges et surcharges	- 63 -
VI.2.1.1: Le poids propre du tablier G :	- 63 -
VI.2.1.2: Les surcharges de chantier :	- 63 -
VI.2.1.3: Equipage mobile	- 63 -
VI.2.1.4: Le vent :	- 63 -
VI.2.1.5: Actions accidentelles :	- 64 -
VI.2.2. Effets dus aux charges appliquées sur le demi-fléau :	- 64 -
VI.2.3. Effets dus au poids propre :	- 64 -
VI.2.4. Effets des surcharges réparties de chantier Q_c :	- 65 -
VI.2.5. Effets des Surcharges concentrées et équipage mobile Q_P :	- 65 -
VI.2.6. Effets de Surcharge répartie du vent :	- 65 -
VI.2.7. Effets de force accidentelle :	- 66 -
VI.2.8. Effets des charges sur le fléau :	- 66 -
VI.2.9. Les combinaisons de charges :	- 67 -
VI.2.10. Conclusion	- 69 -
VI.3: Phase de clavage	- 70 -

Capitre VII: Etude de la précontrainte

VII.1: Précontrainte par post-tension :	- 71 -
VII.1.1: Béton :	- 71 -
VII.1.2: Armature de précontrainte :	- 71 -
VII.2: Model de calcul :	- 72 -
VII.2.1: Câble de fléau :	- 72 -
VII.2.2: Câble de continuité :	- 72 -
VII.3: Câblage de fléau :	- 72 -
VII.3.1: La tension à l'origine :	- 74 -
VII.3.2: Exemple de calcul :	- 75 -
VII.4: Espacement des armatures de précontraint :	- 76 -
VII.5: Le tracé du câblage de fléau :	- 78 -
VII.5.1: Tracé des câbles de fléau :	- 78 -
VII.5.2: Etude du tracé en élévation :	- 78 -
VII.5.3: Etude du tracé des câbles en plan :	-82-

VII.6:	Etude de la précontrainte de continuité :	-85-
VII.6.1:	Calcul du nombre de câbles de continuité dans chaque travée :	-85-
VII.6.2:	Modélisation :	-85-
VII.6.3:	Calcul de l'effort de précontrainte :	-85-
VII.6.3.1:	Travée centrale :	-86-
VII.6.3.2:	Travée de rive :	-89-
VII.7:	Vérification des contraintes :	-91-
VII.7.1:	Vérification des contraintes en phase de construction :	-91-
VII.7.2:	Vérification des contraintes en phase de service :	-93-
VII.8:	Calcul des pertes de tension :	-95-
VII.8.1:	Les pertes instantanées :	-95-
VII.8.1.1:	Les pertes par frottement :	-95-
VII.8.1.2:	Les pertes par recul d'ancrage :	-97-
VII.8.1.3:	Les pertes par raccourcissement du béton :	-99-
VII.8.2:	Pertes de tension différées :	-99-
VII.8.2.1:	Pertes de tension dues au retrait du béton :	-99-
VII.8.2.2:	Pertes par fluage :	-100-
VII.8.2.3:	Pertes par relaxation des câbles :	-100-
VII.9:	L'effort tranchant :	-102-
VII.9.1:	Détermination de l'effort tranchant :	-103-
VII.9.1.1:	Effet isostatique :	-103-
VII.9.1.2:	Effet hyperstatique :	-103-
VII.9.1.3:	Effet REZAL :	-103-
VII.9.2:	Vérification de l'effort tranchant :	-104-

Chapitre VIII: Etude transversale

Introduction :	- 107 -
VIII.1:	Modélisation :	- 107 -
VIII.2:	Définition des charges.....	- 108 -
VIII.2.1:	Les charges permanentes :	- 108 -
a)	Le poids propre du tablier :	- 108 -
b)	Revêtement.....	- 108 -
c)	Poids propre des trottoirs et corniche :	- 108 -
d)	Le garde-corps :	- 108 -
e)	Glissières de sécurité de pont :	- 108 -
VIII.2.2:	Les surcharges d'exploitation :	- 108 -
a)	Système de charge A :	- 108 -
b)	Système de charge Bc.....	- 108 -
c)	Système de charge Bt :	- 109 -
d)	Charges militaires Mc120 :	- 109 -

e)	Charges exceptionnelles D 240:	- 109 -
f)	Surcharges sur les trottoirs :	- 109 -
VIII.3:	Détermination des efforts :	- 109 -
VIII.4:	Résultats de l'analyse :	- 109 -
VIII.5:	Le ferrailage :	- 112 -
VIII.5.1	Ferrailage de l'hourdis inférieur :	- 112 -
VIII.5.1.1:	Ferrailage de la fibre supérieure à l'ELS :	- 112 -
VIII.5.1.2:	Ferrailage de la fibre inférieure à l'ELS:	- 114 -
VIII.5.1.3:	Ferrailage de fibre supérieure à l'ELU :	- 114 -
VIII.5.1.4:	Tableaux récapitulatifs du ferrailage des voussoirs :	- 115 -

Chapitre IX: Les équipements du tablier

Introduction :	- 119 -
IX.1:	L'appareil d'appui :	- 119 -
IX.1.1:	Le choix de l'appareil d'appui pour notre ouvrage :	- 119 -
IX.1.1.1:	Les appareils d'appui en élastomère fretté :	- 120 -
IX.1.2:	Calcul des réactions :	- 121 -
IX.1.3:	Dimensionnement des appareils d'appui :	- 122 -
IX.1.3.1:	Aire de l'appareil d'appui :	- 122 -
IX.1.3.2:	Détermination de la hauteur nette de l'élastomère :	- 123 -
IX.1.4:	L'évaluation approximative des déformations pour chaque appareil d'appui :	- 124 -
IX.1.4.1:	Déformation due au retrait pour chaque appui :	- 124 -
IX.1.4.2:	Déformation due à la variation de température :	- 124 -
IX.1.4.3:	Déformation due au fluage pour chaque appui :	- 124 -
IX.1.5:	Evaluation des efforts horizontaux et leurs répartitions :	- 124 -
IX.1.5.1:	Action dynamique :	- 124 -
IX.1.5.1.1:	Evaluations des efforts horizontaux :	- 125 -
IX.1.5.2:	Action statique.....	- 126 -
IX.1.6:	Vérification des contraintes :	- 127 -
IX.1.6.1:	Les contraintes de cisaillement :	- 127 -
IX.1.6.2:	Condition de non soulèvement :	- 129 -
IX.1.6.3:	Condition de non cheminement :	- 130 -
IX.1.6.4:	Condition de non glissement :	- 130 -
IX.1.7:	Dimensionnement des frettes :	- 130 -
IX.1.8:	Etudes des dès d'appuis :	- 130 -
IX.1.9:	Ferrailage du dé d'appui :	- 131 -
IX.2:	Joint de chaussée	- 132 -
IX.2.1:	Choix du type de joint :	- 132 -
IX.2.2:	Calcul du souffle du joint de chaussée	- 133 -

IX.3:	Évacuation des eaux	- 135 -
IX.4:	La couche d'étanchéité	- 136 -
	Conclusion générale.....	- 138,-

Liste des figures :

<i>Figure I.1: Vue Google earth de la situation de l'ouvrage.....</i>	<i>2</i>
<i>Figure I.2 : Tracé en plan d'un tronçon de la rocade sur une carte d'état-major.</i>	<i>3</i>
<i>Figure I.3 : profil en long de l'ouvrage.....</i>	<i>4</i>
<i>Figure I.4 : profil en travers de l'ouvrage</i>	<i>5</i>
<i>Figure I.5 : Rapport de sondage géotechnique.....</i>	<i>5</i>
<i>Figure I.6 : Vue en plan de la structure.....</i>	<i>6</i>
<i>Image I.7 : images de levé topographique</i>	<i>6</i>
<i>Figure I8 : Carte nationale de zonage sismique extraite de RPOA 2008</i>	<i>8</i>
<i>Figure I.9 : Gradient thermique.</i>	<i>9</i>
<i>Diagramme II.1: Diagramme contraintes déformations.....</i>	<i>12</i>
<i>Diagramme II.2 : Diagramme contrainte-déformation pour l'acier de la charpente ..</i>	<i>14</i>
<i>Figure III.1: Principe de continuité apparente de hourdis.....</i>	<i>16</i>
<i>Figure III.2: Coupe longitudinale de la première variante (pont à poutre multiples)..</i>	<i>17</i>
<i>Figure III.3: coupe explicative d'un tablier à poutrelles.....</i>	<i>18</i>
<i>Figure III.4 : les différentes sections transversales de la poutre</i>	<i>20</i>
<i>Figure III.5: Coupe longitudinale du pont mixte</i>	<i>21</i>
<i>Figure II. 6 : coupe transversale de la poutre.....</i>	<i>22</i>
<i>Figure III.7 : les différentes coupes transversales de la poutre</i>	<i>23</i>
<i>Figure III.8 : coupe transversale du tablier à entotoises</i>	<i>24</i>
<i>Figure III. 9 : Coupe longitudinale du pont construit en encorbellement successif. ...</i>	<i>25</i>
<i>Figure III.10 : Les dimensions des différents composants de voussoir sur pile et à la Culée</i>	<i>26</i>
<i>Figure III.11: La coupe transversale de voussoir sur pile et à la culée.....</i>	<i>27</i>
<i>Figure III.12: diagramme au coût des ouvrages</i>	<i>30</i>
<i>Figure IV.1: Schéma de principe de la construction par encorbellement</i>	<i>33</i>

<i>Figure IV.2: Voussoirs coulés en place</i>	<i>34</i>
<i>Figure IV.3: Domaine d'application des différents types de ponts</i>	<i>35</i>
<i>Figure IV.4: Section transversale du voussoir sur pile</i>	<i>37</i>
<i>Figure IV.5 : Section transversale du voussoir sur culé</i>	<i>38</i>
<i>Figure IV.6 : Variation parabolique de l'intrados</i>	<i>39</i>
<i>Figure V.1: Coupe transversale des 2 trottoirs de droite et gauche avec éléments non porteurs.....</i>	<i>46</i>
<i>Figure V.2: les différentes travées de pont</i>	<i>48</i>
<i>Figure V.3: Les différents cas de placement de la surcharge A(l) sur le tablier.</i>	<i>48</i>
<i>Figure V.4 : Modélisation sous surcharge A (L) de rive trois voies chargées</i>	<i>50</i>
<i>Figure V.5: Dimensions de surcharge Bc</i>	<i>51</i>
<i>Figure V. 6: Système Br.</i>	<i>52</i>
<i>Figure V.7: La Système Bt.</i>	<i>53</i>
<i>Figure V.8 : Dimensions de surcharge Mc120.....</i>	<i>54</i>
<i>Figure V. 9: Dimensions de surcharge Mc120.....</i>	<i>54</i>
<i>Figure VI.1 : la phase de construction du fléau</i>	<i>60</i>
<i>Figure VI.2: la phase de construction des parties coulées sur cintre.....</i>	<i>61</i>
<i>Figure VI.3: La phase de clavage de la travée centrale</i>	<i>61</i>
<i>Figure VI.4: Effets dus au poids propre.</i>	<i>63</i>
<i>Figure VI.5: Effets dus aux surcharges réparties de chantier</i>	<i>64</i>
<i>Figure VI.6: Effets dus à la surcharge concentrée.....</i>	<i>64</i>
<i>Figure VI. 7: Effets dus à la surcharge du vent.....</i>	<i>64</i>
<i>Figure VI. 7: Effets dus à la surcharge du vent</i>	<i>65</i>
<i>Figure VI.9: schéma illustratif des charges appliquées au fléau</i>	<i>66</i>
<i>Figure VI.10 : Le moment max du fléau sous la combinaison la plus défavorable..</i>	<i>68</i>

<i>Figure VI.11 : Moments due au poids propre avant le clavage.....</i>	<i>69</i>
<i>Figure VI.12: Moments due au poids propre après le clavage.....</i>	<i>69</i>
<i>Figure VII.1 : disposition des nappes.....</i>	<i>73</i>
<i>Figure VII.2 : Espacement entre les câbles.....</i>	<i>75</i>
<i>Figure VII.3 : distance des armatures de précontrainte aux parements.....</i>	<i>76</i>
<i>Figure VII.4 : Disposition des câbles de fléau du voussoir sur pile.....</i>	<i>77</i>
<i>Figure VII.5 : tracé des câbles en élévation.....</i>	<i>80</i>
<i>Figure VII.6 : Câblage en plan.....</i>	<i>81</i>
<i>Figure VII.7 : tracé des câbles en plan.....</i>	<i>84</i>
<i>Figure VII.8 : disposition de câbles de continuité de la travée centrale.....</i>	<i>87</i>
<i>Figure VII.9 : coupe longitudinale de la disposition des câbles de continuité de la travée centrale.....</i>	<i>88</i>
<i>Figure VII.10 : disposition de câbles de continuité de la travée de rive</i>	<i>89</i>
<i>Figure VII.11: coupe longitudinale de la disposition des câbles de continuité de la travée de rive</i>	<i>90</i>
<i>Figure VII.12 : Diagramme des tensions avant et après ancrage de l'armature sous effet de recul à l'ancrage</i>	<i>97</i>
<i>Figure VII.13 : L'effet isostatique de l'effort tranchant.....</i>	<i>103</i>
<i>Figure VIII.1 : modélisation du voussoir sur culée.....</i>	<i>107</i>
<i>Figure VIII.2 : modélisation du voussoir sur pile</i>	<i>107</i>
<i>Figure VIII-3 : Schéma du Ferrailage du voussoir près de la pile.....</i>	<i>117</i>
<i>Figure VIII-4 : Schéma du Ferrailage du voussoir près de la clé.....</i>	<i>118</i>
<i>Figure IX.1 : Appareil d'appui en élastomère fretté.....</i>	<i>120</i>
<i>Figure IX.2 : Les caractéristiques d'appareil d'appui.....</i>	<i>122</i>
<i>Figure IX.3 : Les dimensions de l'appareil d'appui.....</i>	<i>123</i>
<i>Figure IX.4 : Contrainte due à l'effort normal</i>	<i>128</i>
<i>Figure IX.5 : Contrainte de cisaillement.....</i>	<i>128</i>

<i>Figure IX.6 : Contrainte de cisaillement due à la rotation.....</i>	<i>129</i>
<i>Figure IX.7 : Les dimensions du dé d'appui.....</i>	<i>131</i>
<i>Figure IX.8 : Le ferrailage d'un dé d'appui</i>	<i>132</i>
<i>Figure IX.9 : Un type de joint de chaussée</i>	<i>133</i>
<i>Figure IX.10 : Caractéristiques physique des joints W.....</i>	<i>136</i>
<i>Figure IX.11 : Joint du type Wd (souffle moyen.....</i>	<i>136</i>

Tableau II.1 : Caractéristiques de la résistance de l'acier de la charpente.....	14
Tableau III.1 : Tableau synoptique de comparaison des variantes.....	31
Tableau.IV.1: La répartition des travées de pont	36
Tableau IV.2: caractéristiques géométriques de la section sur pile.....	37
Tableau IV.3 : caractéristiques géométriques de la section sur culé	38
Tableau IV.4: Variation des différents paramètres de voussoir.	42
Tableau V.1: Valeur de coefficient a_1	47
Tableau V.2: Valeurs de la charge $A(L)$ pour chaque cas.....	48
Tableau V.3 : Les différents efforts pour le cas le plus défavorable	49
Tableau V.4: Valeurs de coefficient bc	51
Tableau V.5: Valeurs de bt	53
Tableau V. 6: Coefficients de majorations dynamiques pour la travée de rive	56
Tableau V. 7: Coefficients de majorations dynamiques pour la travée centrale	57
Tableau V.8: Coefficients de majorations dynamiques pour la travée de rive + centrale.....	57
Tableau V.8: Coefficients de majorations dynamiques pour la travée de rive + centrale	57
Tableau V.10: Valeurs des coefficients de majoration	59
Tableau V.11 : les différentes combinaisons de charges selon RCPR	59
Tableau VI.1 : Effets des charges sur la console.....	65
Tableau VI.2: tableau de moments sous les différentes combinaisons	67
Tableau VII.1: les caractéristiques mécaniques des câbles de précontrainte	71
Tableau VII.2: la détermination du nombre des câbles de fléau	74
Tableau VII.2: la détermination du nombre des câbles de fléau	74
Tableau VII.3: Nombre de câbles arrêtés par voussoir.....	75
Tableau VII.4: détermination des équations du tracé en élévation	79
Tableau VII.5: détermination des paramètres avec équations du tracé en élévation.....	83
Tableau VII.6 : les câbles de continuités en charge de la travée centrale.....	85
Tableau VII.8: câbles de continuité en charge de la travée de rive.....	89
Tableau VII.9: Nombre de câbles de par voussoir de la travée de rive.....	89
Tableau VII.10: Vérification des contraintes en phase de construction.....	92
Tableau VII.11: Vérification des contraintes en service de la travée centrale à vide.....	93

Tableau VII.12 : Vérification des contraintes en service de la travée centrale en charge	...93
Tableau VII.13: Vérification des contraintes en service de la travée de rive à vide.....	94
Tableau VII.14: Vérification des contraintes en service de la travée de rive en charge.....	94
Tableau VII.15: Pertes dues aux frottements.....	97
Tableau VII.16: Pertes dues au recul à l'ancrage	98
Tableau VII.17: Pertes par relaxation des câbles.....	101
Tableau VII.18: Récapitulation de différentes pertes.....	102
Tableau VII.19: Vérifications des contraintes de la travée de rive.....	105
Tableau VIII-1 : Combinaisons de charges étudiées en flexion transversale.....	109
Tableau VIII-2 : valeurs des moments et des efforts normaux du voussoir sur pile.....	110
Tableau VIII-3 : valeurs des moments et des efforts normaux du voussoir sur culée.....	110
Tableau VIII-4 : Vérification de l'effort tranchant (voussoir sur pile).....	111
Tableau VIII-5 : Vérification de l'effort tranchant (Voussoir sur culée).....	111
Tableau VIII-6 : ferrailage de la dalle supérieur du voussoir près de la pile.....	114
Tableau VIII-7 : ferrailage de la dalle inférieur du voussoir près de la pile.....	115
Tableau VIII-8 : ferrailage de l'âme du voussoir près de la pile.....	115
Tableau VIII-10 : ferrailage de la dalle inférieure du voussoir près de la culée.....	116
Tableau VIII-11 : ferrailage de l'âme du voussoir près de la culée.	117
Tableau IX.1 : Les réactions Max au niveau des culées.....	121
Tableau IX.2 : Tableau récapitulatif des efforts dynamiques (MN).	126
Tableau IX.3: Tableau récapitulatif des efforts statique (t).....	127

INTRODUCTION

Introduction générale :

Un Pont est une construction permettant de franchir un obstacle ou une brèche (cours d'eau, route, voie ferrée) entre deux points. En général, un pont soutient une voie de circulation. Il peut également supporter des canaux ou conduites d'eau : il s'agit alors d'un aqueduc. Un viaduc est un ouvrage routier ou ferroviaire de grande longueur, constitué de travées et permettant le franchissement à grande hauteur d'une brèche.

Et pour cela et avec toute cette variation des types d'ouvrages, la conception de ces derniers reste la phase la plus importante pour un ingénieur.

Dans le cadre du développement économique, l'Algérie a lancé un programme national pour réaliser une nouvelle autoroute qui comprend plusieurs ouvrages d'arts avec des nouvelles techniques et méthodes de réalisation ; un de ces ouvrages nous a été proposé comme sujet de fin d'étude pour nous permettre d'améliorer nos connaissances.

Ce mémoire de fin d'étude consiste à faire la conception et l'étude d'un pont implanté à la commune de Draa El-Mizan sur la RN25.

Nous allons traiter les principales étapes de l'étude d'un pont en commençant par la conception générale, une fois que les variantes ont été définies et analysées, nous allons retenir la variante la plus avantageuse pour dimensionner et étudier d'une manière profonde notre ouvrage choisi.

CHAPITRE I

Description du projet

Chapitre I: Description du projet

I.1: Cadre général :

Notre ouvrage se trouve dans le nouvel axe autoroutier RN25 (la nouvelle pénétrante qui relie la wilaya de Tizi-Ouzou à celle de Bouira) de PK18+040 au PK18+293. Il traverse une très profonde brèche dans le point profond arrive jusqu'à 68m.

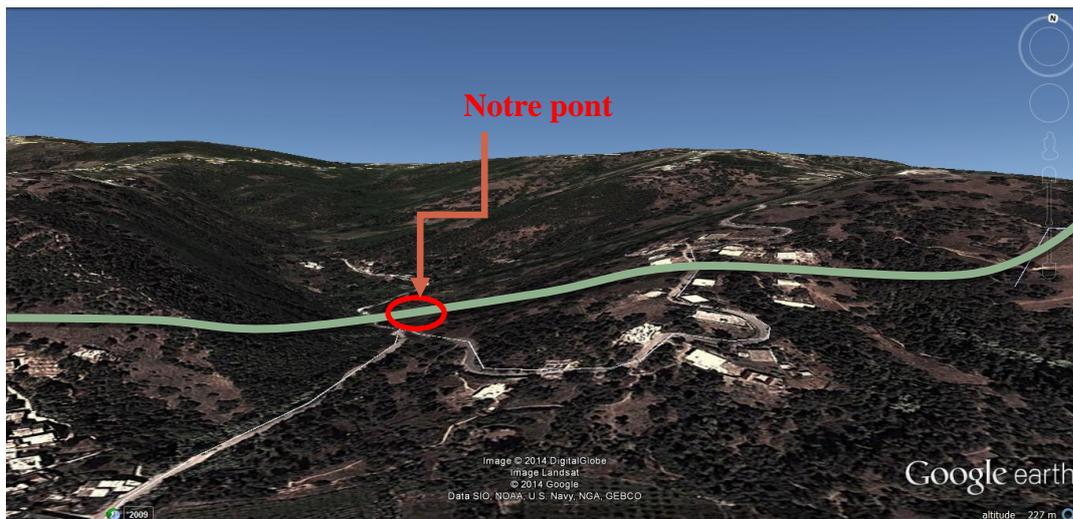


Figure I.1: Vue Google earth de la situation de l'ouvrage.

❖ Opportunité du projet :

Vu la nature du terrain, il est nécessaire de réaliser un viaduc pour assurer la continuité et la fluidité de cet axe autoroutier dans une région connue par son terrain accidenté et vallonné.

I.2: Recueil des données :

La conception d'un pont est conditionnée par un certain nombre de données et de contraintes. Elles sont deux types :

- Contraintes ou données naturelles qu'il est nécessaire de respecter et qu'il n'est pas possible de modifier.
- Contraintes ou données fonctionnelles fixées par le maître d'ouvrage.

Ces contraintes et données doivent être recueillies au démarrage du projet. Un oubli ou une négligence de l'une d'entre elles pourrait conduire à la modification complète du projet.

I.2.1: Les exigences fonctionnelles :

Notre pont est un ouvrage droit, franchit une vallée profonde sur une longueur totale plus de 253m et il a une déclivité longitudinale de 1.92%.

I.2.1.1: Tracé en plan :

Le tracé en plan, montre deux ouvrages parallèles (deux ponts jumeaux d'une chaussée unidirectionnelle) qui sont projetés, et l'objet de notre travail de fin d'études étant la conception et l'étude de l'un d'entre eux. L'image suivante illustre le tracé en plan.

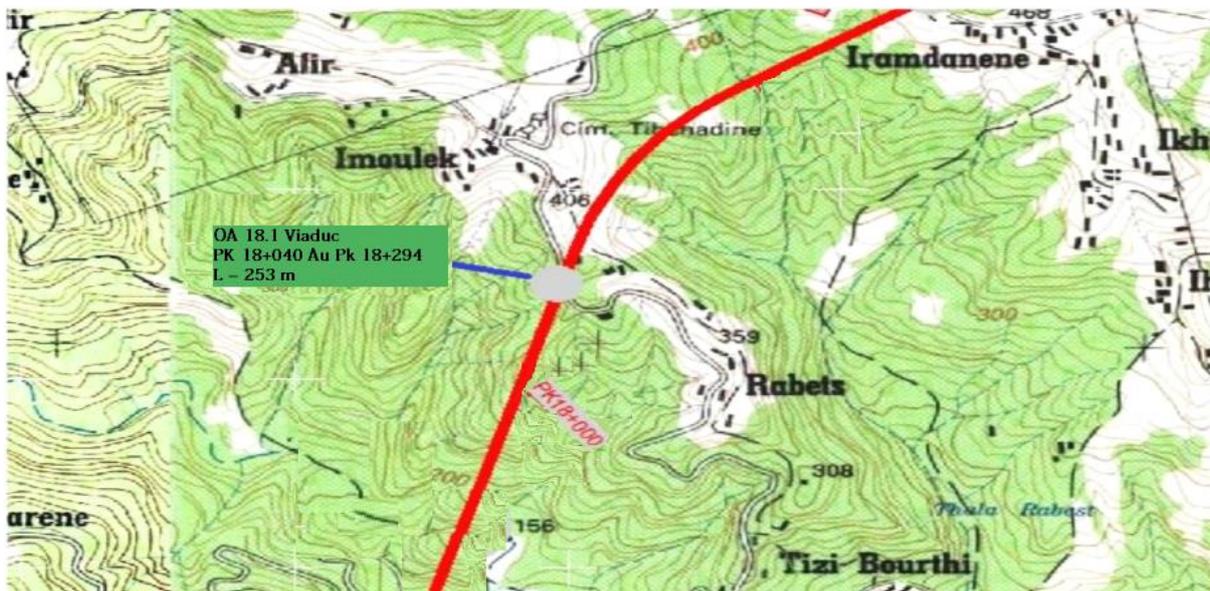


Figure I.2 : Tracé en plan d'un tronçon de la rocade sur une carte d'état-major.

I.2.1.2: Profil en long :

Le profil en long est la ligne située sur l'axe de l'ouvrage, définissant en élévation du tracé en plan. Longitudinalement, le tracé de la voie routière bidirectionnelle présente une pente de 1.92 %, en traversant une brèche très profonde allée jusqu'à 68m. Ci-dessous une figure représentative du profil en long.

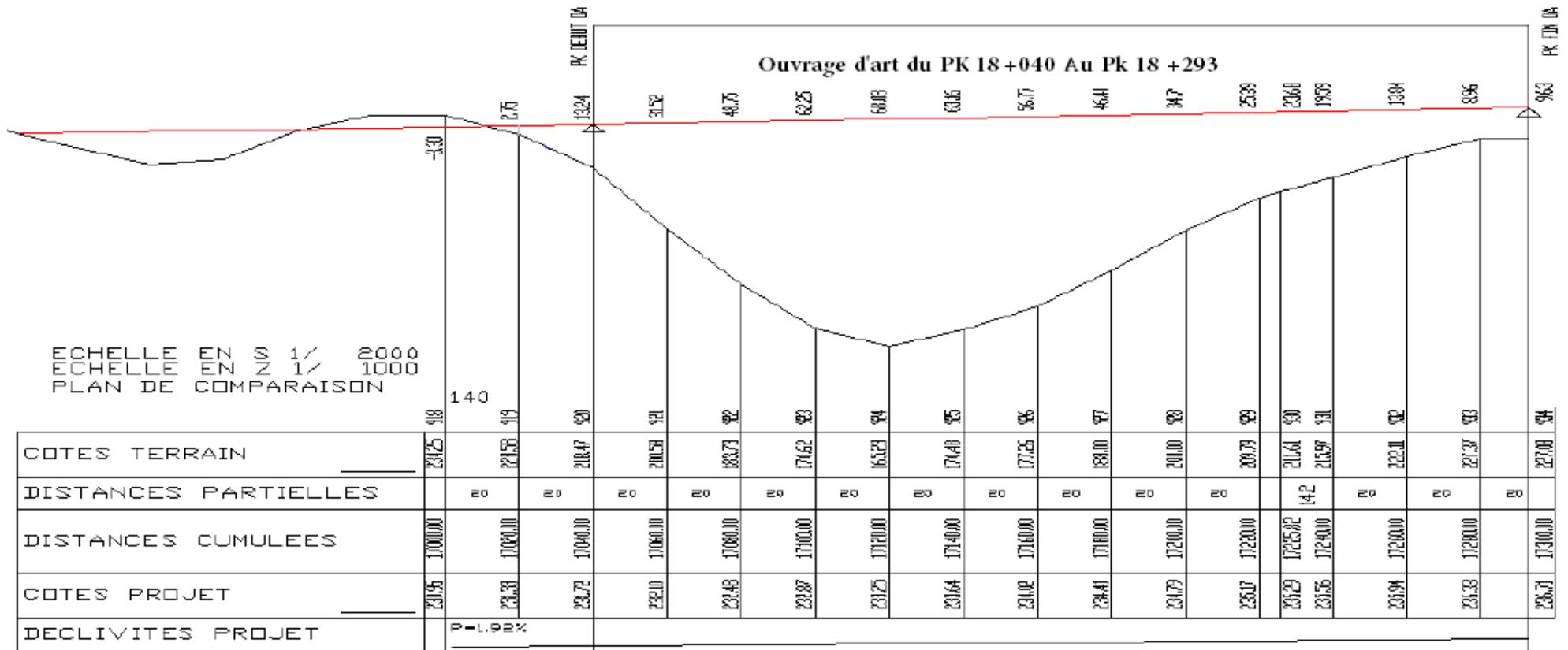


Figure I.3 : profil en long de l'ouvrage

I.2.1.3: 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.

Les caractéristiques du profil en travers de notre ouvrage sont les suivantes :

- Nombre de voies est 3 d'une largeur de 3.5m.
- bande dérasée droite et gauche d'une largeur de 0.5m).
- Largeur roulable est de 11.5m.
- Largeur chargeable est de 10.5m.
- Un divers de 2.5%.
- Deux trottoirs de largeur 1 m droit et de 0.5m gauche.

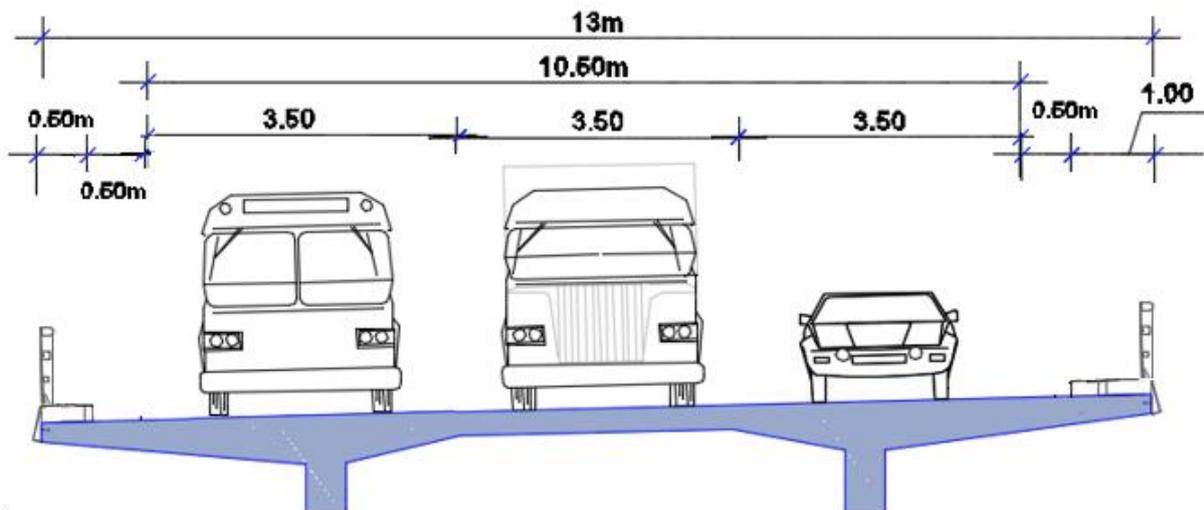


Figure I.4 : profil en travers de l'ouvrage

I.3: Les exigences naturelles :**I.3.1: Données géotechniques :**

C'est l'ensemble des données concernant la nature du sol, appelé à constituer l'assise des fondations ainsi que le niveau de la nappe phréatique. La connaissance de ces données est souvent déterminante dans le choix du type d'ouvrage et du type de fondations.

** Carottage et prélèvement de l'échantillon:

L'action mécanique de carottage est réalisée en quatre phases principales : descente, fonçage, accouplement, remontée, à une profondeur importante.

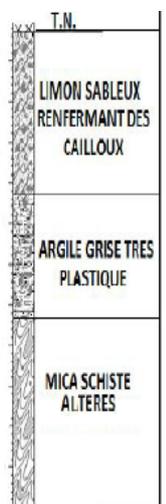


Figure I.5 : Rapport de sondage géotechnique

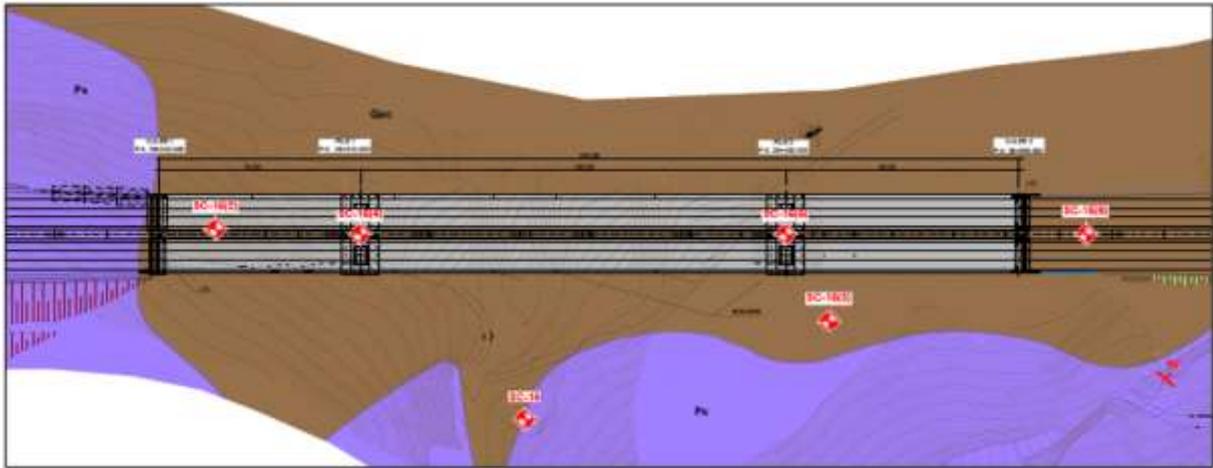


Figure I.6 : Vue en plan de la structure

Pour notre cas : le rapport géotechnique a révélé que le sol de surface est d'une portance insuffisante, des **Mica schistes altérés**, d'où la préconisation des pieux pour l'ensemble des appuis (piles et culées).

** Essais Préssiométriques :

Le module pressiométrique « E » qui définit le comportement pseudo-élastique du sol, varie de 275,20 bars a 2 m jusqu'à 2512.03 bars a 21m de profondeur.

La pression limite « PL » qui définit la résistance du sol a la rupture, varie de 11 bars à 2,00 m jusqu'à 47 bars à 21 m de profondeur.

I.3.2: Données géologiques :

Concernant la géologie, on se base à la fois sur la visite de site, et le regard des cartes géologiques de la région d'étude. On remarque que la zone de notre ouvrage traverse des terrains constitués essentiellement de sols rocheux (schistes, gneiss, marbre et grés).

I.3.3: Données topographiques :

A partir le levé topographique, on peut constater que notre site est plus ou moins accidenté à relief vallonné, dont les cotes de projet varie de 165 m à 228 m.



Figure I.7 : Images de levé topographique

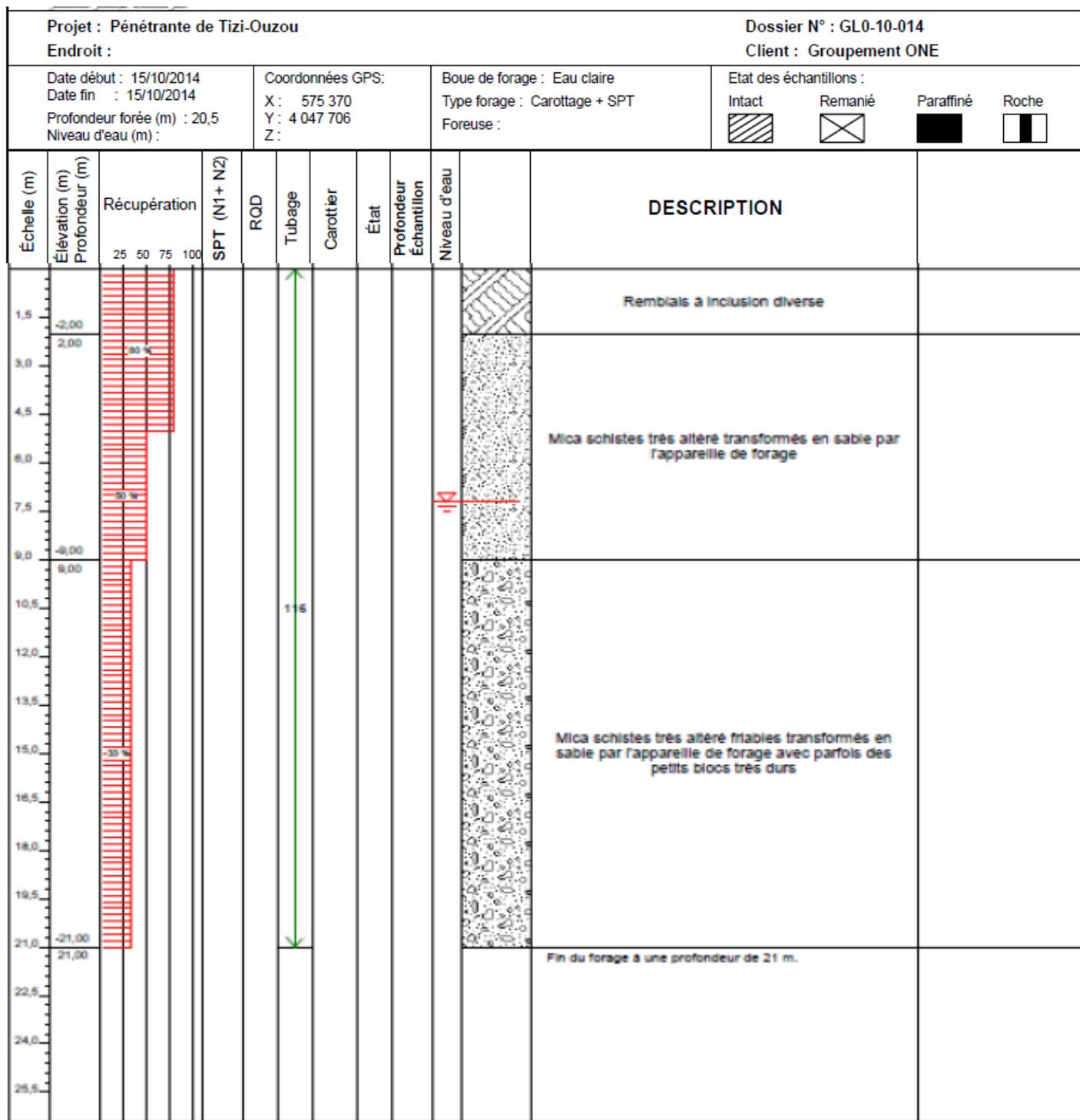


Figure I.5 : Rapport de sondage géotechnique

I.3.4: Données sismologique :

La région de Draa El Mizan est située dans la zone **IIa**, zone de moyenne sismicité. La conception et la réalisation des ouvrages projetés devront tenir compte de la sismicité de la région et de la classe du pont, selon le RPOA¹.

Cette région est caractériser par :

- Coefficient d'accélération de zone : $A=0.25$.
- Catégorie du site : S3
- Coefficient sismique : $K_H=A$.

$$K_V=0.3 K_H.$$

- Groupe d'ouvrage : groupe 2 (pont important)

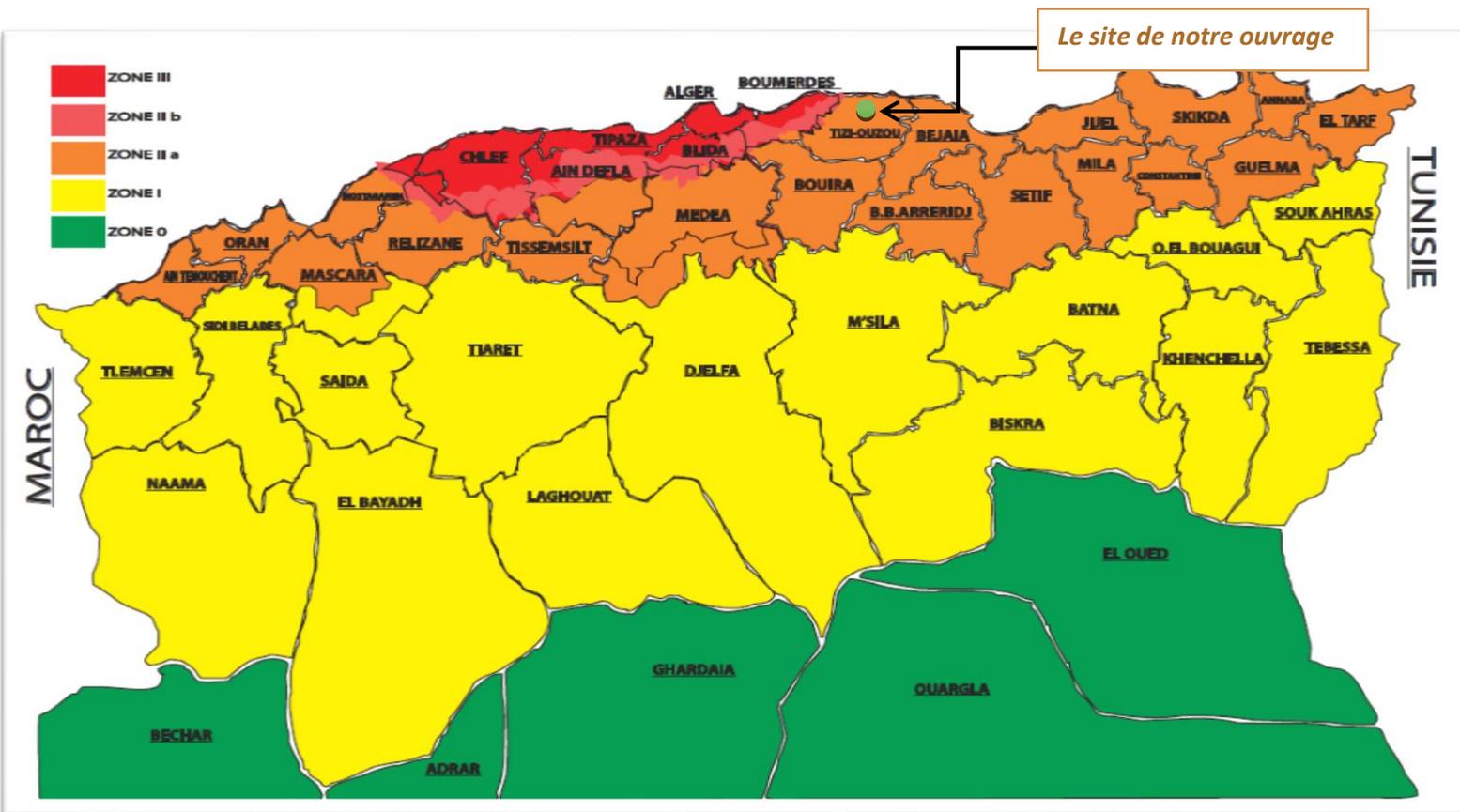


Figure I.8 : Carte nationale de zonage sismique extraite de RPOA 2008

¹Le Règlement Parasismique Algérien des Ouvrages d'Art version : 2008.

I.3.5: Données climatiques :

➤ Actions du vent :

Selon le RCPR², les efforts engendrés sont introduits dans les calculs comme des pressions horizontales statiques appliquées aux surfaces frappées. Leur intensité varie entre :

- 2.00 KN/m² pour les ouvrages en services ;
- 1.25 KN/m² pour les ouvrages en cours de réalisation.

Et elles ne sont pas cumulables au niveau des justifications avec les charges d'exploitation.

➤ Actions thermiques :

Lors des calculs, on prend en considération la variation de température uniforme, qui est donnée par le RCPR, en Algérie du nord (climat tempéré) entre +35°C et -15°C.

Et aussi le gradient thermique qui est donné par le tableau ci-dessous, après avoir défini le type du pont à étudier.

	En phase de construction	En service
	Gradient (°C)	Gradient (°C)
Type1 (tablier métallique)	±18	±10
Type2 (tablier mixte)	±15	±8
Type3 (tablier béton)	±12	±7

Figure I.9 : Gradient thermique.

➤ Neige :

Malgré ça nature montagneuse, on remarque que cette région n'est pas neigeuse. Par contre elle est connue par sa pluviométrie en hiver. pour cela les effets de la neige ne sont pas pris en considération dans le calcul des ponts mais ils peuvent intervenir dans certains cas particuliers (ouvrage en phase de construction).

²Règlement définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.

Chapitre II: Caractéristiques des matériaux :

Introduction :

La conception et le calcul d'un pont sont généralement conditionnés par le choix et la qualité des matériaux de construction, donc notre travail dans ce chapitre consiste à donner les caractéristiques du béton, les aciers actifs, passifs et aciers de la charpente métallique de construction en relation directe avec le calcul à venir.

II.1: Béton :

Le béton est un mélange, dans des proportions convenables du ciment, du sable, du gravier et de l'eau, le matériau ainsi résiste beaucoup mieux à la compression qu'à la traction.

Le béton précontraint ne diffère pas beaucoup de celui destiné au béton armé, sauf qu'on l'utilise sous des contraintes plus élevées, et

II.1.1: Dosage :

Le dosage du ciment est de l'ordre de 400 à 450 kg/m³ CPA 325, avec un contrôle strict.

II.1.2: La densité :

La masse volumique de béton armé $\gamma = 2.5 \text{ t/m}^3$.

II.1.3: La résistance à la compression et à la traction

La résistance à la compression varie avec l'âge j du béton, dans les calculs, on se réfère habituellement à la résistance à 28 jours d'âge, dite valeur caractéristique requise ; celle-ci est notée « f_{c28} », elle est choisie à priori compte tenu des possibilités locales et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte.

La résistance caractéristique à la traction à j jours se déduit conventionnellement par la relation : $f_{tj} = 0.6 + 0.06 * f_{cj} \text{ (MPa)}$ (B.A.E.L 91-REV99)¹.

Béton de la superstructure: $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$, donc pour la contrainte de traction $f_{t28} = 0.6 + 0.06(35) = 2.7 \text{ MPa}$

Béton de l'infrastructure : $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$, donc pour la contrainte de traction $f_{t28} = 0.6 + 0.06(27) = 2.22 \text{ MPa}$

¹ Le fascicule de calcul de Béton Armé aux Etats Limites publié en 1991 et révisé en 1999.

CHAPITRE II

Caractéristiques des
matériaux

II.1.4: Contraintes admissibles**II.1.4.1: Contraintes ultimes de compression ELU.**

C'est une valeur fixée à l'avance et ne peut pas être dépassée en aucun points de l'ouvrage

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

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression à 28 jours

γ_b : Coefficient de sécurité :

- ✓ $\gamma_b = 1.5$ situation durable ou transitoire.
- ✓ $\gamma_b = 1.15$ situation accidentelle.
- ✓ θ : coefficient fixé à 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24h, à 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1h.

II.1.4.2: Contrainte limite de service ELS

La contrainte admissible de compression du béton est calculée avec l'expression suivante :

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{28}$$

II.1.5: Module déformation longitudinale du béton

Le module de déformation longitudinale pour le béton est « E_{ij} », il est défini par les règles B.A.E. L comme suite :

- Module de déformation instantané du béton

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)}, \text{ pour une durée d'application inférieure à 24 heures}$$

- Module de déformation sous chargement de longue durée

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)}$$

II.1.6: Module Déformation transversale du béton

Elle est donnée par la formule suivante :

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

II.1.7: Coefficient de poisson

Pour les calculs du béton précontraint, le coefficient de poisson ν prend les valeurs suivantes :

$$\nu = \begin{cases} 0.2 & \text{pour un béton non fissuré à l'ELS} \\ 0 & \text{pour un béton fissuré à l'ELU} \end{cases}$$

II.2: Aciers :

Les aciers utilisés dans les ponts sont de trois natures différentes, aciers actifs, passifs et aciers de la charpente métallique.

II.2.1: Aciers passifs :

Les armatures passives sont des armatures comparables à celles du béton armé (les armatures passives ne sont tendues que sous les sollicitations extérieures).

II.2.1.1: Limite élastique :

Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence de classe Fe E40 type 1, leur limite élastique est égale 400 MPa.

Dans les calculs relatifs à l'ELU, on introduit un coefficient γ_s :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1 & \text{situation accidentelle} \\ 1.15 & \text{situation durable ou transitoire} \end{cases}$$

II.2.1.2: Contraintes limites à la traction à l'état limite de service (ELS) :

Fissurations peu nuisibles $\sigma_s \leq f$

Fissurations préjudiciable : $\sigma_s = \min (2/3 f_e ; 110 \sqrt{n f_{tj}})$ MPa

Fissurations très préjudiciable : $\sigma_s = \min (1/2 f_e ; 90 \sqrt{n f_{tj}})$ MPa

$$\begin{cases} n=1 & \text{treillis soudés et nouds lisses} \\ n=1.6 & \text{aciers à haute adhérence} \end{cases}$$

II.2.1.3: Diagramme contraintes déformations :

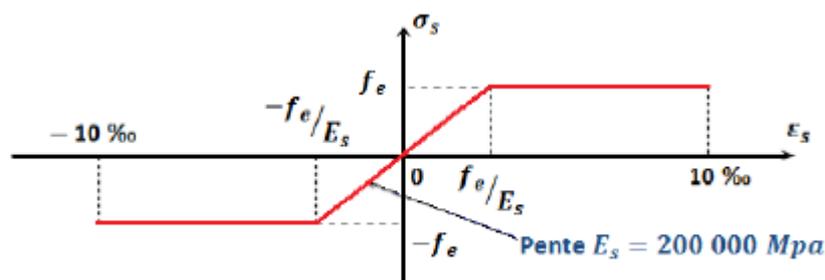


Diagramme II.1: Diagramme contraintes déformations

II.2.2: Aciers actifs :

Les armatures actives sont des armatures en acier à haute résistance qu'on utilise pour les constructions en béton précontraint. Les armatures actives de précontrainte sont sous tension même sans aucune sollicitation extérieure. Ils sont classés par catégories : fils, barres, torons.

La précontrainte initiale à prendre en compte dans les calculs est donnée le BPEL² par la formule suivante :

$$\sigma_{p0} = \min (0,8f_{prg} \text{ OU } 0,9 f_{peg})$$

f_{prg} : La limite de rupture garantie de l'acier de précontrainte.

f_{peg} : La limite d'élasticité de l'acier de précontrainte.

II.2.2.1: La limite élastique :

Comme ces aciers n'ont pas de palier de plasticité, on définira la limite élastique comme étant un allongement résiduel de 0,1%. La limite élastique conventionnelle des aciers représente 89% de la résistance garantie à la rupture.

II.2.2.2: Module de YONG :

Le module d'élasticité longitudinal « E_p » des aciers de précontrainte est pris égale à :

- 200000 MPa. Pour les barres et fils.
- 190000 MPa pour les torons.

Concernant notre ouvrage, les aciers utilisés pour la précontrainte sont des aciers à très haute résistance qu'on appelle aciers durs et qui ont la plus forte teneur en carbone. Alors on utilise des câbles 19T15s car ce type de câbles est réservé aux ouvrages des grandes portées comme le cas de notre pont

II.2.2.3: Caractéristiques des câbles ³:

- Unité de précontrainte : 19 torons.
- Poids de 1T15s =1,18 kg/m.
- Section de 19T15s =2850 mm².
- Force maximale au vérin = 241,3 kN.

² Béton Précontraint à l'Etat Limite.

³ Selon le système FREYSSINET

- Forces garanties : $f_{peg} = 1660 \text{ MPa}$.
 $f_{prg} = 1860 \text{ MPa}$.

II.2.2.4: La valeur max de la tension à l'origine :

$$\sigma_{p0} < \text{Min}(0.8f_{prg} ; 0.9f_{peg})$$

Alors :

$$\sigma_{p0} < \text{Min}(1488 ; 1494) = 1488 \text{ MPa}$$

II.3: Acier de la charpente métallique :

Les aciers utilisés pour la réalisation des poutres principales, les entretoises, des diaphragmes de pile et de culée, des raidissements transversaux, des plaques, des remplissages de liaison, présentent les caractéristiques suivantes :

Type de profile	Type d'acier	Limite élastique F_y (Mpa)	Limite à la rupture F_u (Mpa)
Tôle et plaque ($e_p \leq 40\text{mm}$)	S355	355	510
Tôle et plaque ($40\text{mm} \leq e_p \leq 100\text{mm}$)	S355	355	500

Tableau II.1 : Caractéristiques de la résistance de l'acier de la charpente

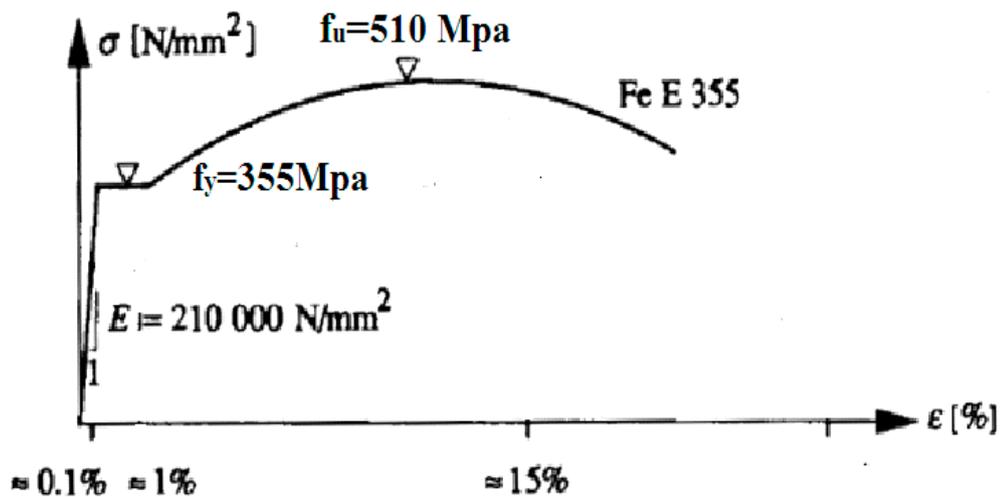


Diagramme II.2 : Diagramme contrainte-déformation pour l'acier de la charpente

CHAPITRE III

Conception générale de
l'ouvrage

Chapitre III: Conception générale de l'ouvrage.

Introduction :

La conception d'un pont est une démarche itérative dont l'objectif est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage projeté vis-à-vis de l'ensemble des contraintes à respecter et des types de ponts à envisager, afin de faire le choix du type de pont le plus approprié.

La solution retenue résulte de l'étude de ces deux ensembles. C'est une opération de synthèse dans laquelle interviennent de nombreux paramètres et qui fait appel au jugement et à l'expérience.

III.1: Critères de choix du type d'ouvrage :

L'objet principale dans cette conception est la proposition de plusieurs variantes peuvent être envisagé tout en suivant certains critères selon :

- la voie portée : pont route, pont rails, aqueducs.....).
- le matériau principal dont ils sont constitués.
- leur structure (voûtes, à poutres, arc, câbles).
- la fonction mécanique : isostatique ou hyperstatique.
- la méthode de construction du tablier.
- la disposition en plan : droits, courbe ou biais.

En respectant certains paramètres intervenant dans le choix :

- Les profils de la chaussée (profil en long, profil en travers, tracé en plan).
- La nature de son sol support.
- Les dispositions possibles des appuis et le nombre.
- Les conditions d'exécutions et d'accès à l'ouvrage.
- Les gabarits du site à franchir.

Et en prenant dans la tête tous ces points, on a opté à proposer trois variantes différentes avec pour chacune un pré-dimensionnement, nous les analysons puis en tirant les avantages et les inconvénients de chacune, afin d'arriver à choisir la solution la plus rentable et avantageuse d'entre elles.

III.2: Propositions des variantes :

On premier lieu on a proposés 3 variantes de conception pour l'ouvrage en question qui sont les suivantes :

- Variante N°01 : Ponts à poutres précontraintes par post-tension
- Variante N°02 : pont mixte.
- Variante N°03 : pont caissons à section variable

III.2.1 Variantes N°01 : Ponts à poutres précontraintes par post-tension

Les ponts à poutres en précontrainte de type VIPP¹ font partie de la famille des ponts à poutres sous chaussée en béton. Le tablier est constitué de poutres longitudinales de hauteur constante, qui sont solidarisiées entre elle par des entretoises et un hourdis de faible épaisseur supportant la chaussée.

Ce type d'ouvrage est adapté au franchissement en viaduc de brèches importantes, en longueur ou ne hauteur, et aux sites difficiles d'accès. Ces viaduc comportent alors des appuis d'une certain hauteur qui découpent la brèche en une succession de travées de longueur égales dégagent les tirant d'air bien proportionnés du point de vue de rapport hauteur/longueur.

III.2.1.1 Implantation de l'ouvrage :

Pour l'implantation de cette variante, on propose à réaliser 7 travées identiques de 35 m.

La longueur totale de pont est de 246.4 m, avec des entretoises dans chaque ligne d'appuis pour permettre le relevage du tablier à l'aide des vérins afin d'en changer les appareils d'appuis, Et pour le système statique de cette variante on propose de mettre des travées isostatiques, et pour limiter le nombre de joints de chaussées, on réalise couramment la continuité de la dalle sous chaussée, par groupe de 2 travées, tout en conservant l'indépendance mécanique de chacune d'elles.

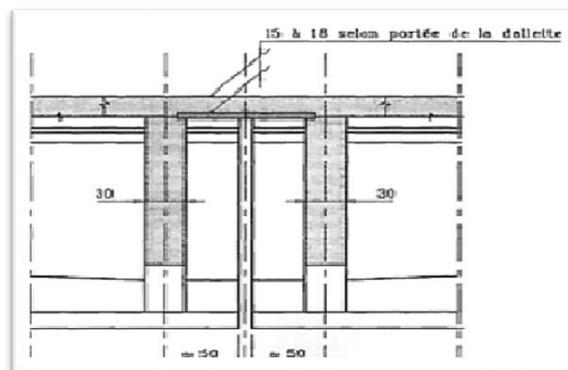


Figure III.1: Principe de continuité apparente de hourdis

¹ Viaduc à travées Indépendantes à poutres précontraintes préfabriquées par post-tension

COUPE LONGITUDINALE

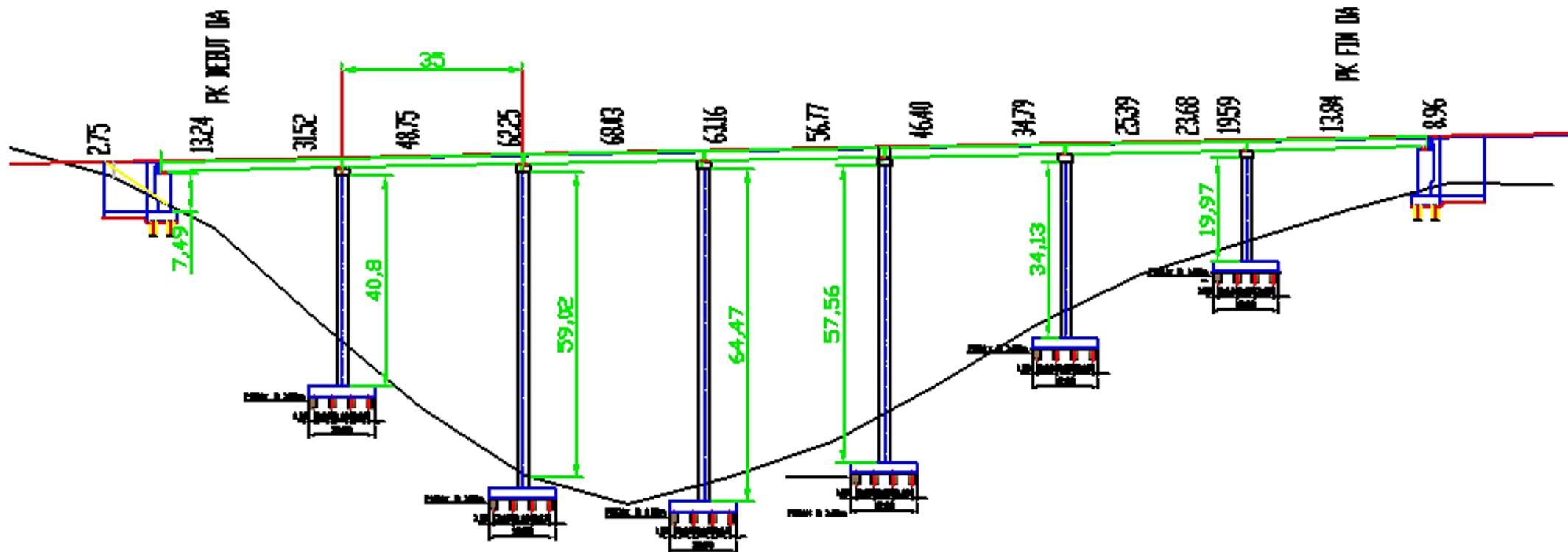


Figure III.2: Coupe longitudinale de la première variante (pont à poutre multiples).

III.2.1.2 Pré-dimensionnement des poutres :

Pour le pré-dimensionnement de pont VIPP on utilise le guide SETRA² :

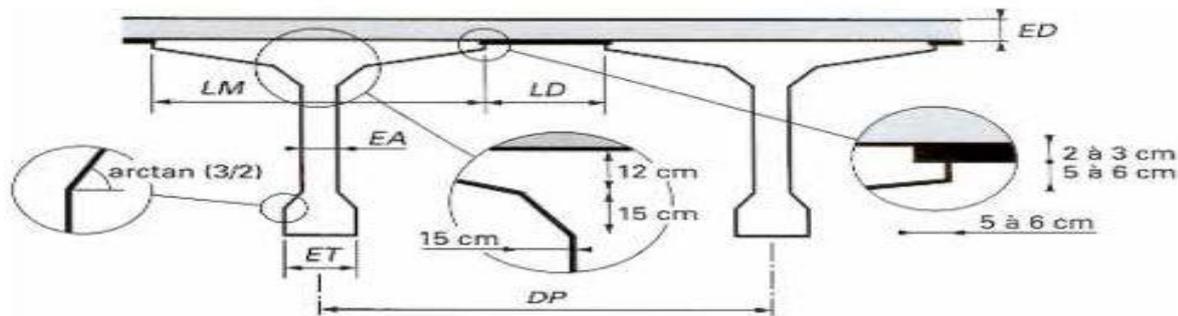
➤ La hauteur de tablier :

L'élanement habituel se situe aux environs entre 1/16 et 1/23 de la portée

$$\frac{L}{23} < H < \frac{L}{16}$$

$$\Rightarrow 1.52 < H < 2.18$$

On opte pour un H=2 m



- DP** distance entre poutres (2,50 à 3,50 m dans les cas usuels)
LM largeur de membrure (1,80 à 2,80 m)
LD largeur de dalle (60 à 100 cm)
EA épaisseur d'âme (30 à 35 cm si coffrage bois, 21 à 24 cm si coffrage métallique)
ET épaisseur du talon (60 à 90 cm)
ED épaisseur de la dalle (18 à 20 cm)

Figure III.3: coupe explicative d'un tablier à poutrelles

➤ Espacement des poutres :

L'espacement des poutres est Dans notre cas égal à 1.83 mètres.

➤ Epaisseur de la dalle :

Epaisseur de la dalle varie généralement entre 18 et 20 cm (d'après le guide SETRA)

Dans notre cas en prend une épaisseur de 20 cm

² Le guide SETRA suivant : Ponts à poutres en béton précontraint par post-tension(VIPP)-guide de conception.

➤ **La retombée des poutres :**

Cette hauteur se déduit directement en tranchant de la hauteur du tablier celle de l'hourdis (table de compression) :

Hauteur poutre = hauteur tablier - hauteur hourdis = $2 - 0.20 = 1.80\text{m}$.

➤ **Epaisseur d'âme EA :**

- Epaisseur des âmes en zone courantes : l'épaisseur de ces âmes peut être réduite au strict minimum et descendre couramment à 20 cm ou 22cm ; on la prend 30cm.
- Epaisseur des âmes en zone d'about : au voisinage des appuis, les âmes sont dimensionnées pour résister à l'effort tranchant donc on le fixe à 50cm.
- La variation de l'épaisseur se fait de manière progressive pour ne pas avoir de concentration de contraintes

➤ **Nombre de poutres (N) :**

$$N = \left(\frac{La}{DP} \right) + 1.$$

N : nombre de poutres.

La : entraxe entre deux poutres de rive

DP : l'écartement entre les poutres

$$\Rightarrow N = \frac{(13-2)}{1.83} + 1 = 7.0.$$

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

➤ **Table de compression :**

- La largeur de table de compression : elle dépend juste de la hauteur des poutres qui est supérieur ou égale à 0.6 fois la hauteur de la poutre donc elle est égale à 1,2m.
- L'épaisseur de la table de compression est entre 10 cm et 15 cm : on la fixe dans la moyen et on le prend 12cm.
- L'épaisseur de la table de compression à la jonction avec le gousset d'âme est majorée par rapport à l'épaisseur de la table de compression d'environ 5cm, donc on la prend 17cm.
- Dimension du gousset de la jonction table de compression et âme est de 25 cm × 15 cm et une inclinaison de 53°.

➤ **Le talon :**

- La largeur des talons est donnée par la formule suivante :

$$b_t = \frac{l L^2}{h_t^2 K} \text{ avec } 1100 \leq K \leq 1300$$

l : largeur du tablier,
 L : portée de la travée,
 h_t : hauteur totale du tablier.

On trouve $3.29 \leq b_t \leq 3.89$ on prend $b_t = 3,8\text{m}$.

Donc la largeur d'un talon est égale à $3,8/7 \approx 0.6\text{m}$ avec 7 le nombre de poutres.

Epaisseur du talon est entre 10cm et 20cm on la prend 15cm.

- Dimension du gousset de la jonction talon et âme est de 23 cm × 19 cm et une inclinaison de 50°.

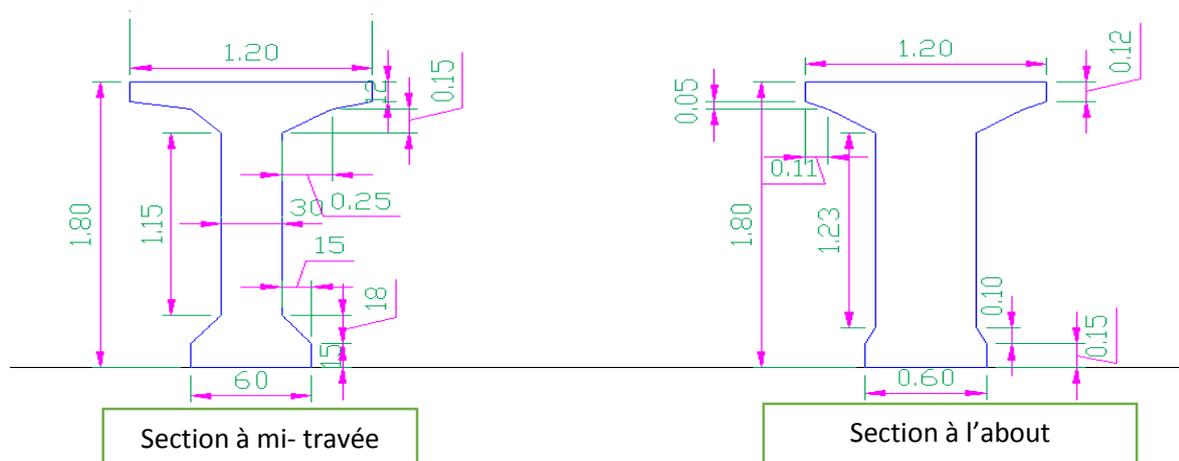


Figure III.4: les différentes sections transversales de la poutre

III.2.1.3 Avantage des ponts a poutres en précontrainte :

- Les avantages de ce type d'ouvrage se résume dans :
- Une grande simplicité de conception est une bonne réutilisation des coffrages.
- Le délai de construction peut être très rapide car les poutres peuvent être préfabriquées et stockées pendant la réalisation des fondations et des appuis.
- La bonne maîtrise de la qualité des poutres préfabriquées.
- Un bon amortissement du matériel de fabrication en choisissant des poutres égales.
- Cout d'entretien relativement faible.

III.2.1.4 Inconvénients des ponts a poutres en précontrainte :

- Les Viaduc à travées Indépendantes à Poutres préfabriquées précontraintes par post-tension (VIPP) présent un inconvénient aux niveaux de talons, ils sont plus comprimés que les membrures supérieures sous les charges permanentes.
- Le risque de fluage différentiel peut provoquer des déformations du tablier vers le haut à long terme.

- Les joints de chaussée qui séparent les travées sont des organes fragiles, qui nécessitent un entretien coûteux.
- Nombre d'appuis est très important et par conséquent le coût total de l'ouvrage.
- Un dispositif nécessaire et spécial pour la mise en place des poutres dans le cas de notre pont.

III.2.2 Variante N° 2 : Pont à poutres mixtes

Les ponts mixtes représentent l'association mécanique entre l'acier et le béton dans le but d'obtenir un tablier résistant. L'acier résistant à la traction sous forme de poutres et le béton à la compression par le biais d'une dalle en béton armé.

Ces deux éléments étant reliés par une connexion mécanique, afin de garantir la compatibilité de leurs déplacements. Les portées économiques de ce mode de construction se situent entre 30 à 110m.

III.2.2.1 Implantation de l'ouvrage

Concernant le profil en long de cette variante, on opte à réaliser un pont contient six (6) travées non identique, 4 travées de 45 m et 2 travées de rives de 37 m, dont la longueur totale est de 254 m. par la suite on préconise de mettre un système hyperstatique, afin de rendre la superstructure comme une seule poutre reposée sur des appuis dans chaque pile.

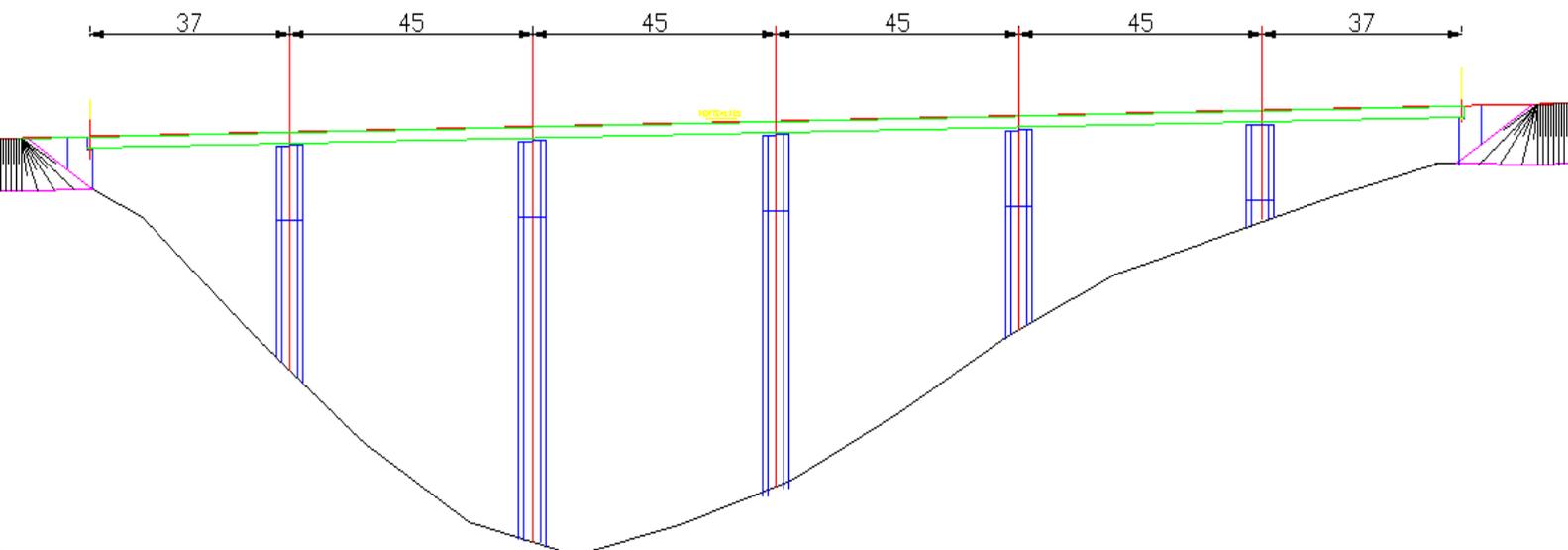


Figure III.5: Coupe longitudinale du pont mixte

III.2.2.2 Pré dimensionnement des poutres :

On va adapter pour cette conception une poutre en I comporte une âme et deux semelles. En partie courante la section est représentée sur le dessin de la figure suivante avec des notations habituelles :

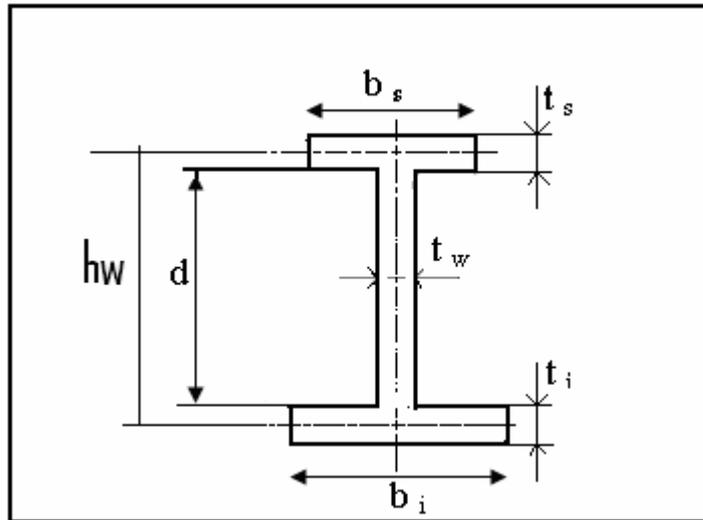


Figure III.6 : coupe transversale de la poutre

On va adopter des poutres de longueur $L=45$ m

- Hauteur d : $d = \frac{L}{25}$, alors $d = 1.8$ m
- Epaisseur t_s (en travée) : $12\text{mm} \leq t_s \leq 40\text{mm}$, alors $t_s = 15\text{mm}$.
- Epaisseur t_s (sur appui) : $20\text{mm} \leq t_s \leq 40\text{mm}$, alors $t_s = 25\text{mm}$.
- Epaisseur t_i (en travée) : $20\text{mm} \leq t_i \leq 40\text{mm}$, alors $t_i = 25\text{mm}$.
- Epaisseur t_i (sur appui) : $30\text{mm} \leq t_i \leq 60\text{mm}$, alors $t_i = 35\text{mm}$.
- Largeur b_s : La largeur b_s de la semelle supérieure et la largeur b_i de la semelle inférieure peuvent être estimées par les formules moyennes suivantes, lorsque La portée L varie de 30 à 100 m :

$$b_s(\text{mm}) = \frac{1}{7}(40L + 1600) = \frac{1}{7}(40 \times 45 + 1600)$$

$$\Rightarrow b_s = 485.71 \text{ mm}$$

Alors on prend : $b_s = 500 \text{ mm}$

- Largeur b_i : $500\text{mm} \leq b_i \leq 1200\text{mm}$, alors $b_i = 600\text{mm}$.
- Détermination de l'épaisseur t_w : L'épaisseur de l'âme, notée t_w , est presque toujours supérieure ou égale à 12 mm afin de limiter le nombre de ses raidisseurs. Dans notre cas, on prend $t_w = 15\text{mm}$.

Voilà une figure illustrative du pré dimensionnement qu'on a fait :

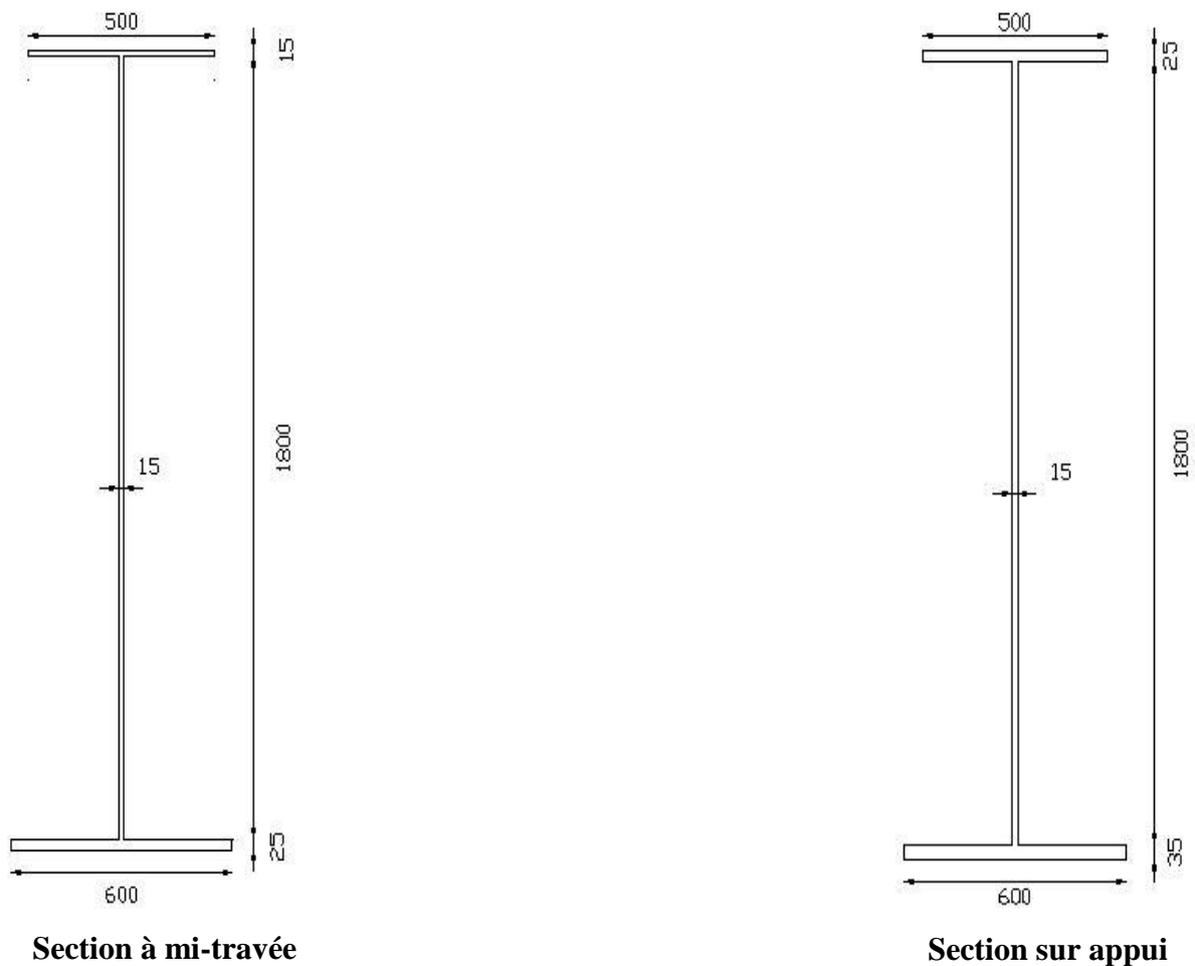


Figure III.7 : les différentes coupes transversales de la poutre

- Nombre de poutres (N) : le nombre de poutres est déterminé par la relation suivante :

$$N = \frac{La}{D} + 1, \text{ avec } D = 4 \text{ m (longueur d'entretoise).}$$

Selon SETRA : Pour des largeurs de tabliers inférieures à 13 ou 14 m, l'écartement des poutres se situe entre 0,50 et 0,55 fois la largeur totale du tablier. Pour notre cas : $La = 8 \text{ m}$.

Donc
$$N = \frac{8}{4} + 1 \Rightarrow N = 3 \text{ poutres}$$

- Epaisseur de la dalle : $20 \text{ cm} \leq e_m \leq 24 \text{ cm}$, alors : $e_m = 22 \text{ cm}$.

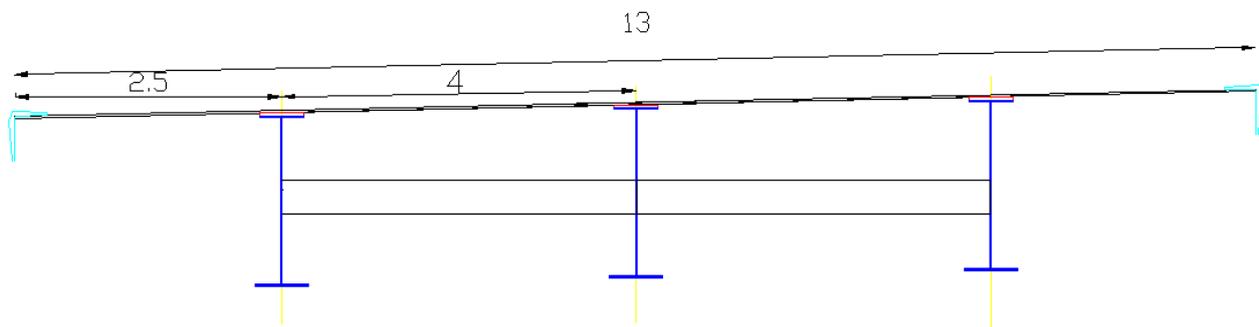


Figure III.8 : coupe transversale du tablier à entrotroises

III.2.2.3 Avantage des ponts mixtes :

- les ponts mixtes sont caractérisés par leur légèreté, alors la diminution des nombres des pieux et aussi des sections des poutres simplifiées
- Les ponts métalliques ont une très bonne résistance à la traction.
- Franchir des portées importante peuvent y aller jusqu'à 110 m.
- Sur le plan esthétique, une bonne symétrie en élévation.

III.2.2.4 Inconvénients des ponts mixtes :

- Le coût est plus élevé.
- Le problème majeur des ponts mixtes est la maintenance contre la corrosion et le phénomène de fatigue dans les assemblages.
- la stabilité de la structure en place doit être vérifiée à tous les stades importants du montage, ainsi qu'un contrôle strict sur le chantier.
- Demande des mains d'œuvre qualifiées (surtout les soudeurs).
- Une petite durée pour effectuer des entretiens périodiques.
- Sensible aux tassements différentiels

III.2.3 Variante N°3 : Pont en béton précontraint construit par encorbellement successifs

La méthode de construction en encorbellement consiste à construire un tablier de pont par tronçons à partir des piles : après exécution d'un tronçon appelé voussoir, on le fixe à la partie d'ouvrage déjà exécutée à l'aide d'une précontrainte. Le tronçon devient alors autoporteur et sert de base de départ à une nouvelle avancée, afin d'obtenir un fléau.

III.2.3.1 L'implantation de l'ouvrage :

Pour cette variante, on opte pour la réalisation de 3 travées, une travée médiane de $L=115$ m et deux travées de rive de même longueur de $0.60 \times L = 69$ m, d'où la longueur est de 253 m. La mise d'un système hyperstatique est nécessaire, afin de l'encastrer au niveau des piles

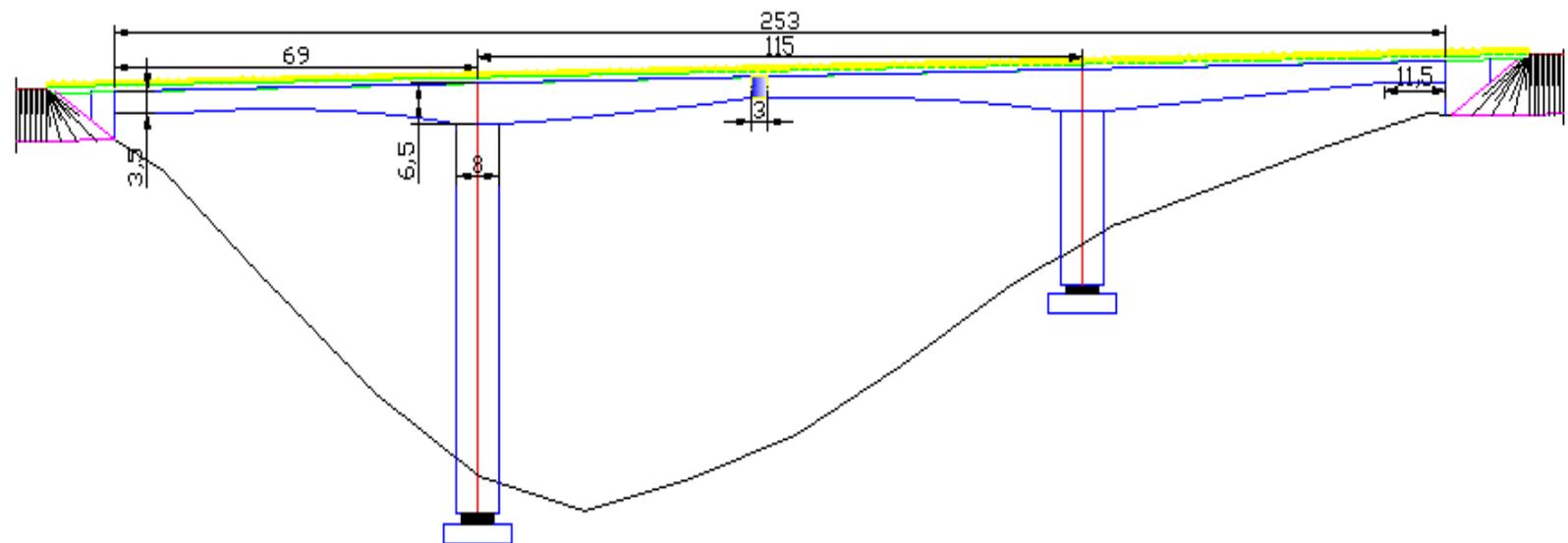


Figure III.9 : Coupe longitudinale du pont construit par encorbellement successif.

III.2.3.2 Pré dimensionnement

On fait pré dimensionnement selon le guide SETRA.

La figure ci-dessous précise les notations qu'on va utiliser pour pré-dimensionner cette Variante :

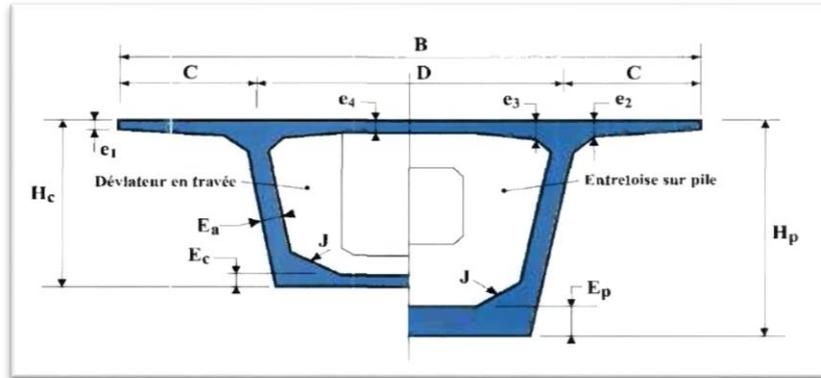


Figure III. 10 : Les dimensions des différents composants de voussoir sur pile et à la clé.

➤ Hauteur du voussoir :

- **Sur pile H_p** : dans le cas courant, la hauteur sur pile est comprise entre $L/16$ et $L/18$, alors $7.18 \leq H_p \leq 6.38$. On prend $H_p = 6.5$ m.
- **Sur culée H_c** : la hauteur du voussoir sur culée est comprise entre $L/30$ et $L/35$, avec un minimum de 2.20 m permettant un cheminement aisé dans le caisson.

Donc $3.83 \leq H_c \leq 3.28$. On prend $H_c = 3.5$ m.

➤ Hourdis supérieur :

Pour une largeur de tablier égal à $B = 13$ m, le choix sera porté sur un caisson simple à deux (2) âmes (monocellulaire). Ces dernières sont implantées au quart de la largeur de caisson. $C = \frac{B}{4}$, donc $C = 3,25$ m.

L'hourdis supérieur est une dalle pleine dont l'épaisseur varie transversalement pour s'adapter aux efforts transversaux à reprendre.

- Son épaisseur en extrémité e_1 dépend du dispositif de retenue choisi (voir le guide SETRA relatif aux barrières de sécurité, alors On prend $e_1 = 25$ cm.
- l'épaisseur e_2 , à l'enracinement de l'encorbellement dépend des équipements et du profil en travers fonctionne, On fixe $e_2 = 45$ cm.
- L'épaisseur à mi- travée e_4 est égale à $D/25$ ou $D/30$. On prend $e_4 = 25$ cm à cause de la compression qui subit l'hourdis supérieur à mi- portée.
- à l'encastrement, la valeur e_3 est estimée en mètre à $e_3 = 0.10 + D/25$, avec $D = B - 2C$, donc $e_3 = 36$ cm. On doit aussi vérifier la relation $e_3 > e_2 - 0.10$ m et $e_3 > 1.5 * e_4$.

Donc on prend $e_3 = 50$ cm.

➤ **L'épaisseur des âmes :**

Les âmes du caisson sont la plupart du temps inclinées car cette disposition facilite le décoffrage et réduit la largeur des têtes de piles. Les parements des âmes sont aussi souvent de meilleure qualité lorsqu'elles sont inclinées. L'inclinaison couramment adopter est comprise entre **10% et 30%**.

L'épaisseur totale Ea des deux âmes peut être estimé à

$$Ea = L/275 + 1.25 \times B/L - 0.125 = 0.43m, \text{ on prend } Ea = 50 \text{ cm}$$

➤ **L'épaisseur de l'hourdis inférieur :**

L'épaisseur sur pile E_p : dépend beaucoup plus de des portées et des largeurs des hourdis, qui varient généralement entre 35 ou 80 cm ou plus. On la fixe **$E_p=85 \text{ cm}$** .

L'épaisseur sur culée E_c : elle doit être aux valeurs suivantes :

$$E_c \geq \max (18 \text{ cm} ; 3\phi ; E_p/3), \text{ alors } E_c=30 \text{ cm}.$$

➤ **Dimensionnement des goussets :**

Gousset supérieur : les dimensions du gousset supérieur sont conditionnées par plusieurs facteurs qui sont en général :

- Leur forme d'entonnoir facilite le bétonnage des âmes.
- Ils abritent les câbles de fléau qui précèdent leur ancrage.

Dans la face extérieure, on lui donne les dimensions suivantes :

100cm×50cm et un angle de **30°**.

Dans la face intérieure, on les fixe à **45cm×45cm** et un angle de **45°**.

Gousset inférieur : son rôle principal est le raccordement mécanique entre les âmes et l'hourdis inférieur et il doit aussi loger les câbles de continuités intérieures. On le fixe à **35cm×35cm** avec un angle de **45°**.

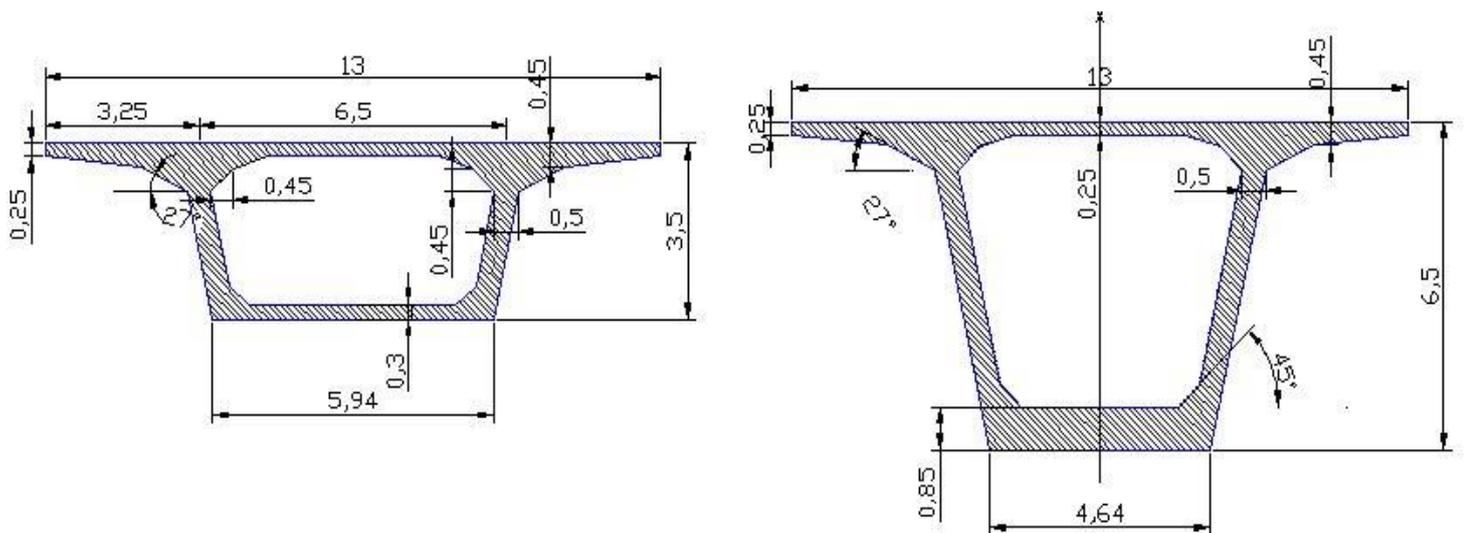


Figure III.11: La coupe transversale de voussoir sur pile et à la culée.

III.2.3.3 Avantage des ponts construits en encorbellement successif :

- Une vallée accidentée et profonde ne peut être franchie facilement, que si on construit notre tablier sans contact avec le sol.
- La suppression des cintres et échafaudages très coûteux vu la grande hauteur de la brèche.
- Réduire le nombre des appuis à réaliser.
- Faciliter la construction du tablier sur le profil en long et le tracé en plan et de lui donner des différentes géométries.
- La technologie des coffrages glissants pour les piles hautes permettent à la construction de devenir économique.
- La construction par éléments de 3 à 4m de longueur permet un bon amortissement des outils de coffrage du tablier.
- Ouvrage élancé ayant une qualité esthétique incontestable.
- Eviter la construction des appuis très large, cas des ponts poutres.

III.2.3.4 Inconvénients des ponts construits en encorbellement successif :

- Le poids est très important, ce qu'il conduit à envisager des appuis et fondations importantes.
- L'ouvrage constitue un système hyperstatique, sensible aux tassements différentiels.
- Le découpage du tablier en petits éléments et la multiplicité des phases de bétonnage qui en résulte favorisent les différences de teinte entre deux voussoirs successifs.
- L'importance des tâches à effectuer in situ tant pour le coulage du tablier que pour l'aménagement aux accès au chantier.
- Le coût est très élevé du fait l'utilisation de nombreux câbles de la précontrainte et des fondations profondes importante.
- L'exécution nécessite une main d'œuvre qualifiée et un matériel adéquat, important.

III.3: Choix de la variante :

Dans le domaine des ouvrages d'art, comme dans bien d'autres domaines, la solution d'un problème n'est pas unique, mais en général un choix plus précis peut être fait, qui doit permettre de fixer définitivement la conception d'ensemble de l'ouvrage, ce choix n'est pas pris au hasard, il doit être étudié avec beaucoup de soin que par des ingénieurs expérimentés, possédant une solide culture technique dans le domaine. Afin de satisfaire certains critères et exigences. Ce que n'est pas le cas pour nous mais on a essayé au maximum de rassembler des informations de différents secteurs (bureau d'étude, entreprise,...).

III.3.1: Les différents critères :

➤ Les efforts dans la structure

- **Variante N°1** : selon le guide SETRA, la réaction d'appuis par poutre varie de 100 à 150 tonnes pour des portées de 30 à 40m, donc les descentes de charges provenant du tablier sont relativement importantes. Toutefois, les piles doivent avoir des dimensions importantes pour pouvoir reprendre des sollicitations importantes. La reprise des efforts n'est pas un réel problème pour la structure.
- **Variante N°2** : Contrairement à la variante N°1, la descente de charges provenant du tablier est moins importante. Mais Les charges dues au trafic routier ou ferroviaire induisent dans les tabliers de ponts des cycles d'intensité et de fréquences élevées, ils sont donc potentiellement susceptibles de s'endommager en fatigue
- **Variante N°3** : Le poids propre important développe des efforts dans la structure d'une intensité très importante qu'il fallait reprendre en utilisant la précontrainte d'une manière très intense.

➤ Les efforts dans les fondations :

- **Variante N°1** : Les fondations sont sollicitées d'une manière très importante à cause du poids très important de l'ouvrage et aussi de la faible portance du sol de fondation (d'après les résultats géotechniques).
- **Variante N°2** : Les fondations sont sollicitées par des efforts très raisonnables à cause de la légèreté de tablier
- **Variante N°3** : Les ponts construits par encorbellement sont beaucoup plus lourds que des ouvrages mixtes, ce qui conduit à des efforts très importants, ce qui implique des fondations importantes.

➤ **L'intégration dans le paysage**

- **Variante N°1** : Le fait d'avoir un très grand nombre de pile dans un site agricole est très pénalisant pour le site et rend vraiment le paysage non agréable.
- **Variante N°2** : De même que la variante N°1
- **Variante N°3** : Le pont construit en encorbellement successif à hauteur variable présente un avantage esthétique que les usages apprécient. La réduction de nombre de piles ramène à créer des ouvertures importantes ce qui donne un paysage harmonique

➤ **Mode de construction** : Pour Le pont construit en encorbellement La construction de piles s'avère un peu facile par rapport aux autres variantes à cause de son nombre diminué Concernant le tablier du pont en encorbellement coulé sur place sans contact avec le sol, présent un avantage très bénéfique par rapport aux autres variantes, dans notre cas ou les conditions de navigation dans le site sont très difficiles et la brèche profonde.

➤ **Le coût global** : La quantité des matériaux utilisés lors de construction est très importante pour les deux premières variantes ; en vue de leur nombre de piles important et haut (6 piles pour la 1^{ère} variante et 5 pour la 2^{ème}). Ainsi, le nombre important des poutres, fondations et pieux. Ils rendent le coût global très important, (voir l'annexe A³), le graphe ci-dessous, résulte d'une analyse superficielle estimative au coût :

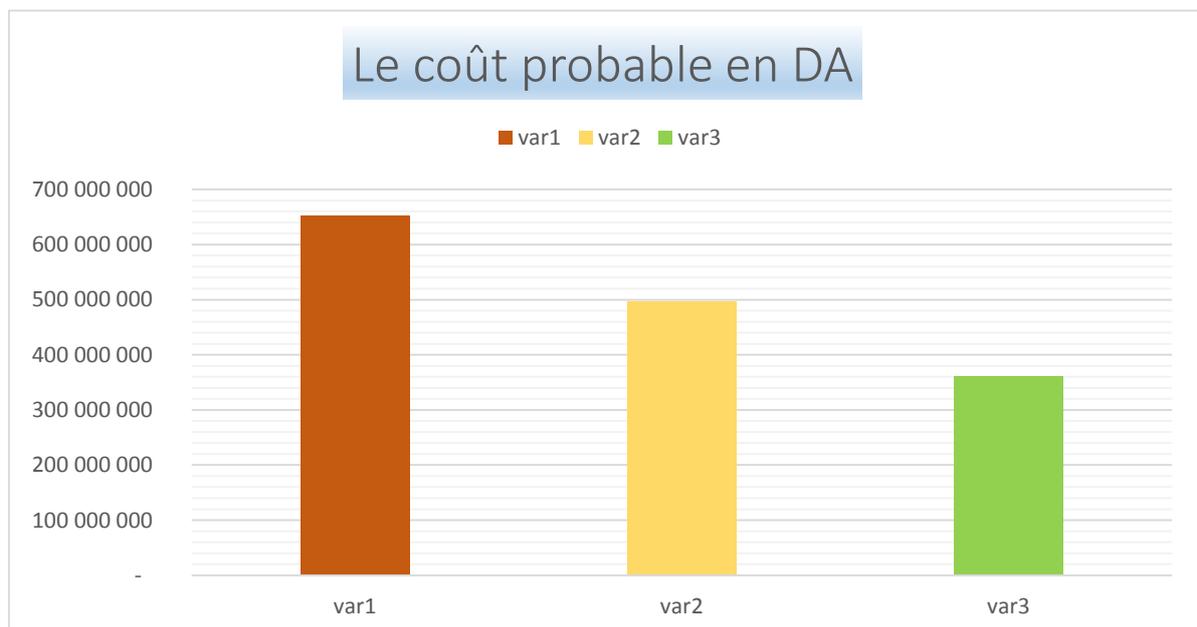


Figure III .12: diagramme au coût des ouvrages

³ Une comparaison superficielle en termes de coût des trois variantes

Tableau de comparaison des variantes proposées :

Après avoir fait la présentation et l'analyse des trois variantes proposées, on passe maintenant à la comparaison pour pouvoir tirer la plus adéquate pour notre site. Et voici un tableau synoptique qui détail en maximum les inconvénients et les avantages de chaque variante suivant les critères qu'on a détaillé précédemment :

Critères Variantes	Coût global de la construction	Efforts dans les fondations	Intégration dans le paysage	Mode de Construction	Entretien
Pont à poutre en béton précontraint	/	/	-	-	/
Pont mixte acier-béton en poutres	-	+	-	!	-
Pont en béton préconstruit construit par encorbellements successifs	+	-	+	+	+

Tableau III.1 : Tableau synoptique de comparaison des variantes

Signification des facteurs de comparaison :

+ : Favorable. **!** : Pas envisageable.

- : Défavorable. **/** : Moyen.

III.4: Conclusion :

Après l'analyse du tableau précédent, la variante retenue est celle construite en encorbellements successifs pour son intérêt esthétique, statique, coût et aussi le plus important son mode de constructions qui s'adapte aux conditions et obstacles de notre site.

Les concepts de cette variante seront traités plus en détail dans les chapitres qui suivent.

CHAPITRE IV

Pré-dimensionnement
détaillé de la variante
retenue

Chapitre IV: Pré-dimensionnement détaillé de la variante retenue**Introduction :**

Après avoir complété le pré-dimensionnement superficiel des trois variantes et enfin arriver à retenir la variante la plus adéquate pour notre site. On doit passer par une étape très importante qui est le pré-dimensionnement détaillé de la variante retenue, qui sera présentée et détaillée dans ce présent chapitre.

La variante obtenue est construite par encorbellement successif des voussoirs.

IV.1 Le procédé d'exécution de la méthode**IV.1.1 Notion historique de la construction par encorbellement :**

L'idée de construire un ouvrage en porte-à-faux à partir de ses appuis n'est pas nouvelle et a germé très tôt dans l'esprit des constructeurs.

Les premiers ponts en encorbellement furent en effet édifiés en bois. César parle dans ses écrits d'ouvrages Gaulois construits avec des troncs d'arbres posés orthogonalement par rangées horizontales, entre les quelle étaient placés des blocs de rocher formant contrepoids. On trouve encore des ouvrages de ce type en Chine, aux Indes et au Tibet. On peut citer le projet d'un pont en bois de 550m de portée établi en 1811 par l'ingénieur américain THOMAS POPE. Il s'agissait d'un arc très surbaissé, encastré sur deux culées en maçonnerie à partir desquelles il était construit en encorbellement par assemblage d'éléments préfabriqués.

Avec l'avènement du pont métallique au début du XIX^{ème} siècle, on retrouve cette idée dans certains ponts construits par voussoirs avec haubanage provisoire ou définitif.

Elle fût également utilisée dans le domaine du béton armé : ce type d'ouvrage ne connut pas un grand développement vue l'encombrement des armatures et fissuration de l'extrados des consoles.

L'apparition de la technique du béton précontraint due à FREYSSINET (1930), allait donner à la construction des ponts par encorbellement successifs une place de choix dans le domaine de portées allant de 70m à 250m.

C'est en 1950 que le docteur FUTERENRALDER qui a conçu le pont sur la LAHN inaugure véritablement la technique de l'encorbellement avec les ouvrages en béton précontraint.

En Algérie le premier pont construit par encorbellement par bétonnage en place des voussoirs est le pont de MASCARA constitué de 03 travées de 55m – 100m – 55m de portées.

IV.1.2 Principe de la construction par encorbellement :

La construction par encorbellement consiste à construire le tablier d'un pont à l'avancement par tranches successives, en faisant supporter à la partie déjà construite le poids propre de la tranche suivante et, le cas échéant, le poids des coffrages ou des appareils permettant son exécution.

Chaque tranche, appelée couramment voussoir, est solidarisée à la précédente, dès qu'elle atteint une résistance suffisante. Elle devient alors autoporteuse et sert de base de départ à une nouvelle avancée.

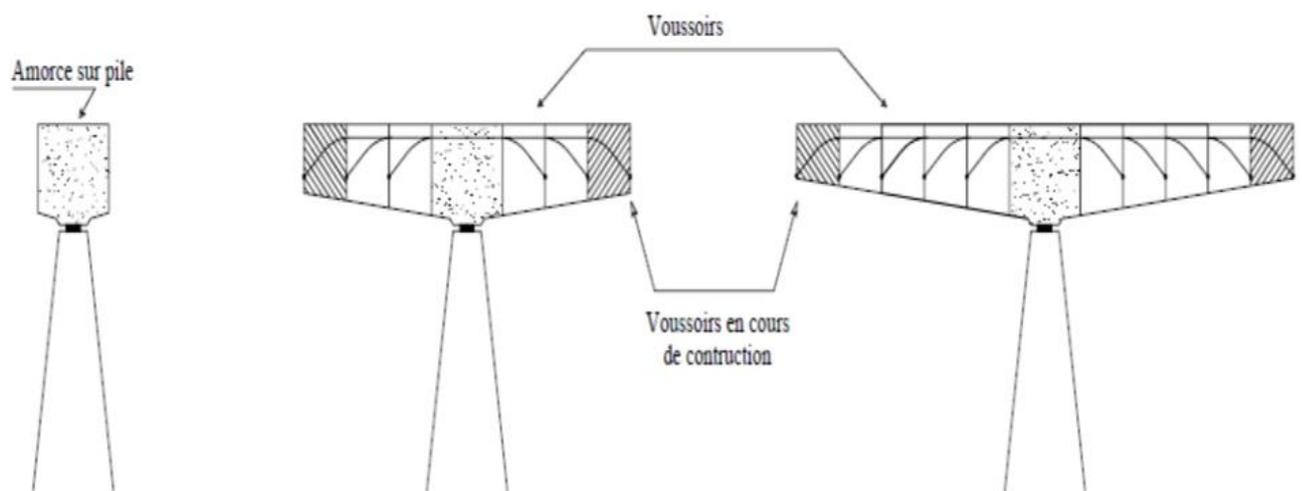


Figure IV.1: Schéma de principe de la construction par encorbellement

La stabilité de la console ainsi constituée est assurée à chaque étape de la construction par des câbles de précontrainte, de longueur croissante, disposés dans la membrure supérieure de la poutre.

Les voussoirs peuvent être bétonnés en place dans des coffrages mobiles. Ils peuvent également être préfabriqués, transportés et mis en place en moyen de dispositifs appropriés.

Si la largeur du tablier ne dépasse pas 13m, c'est la poutre caisson unique à deux âmes de forme classique qui s'impose. Les âmes peuvent être soit verticales soit inclinées. Cette dernière disposition améliore l'aspect architectural et réduit l'importance des fondations au prix d'une complication des équipages mobiles de bétonnage ou des cellules de préfabrication.

Les tabliers dont la largeur est comprise entre 13 et 18m pose un problème particulier. Si l'on écarte la poutre caisson à deux âmes, de grande largeur, la poutre caisson à trois âmes semble théoriquement la mieux adaptée, mais ce type de section présente un bilan économique souvent défavorable dû à la difficulté de conception des équipages mobiles de bétonnage.

IV.1.3 Les méthodes de construction par encorbellement :

Les méthodes de construction par encorbellement sont variées, on peut citer quelques-unes :

VI.1.3.1: Les voussoirs coulés en place :

Ce procédé consiste à couler le béton en place à partir du voussoir de tête de pile coulé en premier, en montant de chaque côté de ce voussoir de tête un équipage mobile permettant de couler successivement et symétriquement les autres voussoirs en porte à faux jusqu' ils rencontrent le fléau voisin ou de la partie coulé sur cintre.



Figure IV.2: Voussoirs coulés en place

VI.1.3.2: Les voussoirs préfabriqués :

➤ Encorbellement par utilisation des poutres de lancement :

Les poutres de lancement sont fabriquées en charpentes métalliques, où les voussoirs sont glissés jusqu'à l'endroit de l'emplacement. C'est la méthode la plus répandue.

➤ **Encorbellement par utilisation d'un portique sur rail :**

Les rails ne reposent pas directement sur les piles, elles glissent sur des poteaux formant un portique, leur objectif est le même que celui de la poutre de lancement.

Le domaine d'application la construction par encorbellement :

Elle couvre couramment les portées de 60m à 150m, mais cette technique peut être employée sans problèmes majeurs jusqu'à 200 m, pour des largeurs courantes

La figure ci-dessous nous montre le domaine d'application des différents procédés de construction des ponts en béton précontraint :

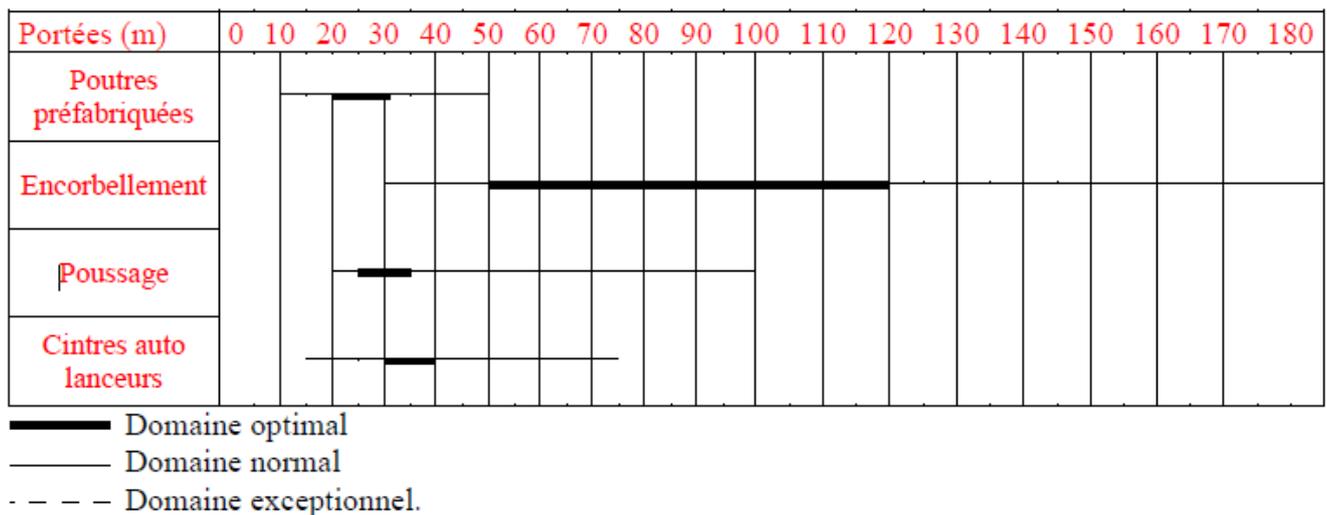


Figure IV.3: Domaine d'application des différents types de ponts

IV.2 La répartition des travées :

Notre pont est constitué de 3 travées, une travée médiane (centrale) de 115 m, et deux travées de rive ont une longueur de 60% de la travée centrale,

Le tableau suivant résume cette répartition :

Travées	Longueur de travée	Longueur cumulé
Travée 1	69 m	69 m
Travée 2	115 m	184 m
Travée 3	69 m	253 m
La longueur totale du pont		253 m

Tableau.IV.1: La répartition des travées de pont

IV.3 Les caractéristiques géométriques du tablier :

Dans ce chapitre nous allons déterminer les différentes caractéristiques géométriques des deux caissons limites (sur pile et à la culé).

On pose :

Y_{Gi} : Ordonnée de centre de gravité de la section « i », par rapport à la fibre inférieure ;

S_i : Aire de la section « i ».

I_{Gi} : Moment d'inertie de la section « i », par rapport à son centre de gravité.

V' : Distance entre le centre de gravité et la fibre supérieure :

$$V' = H - Y_G$$

V : Distance entre le centre de gravité et la fibre inférieure :

- Rendement géométriques de la section :

$$\rho = \frac{I_{yi}}{S \cdot V \cdot V'}$$

- $C = \rho \cdot V$: l'ordonnée (par rapport à G) du point le plus haut du noyau central ;
- $C' = \rho \cdot V'$: l'ordonnée (par rapport à G) du point le plus bas du noyau central ;

IV.3.1 Section sur pile :

Le schéma suivant illustre les différentes caractéristiques géométriques du voussoir sur pile, qu'on a déjà adopté, dans le chapitre conception générale.

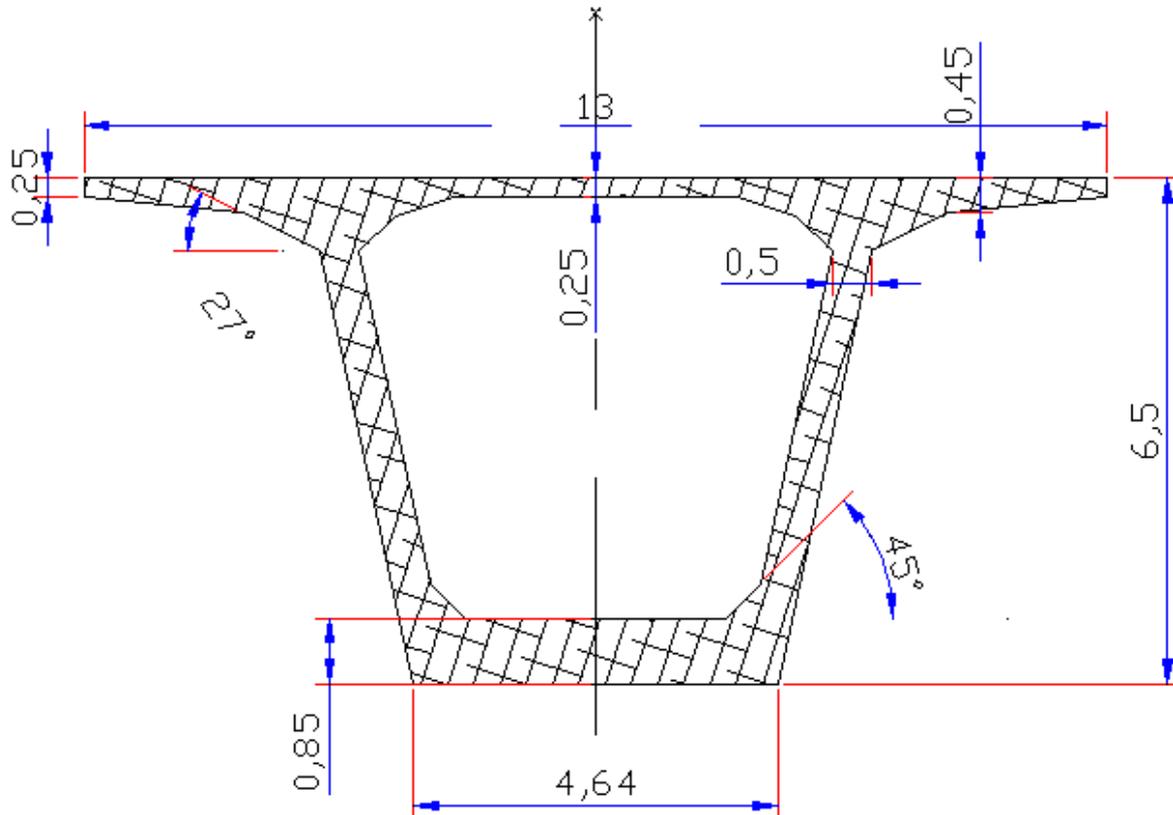


Figure IV.4: Section transversale du voussoir sur pile

Le tableau ci-dessous donne les caractéristiques mécaniques du voussoir sur pile :

Caractéristiques mécaniques	Valeur
A_p	14.82 m ²
I_{Yp}	92.23 m ⁴
$V_p = Y_{Gp}$	2.9m
V'_p	3.60m
ρ_p	0.60
C'_p	1.74 m
C_p	2.16 m

Tableau IV.2: caractéristiques géométriques de la section sur pile

IV.3.2 Section sur culée :

Et de même pour le voussoir à la clef on se contente de donner ces caractéristiques dans la figure suivante :

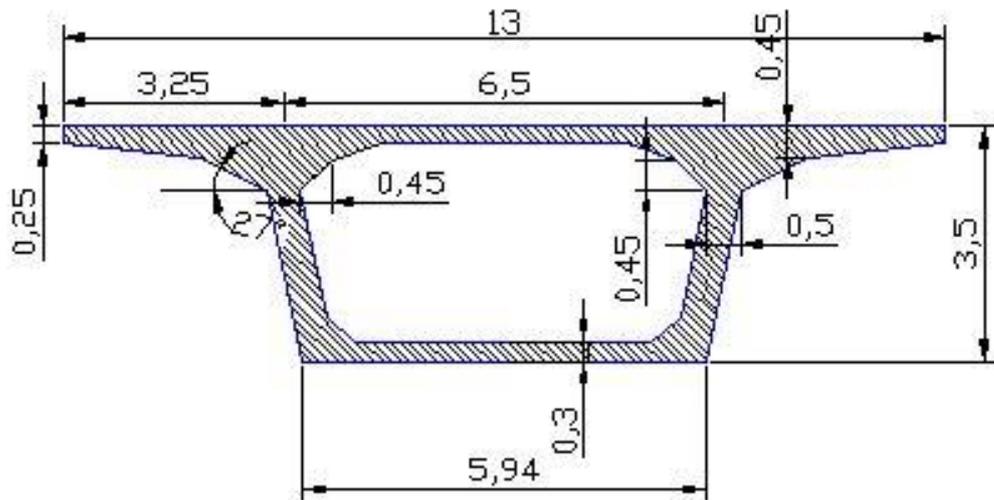


Figure IV.5 : Section transversale du voussoir sur culée

Caractéristiques mécaniques	Valeur
A_c	10.07 m ²
I_{Yc}	16.68 m ⁴
$V_c=Y_{Gc}$	1.28m
V'_c	2.22m
ρ_c	0.58
C'_c	0.74 m
C_c	1.29 m

Tableau IV.3 : caractéristiques géométriques de la section sur culée

IV.4 Les lois de variation des différents paramètres géométriques du tablier :

IV.4.1 Travée de rive :

La travée de rive est construite sur 2 phases, une partie à hauteur constante construite sur cintre et une partie à hauteur variable nécessite la construction par encorbellements successifs. Cette dernière, en général comporte un intrados courbe à variation parabolique.

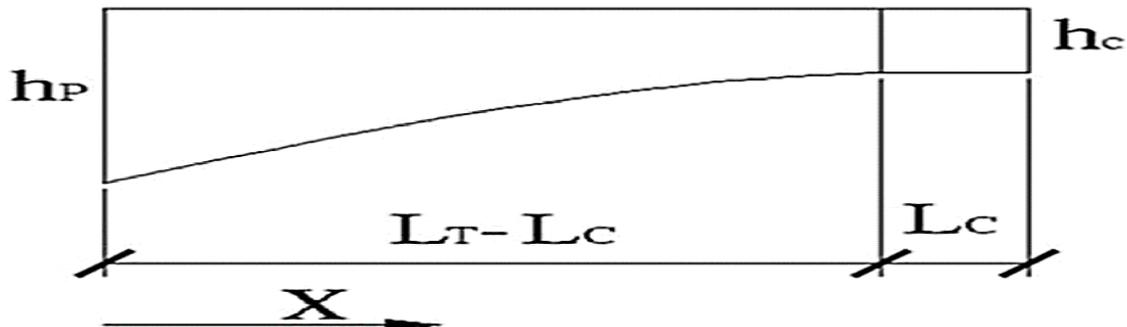


Figure IV.6: Variation parabolique de l'intrados.

L_T : La longueur de la demi-travée – 4 m=69-4=65.

Sachant que :

- ✓ L_C : La longueur de la partie coulée sur cintre=11.5m.
- ✓ la demi-longueur du voussoir sur pile = 4m.

IV.4.1.1: Loi de variation de la hauteur :

On a :

H_P : La hauteur du voussoir sur pile=6.5m.

H_C : La hauteur à la clé =3.5m.

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \text{ Pour } 0 \leq x \leq L_T - L_C \Rightarrow H(x) = ax^2 + bx + c \\ \bullet \text{ Pour } L_T - L_C \leq x \leq L_T \Rightarrow H(x) = H_C \end{array} \right.$$

➤ Détermination des constantes a, b, c :

$$\Leftrightarrow \text{Pour } x = 0 ; H(0) = H_p \Rightarrow c = H_p$$

$$\Leftrightarrow \text{Pour } x = L_T - L_C ; \frac{dH}{dx}(x = L_T - L_C) = 0 \Rightarrow 2a(L_T - L_C) + b = 0$$

D'autre part : $H(L_T - L_C) = H_C$

Donc on a : $(L_T - L_C) 2 + b (L_T - L_C) + H_p = H_c$

Ce qui donne $a = \frac{H_p - H_c}{(L_T - L_C)^2}$ $b = \frac{H_c - H_p}{L_T - L_C}$

Donc : $H(X) = \frac{H_p - H_c}{(L_T - L_C)^2} X^2 + 2 \frac{H_c - H_p}{L_T - L_C} X + H_p$

De la même manière on détermine les coefficients a, b, c pour la section S(x) et le centre de gravité $Y_{G(x)}$ des voussoirs.

IV.4.1.2: Loi de variation de la section :

On a :

A_p : La section du voussoir sur pile = 14.82 m²

A_c : La section du voussoir à la clé = 10.07 m²

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \text{ Pour } 0 \leq x \leq L_T - L_C \Rightarrow S(x) = ax^2 + bx + c \\ \bullet \text{ Pour } L_T - L_C \leq x \leq L_T \Rightarrow S(x) = A_c \end{array} \right.$$

Donc $S(X) = \frac{A_p - A_c}{(L_T - L_C)^2} X^2 + 2 \frac{A_c - A_p}{L_T - L_C} X + A_p$

IV.4.1.3: Loi de variation du centre de gravité de la section :

On a :

Y_{Gp} : Le centre de gravité du voussoir sur pile = 3.6 m

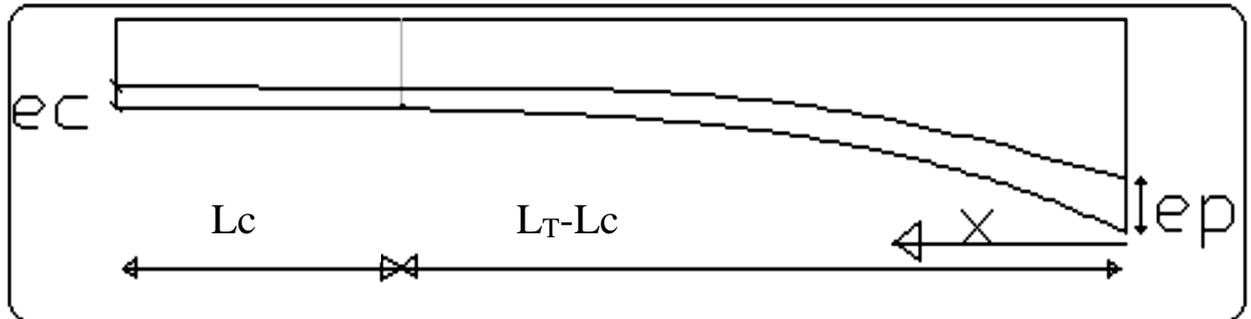
Y_{Gc} : Le centre de gravité du voussoir à la clé = 2.22 m

- Pour $0 \leq x \leq L_T - L_C \Rightarrow Y_G(x) = ax^2 + bx + c$
- Pour $L_T - L_C \leq x \leq L_T \Rightarrow Y_G(x) = Y_{Gc}$

$$Y_G(X) = \frac{Y_{Gp} - Y_{Gc}}{(L_T - L_C)^2} X^2 + 2 \frac{Y_{Gc} - Y_{Gp}}{L_T - L_C} X + Y_{Gp}$$

IV.4.1.4: Loi de variation de l'épaisseur d'hourdis inférieur $e(x)$:

Elle suit une loi de variation parabolique analogue à celle de $h(x)$.



- Pour $0 \leq x \leq L_T - L_C \Rightarrow e(x) = ax^2 + bx + c$
- Pour $L_T - L_C \leq x \leq L_T \Rightarrow e(x) = e_c$

$$e(X) = \frac{e_p - e_c}{(L_T - L_C)^2} X^2 + 2 \frac{e_c - e_p}{L_T - L_C} X + e_p$$

IV.4.1.5: Loi de variation de l'inertie :

La loi de variation d'inertie est en fonction de la hauteur qu'a été retenue :

$$I = k \times h^{\frac{5}{2}}$$

Elle est comprise entre la loi limite $I = k \times h^2$ et la loi de variation des sections rectangulaire $I = k \times h^3$. Hypothèse des tables¹ de GULDIN, elle correspond bien aux sections en T et en caisson.

On a :

- I_{Yp} : L'inertie du voussoir sur pile = 92.23 m⁴.
- I_{Yc} : L'inertie du voussoir à la clé = 16.68 m⁴.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } 0 \leq x \leq L_T - L_C \Rightarrow I(x) = I_C \left[1 + K \left(1 - \frac{x}{L_T - L_C} \right)^2 \right]^{5/2} \text{ Avec } K = \left(\frac{I_p}{I_c} \right)^{0.4} - 1 \\ \text{Pour } L_T - L_C \leq x \leq L_T \Rightarrow I(x) = I_C \end{array} \right.$$

¹ Traité de mécanique rationnelle. Auteur : Charles DELAUNEY. Hypothèse des tables de GULDIN

Le tableau ci-dessous donne les différentes caractéristiques des voussoirs d'un demi-fléau :

longueur voussoir	x	H (m)	S (m ²)	I _y (m ⁴)	V'(m)	V(m)	ρ	C(m)	C'(m)	Epaisseur (m)
0	0	6.50	14.82	92.23	3.60	2.90	0.60	2.16	1.74	0.85
4	4	6.09	14.17	77.29	3.41	2.68	0.60	1.60	2.04	0.77
4	8	5.70	13.56	64.84	3.23	2.47	0.60	1.48	1.94	0.70
4	12	5.35	13.00	54.53	3.07	2.28	0.60	1.37	1.84	0.64
4	16	5.03	12.49	46.04	2.92	2.11	0.60	1.26	1.75	0.58
4	20	4.74	12.03	39.08	2.79	1.95	0.60	1.16	1.67	0.53
4	24	4.48	11.62	33.43	2.67	1.81	0.60	1.08	1.59	0.48
4	28	4.25	11.26	28.88	2.57	1.69	0.59	1.00	1.52	0.44
4	32	4.05	10.94	25.25	2.47	1.58	0.59	0.93	1.46	0.40
4	36	3.88	10.68	22.40	2.40	1.49	0.59	0.88	1.41	0.37
4	40	3.74	10.46	20.23	2.33	1.41	0.59	0.83	1.37	0.34
4	44	3.64	10.29	18.62	2.28	1.35	0.59	0.79	1.34	0.33
4	48	3.56	10.17	17.53	2.25	1.31	0.58	0.77	1.31	0.31
4	52	3.52	10.09	16.89	2.23	1.29	0.58	0.75	1.30	0.30
4	56	3.50	10.07	16.68	2.22	1.28	0.58	0.75	1.29	0.30
1.5	57.5	3.50	10.07	16.71	2.22	1.28	0.58	0.75	1.29	0.30
11.5	69	3.50	10.07	16.68	2.22	1.28	0.58	0.74	1.29	0.3

Tableau IV.4: Variation des différents paramètres de la travée de rive et 1/2 travée centrale

CHAPITRE V

Charges et surcharges

Chapitre V: Charges et Surcharges

Introduction :

L'évaluation des différentes charges et surcharges agissantes sur l'ouvrage est très importante. Ce dernier doit tenir tant que en phase de construction, qu'en service sous l'effet des différentes actions (surcharges routières, superstructure, surcharges de trottoirs) y compris son poids propres.

Le DTR RCPR¹ est pris comme une référence, afin d'évaluer toutes les charges et les surcharges.

V.1: Caractéristiques du pont :

V.1.1: Classe du pont :

- $Lr \geq 7.00m$ \longrightarrow un pont de 1^{ère} classe.
- $5.50 m < Lr < 7.00 m$ \longrightarrow Un pont de 2^{ème} classe.
- $Lr \leq 5.50 m$ \longrightarrow Un pont de 3^{ème} classe.

Tel que L_r : la largeur roulable

Dans notre cas $Lr = 11.5 m$ \longrightarrow pont de **1^{ère} classe**.

V.1.2: Largeur chargeable (L_c) :

On a

- La largeur roulable $Lr = 11.5 m$
- La largeur chargeable = largeur roulable moins 0.50 m pour chaque dispositif de retenue.

Dans notre cas : la largeur chargeable $L_c = 10.5 m$

V.1.3: Nombre de voies de circulation

Les chaussées comportent un nombre de voies de circulation égal à la partie entière du quotient par 3 de leur largeur chargeable.

Donc pour notre cas $Nr = Lr/3 \longrightarrow Nr = 3 \text{ voies}$.

¹ Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes

V.1.4: Largeur d'une voie :

$$Lv = Lc/nv \rightarrow Lv = 3.5m$$

V.2: Evaluation des charges et surcharges :**V.2.1: Charge permanente (CP) :**

Les charges permanentes comprennent le poids propre de la structure porteuse, les éléments non porteurs et les installations fixes.

V.2.1.1: Les éléments porteurs :

Ces charges concernent le tablier seul.

$$G = 2 G_1 + G_2$$

On note :

- G_1 : Poids propre d'une travée de rive.
- G_2 : Poids propre d'une travée centrale.

➤ Calcul de G_1 :

$$G_1 = G'_1 + G''_1 + G'''_1$$

Avec :

- G'_1 : Poids propre du voussoir sur la culée (partie de hauteur constante « partie coulée sur cintre»)
- G''_1 : Poids propre d'un demi-voussoir sur pile.
- G'''_1 : Poids propre de la partie avec variation de la hauteur.

$$G'_1 = 2.5 \times 11.5 \times S_c = 2.5 \times 11.5 \times 10.07 = \mathbf{289.51 t.}$$

$$G''_1 = 2.5 \times 4 \times S_p = 2.5 \times 4 \times 14.82 = \mathbf{148.2 t.}$$

Avec S_c : Section du voussoir sur culée. $S_c = 10.07 m^2$

S_p : Section du voussoir sur pile. $S_p = 14.82 m^2$

$$G'''_1 = 2.5 \times \int_0^{5.2} \left(\frac{S_p - S_c}{(L_T - L_C)^2} X^2 + 2 \frac{S_c - S_p}{L_T - L_C} X + S_p \right) dx = \mathbf{1608,28 t.}$$

Ce qui nous donne $G_1 = \mathbf{2046.53 t.}$

➤ Calcul de G_2 :

$$G_2 = G'_2 + 2 \times G''_2 + 2 \times G'''_2$$

Avec :

- G'_2 : Poids propre du voussoir de clavage
- G''_2 : Poids propre d'un demi-voussoir sur pile.
- G'''_2 : Poids propre de la partie avec variation de la hauteur.

$$G'_2 = 2.5 \times 3 \times S_c = 2.5 \times 3 \times 10.07 = 75.53t$$

$$G''_2 = 2.5 \times 4 \times 14.82 = 148.2 t.$$

$$G'''_2 = 2.5 \times \int_0^{52} \left(\frac{S_p - S_c}{(L_T - L_C)^2} X^2 + 2 \frac{S_C - S_P}{L_T - L_C} X + S_P \right) dx = 1608,28 t.$$

Donc le poids propre de la travée centrale est :

$$G_2 = G'_2 + 2 \times G''_2 + 2 \times G'''_2 = 3588.5 t.$$

Donc le poids total du tablier est : $G = 7681.56 t.$

V.2.1.2: Les éléments non porteurs :

V.2.1.2.1: Le revêtement :

Une couche de revêtement en béton bitumineux de 8 cm sur 11.5 m de la largeur roulable $e = 8 \text{ cm}$.

$$P_{rev} = e \cdot L \cdot \gamma_{BB}$$

Avec :

- L : la largeur roulable = 11.5m
- γ_{BB} : Poids volumique du béton bitumineux $^2 = 2.4 \text{ t/m}^3$
- e : Epaisseur moyen du revêtement.

$$\text{Donc } P_{rev} = 0.08 \times 11.5 \times 2,4 = 2.3 \text{ t/ml}$$

²Tirer du D.T.R : chapitre 3 Evaluation des actions hors trafic « tableau des poids volumiques»

V.2.1.2.2: Les trottoirs et corniches :

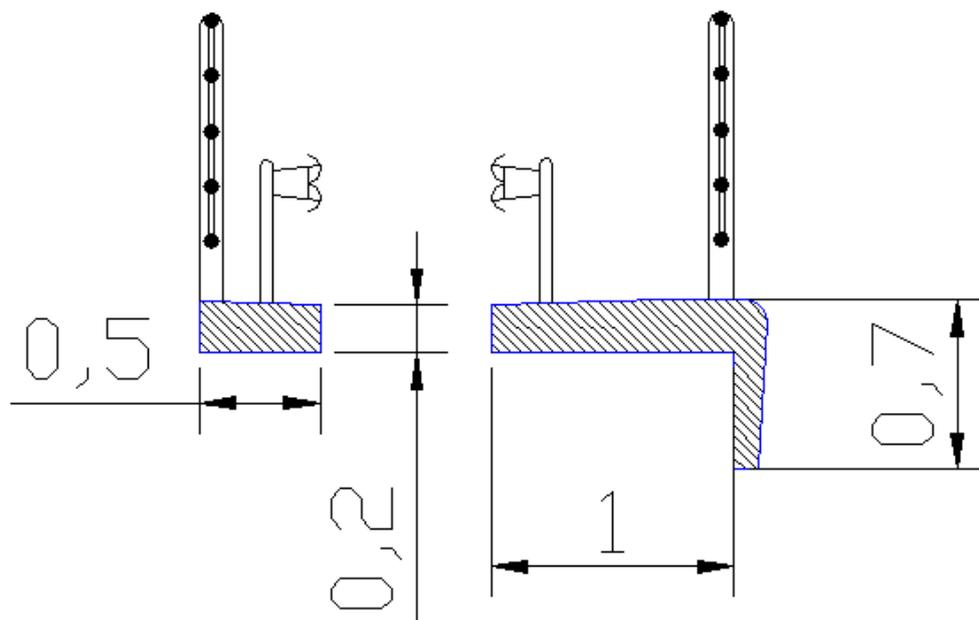


Figure V.1: Coupe transversale des 2 trottoirs de droite et gauche avec éléments non porteurs

Le poids de trottoir-corniche pour un côté = $St \times \gamma_{\text{béton}}$ tel que $\gamma_{\text{béton}} = 2.5 \text{ t/m}^3$

Pour le côté droit = $0.2966 \times 2.5 = 0.7415 \text{ t/ml}$.

Pour le côté gauche = $0.1031 \times 2.5 = 0.258 \text{ t/ml}$.

Donc le poids propre de trottoir-corniche est **1 t/ml**.

V.2.1.2.3: Le garde corps :

le poids d'un garde corps est estimé selon D.T.R à 0.1t/ml, **$P_{gc}=0.1 \text{ t/ml}$**

V.2.1.2.4: Glissières de sécurité de pont :

Les glissières souples standards sont les plus utilisées,elles sont composées d'éléments glissants,leurs poids est pris égal à :

$$P_{gl}=0.06\text{t/ml}$$

$$P(2gli) = 0.12 \text{ t/ml}$$

Alors :

CCP= revêtement + corniches et trottoirs + garde-corps + glissières de sécurités

$$\text{CCP} = 2.3 + 1 + 0.1 + 0.12 = 3.52 \text{ t/ml}$$

V.2.2: Les surcharges routières :

D'après le D.T.R, les surcharges utilisées pour le dimensionnement sont les suivantes :

- La charge routière type : A (l)
- La charge routière type : B (Bc, Bt, Br)
- La charge militaire Mc: (Mc80., Mc120)
- Convoi exceptionnel : D240
- Surcharges sur trottoirs : St
- Vent : w
- Température
- Force de freinage
- Séisme

V.2.2.1: Système de charges A :

La charge A(l) est donnée par le D.R.T par la formule suivante :

$$A(l) = 2.30 + \frac{360}{l + 12} \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

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

Avec

a₁ : coefficient déterminé en fonction de la classe du pont, et du nombre de voies chargées. Il est donné par le tableau suivant :

Nombre de voies		1	2	3	4
Classe du pont	Première	1	1	0.9	0.75
	Deuxièmes	1	0.9	-	-
	Troisième	0.9	0.8	-	-

Tableau V.1: Valeur de coefficient a₁

a_2 : est donné par la formule suivante : $a_2=V_0/V$

V : étant la largeur d'une voie et V_0 ayant les valeurs suivantes :

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

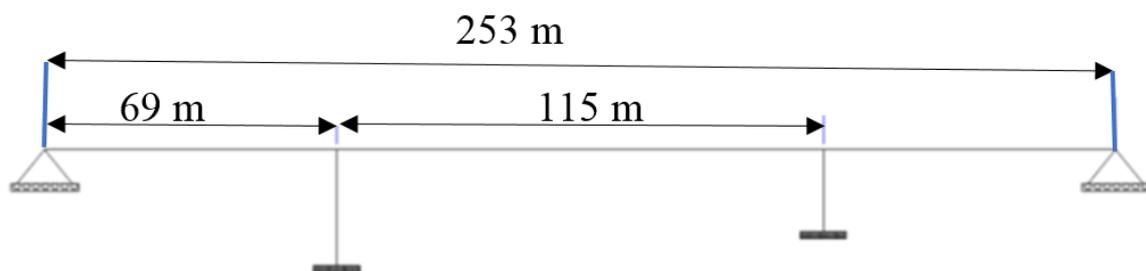


Figure VV.2: les différentes travées de pont

On ne peut pas déterminer directement le choix du placement de la charge A sur les travées qui donne le moment le plus défavorable et l'effort tranchant Max ,il faut donc étudier les différents cas possible , dans notre cas nous allons étudier 5 cas de chargement possible illustré sur la figure ci-dessous :

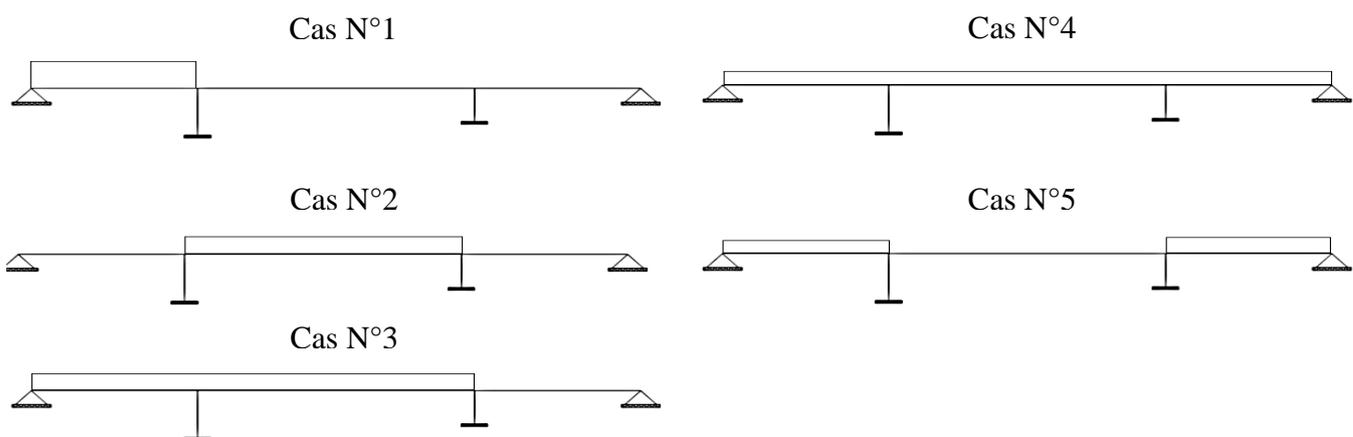


Figure V.3: Les différents cas de placement de la surcharge A(l) sur le tablier.

cas N°	L(m)	A(l) KN/m ²	Ac(l) KN/ml		
			une voie chargée	deux voies chargées	trois voies chargées
1,00	69,00	6,744	23,604	47,208	63,73
2,00	115,00	5,134	17,969	35,938	48,516
3,00	184,00	4,137	14,479	28,958	39,094
4,00	253,00	3,658	12,803	25,606	34,568
5,00	138,00	4,7	16,45	32,9	44,415

Tableau V.2: Valeurs de la charge A(L) pour chaque cas

Le tableau suivant donne les différentes valeurs d'A (L) pour chaque cas :

❖ **Exemple de calcul :**
Pour le cas N°1 :

1^{er} cas : une voie chargée : $a_1 = 1, a_2 = 1$; $A(l) = 6.744 \times 1 \times 1 \times 3.5 = 23.604$ **KN/ml.**

1^{er} cas : deux voies chargées : $a_1 = 1, a_2 = 1$; $A(l) = 6.744 \times 1 \times 1 \times 7 = 47.208$ **KN/ml.**

1^{er} cas : trois voies chargées : $a_1 = 0.9, a_2 = 1$; $A(l) = 6.744 \times 0.9 \times 1 \times 10.5 = 63.73$ **KN/ml**

Le calcul des sollicitations provoquées par la surcharge A pour chaque cas est réalisé par le logiciel Robot Structural. Les résultats obtenus se trouvent dans l'annexe A

Après avoir analysé le tableau des moments et des efforts tranchant sous les différentes surcharges A. On tire :

Cas	M(KN.m)	T(KN)	
		MAX	MIN
N°1 trois voies chargées	90899,95	4925.48	2380,26

Tableau V.3 : Les différents efforts pour le cas le plus défavorable

La modélisation, les diagrammes des moments fléchissant ainsi que les efforts tranchants sont représentés sur les figures suivantes :



Figure VV.4 : Modélisation sous surcharge A(L) de rive trois voies chargées.

V.2.2.2: Système de charges B :

- Le système Bc se compose de camions types (30t),
- Le système Br se compose d'une roue isolée (10t),
- Le système Bt se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux tandems (32t).

V.2.2.2.1: Système de charge Bc :

Un camion type du système Bc comporte trois essieux, et répond aux caractéristiques suivantes :

- Masse portée par chacun des essieux arrière 12 t.
- Masse portée par l'essieu avant.....06 t.
- Longueur d'encombrement.....10, 5 m.
- Largeur d'encombrement.....2,5 m.
- Distance de l'essieu avant au premier essieu arrière.....4, 5 m.
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu02 m.

On dispose sur la chaussée autant de files ou convois de camions qu'elle le permet, et on place toujours ces files dans la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

- a) **Disposition dans le sens transversal :** Le nombre maximum de files que l'on peut disposer égal au nombre de voies de circulation, il ne faut pas en mettre plus, même si cela est géométriquement possible.
- b) **Disposition dans le sens longitudinal :** Le nombre des camions est limité à deux, la distance entre deux camions d'une même file est déterminée de façon à produire l'effet le plus défavorable. Le sens de circulation peut être dans un sens ou dans l'autre à condition que les deux camions circulent dans le même sens.

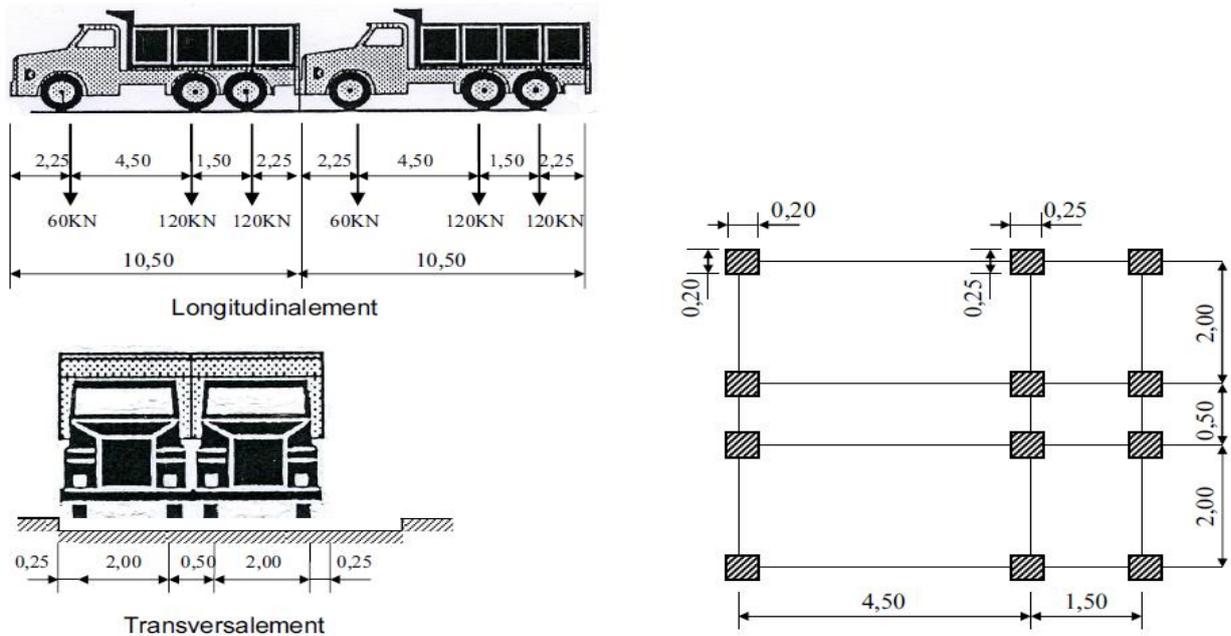


Figure V.5: Dimensions de surcharge Bc

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, les valeurs des charges du système Bc prises en compte sont multipliées par les coefficients *bc* du tableau suivant :

Nombre de voies chargées		1	2	3	4	≥ 5
Classe du pont	Première	1.2	1.1	0.95	0.8	0.7
	Deuxième	1	1	-	-	-
	Troisième	1	0.8	-	-	-

Tableau V.4: Valeurs de coefficient *bc*

$$Bc = 2 \times (30 \times n \times bc)$$

n : Nombre de voies prises dans le calcul.

V.2.2.2.2: Système de charge *Br* :

La roue isolée, qui constitue le système *Br* porte une charge de 10 t. Sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargée dont le côté transversal mesure 0,60 m et le côté longitudinal 0,30 m.

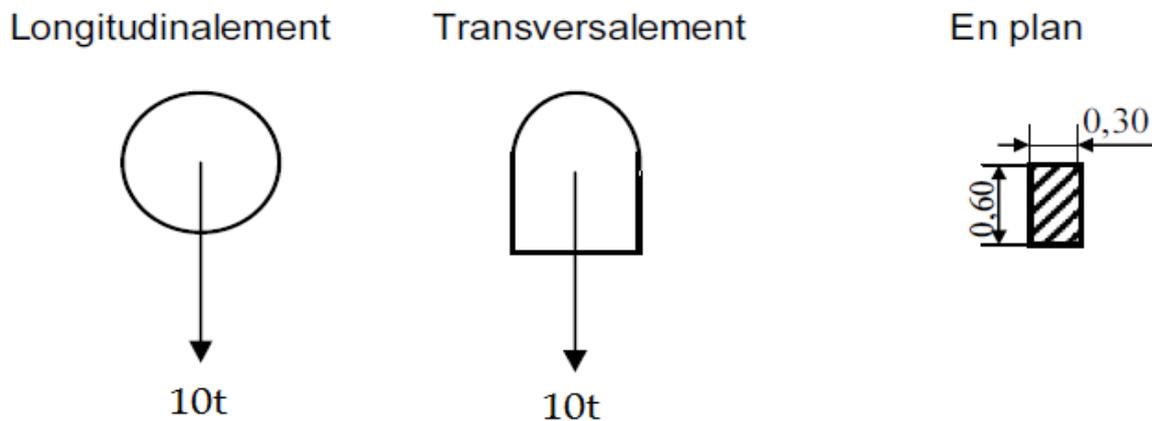


Figure V.6: Système *Br*.

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

V.2.2.2.3: Système de charge *Bt* :

Un tandem du système *Bt* comporte deux essieux tous deux à roues simples munis de pneumatiques et répondant aux caractéristiques suivantes :

Charge portée par chaque essieu.....	16 t
Distance des deux essieux.....	1,35 m
Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu.....	2,00 m

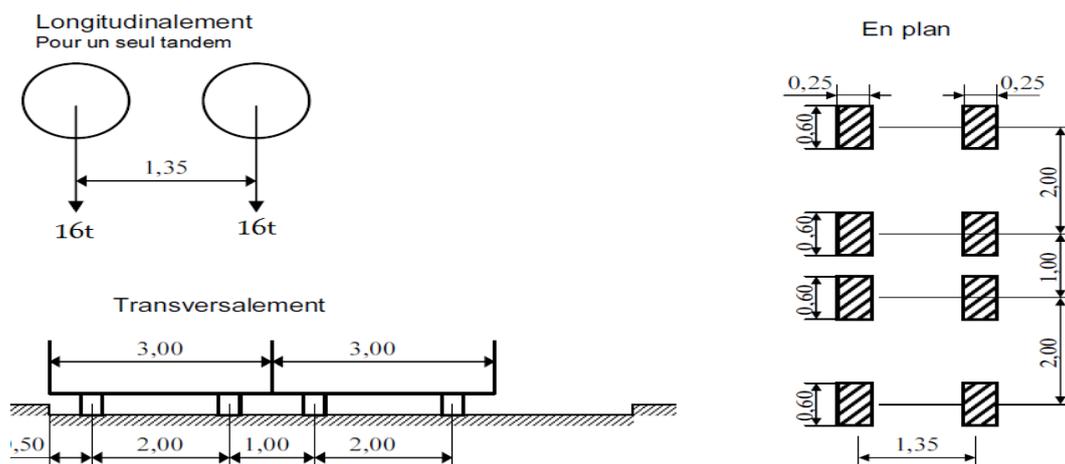


Figure V.7: La Système Bt.

La surface d'impact de chaque roue (portant 80 kN) sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé.

Chaque tandem est supposé circuler dans l'axe d'une bande longitudinale de 3 m de large. La disposition de ces bandes longitudinales par rapport aux bords de la largeur chargeable ou de la largeur roulable, est soumise aux mêmes règles que les bandes des camions Bc. En fonction de la classe du pont, les valeurs des charges du système Bt prises en compte sont multipliées par les coefficients bt suivants :

Classe de pont	bt
première classe	1,20
deuxième classe	1,00

Tableau V.5: Valeurs de bt.

V.2.2.3: La surcharge militaire Mc120 :

Les ponts doivent être calculés d'une manière à supporter les convois militaires de classe Mc120, susceptibles dans certains cas d'être plus défavorable que les surcharges A et B.

Un véhicule de type Mc120 comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques suivantes :

- Masse totale 110 t
- Longueur d'une chenille.....6.10 m
- Largeur d'une chenille.....1 m
- Distance entre axes des chenilles.....3.30 m

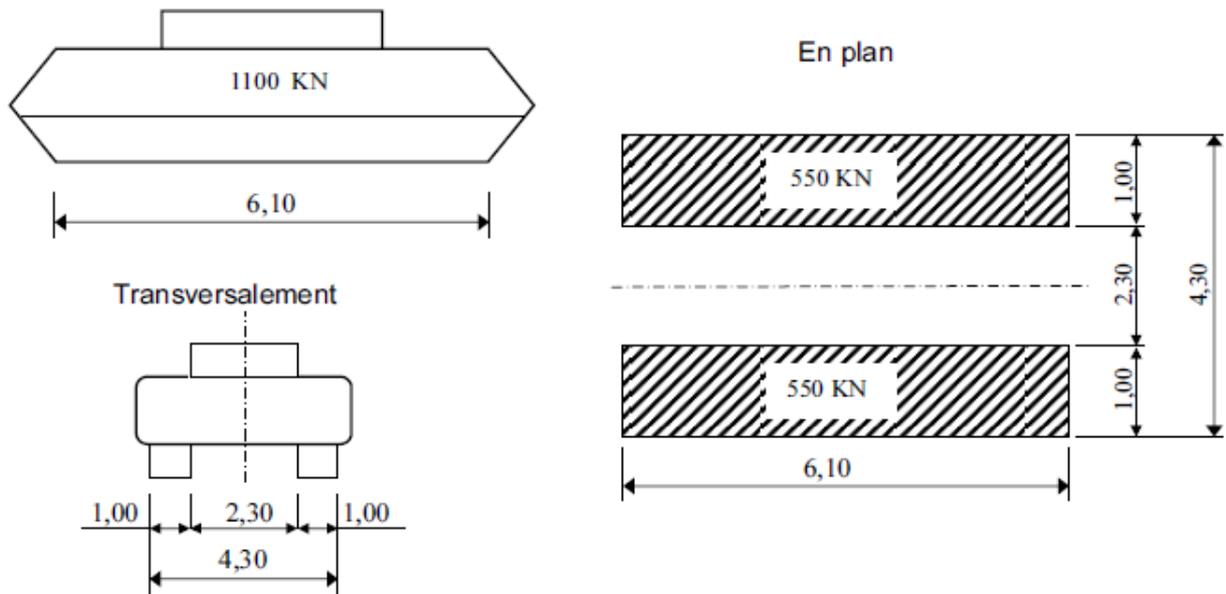


Figure V.8 : Dimensions de surcharge Mc120

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

Ce qui donne 90.16 KN/m^2

V.2.2.4: Charges exceptionnelles D240 :

Sur les itinéraires permettant la circulation des convois lourds exceptionnels de l'un des types D ou E, les ponts doivent être calculés d'une manière à supporter les véhicules de type décrit ci-après susceptibles dans certains cas d'être plus défavorable que les surcharges A et B.

Le convoi de type D comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 240 tonnes de poids total. Ce poids est supposé reparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,2 m de large et 18,6 m de long,

- Le poids par mètre carré égal à 4.032 t/m^2

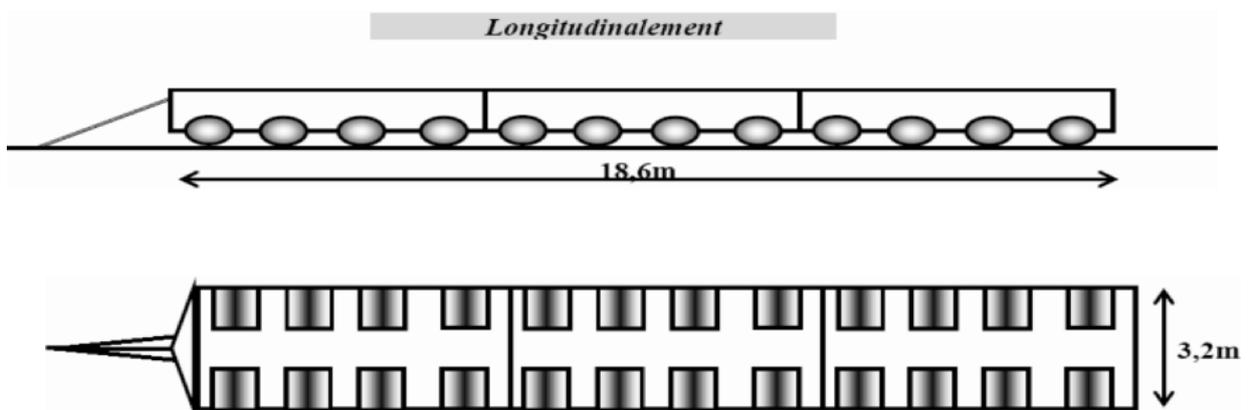


Figure V.9: Dimensions de surcharge D240

Remarque :

- Ce type de convoi est pris seul.
- La surcharge de ce convoi n'est pas majorée par le coefficient de majoration dynamique (δ) de raison, que ce dernier qui circule avec une vitesse très petite.

V.2.2.5: Coefficient de majoration dynamique :

Les charges du système B sont frappées de majorations dynamiques et le coefficient de majoration applicable aux trois systèmes Bc, Bt et Br est le même pour chaque élément d'ouvrage. Le coefficient de majoration dynamique relatif à un tel élément est déterminé par la formule :

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

Dans laquelle :

L : représente la longueur de l'élément exprimée en mètres,
 G : sa charge permanente,
 G = Poids propre du tablier+ CCP dans la travée considérée.
 S : sa charge B maximale.

La valeur de S à introduire dans la formule est celle obtenue après multiplication par le coefficient b_c dans le cas de chargement Bc ou bien par b_t dans le cas de chargement Bt.

Exemple de calcul :

- **1^{er} cas : On prend la travée de rive :**
- ❖ **Pour une file :**

Donc L=69 m.

$$G = G1 + L_{riv} \times CCP = 2046.53 + 69 \times 3.52 = 2289.41 t$$

$$S1 = 60 \times bc = 60 \times 1.2 = 72 t$$

$$\delta_1 = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0,6}{1 + 4\frac{G}{S_1}} + \frac{0,4}{1 + 0,2L_{riv}}$$

$$\alpha = \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{2289.41}{72}} = 4.68 \times 10^{-3}$$

$$\beta = \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 69} = 0.027$$

$$\Leftrightarrow \delta_1 = 1 + 0.027 + 4.17 \times 10^{-3} = 1.032$$

❖ Deux files :

$$S_2 = 120 \times bc = 120 \times 1.1 = 132 \text{ t}$$

$$\delta_2 = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{G}{S_2}} + \frac{0,4}{1 + 0,2L_{riv}}$$

$$\alpha = \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{2289.41}{132}} = 8.53 \times 10^{-3} \quad \text{et} \quad \beta = 0.027$$

$$\text{donc } \delta_2 = 1.036$$

❖ Trois files :

$$S_3 = 180 \times bc = 180 \times 0.95 = 171 \text{ t}$$

$$\delta_3 = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{G}{S_3}} + \frac{0,4}{1 + 0,2L_{riv}}$$

$$\alpha = \frac{0,6}{1 + 4 \frac{2289.41}{173}} = 1.11 \times 10^{-2} \quad \text{et} \quad \beta = 0.027$$

$$\text{donc } \delta_3 = 1.038;$$

Pour les autres cas, on trouve ci-dessous les différentes valeurs des coefficients de majoration dynamique des surcharges roulantes, types B et les surcharges milliaires

1^{ère} cas : On prend la travée de rive :

Surcharges	Bc			B _t		B _r	Mc120
	1 file	2 files	3 files	1 tandem	2 tandems		
S(t) (tonne)	72	132	171	32	64	10	110
α	0,0046	0,0085	0,0011	0,0021	0,0041	0,0006	0,0071
β	0,0270	0,0270	0,0270	0,0270	0,0270	0,0270	0,0270
δ	1,0312	1,036	1,0381	1,0291	1,0311	1,0276	1,0341
δ S(t)	74,264	136,77	177,51	32,934	65,990	10,276	113,75

Tableau V.6: Coefficients de majorations dynamiques pour la travée de rive.

2^{ème} cas : On prend la travée centrale :

Surcharges	Bc			B _t		B _r	Mc120
	1 file	2 files	3 files	1 tandem	2 tandems		
S(t) (tonne)	72	132	171	32	64	10	110
α	0,0024	0,0044	0,0057	0,0013	0,0026	0,0003	0,0037
β	0,0167	0,0167	0,0167	0,0167	0,0167	0,0167	0,0167
δ	1,0191	1,0210	1,0223	1,0179	1,0192	1,0170	1,0203
δ S(t)	73,375	134,77	174,81	32,572	65,228	10,170	112,23

Tableau V.7: Coefficients de majorations dynamiques pour la travée centrale

3^{ème} cas : On prend la travée de rive + centrale :

Surcharges	Bc			B _t		B _r	Mc120
	1 file	2 files	3 files	1 tandem	2 tandems		
S(t) (tonne)	72	132	171	32	64	10	110
α	0,0015	0,0028	0,0036	0,0008	0,0016	0,0002	0,0023
β	0,0106	0,0106	0,0106	0,0106	0,0106	0,0106	0,0106
δ	1,0121	1,0134	1,0142	1,0114	1,0122	1,0108	1,0129
δ S(t)	72,871	133,76	173,42	32,364	64,780	10,108	111,41

Tableau V.8: Coefficients de majorations dynamiques pour la travée de rive + centrale

4^{er} cas : on prend tout le tablier :

Surcharges	Bc			B _t		B _r	Mc120
	1 file	2 files	3 files	1 tandem	2tandems		
S(t) (tonne)	72	132	171	32	64	10	110
α	0,0011	0,0020	0,0026	0,0006	0,0012	0,0002	0,0017
β	0,0078	0,0078	0,0078	0,0078	0,0078	0,0078	0,0078
δ	1,0089	1,0098	1,0104	1,0083	1,0089	1,0079	1,0095
δ S(t)	72,640	133,29	172,77	32,261	64,569	10,079	111,04

Tableau V.9: Coefficients de majorations dynamiques pour la travée de tout le tablier

V.2.2.6: Autres charges :**V.2.2.6.1: Surcharges sur les trottoirs :**

D'après le RCPR, les trottoirs ont une charge uniforme de 150 Kg/m² réservée exclusivement à la circulation des piétons et des cyclistes de façon à produire l'effet maximal envisagé.

V.2.2.6.2: Le vent :

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

D'après le RCPR, on a :

- $P=0.2 \text{ t/m}^2$ pour les ouvrages en service.
- $P = 0.125 \text{ t/m}^2$ pour les ouvrages en cours de construction.

V.2.2.7: Efforts de freinage :

Les charges de chaussée des systèmes A et Bc sont susceptibles de développer des réactions de freinage, c'est un effort s'exerçant à la surface de la chaussée, dans l'un ou l'autre sens de circulation.

V.2.2.8: Effort de freinage correspondant à la charge A :

L'effort de freinage correspondant à la charge est donné par le RCPR :

$$F = \frac{A \times S}{20 + 0.0035 \times S}$$

S : désigne en mètres carrés la surface chargée.

$$\text{Alors : } F = \frac{6.744 \times (10.5 \times 69)}{20 + 0.0035 \times (10.5 \times 69)} \times 10^{-1} = 21.68 \text{ t.}$$

V.2.2.9: Effort de freinage correspondant à la charge BC :

Selon le RCPR, on considère qu'un seul camion de type Bc va freiner, en développant un effort de 30 t multiplier par coefficient b_c et aussi le coefficient de majoration.

$$\text{Donc } fr = 30 \times 1.2 \times 1.0346 = 37.32 \text{ t.}$$

V.3: Les combinaisons des charges :

Les combinaisons à considérer pour les ponts routiers sont fixées par les règles du BPEL : Les combinaisons sont obtenues en considérant une action prépondérante accompagnée d'actions concomitantes. Un coefficient de majoration est affecté à chaque action en fonction de sa nature prépondérante ou concomitante.

Les coefficients de majoration sont mentionnés dans le tableau suivant

Actions	ELU	ELS
Poids propre (G)	1.35	1
Surcharge A (L)	1.6	1.2
Système B _c	1.6	1.2
Mc120	1.35	1
D240	1.35	1
Gradient thermique (ΔT)	0	0.5
Vent (W)	1.5	0
Surcharges sur les trottoirs (ST)	1.6	1.2
freinage	1.6	1.2

Tableau V.10: Valeurs des coefficients de majoration

Les combinaisons mentionnées ne sont pas à considérer simultanément, les seules à étudier sont celles qui apparaissent comme les plus agressives, les notations utilisées sont définies comme suit : **G** : Les charges permanentes. **W** : Action du vent **T** : Gradient thermique **Qr** : Charges d'exploitation des ponts routes sans caractère particulier.

Action prépondérante	Combinaisons	Numéro de la combinaison
A L'ELU	1.35G+1.6 (A(L) +ST)	1
	1.35G+1.6 (B _c +ST)	2
	1.35G+1.5M _{c120}	3
	1.35G+1.5D ₂₄₀	4
A L'ELS	G+1.2 (A(L) +ST)	5
	G+1.2 (B _c +ST)	6
	G+M _{c120}	7
	G+D ₂₄₀	8
	G+1.2 (A(L) +ST) + 0.5 (ΔT)	9
	G+1.2 (B _c +ST) +0.5 (ΔT)	10
	G+M _{c120} +0.5 (ΔT)	11
	G+D ₂₄₀ +0.5 (ΔT)	12

T ableau V.11 : les différentes combinaisons de charges selon RCPR

CHAPITRE VI

Etude du fléau

Chapitre VI: Etude du fléau

Introduction :

La construction des ponts par encorbellement successif consiste à réaliser un tablier à partir des piles en confectionnant des voussoirs, soit dans des ateliers de préfabrication, soit directement dans des coffrages portés par des équipages mobiles. Ces voussoirs sont fixés, à l'aide de câbles de précontrainte, symétriquement aux extrémités de la portion de tablier déjà construite.

Lorsque ces extrémités atteignent le voisinage de la clé des deux travées de part et d'autre de la pile considérée, on dit que l'on a construit un fléau. Les phases de réalisation seront présentées ci-dessous pour le cas de notre ouvrage.

VI.1: Réalisation des fléaux sur les piles centrales (P1et P2) :

VI.1.1: La cinématique de construction est la suivante :

VI.1.1.1: Construction de fléaux sur pile.

Après bétonnage du voussoir et l'encastrer sur pile, les voussoirs courants sont bétonnés dans les équipages mobiles accrochés de chaque côté du fléau. Dès que le béton a atteint la résistance nécessaire, une ou deux paires de câbles de fléau sont tendus et les équipages sont avancés d'un voussoir, jusqu'à achèvement du fléau.

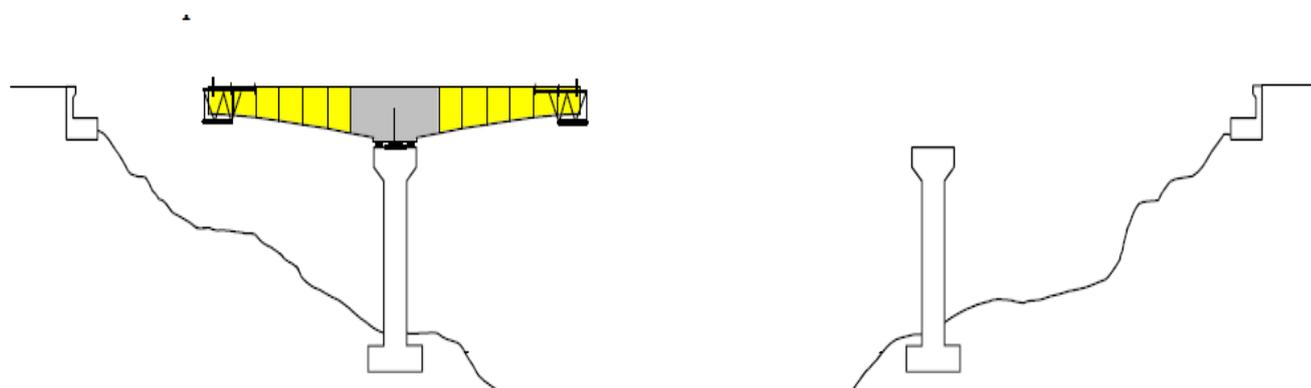


Figure VI.1 : la phase de construction du fléau

VI.1.1.2: Construction de la partie sur cintre :

Bétonnage sur chaque rive des parties coulées sur cintre, qui complètent les travées de rives. La travée de rive est composée d'un demi-fléau et partie coulée sur cintre, reliés par le voussoir de clavage.

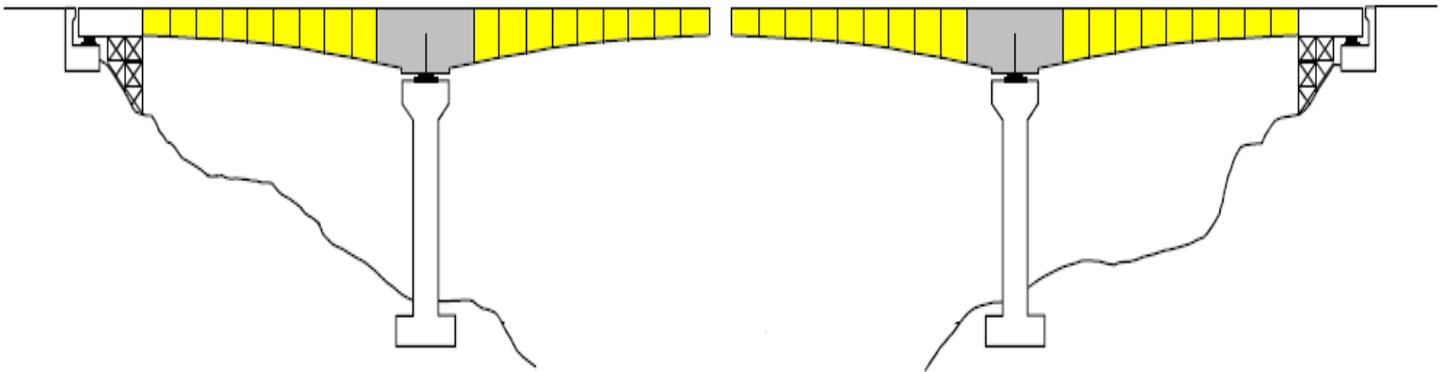


Figure VI.2: la phase de construction des parties coulées sur cintre

VI.1.1.3: Construction du clavage :

Bétonnage du clavage central (cette phase sera négligée dans les calculs de poids propre). Cette phase a pour but de rendre le système hyperstatique.

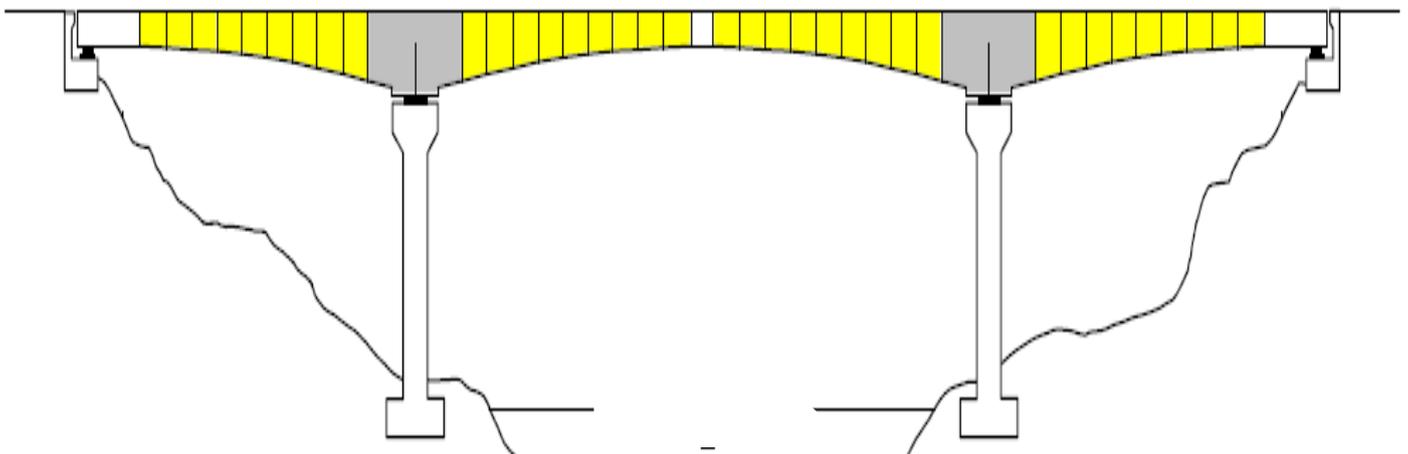


Figure VI.3: La phase de clavage de la travée centrale

VI.2: Les charges intervenantes dans la phase de construction :

Durant la construction du fléau, on doit prendre certaines charges afin d'assurer la stabilité du fléau, en déterminant le câblage de la précontrainte nécessaire.

Les résultats donnés par la suite, sont propre à un demi-fléau pris lors de l'étude, en raison de la symétrie qui existe par rapport à l'axe de la pile.

Le guide SETRA a bien détaillé les différentes charges intervenantes dans le calcul, qui sera notre appui :

VI.2.1. Evaluation des charges et surcharges

VI.2.1.1: Le poids propre du tablier G :

$$G(x) = \gamma \cdot S(x) = \frac{A_p - A_c}{(L_T - L_C)^2} X^2 + 2 \frac{A_c - A_p}{L_T - L_C} X + A_p$$

γ : Poids volumique du béton égal à **2.5 t/m**.

A_p : L'aire de la section sur pile.

A_c : L'aire de la section à la clé.

VI.2.1.2: Les surcharges de chantier :

Pour couvrir les charges de chantiers inconnues, on estime une :

- Surcharge uniformément répartie de **$Q_c = 20 \text{ kg/m}^2$** et
- Une surcharge concentrée de **$P_c = 50 + 5b \text{ en KN}$** appliquée au bout de la console. Donc $P_c = 115 \text{ KN} = 11.5 \text{ t}$, avec **b** : Largeur du tablier ; **$b = 13 \text{ m}$** .

VI.2.1.3: Equipage mobile

Le poids de l'équipage mobile doit être pris en compte dans notre cas, il varie entre **30t** et **90t**. On prend le poids de l'équipage mobile égal à **$P_m = 50 \text{ tonnes}$** concentré au bout du dernier voussoir déjà mis en tension, sauf avec le dernier voussoir de clavage, qu'on n'a pas besoin de l'équipage mobile.

VI.2.1.4: Le vent :

Le guide SETRA prescrit une charge de **$Q_v = 0.1 \text{ t/m}$** , mais selon le RCPR en phase de construction, **$Q_v = 0,125 \text{ t/m}^2$** . Donc on prend cette dernière.

VI.2.1.5: Actions accidentelles :

Selon SETRA des incidents peuvent survenir en cours d'exécution, tels, par exemple, la chute d'un équipage mobile, et doivent être pris en compte. On considère qu'en cours d'une manœuvre, l'équipage vide puisse chuter. Le poids correspondant est multiplié par un coefficient de majoration égal à **2**. Dans notre cas l'action accidentelle est $Fa = 2 \times Pm = 100t$.

VI.2.2. Effets dus aux charges appliquées sur le demi-fléau :**VI.2.3. Effets dus au poids propre :**

Le tablier possède une hauteur variable paraboliquement, on peut admettre que la loi de variation de l'aire de sa section droite suit également une loi parabolique. L'effort tranchant et le moment fléchissant dus au poids propre sont donnés par les formules ci-dessous :

❖ **Effort tranchant :** La variation de l'effort tranchant est donnée par la formule suivante :

$$V(x) = \gamma_b \left[A_p(L-x) - (A_p - A_c) \frac{L^2 - x^2}{L} + (A_p - A_c) \frac{L^3 - x^3}{3L^3} \right]$$

❖ **Moment fléchissant :** La variation du moment fléchissant est donnée par la formule suivante :

$$M(x) = \gamma_b \left[-\frac{A_p(L-x)^2}{2} + (A_p - A_c) \cdot (L-x)^2 \frac{(2L+x)}{3L} - (A_p - A_c)(L-x)^2 \frac{(3L^2+2Lx+x^2)}{12L^2} \right]$$

$L=52m$: étant la longueur du fléau considéré.

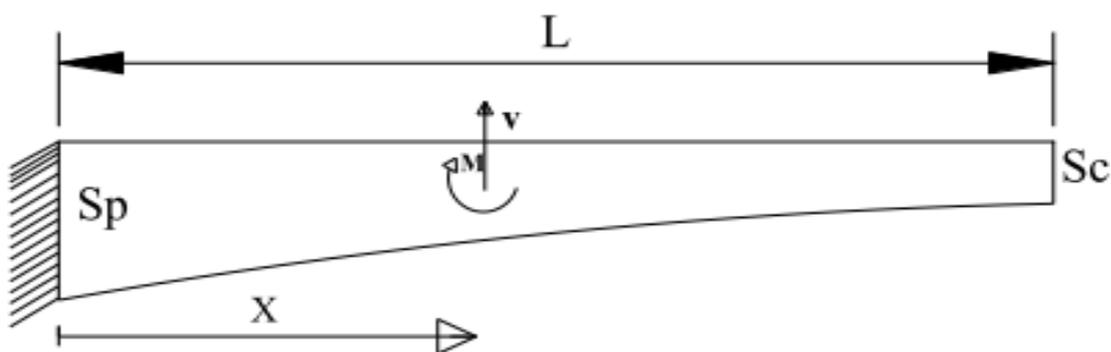


Figure VI.4: Effets dus au poids propre.

VI.2.4. Effets des surcharges réparties de chantier Q_c :

On considère une surcharge de chantier répartie de $20\text{Kg/m}^2 = 0,02 \text{ t/m}^2$

Soit : $Q_c = 0,02 \times 13 = 0.26\text{t/ml}$. Avec $B = 13\text{m}$: Largeur du tablier ;

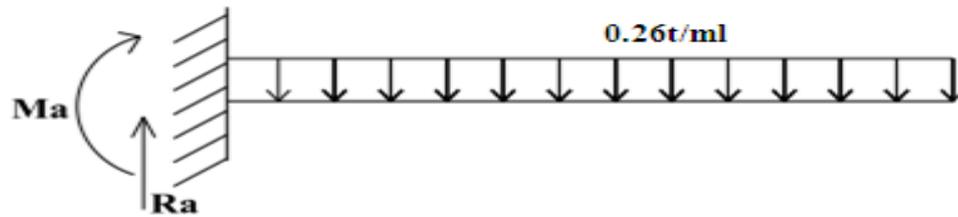


Figure VI.5: Effets dus aux surcharges réparties de chantier

VI.2.5. Effets des Surcharges concentrées et équipage mobile Q_P :

$$Q_P = P_c + P_m = 11.50 + 50$$

$$Q_P = 61.50\text{t}$$



Figure VI.6: Effets dus à la surcharge concentrée

VI.2.6. Effets de Surcharge répartie du vent :

D'après le RCPR, la charge du vent est égale à 125 kg/m^2 soit 0.125t/m^2 .

$$Q_v = 0,125 \times 13 = 1.625\text{t/ml}.$$

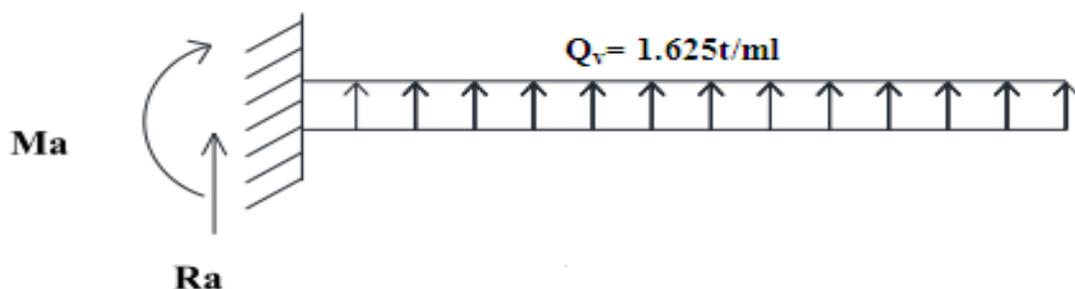


Figure VI.7: Effets dus à la surcharge du vent

VI.2.7. Effets de force accidentelle :

La force accidentelle due à la chute de l'ensemble ou d'une partie de l'équipage mobile
 $F_a = 2Pm = 100 \text{ t}$:



Figure VI.8: Effets dus à la force accidentelle

VI.2.8. Effets des charges sur le fléau :

La pente longitudinale de notre pont est négligeable. On peut donc considérer que les deux fléaux sont symétriques, alors les efforts qui y sont appliqués sont les mêmes.
 Le tableau suivant récapitule les effets des charges de construction sur le fléau.

X(m)	Poids propre G		Surcharges QC		Surcharges QV		Surcharges QP		Surcharges FA	
	V(x)	M(x)	V(x)	M(x)	V(x)	M(x)	V(x)	M(x)	V(x)	M(x)
0	1631,47	-42577,73	14.56	-407.68	-91	2548	61,5	-3444	-100	5600
4	1486,58	-36343,82	13.52	-351.52	-84.5	2197	61,5	-3198	-100	5200
8	1347,99	-30676,70	12.48	-299.52	-78	1872	61,5	-2952	-100	4800
12	1215,22	-25552.13	11.44	-251.68	-71.5	1573	61,5	-2706	-100	4400
16	1087,78	-20947,82	10.40	-208	-65	1300	61,5	-2460	-100	4000
20	965,19	-16843,41	9.36	-168.48	-58.5	1053	61,5	-2214	-100	3600
24	846,96	-13220,48	8.32	-133.12	-52	832	61,5	-1968	-100	3200
28	732,61	-10062,56	7.28	-101.92	-45.5	637	61,5	-1722	-100	2800
32	621,65	-7355,09	6.24	-74.88	-39	468	61,5	-1476	-100	2400
36	513,60	-5085.49	5.20	-52	-32.5	325	61,5	-1230	-100	2000
40	407,97	-3243,08	4.16	-33.28	-26	208	61,5	-984	-100	1600
44	304,28	-1819,14	3.12	-18.72	-19.5	117	61,5	-738	-100	1200
48	202,05	-806,89	2.08	-8.32	-13	52	61,5	-492	-100	800
52	100,78	-201,48	1.04	-2.08	-6.5	13	61,5	-246	-100	400
56	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	61,5	0	-100	0

Tableau VI.1 : Effets des charges sur la console.

VI.2.9. Les combinaisons de charges :

Le cas le plus défavorable est lors de coulage de l'avant dernier voussoir, et la valeur maximale du moment sera au niveau de l'encastrement $x = 0$.

Selon SETRA on a deux types de combinaison à prendre :

❖ Type A (fondamental) :

$$1.1 (G_{max} + G_{min}) + 1.25 (Q_c + P + Q_v)$$

$$0.9 (G_{max} + G_{min}) + 1.25 (Q_c + P + Q_v)$$

❖ Type B (accidentel) :

$$1.1 (G_{max} + G_{min}) + F_a + (Q_c + P)$$

$$0.9 (G_{max} + G_{min}) + F_a + (Q_c + P)$$

Avec : $G_{max} = 1.2 \times G$ Et $G_{min} = 0.98 \times G$

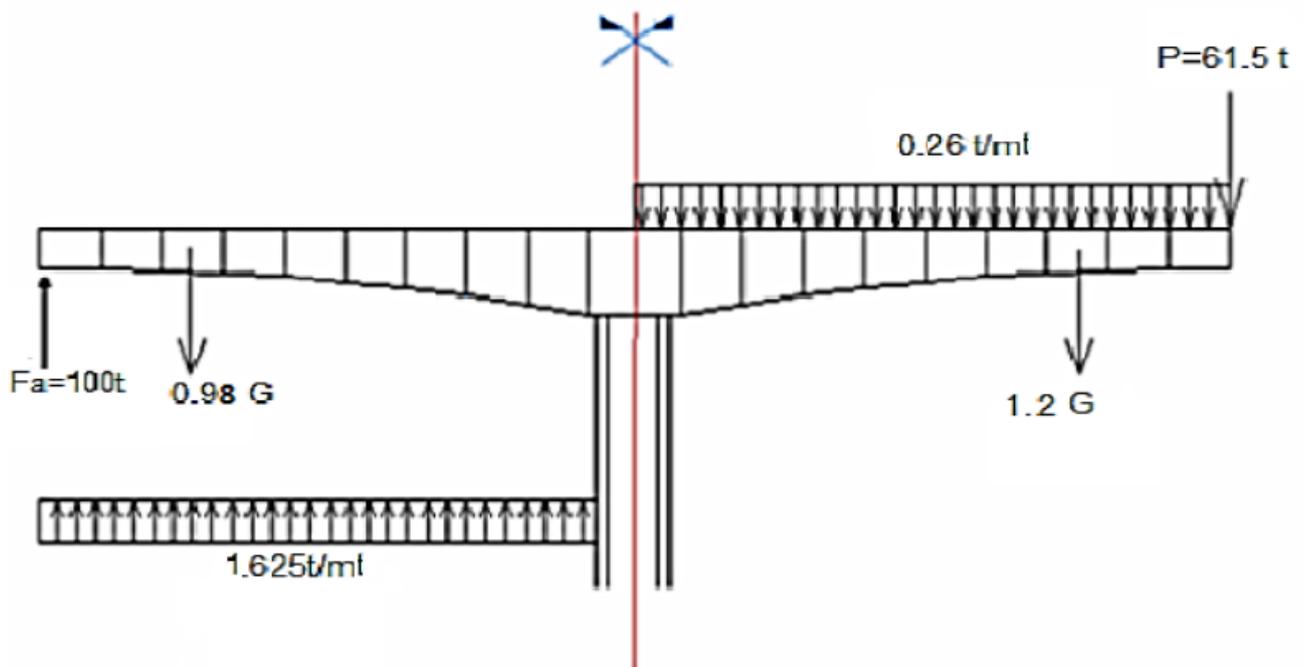


Figure VI.9: schéma illustratif des charges appliquées au fléau

Le tableau suivant donne les résultats des Moments en (KN) calculés en haut, à partir de l'Excel :

X(m)	Cas fondamental		Cas accidentel	
	$1,1G_{max} + 1,25(Q_c + Q_v + Q_p)$	$0,9G_{max} + 1,25(Q_c + Q_v + Q_p)$	$1,1G_{min} + Q_c + Q_p + FA$	$0,9G_{min} + Q_c + Q_p + FA$
0	-55771,82	-47085,96	-42593,40	-34248,16
4	-47960,92	-40546,78	-35864,29	-28740,90
8	-40823,66	-34565,61	-29783,88	-23771,25
12	-34332,84	-29120,21	-24326,05	-19317,83
16	-28463,46	-24190,10	-19466,75	-15360,98
20	-23192,66	-19756,60	-15184,05	-11882,74
24	-18499,78	-15802,80	-11458,08	-8866,87
28	-14366,34	-12313,58	-8271,09	-6298,83
32	-10776,02	-9275,58	-5607,39	-4165,79
36	-7714,67	-6677,23	-3453,41	-2456,65
40	-5170,34	-4508,75	-1797,64	-1162,00
44	-3133,23	-2762,12	-630,69	-274,13
48	-1595,73	-1431,13	54,77	212,92
52	-552,41	-511,31	263,95	303,44
56	0,00	0,00	0,00	0,00

Tableau VI.2: tableau de moments sous les différentes combinaisons

En parallèle de calcul manuel, Une modélisation du fléau a été faite par le logiciel ROBOT 2010. Ce dernier nous a donné le résultat des moments sous la combinaison la plus défavorable : $1,1G_{max} + 1,25(Q_c + Q_v + Q_p)$

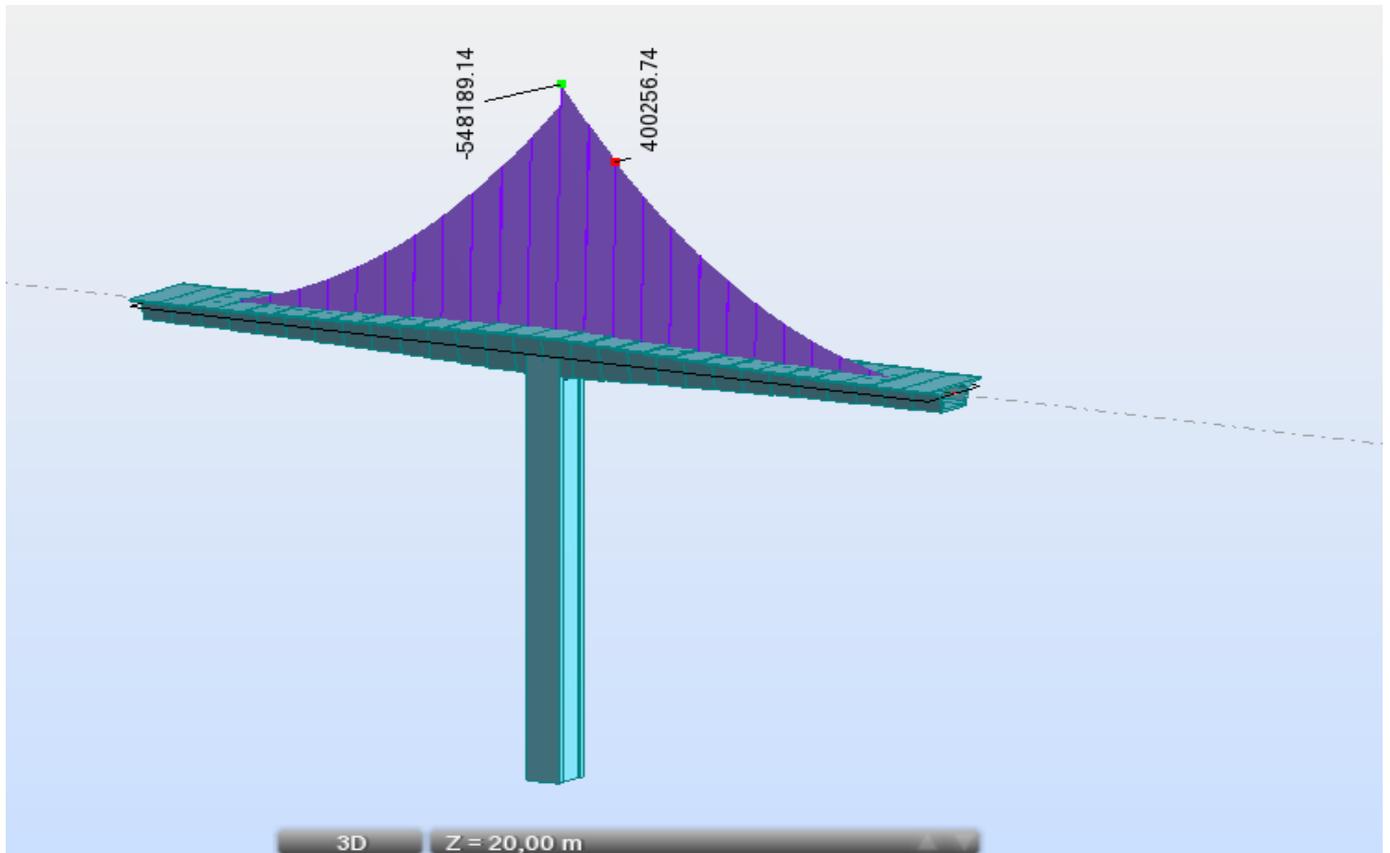


Figure VI.10 : Le moment max du fléau sous la combinaison la plus défavorable

VI.2.10. Conclusion

D'après le tableau ci-dessus, le moment le plus défavorable $M=-55771.82 \text{ t.m}$, qui sera par la suite utilisé pour le dimensionnement de la précontrainte du fléau.

D'un autre côté, la figure ci-dessus montre que le moment donné par le logiciel ROBOT était très proche de celui trouvé déjà, $M= -54818.91\text{t.m}$.

VI.3: Phase de clavage

Le clavage est une opération de solidarisation des fléaux entre eux ou un demi-fléau avec une portion de tablier coulée ou posé sur cintre. Dans cette phase de construction, on a deux types de clavage :

- Clavage dans la travée de rive
- Clavage dans la travée centrale

Pour le premier cas on considère que la console est solidaire avec la partie coulée sur cintre, la structure est devenue alors « hyperstatique », et pour le calcul des efforts, cette dernière est supposée soumise à l'effet du poids propre.

Moments dus au poids propre :

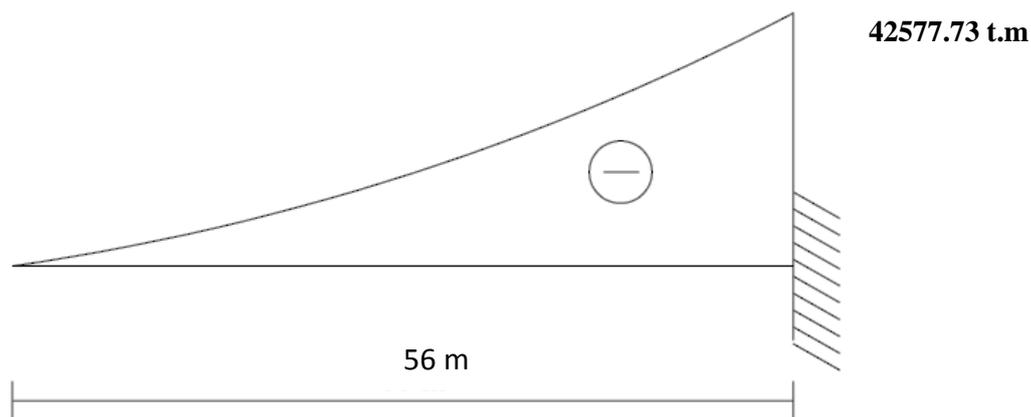


Figure VI.11 : Moments due au poids propre avant le clavage.

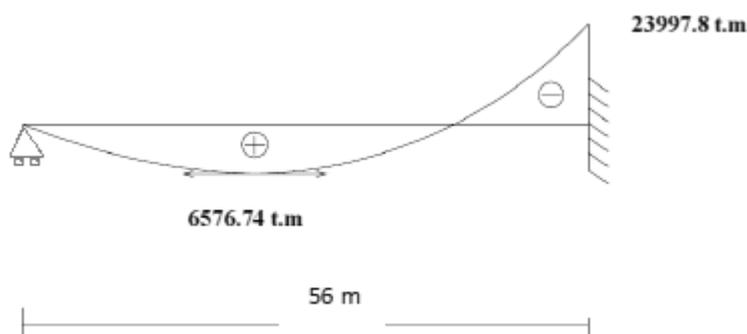


Figure VI.12: Moments due au poids propre après le clavage.

CHAPITRE VII

Etude de la précontrainte

Capitre VII: Etude de la précontrainte**Introduction :**

Vu le volume et les portées assez grande de ce type d'ouvrage, il nécessite l'emploi de matériaux aux performances rigoureusement contrôlées et améliorées, tout en joignant la sécurité à l'économie, qui est la précontrainte.

Le principe de base est de créer artificiellement une contrainte de compression préalable de telle sorte que l'effort de traction excessif dû aux charges et surcharges n'engendre qu'une décompression du béton.

Donc le béton précontraint reste toujours comprimé ou ne subit que des contraintes de tractions faibles, autrement dit, il travaille à pleine résistance ce qui n'est pas le cas de béton armé.

On distingue deux modes de précontraintes :

- Précontrainte par post-tension.
- Précontrainte par pré-tension.

Pour le cas de notre ouvrage, on utilisera la précontrainte par post-tension.

VII.1: Précontrainte par post-tension :

En post-tension, les câbles sont, le plus souvent, enfilés dans des gaines, mise en tension après coulage et durcissement du béton à l'aide d'un vérin appuyé sur le béton.

Une fois que la tension voulue est atteinte, le câble ainsi tendu est bloqué avec un système d'ancrage à travers lequel on injecte un coulis de mortier pour protéger les câbles contre la corrosion.

VII.1.1: Béton :

Il est nécessaire d'utiliser un béton caractérisé par une résistance élevée, donc un ciment CPA 325 dosé à 400 Kg/m², soit une résistance caractéristique moyenne :

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

$$F_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2,7 \text{ Mpa}$$

VII.1.2: Armature de précontrainte :¹

Dans le cas de la post-tension, les armatures sont disposées à l'intérieur de conduits, constitués généralement de gaines ou de tubes.

Les câbles de 19T 15s classe II TBR :

¹ Selon le Système FREYSSINET

Force de rupture garantie	$f_{prg}=1860\text{MPa.}$
Force élastique garantie	$f_{peg}= 1660\text{MPa.}$
La section de 1T15s	$A_p=150\text{ mm}^2$
Section utile d'un câble	$S_{câble} =19*150 =2850\text{ mm}^2$
Diamètre de la gaine	$\Phi = 10\text{ cm.}$
Coefficient de frottement (gaine-câble)	$\varphi = 2.10^{-3}\text{m}^{-1}$
Relaxation à 1000 heures	$\Phi_{1000} = 2.5\%$
Relaxation à 3000 heures	$\Phi_{3000} = 3\%$
Module d'élasticité	$E_p = 1,9\ 10^5\text{Mpa}$
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 VII.1: les caractéristiques mécaniques des câbles de précontrainte

VII.2: Model de calcul :

La stabilité longitudinale d'un pont construit par encorbellement assurée par deux familles de câbles :

VII.2.1: Câble de fléau :

Ce sont des câbles qu'on doit mettre en cours de construction. Ils sont destinés à s'opposer aux moments de flexion négatifs provoqués par la construction des consoles et à rendre chaque voussoir solidaire à la partie du tablier déjà exécutée.

VII.2.2: Câble de continuité :

Les câbles de seconde phase ils sont enfilés au voisinage de la clé de chaque travée pour réaliser la continuité du tablier et résister aux moments fléchissant positifs qui en résultent. Les câbles de continuité engendrent des moments hyperstatiques du fait de leur mise en tension sur une structure hyperstatique.

VII.3: Câblage de fléau :

Les câbles de fléau sont déterminés dans la phase de construction ou les sollicitations sont maximales, ces dernières créent des contraintes de compression dans les fibres supérieures et des contraintes de traction dans les fibres inférieures du voussoir.

La précontrainte du fléau :

$$\sigma_{P\text{ sup}} = \frac{P}{S} + \frac{P.e.v}{I} : \text{Sur la fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{P\text{ inf}} = \frac{P}{S} - \frac{P.e.v'}{I} : \text{Sur la fibre inférieure.}$$

Avec :

$\sigma_{P\ sup}$: Contrainte de compression générée au niveau des fibres supérieures par l'application de l'effort de précontrainte.

$\sigma_{P\ inf}$: Contrainte de traction au niveau des fibres inférieures générée par l'application de l'effort de précontrainte.

P : La force de précontrainte.

v : La distance du centre de gravité de la section considérée à la fibre supérieure.

v' : La distance du centre de gravité de la section considérée à la fibre inférieure.

I : Le moment d'inertie longitudinal de la section.

e : l'excentricité du câble par rapport au centre de gravité.

Donc pour reprendre la traction, on doit avoir :

$$\sigma_P = \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e \cdot v}{I} - \frac{M \cdot v}{I} \geq \bar{\sigma}_{bt}$$

Sans toutefois que les contraintes de compression ne soient dépassées :

$$\sigma_P = \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e \cdot v'}{I} - \frac{M \cdot v'}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$\bar{\sigma}_{bt}$: Contrainte admissible de compression.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible de traction :

M : Le moment fléchissant dû au poids propre et les surcharges du chantier.

S : Section droite du voussoir considéré.

Cependant selon le règlement B.P.E.L², on doit assurer que sous les sollicitations de construction, les contraintes normales de flexion sont toujours des compressions, ceci en fait une justification de l'ouvrage aux E.L.U donc :

$$\frac{P}{S} + \frac{P \cdot e \cdot v}{I} = \frac{M \cdot v}{I} \Rightarrow P \left(\frac{1}{S} + \frac{e \cdot v}{I} \right) = \frac{M \cdot v}{I}$$

Donc

$$P = \frac{M \cdot v / I}{\frac{1}{S} + \frac{e \cdot v}{I}}$$

² Béton précontraint aux états limites

Donc cette dernière expression, P et e sont des inconnues, pour cela on fixe e et on détermine P.

On suppose que les câbles se répartissent en 3 nappes disposées comme suit en respectant les conditions d'enrobage :

d : distance d'enrobage.

Φ : diamètre de la gaine.

v : distance du CDG à la fibre supérieure.

$$d_1 = 1.5 \Phi = 1.5 \times 10 = 15 \text{ cm}$$

$$d_2 = 3 \Phi = 30 \text{ cm}$$

$$d_3 = 4.5 \Phi = 45 \text{ cm}$$



Figure VII.1: disposition des nappes

L'excentricité moyenne pour chaque nappe est :

$$1^{\text{ère}} \text{ nappe} \quad \longrightarrow e = v - d_1$$

$$2^{\text{ème}} \text{ nappe} \quad \longrightarrow e = v - d_2$$

$$3^{\text{ème}} \text{ nappe} \quad \longrightarrow e = v - d_3$$

Le nombre de câbles nécessaire sera :

$$n(P_0 - \Delta P) \geq P \quad \Delta P : \text{étant les pertes de tension.}$$

Supposant que $\Delta P = 25\% P_0$, l'équation devient :

$$n \geq \frac{P}{0.75 P_0}$$

P_0 : Force utile pour un câble de 19 T15s

$$\text{Avec } P_0 = \sigma_{P0} \times S_{\text{câble}}$$

VII.3.1: La tension à l'origine :

$$\text{On a } \sigma_{P0} = \text{Min}(0.8 f_{prg} ; 0.9 f_{peg})$$

$$\Rightarrow \sigma_{P0} = \text{Min}(0.8 \times 1860; 1660 \times 0.9)$$

$$\sigma_{P0} = \text{Min}(1488 ; 1494)$$

$$\Rightarrow \sigma_{P0} = 1488 \text{ Mpa.}$$

Donc :

$$P_0 = \sigma_0 \times S_{\text{câble}} = 1488 \times 2850 \times 10^{-6} = 4.2408 \text{ MN} = 424.08 \text{ t}$$

$$P_0=424.08t$$

$$\Delta P = 25\% P_0 = 106.02 t$$

$$\Rightarrow n \geq \frac{P}{0.75 P_0}$$

VII.3.2: Exemple de calcul :

La détermination du nombre de câbles pour le voussoir sur pile

On a :

- $S_p = 14.82 \text{ m}^2$
- $I_p = 92,23 \text{ m}^4$
- $V_p = 2,9 \text{ m}$
- $M_p = -55771.82 \text{ t}$
- $e_3 = V_p - d_3 = 2.9 - 0.45 = 2.45 \text{ m}$.

Le calcul de la force de la précontrainte :

$$P = \frac{55771.82 \times \frac{2.9}{92.23}}{\frac{1}{14.82} + \frac{2.45 \times 2.9}{92.23}} = 12134.91t.$$

Le nombre de câbles nécessaire pour P :

$$n \geq \frac{12134.91}{0.75 \times 424.08} = \mathbf{38.15} \quad \text{Alors, on prend } n = 40 \text{ câbles.}$$

Le reste des calculs seront faites à l'aide de l'Excel et seront présentés ci-dessous

longueur voussoir	x	d(m)	V(m)	Iy(m4)	S(m2)	e(m)	p(t)	Ni=Pi/0,75P0	N choisi
0	0.00	0.45	2.90	92.23	14.82	2.45	12134.91	38.15	40
4	4.00	0.45	2.68	77.29	14.17	2.23	11244.90	35.35	36
4	8.00	0.3	2.47	64.84	13.56	2.17	9942.13	31.26	32
4	12.00	0.3	2.28	54.53	13.00	1.98	8988.81	28.26	30
4	16.00	0.3	2.11	46.04	12.49	1.81	8004.81	25.17	26
4	20.00	0.3	1.95	39.08	12.03	1.65	6995.19	21.99	22
4	24.00	0.15	1.81	33.43	11.62	1.66	5693.69	17.90	18
4	28.00	0.15	1.69	28.88	11.26	1.54	4699.14	14.77	14
4	32.00	0.15	1.58	25.25	10.94	1.43	3728.57	11.72	12
4	36.00	0.15	1.49	22.40	10.68	1.34	2807.18	8.83	10
4	40.00	0.15	1.41	20.23	10.46	1.26	1964.61	6.18	8
4	44.00	0.15	1.35	18.62	10.29	1.20	1233.08	3.88	6
4	48.00	0.15	1.31	17.53	10.17	1.16	644.47	2.03	4
4	52.00	0.15	1.29	16.89	10.09	1.14	226.67	0.71	2
4	56	0.15	1.28	16.68	10.07	1.28	0	0.00	0

Tableau VII.2: la détermination du nombre des câbles de fléau

Après la détermination du nombre des câbles utiles par voussoir pour un demi-fléau, on doit trouver le nombre des câbles arrêtés :

Voussoir	1/2VSP	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
N _{réel}	40	36	32	30	26	22	18	14	12	10	8	6	4	2
Câbles arrêtés par voussoir	4	4	2	4	4	4	4	2	2	2	2	2	2	2
Câbles arrêtés par âme	2	2	1	2	2	2	2	1	1	1	1	1	1	1

Tableau VII.3: Nombre de câbles arrêtés par voussoir

D'après ces deux tableaux, on essaiera de proposer une bonne distribution des câbles dans le gousset du voussoir sur pile, en appuyant sur le **BPEL**.

VII.4: Espacement des armatures de précontraint :

Les armatures de précontrainte doivent être disposées dans chaque section de manière à assurer une bonne répartition des efforts, à permettre un bétonnage correct et à éviter un affaiblissement des éléments constitutifs de la structure. Comme le montre la figure suivante :

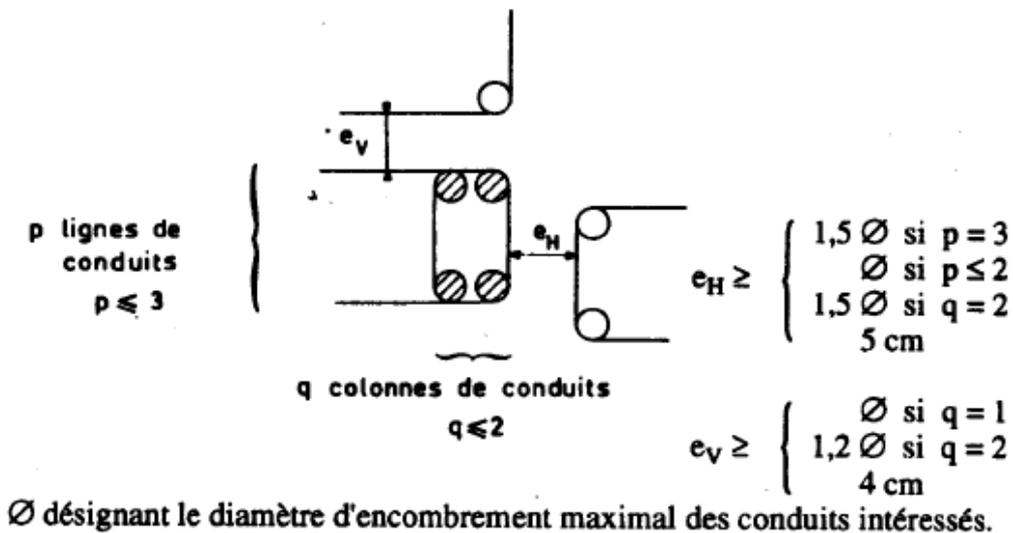


Figure VII.2: Espacement entre les câbles

Selon le BPEL, le nombre de conduits dans chaque paquet est limité :

- Dans le sens horizontal à :
 - 2 si $\varnothing \leq 5$ cm
 - 1 si $\varnothing > 5$ cm

On prend : **eh=15 cm**

- Dans le sens vertical à :
 - 3 si $\varnothing \leq 5$ cm
 - 2 si $5 \text{ cm} < \varnothing < 10$ cm
 - 1 si $\varnothing \geq 10$ cm

On prend : **ev= 12 cm**

Distance des armatures de précontrainte aux parements :

$$c \geq \text{Max} \left(\frac{3}{4}a, \varnothing, d' \right)$$

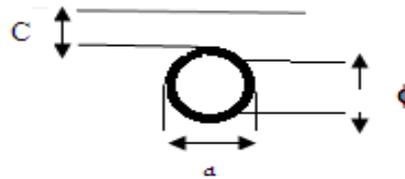


Figure VII.3: distance des armatures de précontrainte aux parements

Avec

a : désignant la dimension horizontale du rectangle circonscrit au conduit.

$d' = 4$ cm, pour les ouvrages courants.

$d' \geq 5$ cm, Dans le cas d'ouvrages exposés à une atmosphère agressive.

$d' = 3$ cm, Dans le cas d'ouvrages à l'abri des intempéries.

Donc **C=10 cm**.

Remarque :

On constate que la disposition et les distances des câbles ont été changées, en se basant sur le règlement BPEL. Cette nouvelle disposition sera utile dans la détermination du tracé.

$d_3 = 0.59$ m

$d_2 = 0.37$ m

$d_1 = 0.15$ m.

Le schéma ci-dessous présente la disposition adéquate de câbles de la précontrainte pour un gousset du voussoir sur pile, en respectant certaines exigences du règlement BPEL :

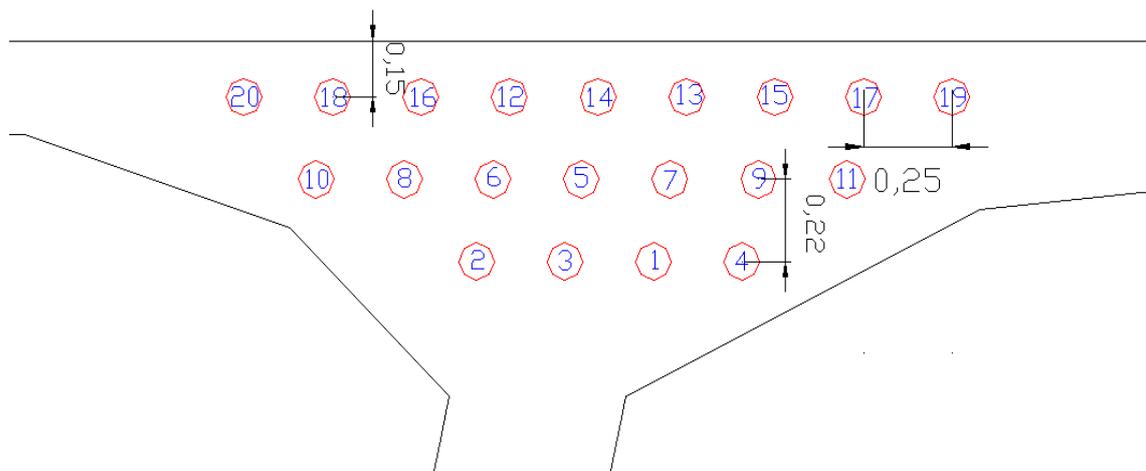


Figure VII.4: Disposition des câbles de fléau du voussoir sur pile

VII.5: Le tracé du câblage de fléau :

VII.5.1: Tracé des câbles de fléau :

Les câbles de fléau accrochent tous les voussoirs d'un fléau, ils passent dans les goussets supérieurs de la coupe transversale.

Pour les arrêter, il faut les descendre légèrement dans les âmes d'une manière à bénéficier de la réduction de l'effort tranchant, ils sont disposés plus près de l'âme pour faciliter leur descente.

Il est avantageux d'utiliser des unités de précontrainte assez fortes pour limiter leur nombre, toutefois le nombre de câbles doit être égal dans chaque âme.

VII.5.2: Etude du tracé en élévation :

Le tracé des câbles devra satisfaire les principes suivants :

- Il faut au maximum éviter les croisements des câbles en particulier dans les âmes.
- Les câbles suivront une trajectoire rectiligne jusqu'au dernier voussoir, où ils subissent

Une déviation parabolique d'équation générale : $y(x) = ax^2 + bx + c$.

Donc tout d'abord, il faut déterminer tous les paramètres nécessaires afin de tracer les câbles.

$$y(x) = d_0 + (d_1 - d_0) \left(\frac{x}{l}\right)^2$$

d_0 : distance à la face supérieure du câble filant.

d_1 : distance à la face supérieure du point d'ancrage.

l : longueur sur laquelle s'effectue la courbure. Dans notre cas $l=4$ m

- Le rayon de courbure en un point est défini par l'expression :

$$R_c(x) = \frac{x^2}{2(d_1 - d_0)} \geq R_{min}$$

.Avec $R_{min} \geq 6$, Pour les câbles T15s ne traversant pas de joints ou surfaces de reprise.
Alors $R_{min} = 6m$.

A partir de cette relation, à $x=4m$ (premier voussoir) on va calculer le :

$$d_1 \leq d_0 + \frac{x^2}{2R_{min}} = d_{max}$$

- La déviation verticale d'un câble α_n est :

$$tg \alpha_n = \frac{d(y(x))}{dx} = 2(d_1 - d_0) \frac{x_0}{l^2}, \quad \text{alors} \quad \alpha_n = Arctg(2(d_1 - d_0)) \frac{d_0}{l^2}.$$

- L'inclinaison du câble : il doit vérifier aussi que : $tg \alpha = \frac{x^2}{2y}$

Exemple de calcul : pour le voussoir sur pile,

Rayon de courbure en un point :

- Rayon de courbure en un point

$$d_1 \leq 0.59 + \frac{(4)^2}{2 \times 6} = 1.92$$

Donc, $d_1 = 1.85 m$.

$$R_c(x) = \frac{4^2}{2(1.85 - 0.59)} = 6.35m. \text{ vérifié.}$$

- La déviation verticale d'un câble α_n :

$$\text{\AA } x=0m, \quad tg \alpha_n = 0;$$

$$\text{\AA } x=4m, \quad tg \alpha_n = 2(1.85 - 0.59) \frac{4}{4^2} = 0.63.$$

De là, on est arrivé à déduire l'équation de la déviation :

$$y = d_0 + (d_1 - d_0) \left(\frac{x}{l}\right)^2 = 0.59 + (1.85 - 0.59) \left(\frac{x^2}{4^2}\right)$$

Donc : $y = 0.59 + 0.079x^2$.

\AA $x = 0m, y = 0.59m$

\AA $x = 4m, y = 1.85m$.

En prenant ces coordonnées, on peut facilement définir la déviation de chaque câble par voussoir par un schéma qui représente par la suite un plan de ferrailage actif

L'équation de déviation pour chaque voussoir est donnée ci-dessous sous forme d'un tableau :

N° voussoir	N° de câble	variation de x(m)	L(m)	d0 (m)	d _{max} (m)	V(m)	d1 (m)	R(m)	Y(m)	tg(α)	α (rad)	équations
1/2 VSP	1	4	4	0.59	1.92	2.90	1.85	6.35	1.26	0.630	0.56	0.59+0.079X ²
1/2VSP	2	4	4	0.59	1.92	2.90	1.35	10.53	0.76	0.380	0.36	0.59+0.048X ²
1	3	8	4	0.59	1.92	2.68	1.85	6.35	1.26	0.630	0.56	0.59+0.079X ²
1	4	8	4	0.59	1.92	2.68	1.35	10.53	0.76	0.380	0.36	0.59+0.048X ²
2	5	12	4	0.37	1.70	2.47	1.65	6.25	1.28	0.640	0.57	0.37+0.08X ²
3	6	16	4	0.37	1.70	2.28	1.65	6.25	1.28	0.640	0.57	0.37+0.08X ²
3	7	16	4	0.37	1.70	2.28	1.15	10.26	0.78	0.390	0.37	0.37+0.049X ²
4	8	20	4	0.37	1.70	2.11	1.65	6.25	1.28	0.640	0.57	0.37+0.08X ²
4	9	20	4	0.37	1.70	2.11	1.15	10.26	0.78	0.390	0.37	0.37+0.049X ²
5	10	24	4	0.37	1.70	1.95	1.40	7.77	1.03	0.515	0.48	0.37+0.064X ²
5	11	24	4	0.37	1.70	1.95	0.90	15.09	0.53	0.265	0.26	0.37+0.033X ²
6	12	28	4	0.15	1.48	1.81	1.40	6.40	1.25	0.625	0.56	0.15+0.078X ²
6	13	28	4	0.15	1.48	1.81	0.90	10.67	0.75	0.375	0.36	0.15+0.047X ²
7	14	32	4	0.15	1.48	1.69	1.40	6.40	1.25	0.625	0.56	0.15+0.078X ²
8	15	36	4	0.15	1.48	1.58	1.40	6.40	1.25	0.625	0.56	0.15+0.078X ²
9	16	40	4	0.15	1.48	1.49	1.40	6.40	1.25	0.625	0.56	0.15+0.078X ²
10	17	44	4	0.15	1.48	1.41	1.40	6.40	1.25	0.625	0.56	0.15+0.078X ²
11	18	48	4	0.15	1.48	1.35	1.40	6.40	1.25	0.625	0.56	0.15+0.078X ²
12	19	52	4	0.15	1.48	1.31	1.40	6.40	1.25	0.625	0.56	0.15+0.078X ²
13	20	56	4	0.15	1.48	1.29	1.40	6.40	1.25	0.625	0.56	0.15+0.078X ²

Tableau VII.4: détermination des équations du tracé en élévation

Un schéma illustratif du tracé des câbles de la précontrainte en élévation :

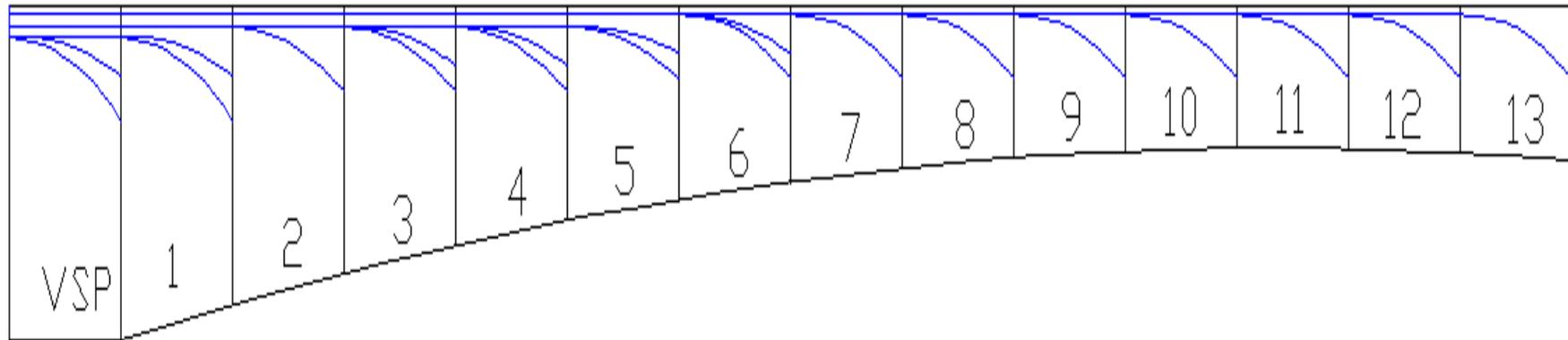


Figure VII.5: tracé des câbles en élévation

VII.5.3: Etude du tracé des câbles en plan :

Le tracé en plan suit aussi une parabole qui commence au début du voussoir jusqu'à l'encrage, mais avec une variation très lente car le câble suit en même temps deux courbures : en plan et en élévation, qui pose des problèmes au niveau de l'exécution, bien que théoriquement il est conseillé de donner aux câbles une forme de « S » plus au moins prononcé. Lorsque les courbes augmentent, les pertes de précontraintes sont très importantes, au niveau de l'ancrage, le câble doit être droit sur au moins **40 cm** du fait que l'encrage se fait dans l'âme. Le rayon de courbure soit supérieur à $R_{min} = 2 \text{ m}$.

On a opté pour une telle courbure pour réduire au maximum la composante transversale de l'effort de précontrainte dans le plan.

Le tracé suit une équation parabolique de la forme :

$$Z = a x^2 + b x + c.$$

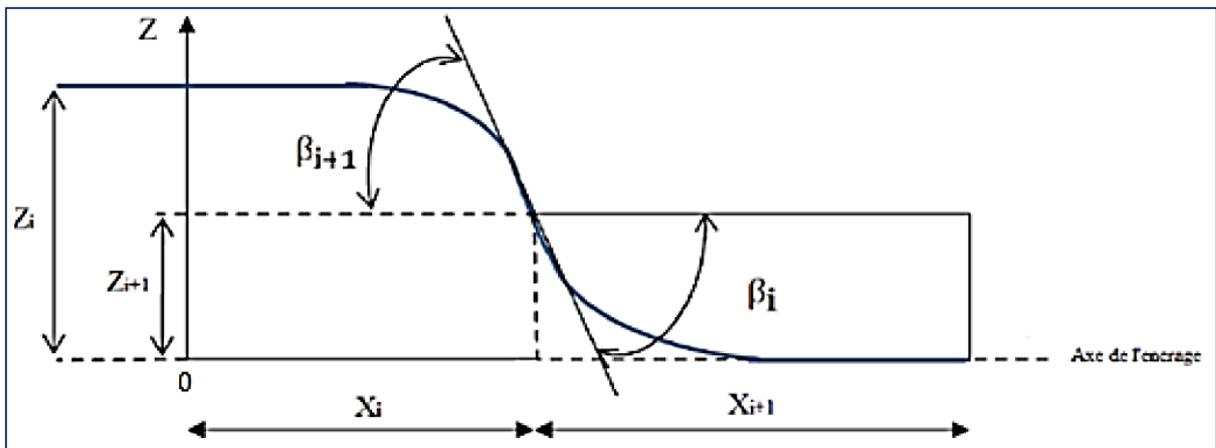


Figure VII-6 : Câblage en plan.

Avec les conditions aux limites, l'équation de la parabole devient :

$$Z(x) = Z_i + (Z_{i+1} + Z_i) \left(\frac{x}{L}\right)^2$$

Le rayon de courbure :

L'inclinaison : $R_i = \frac{(x_i)^2}{2(Z_{i+1}-Z_i)}$ et $R_{i+1} = \frac{(x_{i+1})^2}{2(Z_{i+1}-Z_{i+2})}$

$$\tan(\beta_i) = \frac{2(Z_{i+1}-Z_i)}{x_i} \quad \text{Et} \quad \tan(\beta_{i+1}) = \frac{2Z_{i+1}}{x_{i+1}}$$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} \beta_i : \text{L'inclinaison dans la section intermédiaire.} \\ \beta_{i+1} : \text{L'inclinaison dans la section d'ancrage} \\ R_i : \text{Le Rayon de courbure dans la première section.} \\ R_{i+1} : \text{Le Rayon de courbure dans la deuxième section.} \end{array} \right.$

Les $Z(i)$ et $Z(i+1)$ sont obtenus à partir du dessin réalisé sur Autocad.

Exemple de calcul:

$$Z(i) = 0.12$$

$$Z(i+1) = 0.24$$

Donc :

$$R (i) = \frac{(2)^2}{2(0.24-0.12)} = 16.67$$

$$R (i + 1) = \frac{(2)^2}{2(0.24-0.12)} = 16.67$$

$$\beta_n = \text{Arctg}\left(2(z_1 - z_0)\frac{z_0}{l^2}\right) = 0.12 \text{ rad.}$$

Le tableau suivant donne les déviations en plan pour chaque voussoir :

N° voussoir	N° de câble	variation de x(m)	L(m)	d0 (m)	d _{max} (m)	V (m)	d1 (m)	R(m)	Y(m)	tg(α)	α (rad)	Z(i)	R(x)	R(i+1)	δ̂ (rad)	tg δ̂
1/2 VSP	1	4.00	4.00	0.59	1.92	2.90	1.85	6.35	1.26	0.63	0.56	0.12	16.67	16.67	0.12	0.12
1/2VSP	2	4.00	4.00	0.59	1.92	2.90	1.35	10.53	0.76	0.38	0.36	-0.12	-16.67	-16.67	-0.12	-0.12
1	3	8.00	4.00	0.59	1.92	2.68	1.85	6.35	1.26	0.63	0.56	0.00	-	-	0.00	0.00
1	4	8.00	4.00	0.59	1.92	2.68	1.35	10.53	0.76	0.38	0.36	0.24	8.00	8.33	0.24	0.25
2	5	12.00	4.00	0.37	1.70	2.47	1.65	6.25	1.28	0.64	0.57	0.00	-	-	0.00	0.00
3	6	16.00	4.00	0.37	1.70	2.28	1.65	6.25	1.28	0.64	0.57	-0.12	-16.67	-16.67	-0.12	-0.12
3	7	16.00	4.00	0.37	1.70	2.28	1.15	10.26	0.78	0.39	0.37	0.12	16.67	16.67	0.12	0.12
4	8	20.00	4.00	0.37	1.70	2.11	1.65	6.25	1.28	0.64	0.57	-0.24	-8.00	-8.33	-0.24	-0.25
4	9	20.00	4.00	0.37	1.70	2.11	1.15	10.26	0.78	0.39	0.37	0.24	8.00	8.33	0.24	0.25
5	10	24.00	4.00	0.37	1.70	1.95	1.40	7.77	1.03	0.52	0.48	-0.42	-6.90	-4.76	-0.28	-0.29
5	11	24.00	4.00	0.37	1.70	1.95	0.90	15.09	0.53	0.27	0.26	0.42	6.90	4.76	0.28	0.29
6	12	28.00	4.00	0.15	1.48	1.81	1.40	6.40	1.25	0.63	0.56	-0.12	-16.67	-16.67	-0.12	-0.12
6	13	28.00	4.00	0.15	1.48	1.81	0.90	10.67	0.75	0.38	0.36	0.12	16.67	16.67	0.12	0.12
7	14	32.00	4.00	0.15	1.48	1.69	1.40	6.40	1.25	0.63	0.56	0.00	-	-	0.00	0.00
8	15	36.00	4.00	0.15	1.48	1.58	1.40	6.40	1.25	0.63	0.56	0.24	8.00	8.33	0.24	0.25
9	16	40.00	4.00	0.15	1.48	1.49	1.40	6.40	1.25	0.63	0.56	-0.24	-8.00	-8.33	-0.24	-0.25
10	17	44.00	4.00	0.15	1.48	1.41	1.40	6.40	1.25	0.63	0.56	0.42	6.90	4.76	0.28	0.29
11	18	48.00	4.00	0.15	1.48	1.35	1.40	6.40	1.25	0.63	0.56	-0.42	-6.90	-4.76	-0.28	-0.29
12	19	52.00	4.00	0.15	1.48	1.31	1.40	6.40	1.25	0.63	0.56	0.53	3.64	3.77	0.50	0.55
13	20	56.00	4.00	0.15	1.48	1.29	1.40	6.40	1.25	0.63	0.56	-0.53	-3.64	-3.77	-0.50	-0.55

Tableau VII.5: détermination des paramètres avec équations du tracé en élévation

Finissant le câblage de la précontrainte du fléau par un tracé des câbles en plan, qui est présenté ci-dessous :

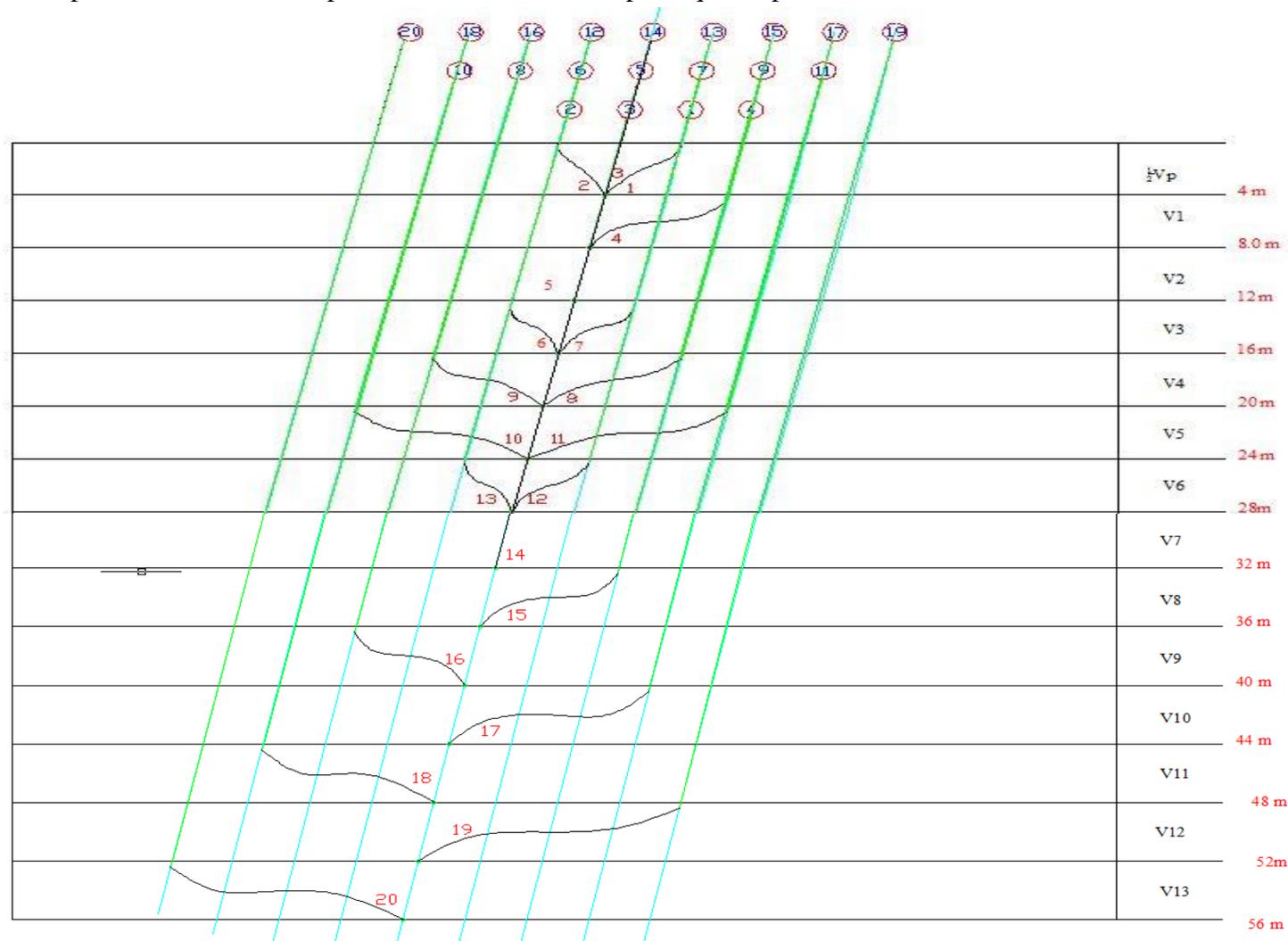


Figure VII.7: tracé des câbles en plan

VII.6: Etude de la précontrainte de continuité :

De façon générale, les câbles de continuité sont destinés à reprendre les actions complémentaires appliquées à la structure après réalisation des fléaux.

Ces câbles qui s'opposent à des moments positifs, sont situés dans les goussets inférieurs et sont ancrés dans des bossages situés à la jonction âme-hourdis inférieur.

VII.6.1: Calcul du nombre de câbles de continuité dans chaque travée :

Les câbles de continuité seront dimensionnés avec les moments positifs à l'ELS sous la combinaison la plus défavorable, qui est : **G+D240**.

Avec :

G : poids propre du tablier.

D240 : surcharge routière dominante.

VII.6.2: Modélisation :

La modélisation sera faite à l'aide du logiciel **REBOT 2010**, avec un modèle de calcul reflète le modèle réel, afin d'obtenir les résultats et les interprétés. Les résultats sont présentés à l'**annexe A**.

VII.6.3: Calcul de l'effort de précontrainte :

La détermination des efforts de la précontrainte, se fera à l'aide de la formule suivante :

$$P = \frac{M \cdot V' / I}{\frac{1}{S} + \frac{e_o \cdot V'}{I}}$$

Cette formule est obtenue par une égalité entre la contrainte due à l'effort de la précontrainte et la contrainte due au moment fléchissant, aux fibres inférieures. Où :

$$\sigma_{P,inf} = \frac{P_i}{S_i} + \frac{P_i \cdot e_i \cdot V'_i}{I_i}$$

$$\sigma_{M,inf} = \frac{M_i \cdot V'_i}{I_i}$$

Tel que :

P : Effort de la précontrainte.

M : Le moment fléchissant dû à la combinaison ci-dessus.

V' : La distance du centre de gravité de la section considérée à la fibre inférieure.

I : Le moment d'inertie longitudinale de la section.

S : l'aire de la section.

e : l'excentricité des câbles par rapport au centre de gravité.

Les calculs étaient faits, par la suite dans le cas d'une travée chargée.

VII.6.3.1: Travée centrale :

Exemple de calcul

Pour une section située à l'axe de la travée centrale en charge, on a :

S (m2)	Iy (m4)	V(m)	V'	d'	e'	M
10.07	16.71	1.28	2.22	0.15	2.07	11229.89

Alors :

$$P = \frac{11229.89 \times \frac{2.22}{16.71}}{\frac{1}{10.07} + \frac{2.07 \times 2.22}{16.71}} = 3337.53 \text{ t.m}$$

Et

$$N = \frac{3337.53}{0.75 \times 424.08} = 10.49 \text{ câbles}$$

On prend 12 câbles, soit supérieur à 10.49 câbles déjà trouvé.

Ci-dessous, un tableau donne le nombre de câbles de continuité trouvés, pour chaque voussoir de la travée centrale en charge :

N voussoir	X(m)	M (t.m)	S (m2)	Iy (m4)	V(m)	V'(m)	e'(m)	P(t)	N	N choisi	P réel(t)
Culée	0.00	11229.89	10.07	16.71	1.28	2.22	2.07	3337.53	10.49	12	5088.96
V13	1.50	11070.69	10.07	16.68	1.28	2.22	2.07	3290.87	10.35	12	5088.96
V12	5.50	10313.98	10.09	16.89	1.29	2.23	2.08	3055.23	9.61	10	4240.80
V11	9.50	9092.00	10.17	17.53	1.31	2.25	2.10	2665.37	8.38	10	4240.80
V10	13.50	7402.77	10.29	18.62	1.35	2.28	2.13	2133.39	6.71	8	3392.64
V9	17.50	5243.24	10.46	20.23	1.41	2.33	2.18	1476.08	4.64	6	2544.48
V8	21.50	2600.89	10.68	22.40	1.49	2.40	2.25	711.10	2.24	4	1696.32
V8	24.90	0.00	10.71	22.78	1.50	2.45	2.30	0.00	0.00	2	848.16

Tableau VII.6: les câbles de continuités en charge de la travée centrale

N° voussoir	Culée	V13	V12	V11	V10	V9	V8	V8
Nombre de câbles	12	12	10	10	8	6	4	2
Nombre de câbles par goussets	6	6	5	5	4	3	2	1

Tableau VII.7: Nombre de câbles de par voussoir de la travée centrale

Ces câbles sont disposés et ancrés de façon à avoir en chaque section un nombre de câbles n calculé précédemment, qui engendrent l'effort de précontrainte suffisant pour reprendre les moments positifs dans ces sections. On présente ci-dessous un schéma illustratif de la disposition des câbles du voussoir sur pile pour la travée centrale :

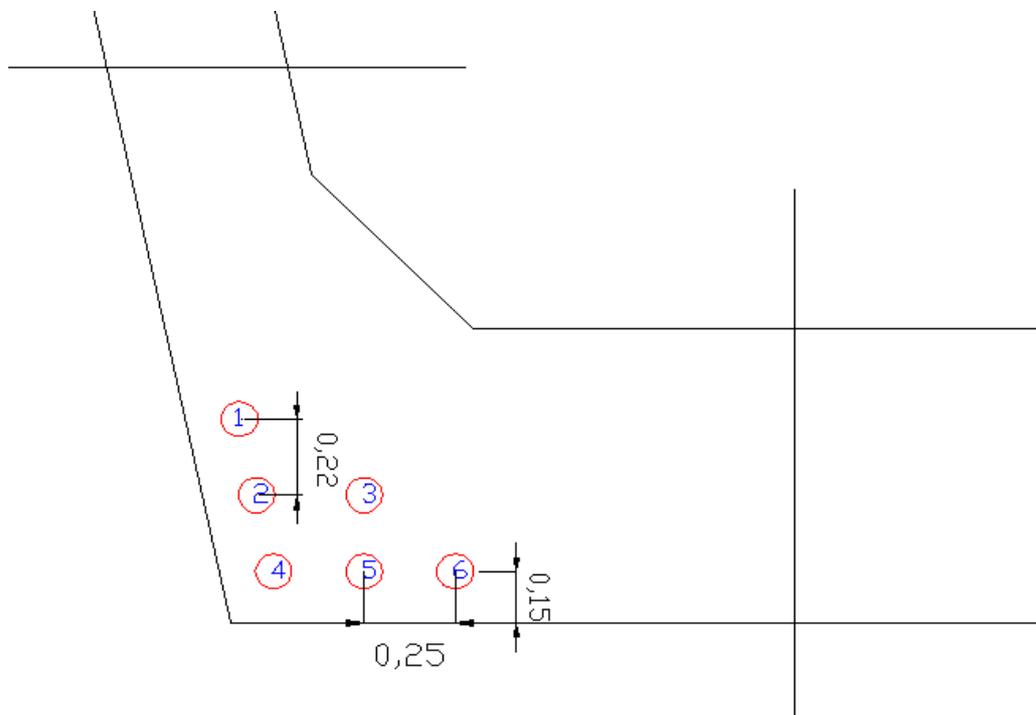


Figure VII.8: disposition de câbles de continuité de la travée centrale

La figure présente une coupe longitudinale de la disposition des câbles de précontrainte de continuité, en rouge :

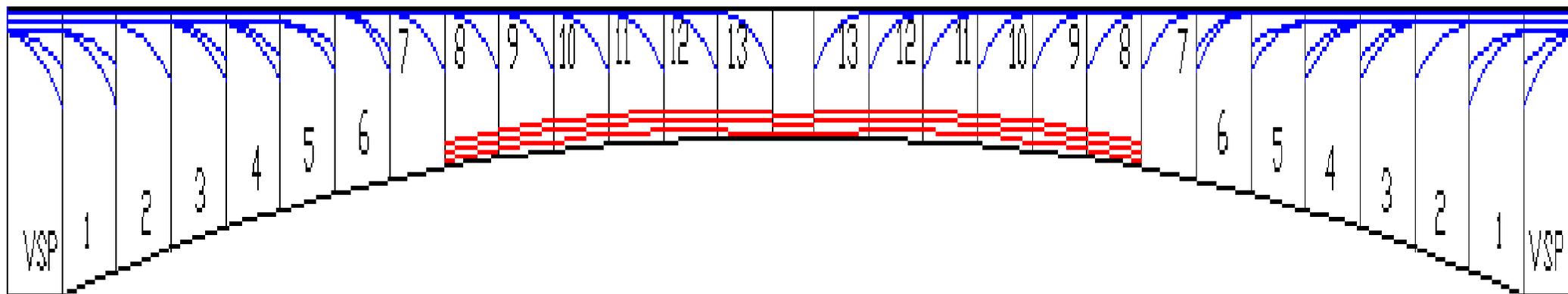


Figure VII.9: coupe longitudinale de la disposition des câbles de continuité de la travée centrale

VII.6.3.2: Travée de rive :

De même, le tableau suivant donne le nombre de câbles de la travée de rive :

N voussoir	X (m)	M (t.m)	S (m ²)	Iy (m ⁴)	V' (m)	V(m)	e' (m)	P (t)	N	N choisi	P réel(t)
culée	0.00	0.00	10.07	16.71	2.22	1.28	2.07	0.00	0.00	0	0.00
C1	3.50	2124.30	10.07	16.71	2.22	1.28	2.07	631.26	1.98	2	636.12
C2	7.50	4109.90	10.07	16.71	2.22	1.28	2.07	1221.31	3.84	4	1272.24
C3	11.50	5639.40	10.07	16.71	2.22	1.28	2.07	1675.81	5.27	6	1908.36
VC	13.00	6104.39	10.07	16.71	2.22	1.28	2.07	1813.99	5.70	6	1908.36
V13	17.00	7442.95	10.09	16.89	2.22	1.28	2.07	2203.89	6.93	8	2544.48
V12	21.00	8688.49	10.17	17.53	2.23	1.29	2.08	2543.12	8.00	10	3180.60
V11	25.00	9272.57	10.29	18.62	2.25	1.31	2.10	2663.10	8.37	10	3180.60
V10	29.00	9182.84	10.46	20.23	2.28	1.35	2.13	2577.54	8.10	10	3180.60
V9	33.00	8414.69	10.68	22.40	2.33	1.41	2.18	2293.91	7.21	8	2544.48
V8	37.00	6962.27	10.71	22.78	2.40	1.49	2.25	1893.25	5.95	6	1908.36
V7	41.00	4931.17	10.94	25.25	2.47	1.58	2.32	1304.44	4.10	6	1908.36
V6	45.00	0.00	11.26	28.88	2.57	1.69	2.42	0.00	0.00	2	636.12

Tableau VII.8: câbles de continuité en charge de la travée de rive

N° voussoir	C1	C2	C3	VC	V13	V12	V11	V10	V9	V8	V7	V6
Nombre de câbles	2	4	6	6	8	10	10	10	8	6	6	2
Nombre de câbles par goussets	1	2	3	3	4	5	5	5	4	3	3	1

Tableau VII.9: Nombre de câbles de par voussoir de la travée de rive

Ces câbles sont disposés et ancrés de façon à avoir en chaque section un nombre de câbles n calculé précédemment, qui engendrent l'effort de précontrainte suffisant pour reprendre les moments positifs dans ces sections. On présente ci-dessous un schéma illustratif de la disposition des câbles du voussoir sur pile pour la travée de rive :

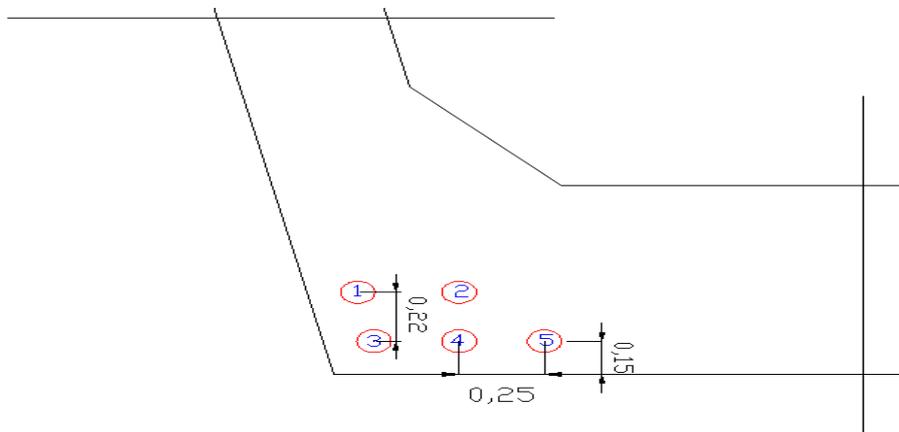


Figure VII.10: disposition de câbles de continuité de la travée de rive

La figure suivante présente une coupe longitudinale de la disposition des câbles de précontrainte de continuité, en rouge :

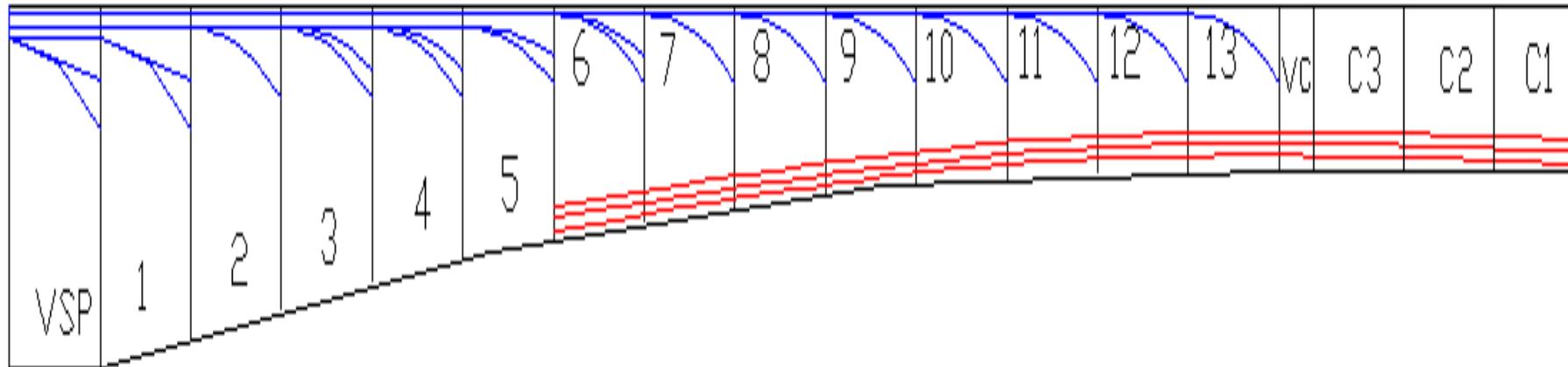


Figure VII.11: coupe longitudinale de la disposition des câbles de continuité de la travée de rive

VII.7: Vérification des contraintes :

Cette étape a pour but de vérifier l'ensemble des contraintes engendrées par l'application de l'effort de précontrainte. Les contraintes normales doivent rester inférieures aux valeurs limites admissibles dans chaque section.

Selon le B.P.E.L on doit vérifier les contraintes dans deux phases différentes :

- En phase de construction ;
- En phase de service.

VII.7.1: Vérification des contraintes en phase de construction :

En phase de construction, les contraintes normales doivent rester inférieures aux valeurs limites admissibles dans chaque section suivantes :

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{S} - \frac{M \cdot v}{I} + \frac{P \cdot e \cdot v}{I} \geq \bar{\sigma}_{bt}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{S} - \frac{M \cdot v'}{I'} + \frac{P \cdot e \cdot v'}{I'} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec :

σ_{sup} : La contrainte dans la fibre supérieure de la section

σ_{inf} : La contrainte dans la fibre inférieure de la section.

P : La force de précontrainte.

S : Section transversale du voussoir.

M : Moment généré par application des charges.

v : La distance entre la fibre supérieure et l'axe neutre d'un voussoir.

v' : La distance entre la fibre inférieure et l'axe neutre d'un voussoir.

e : L'excentrement des câbles par rapport à l'axe neutre des voussoirs.

$\bar{\sigma}_{bt}$: Contrainte limite de traction du béton.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite de compression du béton.

Sachant qu'on est en classe I, on ne tolère pas des décompressions dans le béton. C'est la précontrainte totale.

Alors :

$$\bar{\sigma}_{bt} = 0 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 21 \text{ MPa}$$

Donc on doit vérifier pour cette étape que :

- ✓ $\sigma_{sup} \geq 0 \text{ MPa}$.
- ✓ $\sigma_{sup} \geq 21 \text{ MPa}$.

Le tableau suivant donne les contraintes en chaque section de voussoirs, en phase de construction :

x (m)	M (t.m)	S (m ²)	I _y (m ⁴)	V'(m)	d ₀ (m)	V(m)	e(m)	P (t)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)
0	55771.82	14.82	92.23	3.60	0.59	2.90	2.31	12722.40	0.29	18.88
4	47960.92	14.17	77.29	3.41	0.59	2.68	2.09	11450.16	-0.25	18.70
8	40823.66	13.56	64.84	3.23	0.37	2.47	2.10	10177.92	0.10	17.20
12	34332.84	13.00	54.53	3.07	0.37	2.28	1.91	9541.80	0.60	16.41
16	28463.46	12.49	46.04	2.92	0.37	2.11	1.74	8269.56	0.17	15.58
20	23192.66	12.03	39.08	2.79	0.37	1.95	1.58	6997.32	-0.24	14.48
24	18499.78	11.62	33.43	2.67	0.37	1.81	1.44	5725.08	-0.63	13.12
28	14366.34	11.26	28.88	2.57	0.15	1.69	1.54	4452.84	-0.44	10.65
32	10776.02	10.94	25.25	2.47	0.15	1.58	1.43	3816.72	0.16	8.71
36	7714.67	10.68	22.40	2.40	0.15	1.49	1.34	3180.60	0.68	6.68
40	5170.34	10.46	20.23	2.33	0.15	1.41	1.26	2544.48	1.07	4.69
44	3133.23	10.29	18.62	2.28	0.15	1.35	1.20	1908.36	1.25	2.88
48	1595.73	10.17	17.53	2.25	0.15	1.31	1.16	1272.24	1.16	1.40
52	552.41	10.09	16.89	2.23	0.15	1.29	1.14	636.12	0.76	0.40
56	0.00	10.07	16.68	2.22	0.15	1.28	1.13	0.00	0.00	0.00

Tableau VII.10: Vérification des contraintes en phase de construction

Du tableau ci-dessus, on constate que les contraintes en phase de construction sont vérifiées. Cela implique qu'à cette phase l'ouvrage est en sécurité.

VII.7.2: Vérification des contraintes en phase de service :

Dans le cadre de l'étude de l'ouvrage en service, il y a deux cas de vérification :

- Premier cas : Etat à vide « on prend en considération juste le poids du tablier »
- Deuxième cas : Etat de charge « on prend le poids du tablier et les surcharge de service »

On doit vérifier les contraintes pour la travée centrale et la travée de rive, à cause de la différence des câbles que contient chaque travée.

Pour la travée centrale :

➤ **Cas à vide :** les expressions à vérifier sont :

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{S} - \frac{M.v}{I} + \frac{P.e.v}{I} \geq \bar{\sigma}_{bt}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{S} - \frac{M.v'}{I'} + \frac{P.e.v'}{I'} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

N voussoir	X (m)	M (t.m)	S (m²)	I _y (m4)	V(m)	V' (m)	e' (m)	P (t)	σ _{sup} (MPa)	σ _{inf} (MPa)
Culée	0.00	9737.26	10.07	16.71	1.28	2.22	2.07	5088.96	2.73	17.31
V13	1.50	9704.11	10.07	16.68	1.28	2.22	2.07	5088.96	3.69	17.30
V12	5.50	9292.70	10.09	16.89	1.29	2.23	2.08	4240.80	3.79	15.28
V11	9.50	8410.78	10.17	17.53	1.31	2.25	2.10	4240.80	2.50	14.43
V10	13.50	7055.53	10.29	18.62	1.35	2.28	2.13	3392.64	2.25	11.55
V9	17.50	5224.16	10.46	20.23	1.41	2.33	2.18	2544.48	1.44	8.38
V8	21.50	2904.99	10.68	22.40	1.49	2.40	2.25	1696.32	0.22	5.02
V8	24.90	0.00	10.71	22.78	1.50	2.45	2.30	848.16	-1.50	1.56

Tableau VII.11: Vérification des contraintes en service de la travée centrale à vide

➤ **Cas en charge :**

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{S} - \frac{M.v}{I} + \frac{P.e.v}{I} \geq \bar{\sigma}_{bt}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{S} - \frac{M.v'}{I'} + \frac{P.e.v'}{I'} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

N voussoir	X (m)	M (t.m)	S (m²)	I _y (m4)	V(m)	V' (m)	e' (m)	P (t)	σ _{sup} (MPa)	σ _{inf} (MPa)
Culée	0.00	11229.89	10.07	16.71	1.28	2.22	2.07	5088.96	18.46	4.71
V13	1.50	11070.69	10.07	16.68	1.28	2.22	2.07	5088.96	18.35	4.50
V12	5.50	10313.98	10.09	16.89	1.29	2.23	2.08	4240.80	16.06	5.14
V11	9.50	9092.00	10.17	17.53	1.31	2.25	2.10	4240.80	14.94	3.38
V10	13.50	7402.77	10.29	18.62	1.35	2.28	2.13	3392.64	11.80	2.68
V9	17.50	5243.24	10.46	20.23	1.41	2.33	2.18	2544.48	8.39	1.47
V8	21.50	2600.89	10.68	22.40	1.49	2.40	2.25	1696.32	4.81	-0.10
V8	24.90	0.00	10.71	22.78	1.50	2.45	2.30	848.16	1.56	-1.50

Tableau VII.12: Vérification des contraintes en service de la travée centrale en charge

Pour la travée de rive :

➤ Cas à vide :

N voussoir	X (m)	M (t.m)	S (m ²)	I _y (m ⁴)	V(m)	V' (m)	e' (m)	P (t)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)
culée	0	0.00	10.07	16.71	2.22	1.28	2.07	0.00	0.00	0.00
C1	3.5	2124.30	10.07	16.71	2.22	1.28	2.07	636.12	1.26	5.22
C2	7.5	4123.57	10.07	16.71	2.22	1.28	2.07	1272.24	2.41	10.24
C3	11.5	5651.34	10.07	16.71	2.22	1.28	2.07	1908.36	3.20	14.65
VC	13	6124.49	10.07	16.71	2.22	1.28	2.07	1908.36	3.56	15.28
V13	17	7013.90	10.09	16.89	2.22	1.28	2.07	2544.48	3.84	18.66
V12	21	7400.10	10.17	17.53	2.23	1.29	2.08	3180.60	3.71	20.76
V11	25	7400.12	10.29	18.62	2.25	1.31	2.10	3180.60	3.60	20.10
V10	29	6888.47	10.46	20.23	2.28	1.35	2.13	3180.60	3.12	18.44
V9	33	5892.83	10.68	22.40	2.33	1.41	2.18	2544.48	2.60	14.28
V8	37	4405.28	10.71	22.78	2.40	1.49	2.25	1908.36	1.85	10.94
V7	41	2416.21	10.94	25.25	2.47	1.58	2.32	1908.36	0.49	8.44
V6	45	0.00	11.26	28.88	2.57	1.69	2.42	636.12	-0.34	1.94

Tableau VII.13: Vérification des contraintes en service de la travée de rive à vide

➤ Cas en charge :

N voussoir	X (m)	M (t.m)	S (m ²)	I _y (m ⁴)	V(m)	V' (m)	e' (m)	P (t)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)
culée	0	0.00	10.07	16.71	2.22	1.28	2.07	0.00	0.00	0.00
C1	3.5	2138.49	10.07	16.71	2.22	1.28	2.07	636.12	1.72	3.28
C2	7.5	4109.90	10.07	16.71	2.22	1.28	2.07	1272.24	3.22	6.43
C3	11.5	5639.40	10.07	16.71	2.22	1.28	2.07	1908.36	4.14	9.25
VC	13	6104.39	10.07	16.71	2.22	1.28	2.07	1908.36	4.76	9.60
V13	17	7442.95	10.09	16.89	2.22	1.28	2.07	2544.48	5.38	12.15
V12	21	8688.49	10.17	17.53	2.23	1.29	2.08	3180.60	5.77	14.39
V11	25	9272.57	10.29	18.62	2.25	1.31	2.10	3180.60	6.22	14.31
V10	29	9182.84	10.46	20.23	2.28	1.35	2.13	3180.60	5.76	13.69
V9	33	8414.69	10.68	22.40	2.33	1.41	2.18	2544.48	5.37	11.17
V8	37	6962.27	10.71	22.78	2.40	1.49	2.25	1908.36	4.59	9.14
V7	41	4931.17	10.94	25.25	2.47	1.58	2.32	1908.36	2.24	7.60
V6	45	0.00	11.26	28.88	2.57	1.69	2.42	636.12	-0.81	1.47

Tableau VII.14: Vérification des contraintes en service de la travée de rive en charge

On constate que les contraintes sont bien vérifiées en phase de construction ou bien durant son service, ce qui permet de dire que la précontrainte à été bien dimensionnée. Donc notre ouvrage travaille en sécurité.

VII.8: Calcul des pertes de tension :

La contrainte de travail des aciers ne peut être déterminée de façon réglementaire comme en béton par exemple, où la contrainte admissible des aciers est limitée à une fraction de la limite élastique.

En effet, certains phénomènes qui n'ont pas d'actions sur la contrainte de l'acier en béton armé, interviennent de façon non négligeable, tels le frottement à la mise en tension des câbles, le recul d'ancrage, la non-simultanéité de mise en tension des différents câbles (raccourcissement du béton), le retrait de béton, la relaxation des aciers et le fluage du béton. Les trois premières pertes sont instantanées, les trois dernières sont des pertes différées, c'est-à-dire qu'elles atteignent leur valeurs maximale au bout d'un certain nombre de mois, voire d'années.

La mise en tension des câbles de précontrainte s'effectue grâce à l'action de vérins hydrauliques. Au point le plus sollicité du câble, nous éviterons d'atteindre une valeur trop proche de la rupture de l'acier, c'est pourquoi nous avons fixé réglementairement une traction maximale de mise en tension appelée tension à l'origine et notée σ_{p0} .

Dans le cas de post-tension ou de prés-tension, σ_{p0} prend la valeur suivante :

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

VII.8.1: Les pertes instantanées :

Les pertes instantanées sont les pertes causées lors de la mise en tension ; elles sont de trois sortes :

- Pertes par frottement ;
- Pertes par recul d'ancrage ;
- Pertes par raccourcissement du béton.

VII.8.1.1: Les pertes par frottement :

La mise en tension des aciers produit un allongement du câble par rapport à sa gaine. Ce frottement du câble sur la gaine fait que la tension diminue le long du câble dans le sens opposé au mouvement du câble.

Le déplacement du câble à l'intérieur de la gaine est gêné par sa courbure s'il n'est pas rectiligne, et dans la partie linéaire, le tracé réel du câble présente des déviations parasites dans les gaines.

Après mise en tension du câble, la force P devient :

$$P(x) = P_0 e^{-(f\theta + \varphi x)}$$

Avec :

f : Coefficient de frottement de courbure, dans notre cas $f = 0,18 \text{ rd}^{-1}$.

φ : Coefficient de frottement droit, dans notre cas $\varphi = 0,002 \text{ m}^{-1}$.

θ : La variation angulaire du câble à l'abscisse x.

x : Abscisse de la section considérée à partir de l'ancrage.

N.B : Durant la phase de construction, le câble présente des déviations angulaires α en plan et β en élévation, d'où la variation θ est la somme des deux déviations : $\theta = \alpha + \beta$, mais cela n'est valable que lorsque les déviations ne se succèdent pas, par contre si ces déviations se produisent simultanément, θ est légèrement inférieur à la somme des deux déviations et on la détermine par la formule $tg \theta = \sqrt{tg^2 \alpha + tg^2 \beta}$

En termes de contrainte l'équation s'écrit :

$$\sigma_P(x) = \sigma_{P0} e^{-(f\theta + \varphi x)}$$

Donc $\Delta\sigma_P(x) = \sigma_{P0}(1 - e^{-(f\theta + \varphi x)})$

Exemple de calcul :

Etude du câble N° 5 :

x = 12m ;

$\theta = 0,74 \text{ rad}$.

$$\Delta\sigma_P(x) = 1488(1 - e^{-(0,18 \times 0,74 + 0,002 \times 12)}) = 217,49 \text{ MPa}$$

Le tableau suivant donne les valeurs des pertes pour chaque câble :

N° voussoir	N° de câble	variation de x	ϑ (rad)	$e^{-(f\theta + \varphi x)}$	$\Delta\sigma_P(x)$
1/2 VSP	1	4	0.75	0.87	197.48
1/2VSP	2	4	0.42	0.92	119.59
1	3	8	0.73	0.86	203.73
1	4	8	0.49	0.90	147.02
2	5	12	0.74	0.85	217.49
3	6	16	0.76	0.84	231.58
3	7	16	0.43	0.90	154.75
4	8	20	0.82	0.83	254.63
4	9	20	0.50	0.88	181.28
5	10	24	0.67	0.84	231.11
5	11	24	0.41	0.88	171.67
6	12	28	0.74	0.83	256.28
6	13	28	0.42	0.88	182.41
7	14	32	0.72	0.82	262.23
8	15	36	0.80	0.81	288.50
9	16	40	0.80	0.80	298.06

10	17	44	0.82	0.79	313.11
11	18	48	0.82	0.78	322.47
12	19	52	1.10	0.74	387.67
13	20	56	1.10	0.73	396.44
			$\Sigma \Delta \sigma_{p0}$		4817.51

Tableau VII.15: Pertes dues aux frottements

Du tableau précédent, on déduit que la somme des pertes dues aux frottements égale à : **4817.51 MPa**.

VII.8.1.2: Les pertes par recul d’ancrage :

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

λ : longueur d’influence du glissement g .

σ_{p0} : contrainte initiale.

σ_{p0}' : contrainte après recul d’ancrage.

$\Delta \sigma_0$: la perte de tension.

g : l’intensité du recul à l’ancrage, tel que : $g = \frac{1}{E_p} \int \Delta \sigma_0 dx = 6mm$.

E_p : module d’élasticité des aciers= 190 000 MPa selon BPEL91.

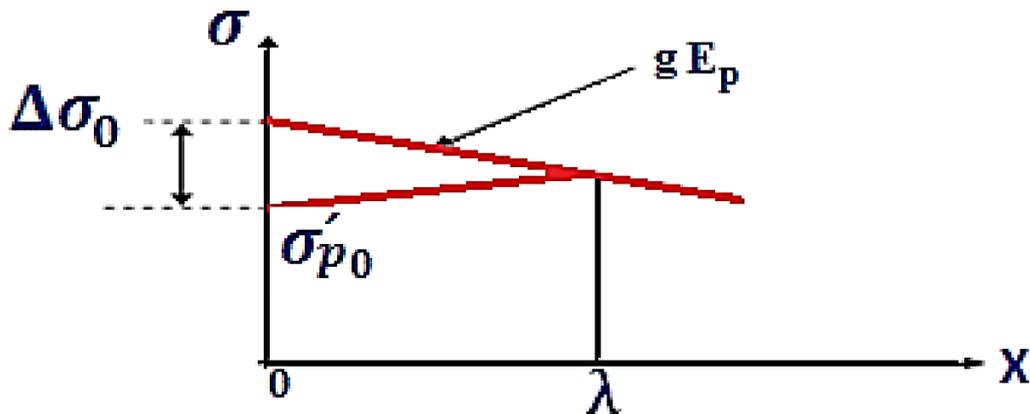


Figure VII.12 Diagramme des tensions avant et après ancrage de l’armature sous effet de recul à l’ancrage

En pratique, nous admettons le raisonnement suivant :

La quantité $g.E_p$ représente l’aire du triangle compris entre les diagrammes des tensions avant et après ancrage de l’armature, compte tenu des frottements sur la longueur λ .

Dans la mesure où l'armature de longueur L est tendue par une seule extrémité, et sa déviation angulaire totale sur la longueur l est α . Ce qui correspond à une déviation angulaire moyenne $\frac{\alpha f}{l}$ sur la longueur d, nous trouverons :

$$\lambda = \sqrt{\frac{gE_p}{\sigma_{p0}K}} \Rightarrow \begin{cases} \lambda > x \text{ les pertes nulles.} \\ \lambda < x \text{ les pertes existent.} \end{cases}$$

Tel que : $g = 6mm$.

$$K = f \frac{\alpha}{l} + \varphi$$

Les pertes dues au recul à l'ancrage sont données par la formule suivante :

$$\Delta\sigma = 2.\lambda K .$$

Les pertes de recul à l'ancrage sont résumées dans le tableau suivant :

N° voussoir	N° de câble	variation de x	α (rad)	K	λ	$\Delta\sigma$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\text{reality}}$ (MPa)
1/2 VSP	1	4	0.56	0.10	2.75	-0.25	0.25
1/2VSP	2	4	0.36	0.03	4.84	0.06	0.00
1	3	8	0.56	0.03	4.77	-0.22	0.22
1	4	8	0.36	0.02	6.85	-0.04	0.04
2	5	12	0.57	0.02	6.12	-0.24	0.24
3	6	16	0.57	0.02	6.70	-0.32	0.32
3	7	16	0.37	0.01	8.95	-0.13	0.13
4	8	20	0.57	0.01	7.73	-0.31	0.31
4	9	20	0.37	0.01	10.15	-0.15	0.15
5	10	24	0.48	0.01	9.46	-0.25	0.25
5	11	24	0.26	0.001	13.45	-0.09	0.09
6	12	28	0.56	0.01	9.56	-0.31	0.31
6	13	28	0.36	0.001	12.42	-0.15	0.15
7	14	32	0.56	0.01	10.33	-0.31	0.31
8	15	36	0.56	0.01	10.69	-0.34	0.34
9	16	40	0.56	0.01	11.04	-0.36	0.36
10	17	44	0.56	0.01	11.38	-0.39	0.39
11	18	48	0.56	0.01	11.71	-0.41	0.41
12	19	52	0.56	0.01	12.03	-0.42	0.42
13	20	56	0.56	0.01	12.35	-0.44	0.44
				$\Sigma \Delta \sigma_0$ (MPa)		5.13	

Tableau VII.16: Pertes dues au recul à l'ancrage

Du tableau, la somme des pertes dues au recul d'encrage est de : **5.13 MPa**.

VII.8.1.3: Les pertes par raccourcissement du béton :

Supposons qu'une pièce soit armée avec plusieurs câbles de précontrainte. La mise en tension des câbles ne pouvant s'effectuer câble par câbles, la mise en tension du deuxième câble va entraîner un raccourcissement de la pièce et du premier câble. De même, la mise en tension du troisième câble va entraîner un raccourcissement de la poutre et les deux premiers câbles et ainsi de suite.

Selon le BPEL, la perte due au raccourcissement du béton est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{rb} (x) = \frac{E_p}{E_{ij}} \frac{n-1}{2n} \sigma_{rb} (x)$$

$\Delta\sigma_{bj}$: La variation de contrainte dans le béton agissant au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte, dont la section considérée sous l'effet des diverses action permanentes appliquées au jour j.

E_{bj} : Module de déformation instantané du béton, $E_{bj} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$

En pratique, quand les variations de contrainte demeurent limitées, une approximation suffisante de la perte par déformation instantanées du béton peut généralement être obtenue, nous la prenons égale à : $6.k.\sigma_b$, tel que σ_b désignant la contrainte finale de béton.

$$k = \frac{(n-1)}{2n}$$

n : nombre de câbles.

Application :

$$n = 40 \text{ câbles}, \Delta\sigma_{rb} = 6. \left(\frac{40-1}{2 \times 40} \right) . 35 = 102.38 \text{ MPa}$$

Conclusion :

La sommes des pertes instantanées est égale à :

$$4817.51 + 5.13 + 102.38 = \mathbf{4925.02MPa}$$

VII.8.2: Pertes de tension différées :

VII.8.2.1: Pertes de tension dues au retrait du béton :

Le retrait de béton est un phénomène de raccourcissement du béton dans le temps, dû à une évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le béton et à des réactions chimiques. Ce retrait aura lieu dans les premiers mois après le coulage du béton.

Selon le règlement BPEL, la valeur de la perte de précontrainte due au retrait vaut :

$$\Delta\sigma_{rt} = \varepsilon_r E_p$$

ε_r : Retrait final du béton, $\varepsilon_r = 2.10^{-4}$

$$E_p = 1.9 \times 10^5 \text{ Mpa}$$

$$\Rightarrow \Delta\sigma_{rt} = 2 \cdot 10^{-4} \times 19 \cdot 10^4 = 38 \text{ MPa}$$

VII.8.2.2: Pertes par fluage :

Le fluage est caractérisé par une augmentation de la déformation du béton dans le temps. Ainsi, pour une pièce comprimée qui subit un raccourcissement instantané ε_i à la mise en charge, nous constatons que la déformation totale augmente et peut atteindre 3 fois la déformation instantanée.

Le fluage correspond à une déformation dans le temps à effort constant, la perte due au fluage vaut selon le BPEL :

$$\Delta\sigma_{fl}(x) = (\sigma_b + \sigma_M) \frac{E_p}{E_{ij}}$$

Avec :

σ_M : Contrainte maximale au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte dans la section considérée.

σ_b : Contrainte de compression du béton au niveau des câbles en phase finale.

$$\sigma_M \leq 1.5 \cdot \sigma_b$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 2.5 \cdot \frac{E_p}{E_{ij}} \cdot \sigma_b \quad \text{Avec : } E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 2.5 \times \frac{190000}{35981.73} \times 35 = 462.04 \text{ MPa}$$

VII.8.2.3: Pertes par relaxation des câbles :

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur constante. Elle n'apparaît pour les aciers à haute limite élastique utilisés en béton précontraint que pour les contraintes supérieures à 30 ou 40 % de leur contrainte de rupture garantie.

Elle dépend de la nature de l'acier de son traitement et nous distinguons des aciers :

- à la relaxation normale : RN
- à très basse relaxation : TBR

Compte tenu de la faible différence de coût entre ces aciers, l'économie réalisée sur les aciers par une perte par relaxation plus faible, fait choisir en général les aciers TBR.

Un acier est caractérisé par sa relaxation à 1000 heures exprimées en % (ρ_{1000}). En général $\rho_{1000} = 2,5\%$ pour les aciers TBR.

Le BPEL propose pour le calcul de la perte finale par relaxation, la formule ci-dessous

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

σ_{pi} : étant la tension initiale de l'acier dans la section d'abscisse x :

$$\sigma_{pi} = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{in}$$

$$\mu_0 = \begin{cases} 0,43 \text{ pour les aciers TBR} \\ 0,3 \text{ pour les aciers RN} \\ 0,35 \text{ pour les autres aciers} \end{cases}$$

Le tableau suivant donne les pertes par relaxation de chaque câble de fléau :

N° voussoir	N° de câble	variation de x	$\Delta\sigma_{ins}$	σ_{pi} (MPa)	$\Delta\sigma_{\rho}$ (MPa)
1/2 VSP	1.00	4.00	0,22	1487.75	82.54
1/2VSP	2.00	4.00	0.00	1488.00	82.58
1.00	3.00	8.00	0.22	1487.78	82.55
1.00	4.00	8.00	0.04	1487.96	82.58
2.00	5.00	12.00	0.24	1487.76	82.54
3.00	6.00	16.00	0.32	1487.68	82.53
3.00	7.00	16.00	0.13	1487.87	82.56
4.00	8.00	20.00	0.31	1487.69	82.53
4.00	9.00	20.00	0.15	1487.85	82.56
5.00	10.00	24.00	0.25	1487.75	82.54
5.00	11.00	24.00	0.09	1487.91	82.57
6.00	12.00	28.00	0.31	1487.69	82.53
6.00	13.00	28.00	0.15	1487.85	82.56
7.00	14.00	32.00	0.31	1487.69	82.53
8.00	15.00	36.00	0.34	1487.66	82.52
9.00	16.00	40.00	0.36	1487.64	82.52
10.00	17.00	44.00	0.39	1487.61	82.52
11.00	18.00	48.00	0.41	1487.59	82.51
12.00	19.00	52.00	0.42	1487.58	82.51
13.00	20.00	56.00	0.44	1487.56	82.51
$\Delta\sigma_{\rho}$ (MPa)					1650.78

Tableau VII.17: Pertes par relaxation des câbles

La perte totale par relaxation des câbles est égale à : **1650.78 MPa**.

La perte différée est prise égale à :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_{rt} + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \Delta\sigma_\rho$$

Le coefficient 5/6 tient compte de la non-indépendance des pertes. La perte par relaxation diminue sous l'effet du retrait et du fluage du béton. Donc :

$$\Delta\sigma_d = 1875.69 \text{ MPa.}$$

La perte totale due aux pertes instantanées et pertes différées égale à :

$$\Delta\sigma_T = \Delta\sigma_{in} + \Delta\sigma_d$$

$$\Delta\sigma_T = 6800.7 \text{ MPa .}$$

Donc nous avons un pourcentage de perte égal à : $\Delta\sigma_T = 23\%$

		En MPa	En %
Pertes instantanées	Par frottement	4817.51	16.18
	Reculé d'ancrage	5.13	0.017
	Raccourcissement	102.38	0.34
Pertes différées	Relaxation	1650.78	5.55
	Fluage	262.04	0.88
	Retrait	38	0.13
		6800.7	23

Tableau VII.18: Récapitulation de différentes pertes

Conclusion générale :

On constate que les pertes totales trouvées sont proches à celle supposées au début. Mais on doit redimensionner avec des pertes de 23%.

VII.9: L'effort tranchant :

L effort tranchant est la projection de la résultante des efforts appliqués à droite de la section de calcul, sur la normale à la fibre moyenne. Le calcul doit être effectué donc sur les sections droites de la poutre, c est-à-dire normales à la fibre moyenne et non pas sur des sections verticales, ce qui donnerait des résultats sensiblement erronés.

La partie résistante d'un caisson à l'effort tranchant est celui de l'âme. La table supérieure et la table inférieure sont des éléments résistant à la flexion.

L'âme d'une poutre sera donc dimensionnée pour :

- Résister à l'effort tranchant.
- Etablir le tracé des câbles
- Permettre un bétonnage correct à travers la cage d'armature et les gaines de précontrainte avec, en cas de pervibrations, des espaces suffisants pour y introduire les vibreurs.

Du fait de la précontrainte, la contrainte au centre de gravité de la section n'est pas nulle mais vaut : $\sigma_G = \frac{P}{S}$

VII.9.1: Détermination de l'effort tranchant :

Il faut prendre en compte dans le calcul de l'effort tranchant sous l'effet de la précontrainte :

- Effet isostatique.
- Effet hyperstatique.
- Effet REZAL.

VII.9.1.1: Effet isostatique :

A gauche (ou à droite) de l'élément, les actions s'exerçant sur l'élément se réduisent aux composantes verticales de tous les efforts appliqués à :

- Un effort tranchant positif.
- Une composante verticale de la précontrainte, $P \cdot \sin \alpha$ qui vient se retrancher à l'effort tranchant. $V = P \sin \alpha$.

Avec : $P = n P_0$

n : nombre de câbles arrêtés dans le voussoir considéré.

P_0 : contrainte dans le câble comptée avec 25% de pertes

α : angle d'inclinaison du câble par rapport à l'horizontale.

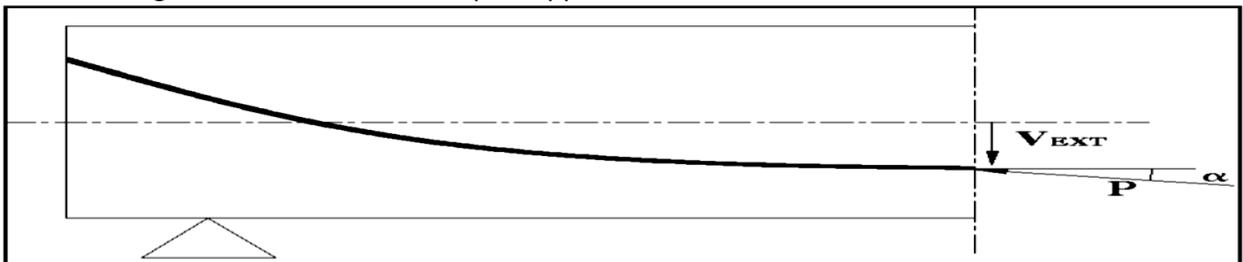


Figure VII.13: L'effet isostatique de l'effort tranchant

VII.9.1.2: Effet hyperstatique :

Pour les ponts hyperstatiques comme dans notre cas, plus de l'effet isostatique, on ajoutera l'effort tranchant dû au moment hyperstatique de précontrainte, qui vaut :

$$V = \frac{dM}{dx}$$

L'effort tranchant hyperstatique est calculé à l'aide de l'outil informatique, sous la combinaison de charge à l'ELS : $G+1.2 (A1+St) +0.5T$.

Les efforts sont donnés dans l'annexe B.

VII.9.1.3: Effet REZAL :

Dans le cas des ouvrages à hauteur variable, il apparaît une correction de l'effort tranchant dû au fait de l'inclinaison de la fibre moyenne par rapport aux hourdis : la compression dans les hourdis présente une composante dans la direction de l'effort tranchant.

Donc il est nécessaire d'évaluer cette composante qui vaut : $N.tg \alpha$ parallèle à l'effort tranchant, tel que :

L'effort normal N exercé sur la seule section du hourdis inférieur.

Le schéma suivant représente un effort tranchant appliqué à la fibre moyenne :

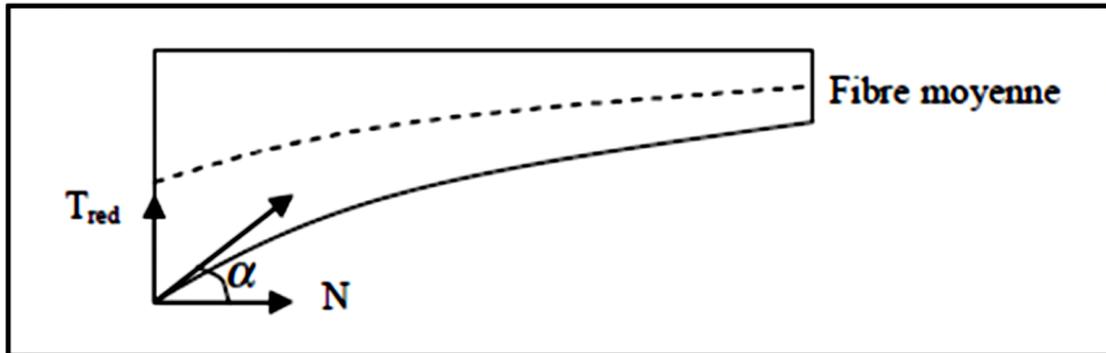


Figure VII.14: Effet RESAL

VII.9.2: Vérification de l'effort tranchant :

Selon Le BPEL, l'effort de cisaillement est : $\tau = \frac{V_r}{z.b_n}$

V_r : L'effort tranchant selon la combinaison de l'E.L.S la plus défavorable.

z : Bras de levier, il vaut $z = \frac{1+\rho}{2} \times h$

Avec ρ : le rendement mécanique qui vaut $\rho = \frac{I_y}{S.V.V'}$

b_n : Epaisseur nette de l'âme, elle est égale à la différence entre l'épaisseur totale de l'âme et les diamètres des câbles qui traversent cette âme.

Le B.P.E.L préconise de vérifier au voisinage de l'appui et au niveau du centre de gravité, la double inégalité suivante :

$$\tau^2 \leq \bar{\tau}_1^2 = 0.4 f_{tj} (f_{tj} + \sigma_x) = \frac{P_{inf}}{S}$$

$$\tau^2 \leq \bar{\tau}_2^2 = \frac{2 f_{tj}}{f_{cj}} (0.6 f_{cj} - \sigma_x) (f_{tj} + \sigma_x)$$

Par la suite, on a : $\bar{\tau} = \min(\bar{\tau}_1, \bar{\tau}_2)$

Enfin, il faut vérifier que : $\tau < \bar{\tau}$

Tel que : $f_{c28} = 35 \text{ MPa} \Rightarrow f_{t28} = 2.7 \text{ MPa}$

Le tableau ci-dessous, donne la résistance à l'effort tranchant pour les différentes sections de la travée de rive :

variation de x	M (t.m)	V(t)	σ_x (Mpa)	Vr(MN)	τ (MPa)	τ^2 (MPa)	$\bar{\tau}_1^2$ (MPa)	$\bar{\tau}_2^2$ (MPa)	$\bar{\tau}^2$ (MPa)
0	-41807.69	2183.768	8.58	14.11	2.83	8.03	12.19	17.88	12.19
4	-24752.16	1979.13	8.08	10.45	2.39	5.74	11.65	18.13	11.65
8	-18633.68	1769.96	7.51	7.123	1.86	3.47	11.02	18.29	11.02
12	-13132.81	1563.90	7.34	10.55	3.15	9.89	10.84	18.32	10.84
16	-8225.46	1368.77	6.62	5.05	1.71	2.93	10.06	18.30	10.06
20	-3886.57	1176.43	5.82	4.057	1.56	2.44	9.19	18.04	9.19
24	-106.87	982.84	4.93	5.18	2.25	5.07	8.24	17.46	8.24
28	5564.00	800.92	3.96	2.31	1.13	1.27	7.19	16.49	7.19
32	7338.29	622.15	3.49	4.21	2.28	5.20	6.68	15.89	6.68
36	8411.87	444.95	2.98	2.51	1.50	2.24	6.13	15.14	6.13
40	8412.22	265.05	2.43	0.45	0.29	0.09	5.54	14.22	5.54
44	8803.89	265.06	1.85	0.16	0.11	0.01	4.92	13.13	4.92
48	8613.71	98.23	1.25	-1.91	-1.39	1.94	4.27	11.85	4.27

Tableau VII.19: Vérifications des contraintes de la travée de rive

Conclusion :

D'après les résultats trouvés on remarque que la condition $\tau < \bar{\tau}$ est toujours vérifiée, on peut donc conclure que l'épaisseur de l'âme est suffisante du point de vue cisaillement.

A titre indicatif, et dans le cas contraire, lorsqu'il y a des valeurs des contraintes qui ne vérifient pas la condition précédente, on préconise les deux solutions suivantes :

- ✓ Soit augmenter l'épaisseur de l'âme.
- ✓ Soit disposer des étriers actifs (précontrainte transversale).

CHAPITRE VIII

Etude transversale

Capitre VIII: Etude transversale**Introduction :**

Jusqu'à présent on s'est intéressé que à l'étude longitudinale du tablier, où on a pu déterminer le câblage longitudinal de la précontrainte en phase de construction et en phase d'exploitation. Il s'agit des armatures actives.

Dans ce chapitre, on doit déterminer les armatures passives transversales et longitudinales pour chaque élément du voussoir (âmes, hourdis...), en prenant un voussoir au niveau de la pile et la culée. Mais tout d'abord, il faut déterminer les moments les plus défavorables engendrés par les différents chargements.

Les éléments du voussoir doivent être ferrailés à :

- La flexion simple pour l'hourdi inférieur et supérieur et les porte à faux.
- La flexion composée pour les âmes.

VIII.1: Modélisation :

A l'aide de l'outil informatique **AUTODESK ROBOT2010**, on détermine les moments en chaque élément du voussoir. La section du caisson sera représentée par un ensemble de barres, appuyée au niveau de la culée et encastrée au niveau de la pile, auxquelles la section de l'élément considéré. Le modèle numérique est pris en mètre linéaire de longueur.

De même, on aura besoin en parallèle d'un autre outil informatique, qui est «**EXPERT2010** » pour le ferrailage.

Les figures ci-dessous représentent les deux sections du voussoir, auxquelles on s'intéresse par la suite : voussoir sur **culée** et voussoir sur **pile**.

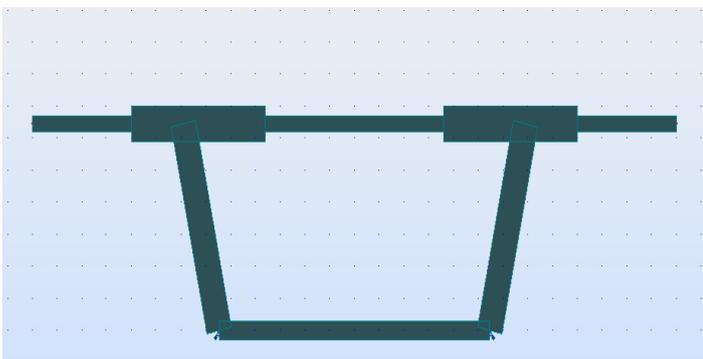


Figure VIII.1: modélisation du voussoir sur culée

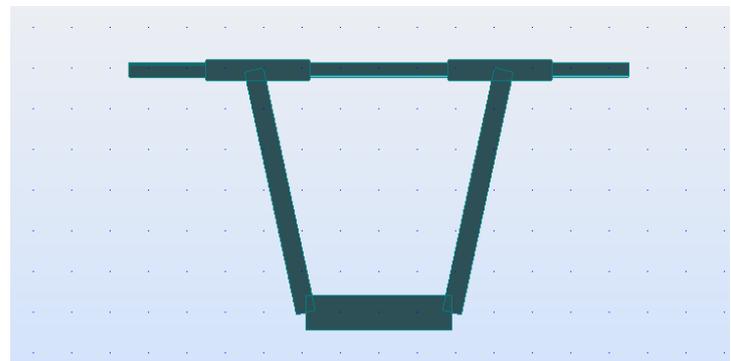


Figure VIII.2: modélisation du voussoir sur pile

VIII-2- Définition des charges :

La section doit être justifiée sous l'ensemble des charges permanentes, ainsi que les différents systèmes de chargement routiers établis.

D'après le « *Fascicule N°61 Titre II* », les charges appliquées à l'ouvrage sont dues à :

VIII-2-1- Charges permanentes :**VIII-2-1-1- Poids propre « G »:**

Le poids propre est pris automatiquement par le logiciel.

VIII-2-1-2- Revêtement et chape « Prev »:

Le revêtement est constitué par la charge de la couche d'étanchéité et de la couche de roulement, avec la densité suivante : **2,4 t/m³**.

On a la largeur roulable : **L_r = 1 m**.

$$P_{\text{rev}} = (0,08 \times 1 \times 2,4) = \mathbf{0,192 \text{ t/ml}}$$

VIII-2-1-3- Poids propre des trottoirs et corniche :

Pour le trottoir à droite $P(\text{tr}+\text{corniche}) = 2,5 \times 0,2966 = \mathbf{0,7415 \text{ t/ml}}$ Pour le trottoir à gauche

$P(\text{tr}+\text{corniche}) = 2,5 \times 0,1031 = \mathbf{0,258 \text{ t/ml}}$. D'où le poids de trottoirs +corniche est :

$$P_{\text{T}}(\text{tr}+\text{corniche}) = \mathbf{0,9995 \text{ t/ml}}$$

VIII-2-1-4- Garde-corps:

Le poids d'un garde-corps est estimé **0,1 t/ml**.

Donc : **P_{gc} = 0,1 t** (le fascicule 61, titre II a)

VIII-2-1-5- Glissières de sécurité de pont :

Les glissières souples standards sont les plus utilisées, elles sont composées d'éléments glissants, leurs poids est pris égal à :

$$P_{\text{gs}} = \mathbf{0,06 \text{ t}}. P_{\text{gs}} = \mathbf{0,12 \text{ t/ml}} \longrightarrow \text{(deux glissière)}.$$

VIII-2-2- Charges routières :

Nous allons considérer les charges suivantes :

A(1), **Bc**, **Bt** et **M_{c120}** car elles développent les effets les plus défavorables. Ces charges seront disposées d'une manière à obtenir les efforts les plus prépondérants. On prend dans ces calculs la largeur chargeable égale à 10 m.

VIII-2-2-1-Système de charge A :

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{L+12} = 1,86 \text{ t/ml}$$

VIII-2-2-2- Système de charge « Bc » :

Les surcharges Bc sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique $\delta = 1,038$
 Charge ponctuelle de $\delta_{bc}=6 \times 1.038 = 6,228 \text{ t}$

VIII-2-2-3-Système de charge « Bt » :

Les surcharges Bt sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique : $\delta = 1,031$
 Charge ponctuelle de $16 \times 1.031 = 16,496 \text{ t}$

VIII-2-2-4-Charges militaires « Mc120 » :

Représentée par une charge uniformément répartie sur deux rectangles de 1 m de large distant de 2, 3m, elle est multipliée par un coefficient de majoration dynamique $\delta = 1,034$ et vaut **9,31 t/m**

VIII-2-2-5-Charges sur trottoirs « St » :

En flexion locale elle est prise égale à 0.45 t/m² (**fascicule 61 titre II**)
 Donc : St = **0,45t /ml** sur le trottoir de droite.

VIII-3-Les combinaisons d'actions :

Les combinaisons de charges ont adoptées pour l'étude transversale sont résumées dans le tableau suivant :

	ELU	ELS
Combinaisons	1.35G +1.6 (A(l) + St)	G + 1.2 (A(l) +St)
Combinaisons	1.35G +1.6 (Bc+St)	G + 1.2 (Bc + St)
Combinaisons	1.35G +1.6 (Bt+ St)	G + 1.2 (Bt + St)
Combinaisons	1.35 G + 1.6 Mc120	G + 1,2 Mc120
Combinaisons	/	G + 1,2 (Bt + St)+ 0,5 Δt
Combinaisons	/	G +1.2 (Bc +St) +0.5Δt

Tableau VIII-1 : Combinaisons de charges étudiées en flexion transversale.

Avec :

G : Charges permanentes

A(l) : Système de charge A définies dans le fascicule 61 titres II

Bc et Bt: Système de charges B définies dans le fascicule 61 titre II

Mc120: Charges militaires ; système de charges M définies dans le fascicule 61 titreII.

Δt :Le gradient thermique.

VIII-4- Résultatd de l'analyse :

Les résultats obtenus sont donnés ci-dessous sous forme de tableaux, représentant les moments de flexion ainsi que les efforts tranchants. Nous considérons les efforts obtenus sous les combinaisons les plus défavorable à l'état l'limite de service (E.L.S) et à l'état limite ultime (E.L.U) pour le ferrailage des éléments de ces deux voussoirs élément par élément. Ces résultats sont présentés à l'annexe c.

On commence par l'étude du voussoir sur pile puis le voussoir sur culée.

➤ **Section sur pile :**

Dalle	Supérieure	$M_{\max}(t.m)$	23,46
		$M_{\min}(t.m)$	20,81
	Inférieure	$M_{\max}(t.m)$	3,6
		$M_{\min}(t.m)$	1,8
Âme	Droite	$M_{\max}(t.m)$	11,5
		$N_{\max}(t)$	33,85
	gauche	$M_{\max}(t.m)$	12,33
		$N_{\max}(t)$	27,83

Tableau VIII-2 : valeurs des moments et des efforts normaux du voussoir sur pile.

➤ **Section sur culée :**

Dalle	Supérieure	$M_{\max}(t.m)$	30,68
		$M_{\min}(t.m)$	24,09
	Inférieure	$M_{\max}(t.m)$	4,17
		$M_{\min}(t.m)$	1,31
Âme	Droite	$M_{\max}(t.m)$	4,7
		$N_{\max}(t)$	42,87
	gauche	$M_{\max}(t.m)$	7,62
		$N_{\max}(t)$	38,70

Tableau VIII-3 : valeurs des moments et des efforts normaux du voussoir sur culée.

VIII-5- Vérification de l'effort tranchant :

La formule de vérification est donnée par le (BAEL 91) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec la fissuration est préjudiciable on a :

$$\bar{\tau}_u = \min \left[\left(0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right), 4 \text{ MPa} \right] = 3,5 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL 91})$$

Avec : τ_u : Contrainte de cisaillement ultime.
 $\bar{\tau}_u$: Contrainte de cisaillement admissible.
b : largeur de la section.
d : hauteur utile.

f_{c28} : résistance caractéristique à 28 jours : **35MPa**

$$\gamma_b: \text{coefficient de sécurité : } \begin{cases} \gamma_b = 1,5 \text{ situation durable ou transitoire.} \\ \gamma_b = 1,15 \text{ situation accidentelle.} \end{cases}$$

La vérification de l'effort tranchant est récapitulée dans les tableaux ci-dessous:

➤ **Voussoir sur pile :**

Section	/	b (mm)	D (mm)	V _u (t)	τ _u	τ̄ _u
console	appuis	1000	250	5,37	0,211	3,500
Dalle supérieure	appuis	1000	250	12,41	0,487	3,500
Dalle inférieure	appuis	1000	250	2,78	0,109	3,500
Âme	appuis	1000	500	25,22	0,495	3,500

Tableau VIII-4 : Vérification de l'effort tranchant (Voussoir sur pile).

➤ **Voussoir sur culée :**

Section	/	b (mm)	D (mm)	V _u (t)	τ _u	τ̄ _u
console	appuis	1000	250	9,79	0,384	3,500
Dalle supérieure	appuis	1000	250	17,32	0,680	3,500
Dalle inférieure	appuis	1000	800	2,26	0,028	3,500
Âme	appuis	1000	500	31,89	0,626	3,500

Tableau VIII-5 : Vérification de l'effort tranchant (Voussoir sur culée).

VIII-6- Vérification au poinçonnement :

Nous allons vérifier la zone d'impact d'une roue d'un camion. Dans le cas d'une charge localisée éloignée des bords de la dalle, nous admettons qu'aucune armature transversale n'est requise, si la condition suivante est satisfaite : (**BAEL 91**)

$$\text{Avec : } Q_u \leq 0,045U_c \times H \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Q_u : valeur de la force concentrée en MN ;

Q_u = 0,01MN (valeur de la charge d'une roue d'un camion Br)

H : hauteur de la section.

D : Longueur de la surface d'impact de la roue.

U_c : Le périmètre de la zone d'impact au niveau du feuillet moyen de la section.

$$U_c = d + 2 \times \frac{h}{2} = 0,2 + 0,25 = 0,45\text{m.}$$

$$Q_u \leq 0,045U_c \times H \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$0,045U_c \times H \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times 0,45 \times 0,25 \times \frac{35}{1,5} = 0,118 \text{ MN}$$

La condition est satisfaite, donc il n'y a pas de risque de poinçonnement.

VIII-7- Vérification des âmes au flambement :

Dans le but d'éviter le risque de flambement des âmes, l'élanement λ de celles-ci devra satisfaire l'inéquation suivante :

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

Avec :

λ : élanement du poteau.

l_f : longueur de flambement

La longueur de flambement l_f est évaluée en fonction de la longueur libre l_0 ;

$l_f = 0,5 l_0$: Car les âmes sont encastées à ses extrémités ;

l_0 : Est la hauteur libre de l'âme qui est égale à $\cos a \times l_0 = 3,95$ m

i : rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : moment d'inertie de la section

$$I = \frac{bh^3}{12} = 1 \times 0,5^3 / 12 = 0,0104 \text{ m}^4$$

$$B = bh = 1 \times 0,5 = 0,5 \text{ m}^2$$

$$i = \sqrt{\frac{0,0104}{0,5}} = 0,144 \text{ m}$$

Donc :

$$\lambda = \frac{0,5 \times 3,95}{0,144} = 13,715 < 50$$

La condition est satisfaite, donc il n'y a pas de risque de flambement des âmes.

VIII-8- Ferrailage :

Le calcul du ferrailage se fera selon les règles (**BAEL 91**) à l'état limite ultime « ELU », et sera vérifié l'état limite de service « ELS »

Les voussoirs sont subdivisés en trois éléments : les âmes verticales, dalle supérieur et inférieur.

VIII-8-1- Données du problème :

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

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

$$\gamma_b = 1,5 \text{ (Situation courante)}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\eta = 1,6 \text{ : Fissuration préjudiciable}$$

$c = c' = 5 \text{ cm}$: On prend le même enrobage pour toutes les sections :

VIII-8-1-1- Ferrailage en flexion simple pour les dalles :

➤ **Sens transversal :**

A_{st} : La section de l'acier qui est égale à :

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \bar{\sigma}_s}$$

Avec :

M_u : moment fléchissant.

$\bar{\sigma}_s$: Contrainte limite à la traction=

$$\bar{\sigma}_s = \begin{cases} \frac{f_e}{\gamma_s} = 347,826 \text{ MPa} & \ll \text{ELU} \gg \\ \text{Min} (2/3f_e, 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) = 228,63 \text{ MPa} & \ll \text{ELS} \gg \end{cases}$$

$$Z = d \times \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right)$$

$$d = h - c$$

$$\alpha = \frac{\bar{\sigma}_{bc} \times 15}{(\bar{\sigma}_{bc} \times 15) + \bar{\sigma}_{st}} = 0,475$$

➤ Sens longitudinal (armature de répartition) :

$$A_{sl} = \frac{A_{st}}{3}$$

VIII-8-1-2- Ferrailage en flexion composé pour les âmes :

La section est partiellement comprimée si la condition suivante est satisfaite :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c'\right)$$

➤ Calcul du moment fictif :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c'\right) = 17,896 \text{ t.m}$$

➤ Calcul du moment réduit :

$$\mu_f = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = 0,0113$$

Si $\mu_f \leq \mu_1 = 0,392 \Rightarrow$ section simplement armée ($A' = 0$)

➤ Armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{17,896}{0,995 \times 0,95 \times 266,67} \times 100 = 7,10 \text{ cm}^2$$

➤ Armatures réelles

$$A = A_f \pm \frac{N}{\sigma_{st}} = 7,20 \text{ cm}^2$$

VIII-8-1-3- Condition de non fragilité:

Selon le règlement (BAEL 91) on a :

$$A_{s_{min}} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

VIII-8-2- Ferrailage des voussoirs :

VIII-8-2-1- Voussoir près de la pile:

Au stade de calcul on subdivise le voussoir en plusieurs éléments, on a :

- Console ; dalle supérieure :

Hauteur de la dalle : $h = 25$ cm

La largeur de la dalle : $b = 100$ cm

- Dalle inférieure :

Hauteur de la dalle : $h = 85$ cm

La largeur de la dalle : $b = 100$ cm

- Les âmes :

Hauteur de l'âme : $h = 50$ cm

La largeur de l'âme : $b = 100$ cm

Remarque :

Quand la section calculée est inférieure à la section minimale $As \leq As_{min}$ on prend directement As_{min} , et on applique le même principe sur les armatures transversales « At ».

- **Dalle supérieur :**

Moment	M (t.m)	H (m)	d(m)	Z(m)	As (cm ²)	As _{min} (cm ²)	As adopté (cm ²)	Armatures transversale	As ₁ (cm ²)	Armatures longitudinale
Appuis	23,46	0,25	0,2	161,4	62,37	3,11	62,37	8HA Φ 32	20,79	7HA Φ 20
Travée	20,81	0,25	0,2	161,4	55,32	3,11	55,33	7HA Φ 32	18,44	6HA Φ 20

Tableau VIII-6 : ferrailage de la dalle supérieur du voussoir près de la pile.

La condition de non fragilité est vérifiée ainsi que les contraintes à l'ELS, la section d'aciers adoptée pour le ferrailage du hourdis supérieur est comme suit :

Armatures principales (sens transversale)

$As = 62,37$ cm² ce qui correspond à **8 HA Φ 32**, avec un espacement entre les barres égal à 12 cm.

$Ai = 55,33$ cm² Ce qui correspond à **7 HA Φ 32**, avec un espacement entre les barres égal à 14 cm.

Armatures de répartition (sens longitudinal)

$As = 20,79$ cm² ce qui correspond à **7HA Φ 20**, avec un espacement entre les barres égal à 14 cm.

$Ai = 18,44$ cm² ce qui correspond à **6 HA Φ 20**, avec un espacement entre les barres égal à 15 cm.

➤ Dalle inférieure :

Moment	M (t.m)	H (m)	d(m)	Z(m)	As (cm ²)	Asmin (cm ²)	As adopté (cm ²)	Armatures transversale	As ₁ (cm ²)	Armatures longitudinale
Appuis	3,6	0,85	0,80	605,25	2,55	11,64	11,64	8HA Φ14	3,88	4HA Φ12
Travée	1,6	0,85	0,80	605,25	1,28	11,64	11,64	7HA Φ14	3,88	4HA Φ12

Tableau VIII-7 : ferrailage de la dalle inférieure du voussoir près de la pile.

Armatures principales (sens transversale) :

As = 11,64 cm² ce qui correspond à **8 HA Φ14**, avec un espacement entre les barres égal à 12 cm.
 Ai = 11,64 cm² Ce qui correspond à **8 HA Φ14**, avec un espacement entre les barres égal à 12 cm.

Armatures de répartition (sens longitudinal) :

As = 3,88cm² ce qui correspond à **4HA Φ12**, avec un espacement entre les barres égal à 25 cm.
 Ai = 3,88cm² ce qui correspond à **4HA Φ12**, avec un espacement entre les barres égal à 25 cm.

➤ L'âme :

Moment	M (t.m)	H (m)	d(m)	Z(m)	As (cm ²)	Asmin (cm ²)	As adopté (cm ²)	Armatures transversale	As ₁ (cm ²)	Armatures longitudinale
M _{max}	12,33	0,5	0,45	363,08	52,23	6,99	7,20	7HA Φ32	17,41	6HA Φ20
N _{max}	27,83									

Tableau VIII-8 : ferrailage de l'âme du voussoir près de la pile.

Armatures principales (sens transversale)

As = 52,23 cm² ce qui correspond à **7HA Φ32**, avec un espacement entre les barres égal à 14 cm.

Armatures de répartition (sens longitudinal)

As = 17,41cm² ce qui correspond à **6HA Φ20**, avec un espacement entre les barres égal à 15cm.

VIII-8-2-2- Ferrailage de voussoir près de la culée :

On donne les caractéristiques géométriques pour chaque élément :

- Console ; dalle supérieure ; dalle inférieure :

Hauteur de la dalle : h = 25 cm

La largeur de la dalle : b = 100 cm

- Les âmes

Hauteur de l'âme : h = 50 cm

La largeur de l'âme : b = 100 cm

➤ Dalle inférieure :

Moment	M (t.m)	H (m)	d(m)	Z(m)	As (cm ²)	Asmin (cm ²)	As adopté (cm ²)	Armatures transversale	As1 (cm ²)	Armatures longitudinale
Appuis	30,68	0,25	0,2	168,33	78,20	3,11	78,20	10HAΦ32	26,06	9HA Φ20
Travée	24,09	0,25	0,2	168,33	61,40	3,11	61,40	8HA Φ32	20,47	4HA Φ20

Tableau VIII-9 : ferrailage de la dalle supérieur du voussoir près de la culée.

Armatures principales (sens transversale)

As = 78,20cm² ce qui correspond à **10 HA Φ32**, avec un espacement entre les barres égal à 10cm.
 Ai = 61,40cm² Ce qui correspond à **8 HA Φ32**, avec un espacement entre les barres égal à 12 cm.

Armatures de répartition (sens longitudinal)

As = 27,19cm² ce qui correspond à **9HA Φ20**, avec un espacement entre les barres égal à 11cm.
 Ai = 21,35cm² ce qui correspond à **7HA Φ20**, avec un espacement entre les barres égal à 14cm.

✚ Dalle inférieure:

Moment	M (t.m)	H (m)	d(m)	Z(m)	As (cm ²)	Asmin (cm ²)	As adopté (cm ²)	Armatures transversale	As1 (cm ²)	Armatures longitudinale
Appuis	4,17	0,30	0,25	161,37	11,09	3,11	11,09	10HAΦ12	3,70	4HA Φ12
Travée	1,31	0,30	0,25	161,37	3,48	3,11	3,48	4HA Φ12	1,16	2HA Φ12

Tableau VIII-10 : ferrailage de la dalle inférieure du voussoir près de la culée

Armatures principales (sens transversale)

As = 11,09cm² ce qui correspond à **10 HA Φ12**, avec un espacement entre les barres égal à 10 cm.
 Ai = 3,48cm² Ce qui correspond à **4 HA Φ12**, avec un espacement entre les barres égal à 25cm.

Armatures de répartition (sens longitudinal)

As = 3,70cm² ce qui correspond à **4HA Φ12**, avec un espacement entre les barres égal à 25cm.
 Ai = 1,16cm² ce qui correspond à **2HA Φ12**, avec un espacement entre les barres égal à 50cm.

➤ L'âme :

Moment	M (t.m)	H (m)	d(m)	Z(m)	As (cm ²)	Asmin (cm ²)	As adopté (cm ²)	Armatures transversale	As ₁ (cm ²)	Armatures longitudinale
M _{max}	7,62	0,5	0,45	363,08	50,29	6,99	50,29	7HA Φ32	16,96	6HA Φ20
N _{max}	38,70									

Tableau VIII-11 : ferrailage de l'âme du voussoir près de la culée.

Armatures principales (sens transversale) :

As = 50,29cm² ce qui correspond à 7 HA Φ32, avec un espacement entre les barres égal à 14 cm.

Armatures de répartition (sens longitudinal) :

As = 3,02cm² ce qui correspond à 6HA Φ20, avec un espacement entre les barres égal à 15 cm.

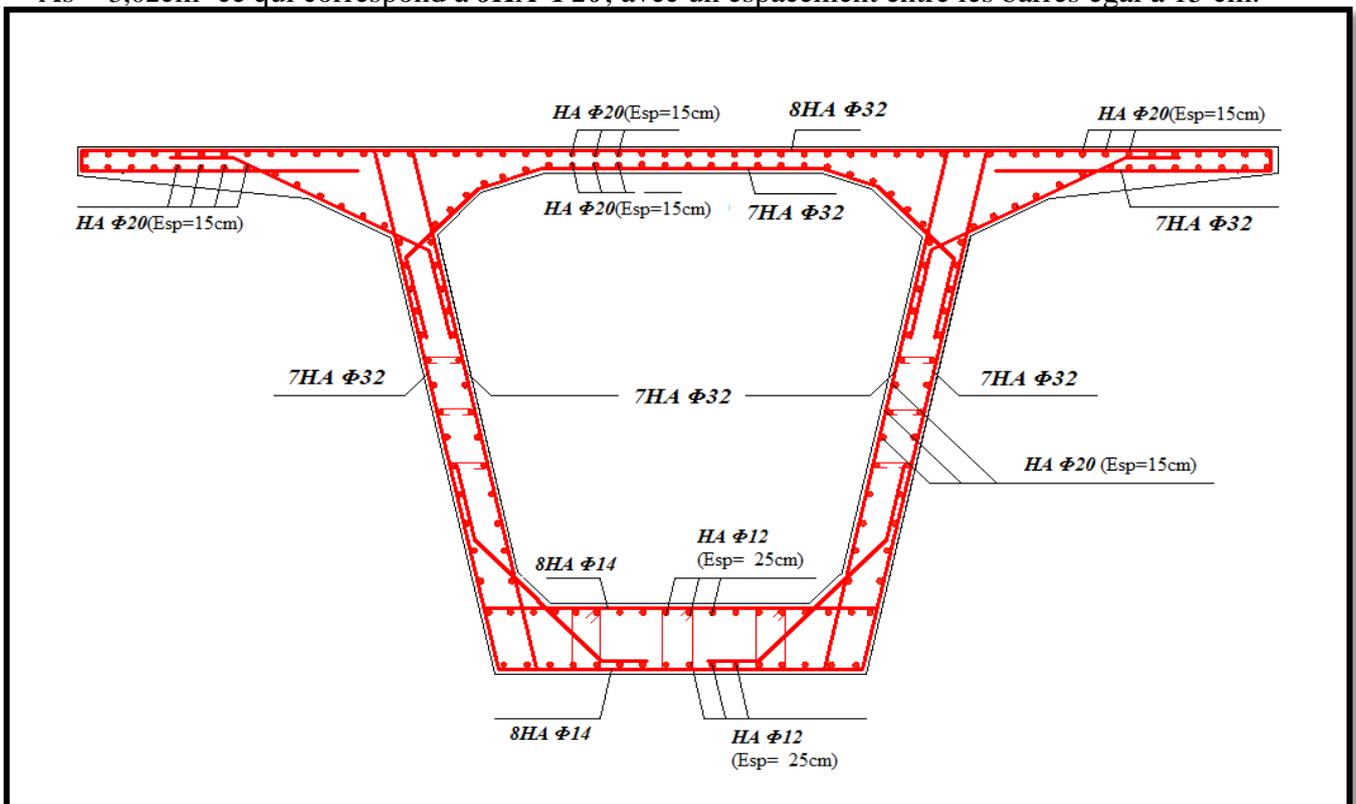


Figure VIII-3: Schéma du Ferrailage du voussoir près de la pile.

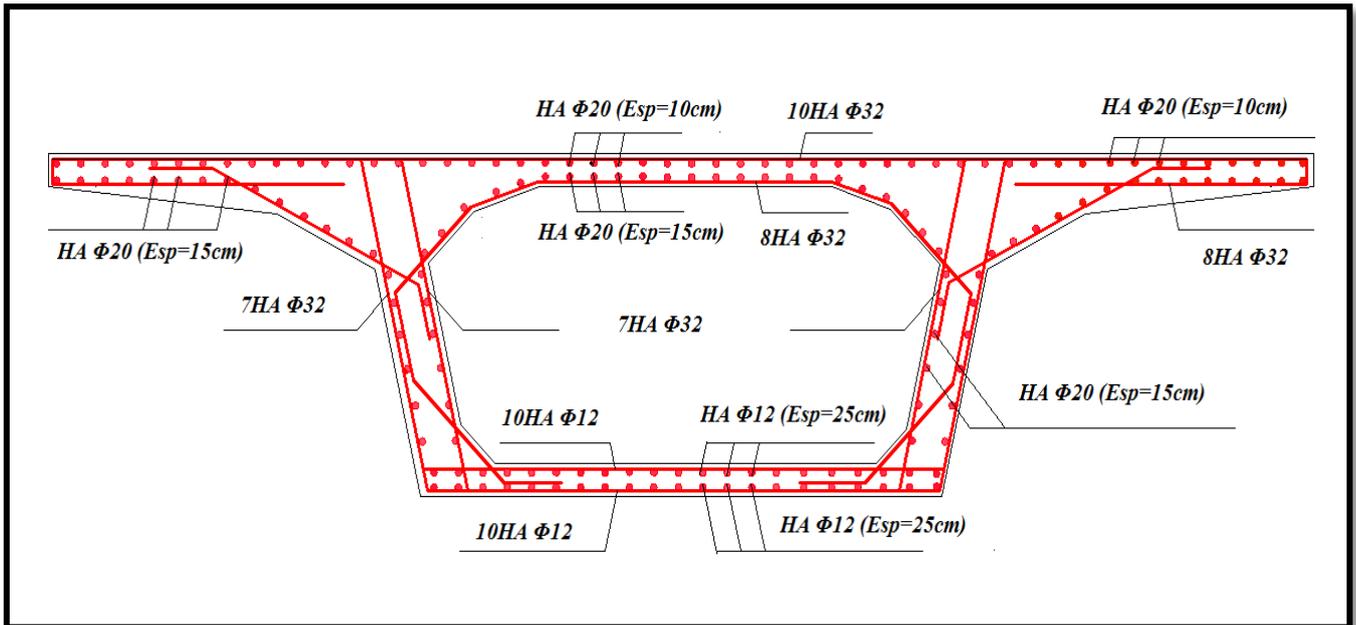


Figure VIII-4 : Schéma du Ferrailage du voussoir près de la clé.

Conclusion :

Le ferrailage de la dalle supérieure et les portes à faux sont conséquents vu l'importance des charges roulantes qui tant à fléchir la dalle, par contre l'autre élément sont moins sollicités. Le but de ce ferrailage est de rigidifier la section transversale du caisson, qui permet d'assurer la transmission des charges verticales aux appuis.

CHAPITRE IX

Les équipements du tablier

Chapitre IX: Les équipements du tablier :

Introduction :

On désigne par « équipements » l'ensemble des dispositifs de nature, de conception et de fonctionnement très divers, dont le but est de rendre un tablier de pont apte à remplir sa fonction (les appareils d'appui est les joints de chaussées...), notamment vis-à-vis des usagers. Ces dispositifs, parce qu'ils n'ont pas la pérennité de la structure elle-même, ne sont pas liés définitivement à l'ouvrage :

IX.1: L'appareil d'appui :

Les appareils d'appui sont des éléments de structure qui assurent la liaison entre le tablier et les appuis (piles et culées) et ils ont pour fonction de transmettre les efforts entre un élément et son support tout en autorisant certains degrés de liberté.

Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appui qui sont :

- Les articulations en béton ;
- Les appareils d'appui en élastomère fretté ;
- Les appareils d'appui spéciaux ;
- Les appareils d'appui métallique ;

IX.1.1: Le choix de l'appareil d'appui pour notre ouvrage :

Dans notre cas, on a opté pour les appareils d'appui en élastomère fretté car ce type d'appareils d'appuis est plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton à cause des avantages qu'ils présentent :

- Facilité de mise en œuvre ;
- Facilité de réglage et de contrôle ;
- Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis ;
- Ils n'exigent aucun entretien ;
- Leur coût est relativement modéré.

IX.1.1.1: Les appareils d'appui en élastomère fretté :

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

Ils transmettent les charges normales à leur plan, et ils permettent en même temps d'absorber par rotation et distorsion les déformations et translations de la structure.

Le principal intérêt de ces appareils d'appuis réside dans leur déformabilité vis-à-vis des efforts qui les sollicitent. Ils reprennent élastiquement les charges verticales, les charges horizontales et les rotations.



Figure IX.1: Appareil d'appui en élastomère fretté.

Selon le guide SETRA, quatre types de vérification aux Etats Limites Ultimes doivent être faits pour les appareils d'appui quel que soit leur type :

- La distorsion totale maximale en tout point de l'appareil d'appui est limitée ;
- L'épaisseur des frettes doit être suffisante pour résister à la traction qu'elles subissent ;
- La stabilité de l'appareil d'appui doit être assurée à la rotation, au flambement et au glissement ;
- Les actions exercées par l'appareil d'appui sur le reste de la structure doivent être vérifiées (effet direct de l'appareil d'appui sur la structure et l'effet indirect dû aux déformations de l'appui).

IX.1.2: Calcul des réactions :

La réaction sera calculée à l'ELS à l'aide des combinaisons suivantes :

$$\Rightarrow G + 1.2 (AL + ST) + 0.5\Delta T$$

$$\Rightarrow G + 1.2 (BC + ST)$$

$$\Rightarrow G + MC120$$

$$\Rightarrow G + D240$$

Cas de charge	Combinaison		C1 (côté gauche) (t)	C2 (coté droite) (t)
ELS A	G+1.2 (A(l) +ST+)+0.5ΔT	Fz	953.29	663.48
ELS BC	G+1.2 (BC+ST)	Fz	538.78	425.42
ELS MC120	G+1.2MC120	Fz	724.93	583.93
ELS D240	G+D240	Fz	658.93	659.29

Tableau IX.1 : Les réactions Max au niveau des culées

D'après le tableau ci-dessus, la réaction maximale est obtenue sous la combinaison ELS A, sa valeur est :

$$R_{max} = 953.29 \text{ t}$$

$$\text{Donc } N_{max} = \frac{R_{max}}{2} = \frac{953.29}{2} = 476.65 \text{ t (deux appuis pour chaque culée)}$$

IX.1.3: Dimensionnement des appareils d'appuis :

Le dimensionnement des appareils est essentiellement basé sur la limitation des contraintes de cisaillement qui se développent dans l'élastomère au niveau des plans de frettage et qui sont dues aux efforts appliqués ou aux déformations imposées à l'appareil.

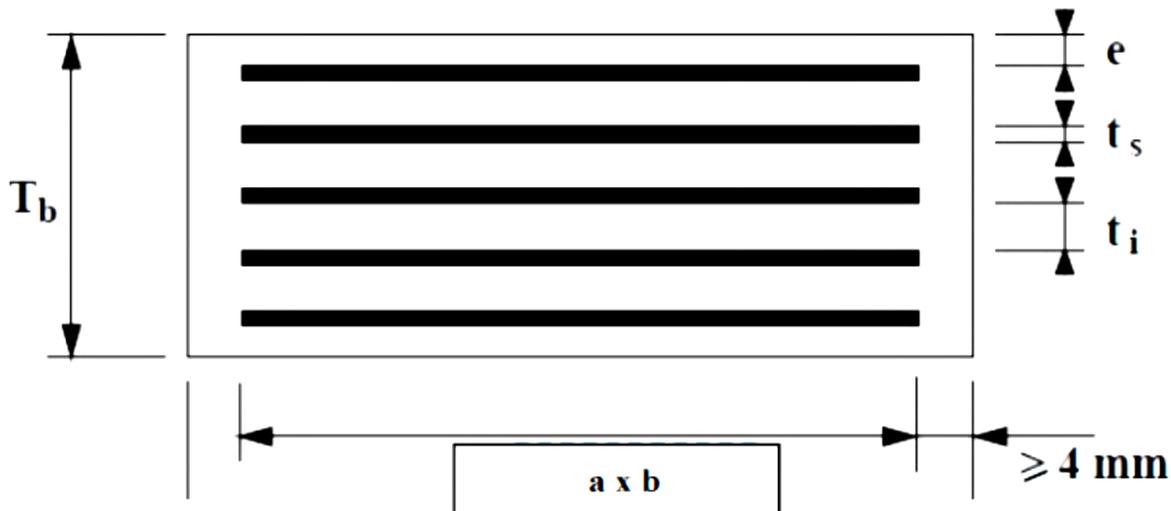


Figure IX.2: Les caractéristiques d'appareil d'appui.

IX.1.3.1: Aire de l'appareil d'appui :

$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{a \times b}$$

Tel que $a \times b$ l'aire de l'appareil d'appui où :

a : Côté parallèle à l'axe horizontal de l'ouvrage.

b : Côté perpendiculaire à l'axe horizontal de l'ouvrage ;

L'appareil d'appui doit vérifier l'inégalité suivante (il doit vérifier les contraintes de Compression) :

$$2MPa \leq \frac{N_{max}}{a \times b} \leq 15 Mpa \Rightarrow$$

Avec :

σ_m : Contrainte moyenne de compression due à l'effort N_{max}

N_{max} : Réaction max pour chaque appareil d'appui.

2 Mpa : Condition de non cheminement ;

15Mpa : Condition de non écrasement.

Donc :

$$2 \leq \frac{4,7665}{a \times b} \leq 15 \Rightarrow 0.42 \leq \frac{1}{a \times b} \leq 3.14 \Rightarrow 0.32 \text{ m}^2 \leq a \times b \leq 02.38 \text{ m}^2$$

Donc on prend $(a \times b) = (900 \times 600) \text{ (mm)}$

IX.1.3.2: Détermination de la hauteur nette de l'élastomère :

Il faut respecter la Condition de non flambement :

$$\text{Donc : } \frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} \Rightarrow 90 \leq T \leq 180 \text{ mm}$$

On prend $T=140\text{mm}$

- 9 feuilles d'élastomère intermédiaires d'épaisseur $t=14 \text{ mm}$.
- 2 feuilles d'élastomère extérieures d'épaisseur $t/2 = 7 \text{ mm}$.
- 10 frettes intermédiaires d'épaisseur $t_s = 4\text{mm}$.

Donc notre appareil d'appui a pour dimensions $(a \times b) = (900 \times 600) \text{ (cm)}$ et une hauteur totale de 20 cm

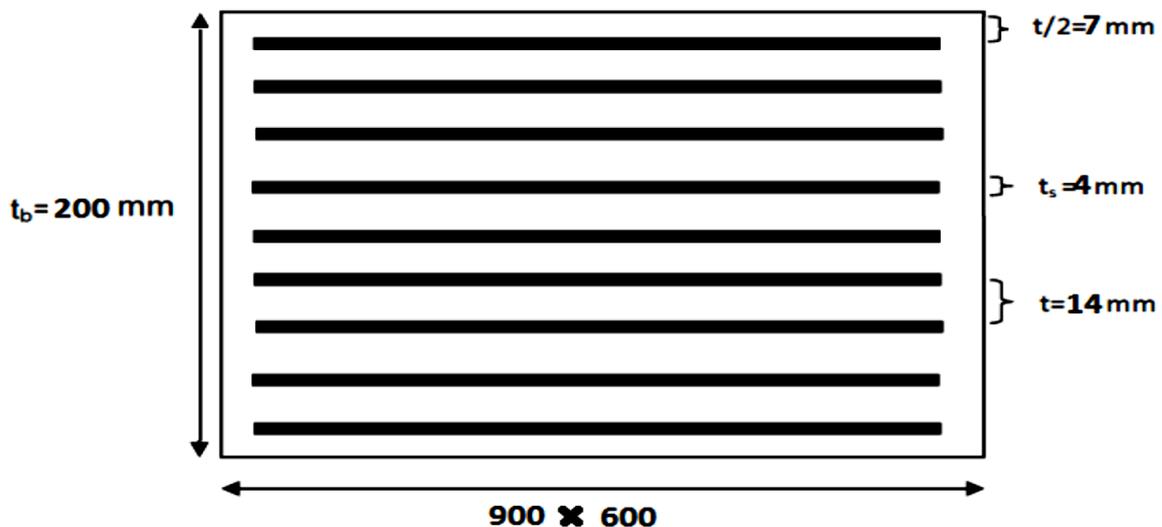


Figure IX.3: Les dimensions de l'appareil d'appui.

IX.1.4: L'évaluation approximative des déformations pour chaque appareil d'appui :

IX.1.4.1: Déformation due au retrait pour chaque appui :

$$\Delta_r = \varepsilon_r \cdot \frac{l}{4} = 2 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{253}{4} = 0,013 \text{ m}$$

Sachant que :

- Le nombre d'appui total dans notre pont est de 4, deux chaque culée ;
- La longueur totale de notre pont est de 253m.

IX.1.4.2: Déformation due à la variation de température :

$$\Delta_T = 3 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{253}{4} = 0.019 \text{ m courte durée.}$$

$$\Delta_T = 2 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{253}{4} = 0.013 \text{ long durée.}$$

IX.1.4.3: Déformation due au fluage pour chaque appui :

Les raccourcissements dus au fluage sont en fonction des contraintes normales appliquées.

On pourra prendre en première approximation $\frac{\Delta l}{l} = K_{fl} \times 10^{-4}$

K_{fl} : Coefficient du fluage à $t = 0$ au moment où il subit la contrainte σ_b est de 2 à 3

$$\text{Donc } \Delta l = \frac{253}{4} \times 3 \times 10^{-4} = 0.019 \text{ m}$$

$$\text{Avec } \Delta_{max} = \Delta_r + \Delta_T + \Delta_{fl}$$

$$\text{Courte durée : } \Delta_{max} = 0.051 \text{ m.}$$

$$\text{Long durée : } \Delta_{max} = 0.045 \text{ m.}$$

IX.1.5: : Evaluation des efforts horizontaux et leurs répartitions :

IX.1.5.1: : Action dynamique :

L'effort dynamique dans la tête de l'appui est donné par la formule suivant :

$$H_{dyn} = \frac{f_{hi}}{4} \quad \text{Avec } f_{hi}: \text{l'effort horizontal appliqué sur le tablier}$$

IX.1.5.1.1: Evaluations des efforts horizontaux :

➤ Effort de freinage :

$$\text{Sous la charge A(l) est estimé à } f_{Al} = \frac{A.S}{20+0.0035S} = \frac{1.022 \times (10.5 \times 69)}{20+0.0035 \times (10.5 \times 69)} = 32.85 \text{ t}$$

Sous la charge BC : selon RCPR un seul camion est supposé freiner

$$f_{bc} = 30 \times bc = 30 \times 1.2 = 36 \text{ t}$$

➤ Effet séismique :

$$f_{hs} = \varepsilon_s \cdot G$$

Tel que :

$$G : \text{ le poids totale de travée de rive : } G = PP + CCP = 2046.53 + 242.88 = 2289.41 \text{ t}$$

ε_s : L'accélération séismique horizontale d'après le RPOA égale à 0.2

Donc

$$f_{hs} = 2289.41 * 0.2 = 457.88 \text{ t}$$

➤ Effet de vent :

$$f_{hv} = P \times S$$

$$\text{Avec } P = 2 \text{ KN/m}^2$$

Et S : surface latérale de l'ouvrage

Calculant la surface de l'ouvrage

$$S_1 = \int_0^{52} \int_{f(x)}^{6.5} dx dy$$

$$\text{Tel que } f(x) = \frac{h_p - h_c}{l^2} X^2 + 2 \left(\frac{h_c - h_p}{l} \right) X + h_p$$

$$L = 52 \text{ m ; } h_p = 6.5 \text{ m ; } h_c = 3.5 \text{ m.}$$

Donc notre surface est :

$$S = \int_0^{52} [y]_{f(x)}^{6.5} dx = \int_0^{52} \left[6.5 - \frac{h_p - h_c}{l^2} X^2 - 2 \left(\frac{h_c - h_p}{l} \right) X - h_p \right] dx =$$

$$\begin{aligned} S &= - \int_0^{52} \left[\frac{h_p - h_c}{l^2} X^2 + 2 \left(\frac{h_c - h_p}{l} \right) X \right] dx = - \left[\left(\frac{h_p - h_c}{3l^2} \right) X^3 + \left(\frac{h_c - h_p}{l} \right) X^2 \right]_0^{52} \\ &= - \left[\left(\frac{h_p - h_c}{3l^2} \right) 52^3 + \left(\frac{h_c - h_p}{l} \right) 52^2 \right] = 104 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Sur cintre

$$S_2 = 3.5 \times 13 = 45.5 \text{ m}^2$$

Sur pile :

$$S_3 = 6.5 \times 8 = 52 \text{ m}^2$$

Donc : $S = 4S_1 + 2S_2 + 2S_3 = 611 \text{ m}^2$

$$f_{hv} = P \times S = 2 \times 611 = 122.2 \text{ t}$$

Et voici un tableau récapitulatif des efforts dynamiques pour chaque appareil d'appui.

Effort horizontal dynamique (t)	Appareil d'appui
$H_{A(D)}$	0.082125
H_{BC}	0.09
H_{hv}	0.3055
H_{hs}	1.1447

Tableau IX.2 : Tableau récapitulatif des efforts dynamiques (MN).

IX.1.5.2: Action statique

L'effort statique en tête de chaque appui est donné par la formule :

$$H_{stat} = \frac{\Delta_x \times G \times a \times b}{T}$$

$G=0.9 \text{ Mpa}$: module de déformation transversale d'appareil d'appui en élastomère fretté ¹.

Δ_x : Déformation due à la force x considérée.

$T=14 \text{ cm}$;

$a =90 \text{ cm}$;

$b =60 \text{ cm}$.

➤ **Action due au retrait dans chaque appareil appui :**

On a $\Delta_r = 0.013 \text{ m}$

$$H_{stat} = \frac{0.013 \times 0.9 \times 0.9 \times 0.6}{0.14} = 4.5 \text{ t.}$$

➤ **Action due à la variation de la température :**

- **Cas N°1 : Courte durée**

$$\Delta_T = 0.019 \text{ m}$$

$$H_{stat} = \frac{0.019 \times 0.9 \times 0.9 \times 0.6}{0.14} = 6.59 \text{ t}$$

- **Cas N°2 : Longue durée**

$$\Delta_T = 0.013 \text{ m}$$

$$H_{stat} = \frac{0.013 \times 0.9 \times 0.9 \times 0.6}{0.14} = 4.5 \text{ t.}$$

➤ **Action due au fluage :**

$$\Delta_{fl} = 0.019 \text{ m}$$

$$H_{stat} = \frac{0.019 \times 0.9 \times 0.9 \times 0.6}{0.14} = 6.59 \text{ t}$$

D'après le guide SETRA « Appareils d'appui en élastomère fretté guide SETRA »

Et voici un tableau qui nous résume tous les efforts horizontaux statiques appliqués dans Chaque appareil d'appui.

Effort horizontal dynamique	Appareil d'appui
H_r	4.5
H_T courte durée	6.59
H_T longue durée	4.5
H_{fl}	6.59

Tableau IX.3: Tableau récapitulatif des efforts statique (t).

IX.1.6: Vérification des contraintes :

IX.1.6.1: Les contraintes de cisaillement :

➤ **Contrainte de cisaillement due à l'effort normal :**

$$\tau_{Nmax} = 1.5 \times \frac{\sigma_M}{\beta}$$

Tel que :

$$\sigma_M = \frac{N_{max}}{a \cdot b} = \frac{476.65}{0.6 \times 0.9} = 882.68 \text{ t/m}^2 = 8.82 \text{ Mpa}$$

$$\beta = \frac{a \cdot b}{2t(a + b)} = \frac{0.9 \times 0.6}{2 \times 0.014 \times (0.9 + 0.6)} = 12.85$$

$$\tau_N = 3 \cdot G_{stat} = 3 \times 0.9 = 2.7 \text{ Mpa}$$

On a $\tau_{Nmax} = 1.02 \text{ Mpa}$.

D'où $\tau_{Nmax} < \tau_N \Rightarrow$ la condition de cisaillement due à l'effort normal est bien vérifiée

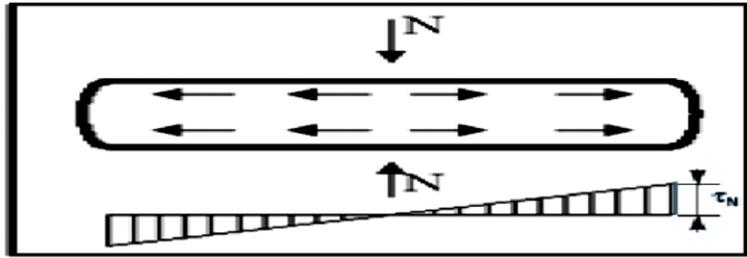


Figure IX.4: Contrainte due à l'effort normal

➤ **Contrainte de cisaillement due à l'effort horizontal :**

On doit vérifier que :

$$\tau_{H1} + \tau_{H2} < 1.3 \times G_{stat}$$

➔ Effort statique :

$$\tau_{H1} = G_{stat} \times \frac{U_1}{T}$$

Avec U_1 : déplacement horizontal Max.

$$U_1 = \frac{(\Delta_r + \Delta_T(\text{courte durée}) + \Delta_{fl})}{4} = 0.01275 \text{ m.}$$

$$\text{Donc : } \tau_{H1} = G_{stat} \times \frac{U_1}{T} = 0.9 \times \frac{0.013}{0.14} = 0.09 \text{ Mpa}$$

Effort dynamique :

$$\tau_{H2} = 0.5 \frac{H_2}{a \times b}$$

$$H_2 = \frac{\text{Max}(H_s, H_{BC}, H_{A(L)}, H_v)}{2} = 0.57 \text{ MN.}$$

$$\tau_{H2} = 0.5 \frac{0.57}{0.9 \times 0.6} = 0.53 \text{ Mpa}$$

$$\text{D'où } \tau_H = \tau_{H1} + \tau_{H2} = 0.09 + 0.53 = 0.62 \text{ Mpa}$$

Donc $\tau_H < 0.3G_{stat} = 1.17$; condition vérifiée

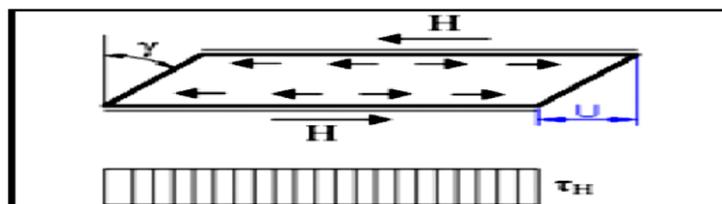


Figure IX.5 : Contrainte de cisaillement

➤ **Contrainte de cisaillement due à la rotation :**

On doit vérifier la condition : $\tau_{aT} < 1.5G_{stat}$

Tel que :

$$\tau_{aT} = \frac{G}{2} \left(\frac{a}{T} \right)^2 \alpha_T \text{ avec } \alpha_T = \alpha + \alpha_0$$

α_0 : Rotation supplémentaire pour tenir compte des imperfections de pose est de 0.02 rad.

α : Égale à 0.003 rad.

$$\tau_{aT} = \frac{0.9}{2} \left(\frac{900}{140} \right)^2 \times (0.02 + 0.003) = 0.427 \text{ MPa}$$

$$\tau_{aT} = 0.427 \text{ MPa} < 1.5 * 0.9 = 1.35 \text{ MPa}$$

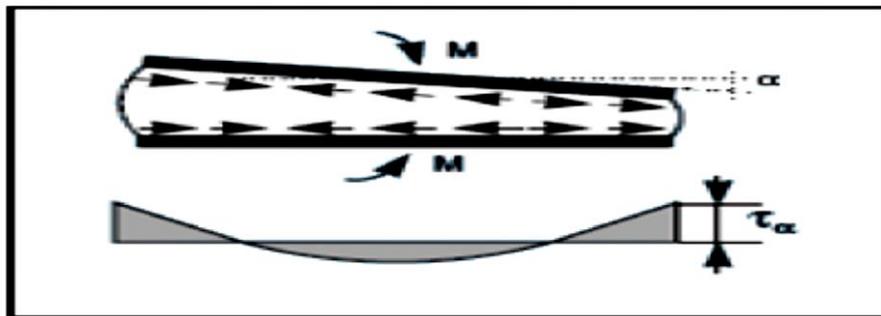


Figure IX.6: Contrainte de cisaillement due à la rotation.

On doit vérifier la contrainte de cisaillement totale :

$$\tau = \tau_{Nmax} + \tau_H + \tau_{aT} \leq 5 G_{stat}$$

$$\Rightarrow \tau = 1.02 + 0.62 + 1.35 = 2.99 \leq 4.5 \text{ MPa. La condition est vérifiée.}$$

IX.1.6.2: Condition de non soulèvement :

On doit vérifier la condition suivant :

$$\alpha_T \leq \frac{3}{\beta} \left(\frac{T}{a} \right)^2 \left(\frac{\sigma_{min}}{G_{stat}} \right)$$

$$\sigma_{min} = \frac{N_{min}}{a.b} \text{ Et } N_{min} = 328.34t : \text{l'effort normal min sous le poids propre dans chaque appui}$$

$$\sigma_{min} = \frac{3.2834}{0.9 \times 0.6} = 6.08 \text{ MPa}$$

$$\beta = \frac{a.b}{2.t.(a+b)} = \frac{0.9 \cdot 0.6}{2.0,014 \cdot (0.9 + 0.6)} = 12.85$$

La relation devient :

$$\alpha_T = 0.023 \text{ rad} \leq \frac{3}{12.85} \left(\frac{140}{900} \right)^2 \left(\frac{6.08}{0.9} \right) = 0.038 \text{ rad.}$$

La condition de non soulèvement est vérifiée

IX.1.6.3: Condition de non cheminement :

$$\sigma_{min} = \frac{N_{min}}{a.b} = 6.08 \text{ Mpa} > 2 \text{ Mpa. La condition est vérifiée}$$

IX.1.6.4: Condition de non glissement :

$$H_{max} < f \times N_{min} \text{ Avec } f : \text{coefficient de frottement} : f = 0.1 + \left(\frac{0.6}{\sigma_{min}} \right) = 0.19$$

$$H_{max} = \frac{H_s}{2} = 0.58 \text{ MN} < 0.19 \times 3.2834 = 0.62 \text{ MN condition non glissement est vérifiée}$$

IX.1.7: Dimensionnement des frettes :

L'épaisseur des frettes devra respecter les deux conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} t_s > 2 \text{ mm} \quad \text{Vérifié} \\ t_s \geq \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_{min}}{\sigma_e} \quad \text{Avec } \sigma_e = 235 \text{ Mpa les aciers de nuance S235} \end{array} \right.$$

$$\frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_{min}}{\sigma_e} = \frac{900}{12.85} \cdot \frac{6.08}{235} = 1.81 \leq t_s = 4 \text{ mm Vérifié}$$

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées donc notre choix de l'appareil d'appui est correct.

IX.1.8: Etudes des dès d'appuis :

Les dès d'appuis ont pour but de diffuser, localiser et de prévoir d'éventuelles fissures.

Les dimensions des dès d'appuis :

$$A = a + 10 = 90 \text{ cm} + 20 \text{ cm} = 110 \text{ cm}$$

$$B = b + 10 = 60 \text{ cm} + 20 \text{ cm} = 80 \text{ cm}$$

$$H \geq \frac{2.a.b}{2(a+b)} = 36 \text{ cm} \text{ Soit } H=40 \text{ cm (hauteur du dé d'appui)}$$

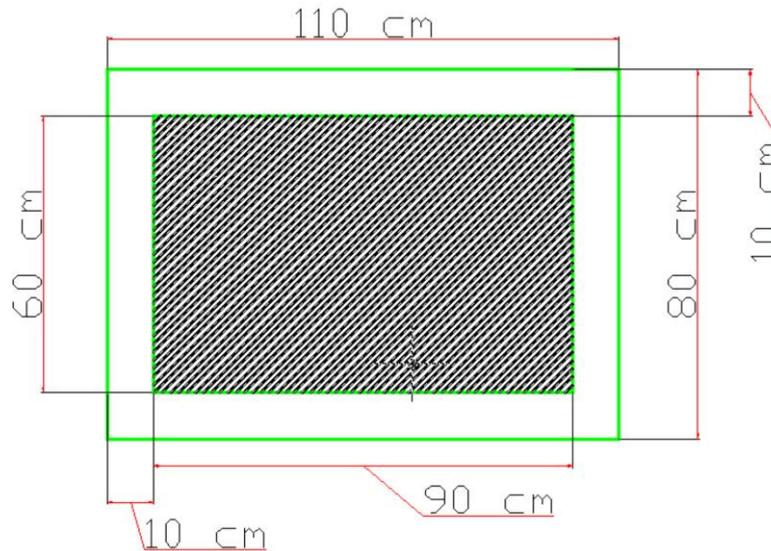


Figure IX.7: Les dimensions du dé d'appui.

IX.1.9: Ferrailage du dé d'appui :

Le dé d'appui permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier qui peut provoquer des fissures, pour cela on disposera des armatures de chaînage et d'éclatement.

➤ Armature de chaînage :

Elles doivent reprendre 25% de la charge localisée la plus importante

$$R = 0.25 R_{max}$$

$$\text{ELS: } R_{serMax} = R_G + 1.2(R_{A(l)} + R_{St}) R_{serMax} = \frac{953.29}{2} = 476.65 \text{ t}$$

$$\text{ELU : } R_{uMax} = 1.35R_G + 1.6(R_{A(l)} + R_{St}) R_{uMax} = \frac{1272.73}{2} = 636.36 \text{ t}$$

R_{max} Étant l'effort maximum donc $R_{max} = R_{uMax} = 636.36 \text{ t}$

$$\text{Pour } f_e = 400 \text{ Mpa } \sigma_s = \frac{400}{1 \times 1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\text{Donc } A_c = 0,25 \times \frac{636.36 \times 10^2}{348} = 44.17 \text{ cm}^2 \text{ soit 9HA25 disposée}$$

➤ Armature de profondeur :

On met des armatures en profondeur pour éviter la propagation des fissures, ces armatures doivent reprendre dans chaque direction un effort de $0,125R_{max}$.

$$\text{D'où } A_h = 0.125 \times \frac{636.36 \times 10^2}{348} = 22.85 \text{ cm}^2. \text{ Soit 8 HA 20.}$$

➤ **Armatures de diffusion :**

Ces armatures sont des frettes ; on distingue :

- **Ferrailage de surface (frettes sup) :**

Ces armatures sont capables de reprendre 4% R_{max}

D'où : $A_s = 0,04 \times \frac{636,36 \times 10^2}{348} = 7,31 \text{ cm}^2$ soit 5HA14 disposée dans les deux sens

- **Ferrailage inférieur ou d'éclatement (frettes inf) :**

Elles sont disposées sur une profondeur Z tel que : $\frac{H}{3} \leq Z \leq HR = 0,1R_{max}$

D'où $A_s = 0,1 \times \frac{636,36 \times 10^2}{348} = 18,22 \text{ cm}^2$ Soit 6HA20 disposée dans les deux sens

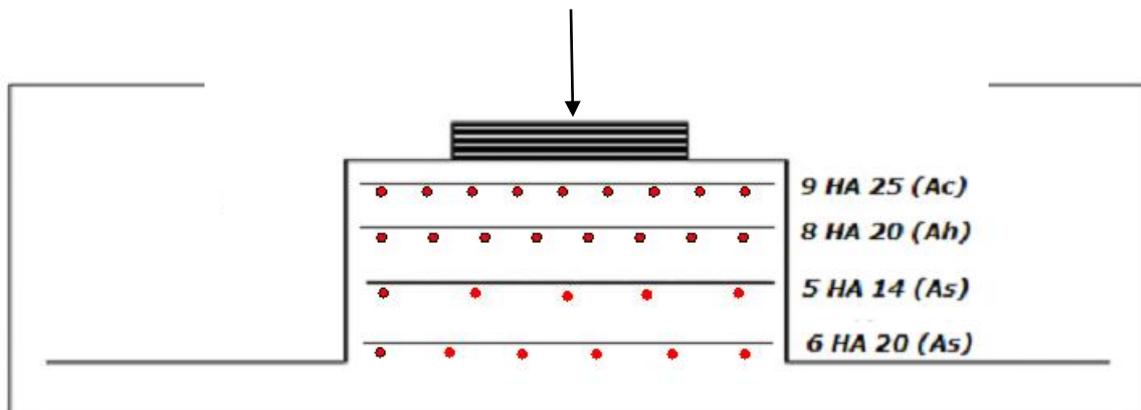


Figure IX.8: Le ferrailage d'un dé d'appui

IX.2: Joint de chaussée

Un joint de chaussée est un dispositif permettant d'assurer une continuité de la circulation au droit d'une coupure du tablier. Afin de rendre ce dernier librement dilatable, en évitant les variations dimensionnelles longitudinales subit, qui sont dues aux variations de température, aux rotations sur appui du fait de la flexion du tablier, aux tassements éventuels, au retrait, au fluage et aux déformations d'exploitation.

IX.2.1: Choix du type de joint :

Le choix d'un type de joint de chaussée fait référence à une classification basée sur l'intensité du trafic et le souffle, on distingue :

- Les joints lourds pour les chaussées supportant un trafic journalier supérieur à 3000 véhicules.
- Les joints semi lourds pour un trafic entre 1000 et 3000 véhicules.
- Les joints légers pour un trafic inférieur à 1000 véhicules.

En satisfaisant un certain nombre d'autres exigences non moins essentielles :

- ✓ Confort et esthétique : souple, il assure la continuité de la surface de roulement quelle que soit l'importance du hiatus plus une absence de bruits de vibrations.
- ✓ Résistance : le choix des matériaux constitutifs (nature et qualité), est garant de bon comportement sous une circulation sans cesse croissante.
- ✓ Etanche : en assurant la continuité de l'étanchéité, il participe activement à la protection de l'ouvrage équipé et aussi à une bonne évacuation des eaux.
- ✓ Fiable : la pureté de sa conception et la simplicité de ces principes de fonctionnement lui confèrent son efficacité à long terme.



Figure IX.9: Un type de joint de chaussée

IX.2.2: Calcul de souffle du joint de chaussée

Le souffle est la variation maximale d'ouverture que peut tolérer un joint, correspond à une variation de température d'environ 50°C. Les variations maximales de la longueur ΔL des tabliers définissant donc le souffle du tablier.

Le souffle est la somme algébrique de plusieurs facteurs : la température, le retrait, le fluage et les rotations d'extrémité de la poutre.

$$W = \Delta L_{rot} + (\Delta L_{dt} + \Delta L_d)/2$$

Avec :

- ✓ W : Souffle total du joint
- ✓ ΔL_d : Souffle des déformations différées (retrait+fluage)
- ✓ ΔL_{dt} : Souffle thermique.
- ✓ ΔL_{rot} : Souffle du aux rotations d'extrémités des poutres

➤ Dilatation thermique :

La température étant considérée comme action de courte durée, on prend généralement un raccourcissement relatif à :

$$\frac{\Delta L}{L} = 3 \times 10^{-4} \quad (L=126.5\text{m}) \quad \text{donc : } \Delta L = \mathbf{3.8 \text{ cm}}$$

➤ **Retrait :**

Le raccourcissement spontané du béton au cours de son durcissement en l'absence de toute contrainte. On l'évalue à :

$$\frac{\Delta L}{L} = 2 \times 10^{-4} \quad (L=126.5\text{m}) \quad \text{donc : } \Delta L = 2.53\text{cm}$$

➤ **Fluage :**

Les raccourcissements dus au fluage sont en fonction des contraintes normales appliquées, on pourra prendre en première approximation

$$\frac{\Delta L}{L} = K_{fl} \times 10^{-4}$$

Avec :

K_{fl} : Coefficient du fluage à $t=0$ (au moment où il subit la contrainte σ_b) et il vaut 2 à 3.

$$\text{Donc : } \Delta L = 3,8\text{cm.}$$

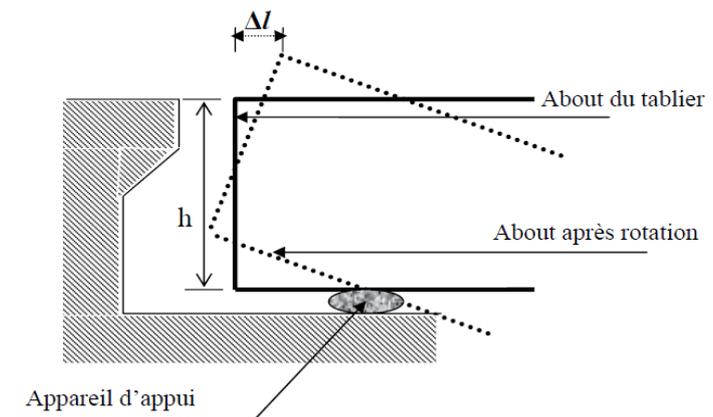
➤ **Rotation d'extrémité sous chargement :**

La rotation d'extrémité d'une poutre sous charge crée au niveau du joint de chaussée un déplacement horizontal $\Delta L_{rot} = h \times tg \alpha$, on accepte pour le dernier voussoir une rotation de **0.02 rad**, ce qui crée un déplacement de :

$$\Delta L_{rot} = 3.5 \times tg 0.02 = 0.07 \text{ m.}$$

Donc :

$$\Delta L_{rot} = 7 \text{ cm}$$



Ce qui donne un souffle totale de :

$$W = \Delta L_{rot} + (\Delta L_{dt} + \Delta L_d)/2$$

Alors :

$$W = 7 + \frac{(3.8 + 2.53 + 3.8)}{2} = 12.07\text{cm}$$

On doit vérifier la condition suivante afin d'éviter le risque de cisaillement de l'appareil :

$$W \leq h_{\text{appareil d'appui}}, \quad 12.07\text{cm} \leq 20 \text{ cm, pas de risqué de cisaillement.}$$

Type	A _{min}	A _{max}	B _{min}	B _{max}	C _{min}	C _{max}	D _{min}	D _{max}	H	E	L	F	P(KN)*	Nb**
Wd60	65	125	185	245	125	185	20	80	55	200	200	52,5	65	5
Wd80	90	170	220	300	155	235	30	110	57	200	200	62,5	65	6
Wd110	120	230	300	410	210	320	40	150	82	250	250	85	100	5
Wd160	170	330	400	560	290	450	50	210	98	300	280	120	190	4
Wd230	240	470	540	770	420	650	70	300	123	350	280	170	190	5

Figure IX.10 : Caractéristiques physique des joints Wd

➤ Conclusion :

Le type de joint de chaussée est choisi selon le souffle total calculé précédemment. A l'aide du catalogue de joints de chaussée CIPEC, on constate que pour un souffle de 12.88cm, il faut considérer la famille de joints appelée Wd (souffles moyens), soit **Wd160**.

Ces joints sont de la famille à dents en console. Conçu pour une circulation lourde et intense, ce type de joints possède une robustesse exceptionnelle. La figure ci-dessous montre la forme de ce joint.



Figure IX.11: Joint du type Wd (souffle moyen)

IX.3: Évacuation des eaux

Un système d'évacuation des eaux, qui doit être prévu au niveau de la conception de l'ouvrage, a pour objectif d'assurer :

- Une évacuation rapide des eaux pluviales pour éviter l'inondation de la chaussée ;
- Une protection de la structure vis-à-vis des infiltrations d'eau plus ou moins chargées d'agents nocifs.

IX.3.1: La mise en œuvre du système

Le système d'évacuation des eaux de pluie est essentiellement constitué par des gargouilles disposées tous les **20 m** environ de part et d'autre de la chaussée. Elles recueillent l'eau de surface d'une chaussée qui est le plus souvent profilée en forme de toit (pour une chaussée bidirectionnelle) avec deux versants à **2,5 %** ou avec une pente unique (pour une chaussée

unidirectionnelle ou bidirectionnelle) de même valeur. L'eau peut être évacuée sans précautions particulières en rase campagne, mais, en site urbain, elle est évacuée à l'aide de chéneaux ou de corniches caniveaux.

IX.4: La couche d'étanchéité

Le béton, même bien comprimé, n'est jamais parfaitement étanche du fait de l'existence d'inévitables petites ségrégations locales. Un système d'étanchéité des tabliers a pour objectif de protéger la structure béton des diverses agressions générées par les eaux pluviales (contenant des produits agressifs : sels de déverglaçage) circulant sur l'ouvrage et des cycles éventuels de gel-dégel. Il permet d'éviter la pénétration d'agents chimiques agressifs et la corrosion des armatures du béton du tablier et donc de garantir la durée du service de l'ouvrage.

Il est mis en place sur la totalité de la surface horizontale du tablier.

CONCLUSION

GÉNÉRALE

Conclusion générale

La conception et l'étude des ponts et précisément, les ouvrages construits en encorbellement successif ne peuvent être établis que par des ingénieurs expérimentés, possédant une solide base technique dans les domaines de la modélisation des structures, des normes de conception et de calcul, des propriétés physiques et mécaniques des matériaux utilisables dans des conditions économiques acceptables et des méthodes d'exécution.

L'objectif de notre travail est la conception et l'étude d'un pont, qui assure la liaison entre de vallée au niveau d'Ait Yahia Moussa, Tizi-Ouzou. A la lumière de cette étude on a pu aboutir aux résultats suivant :

- Le choix du type d'ouvrage à construire a été porté sur le pont en encorbellement successif à hauteur variable coulé sur place, en fonctions des contraintes, données naturelle et économiques de ce projet.
- L'évaluation des charges et surcharges appliquées à la structure, en déterminant les plus défavorables pour chaque cas d'étude.
- Etude de la phase d'exécution du projet avec le procédé de réalisation.
- Etude de la phase de service et puis l'évaluation de la précontrainte.
- Etude de la section transversale du voussoir.

Enfin, nous sommes certains que les connaissances que nous avons acquis déjà à l'université Mouloud Mammri et durant toute la période de stage, nous permettront à l'avenir d'affronter la vie active avec courage et sérénité.

Bibliographie

- “Les ponts historique et technique ” - **DAVID BENNATT - 1982** ;
- “**Document technique réglementaire**”- Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d’art (RPOA) - **2008** ;
- “**construction par encorbellement des pont en béton précontrainte**”- **J.MATHIVAT- EYROLLES-1978** ;
- *Conception des ponts* : **J.A CALGARO**. - *Presses de l’école nationale des ponts et chaussée* - **2002** ;
- “**Texte et documents essentiels relatifs aux ouvrages d’ars**” -*Répertoire-SETRA1993* ;
- “**La précontrainte**” – **R. LACROIX, J. PERCHAT, R. CHAUSSIN, A. FUENTES** - *Presses des ponts et chaussées* - **1992** ;
- “**Ponts en béton précontrainte : le problème des zones d’ancrage**”-*Note d’information n °4 - SETRA - 1987* ;
- “**Le béton précontraint aux états limites** ”: **HENRY THONIER**. -*Presses de l’école nationale des ponts et chaussée. Paris- 1992* ;
- “**Le fascicule n° 62 titre I - Section I du CCTG** ”: -*Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites-BPEL91 révisé 99- 1999* ;
- “**Projet et construction des ponts**” : - **J.A CALGARO, M.VIRLOGEUX** -*Analyse structurales des tabliers de ponts .Presses de l’école nationale des ponts et chaussée-1994*;
- “**Le fascicule n° 62 titre V du CCTG** ”: -*Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil - Septembre 1993* ;
- “**les joints des voussoirs dans les ponts en béton précontrainte**” - **A. CHABERAT, B. CRETON**- **1992** ;
- “**Règles B.P.E.L 91, EYROLLES**”- **1993** ;
- “**Règles B.A.E.L 91 modifiées 99 EYROLLES**” - **2000** ;
- “**Dynamique des soles**”- **A. PECKER**-*Presses des ponts et chaussées-1984* ;
- “**Projet et construction des ponts** : **J.A CALGARO**. ” -*Généralités, Fondations, Appuis, Ouvrages courants. Presses de l’école nationale des ponts et chaussée- 2000* ;

Logiciels :

Robot millenium	Modélisation et Analyse des ouvrages.
AutoCAD2008.....	Dessin
Microsoft office 2013.....	Calcul, Traitement de texte, présentation.
Robot expert	Calcul de ferrailage.

Sites Internet :

www.google.com

Annexe A

Une comparaison superficielle en termes de coût global des trois variantes :

Quantité des matériaux utilisés de chaque variante

tab général	var1	var2	var3
Volume du béton en m3	7565	5584	4023
appareil d'appui unité	56	19	4
acier passif en tonnes	1713	1099	715
acier actif par m.L	5145	0	4372
Métal en tonnes	0	324	0

Prix unitaire et coût global de chaque variante :

	prix unitaire DZA	var1	var2	var3
Volume de béton	25 000.00	185 372 525	118 957 000	77 342 699
appareil appui	80 000.00	4 480 000	1 440 000	320 000
acier passif	137 000.00	234 659 373	150 585 288	97 906 575
acier actif	40 000.00	205 800 000	-	174 880 000
métal	650 000.00	-	210 762 435	-
Total en DZA	-	630 311 898	481 744 723	350 449 274

Annexe B

Modélisation longitudinale :

Diagramme des moments fléchissent sous Poids propre du tablier

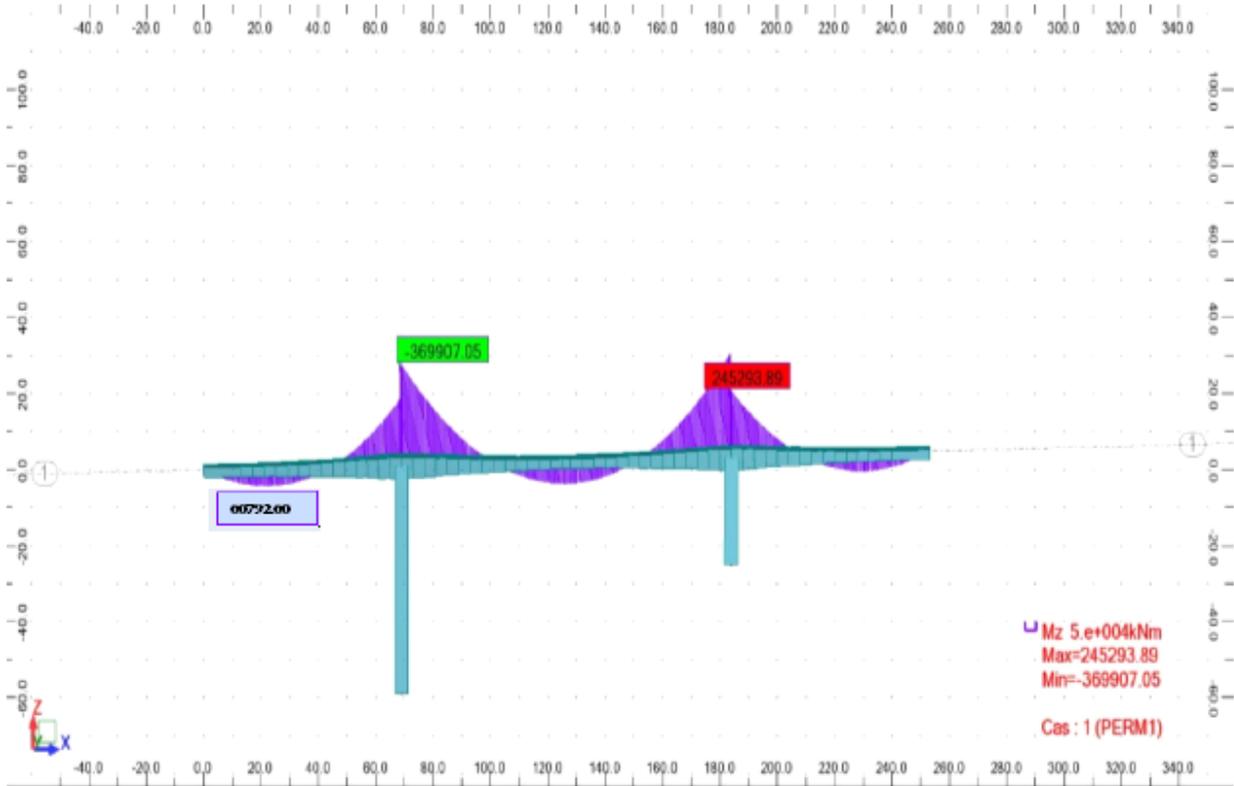


Diagramme des moment fléchissent sous la charge complémentaire propre CCP

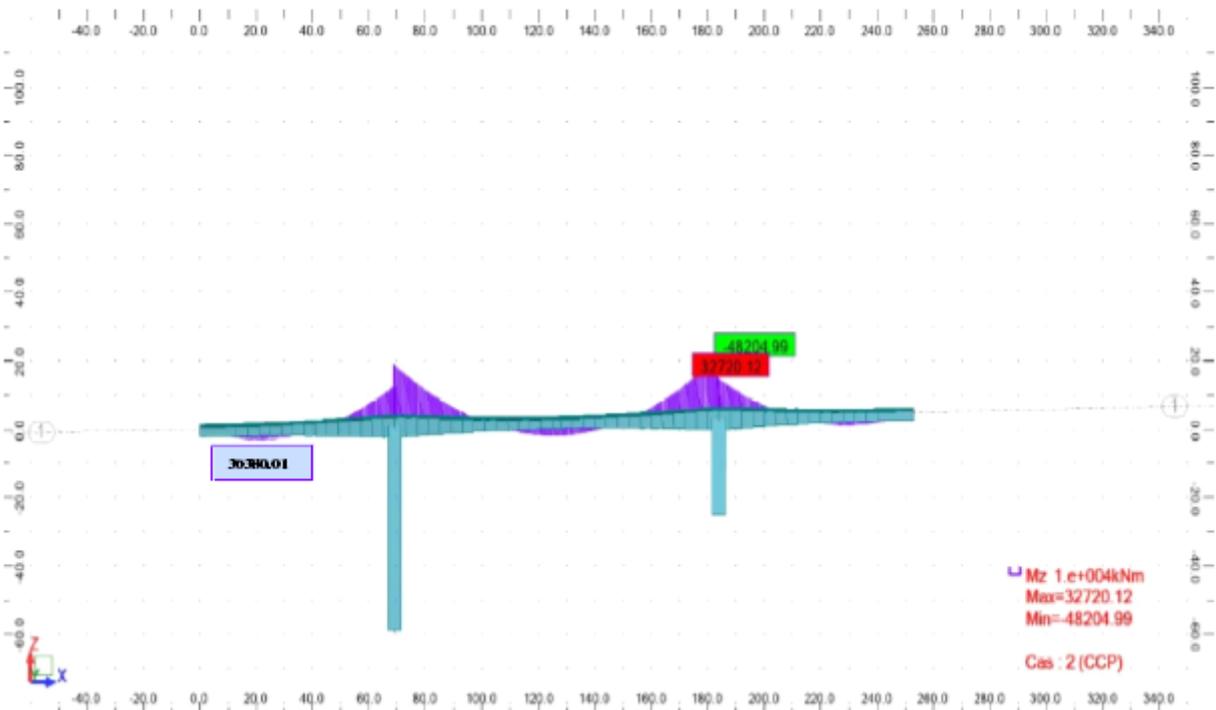


Diagramme des moments fléchissent sous la charge repartie A(l)

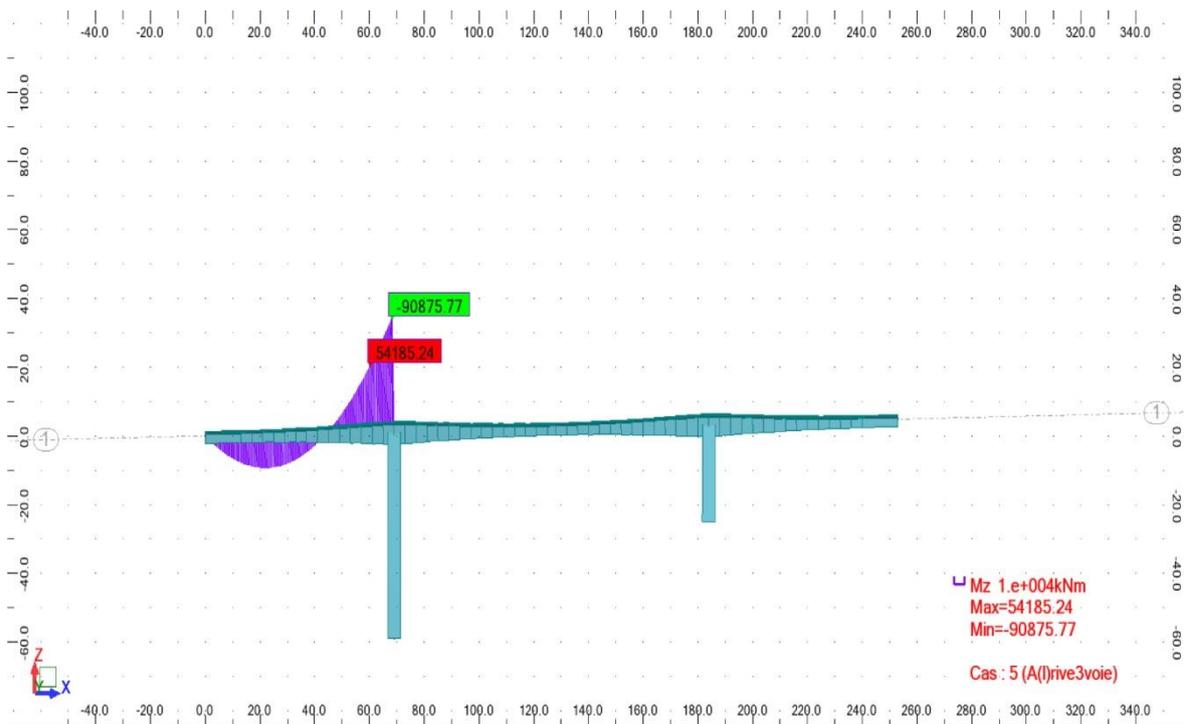


Diagramme des moments fléchissent sous convoi exceptionnel D240

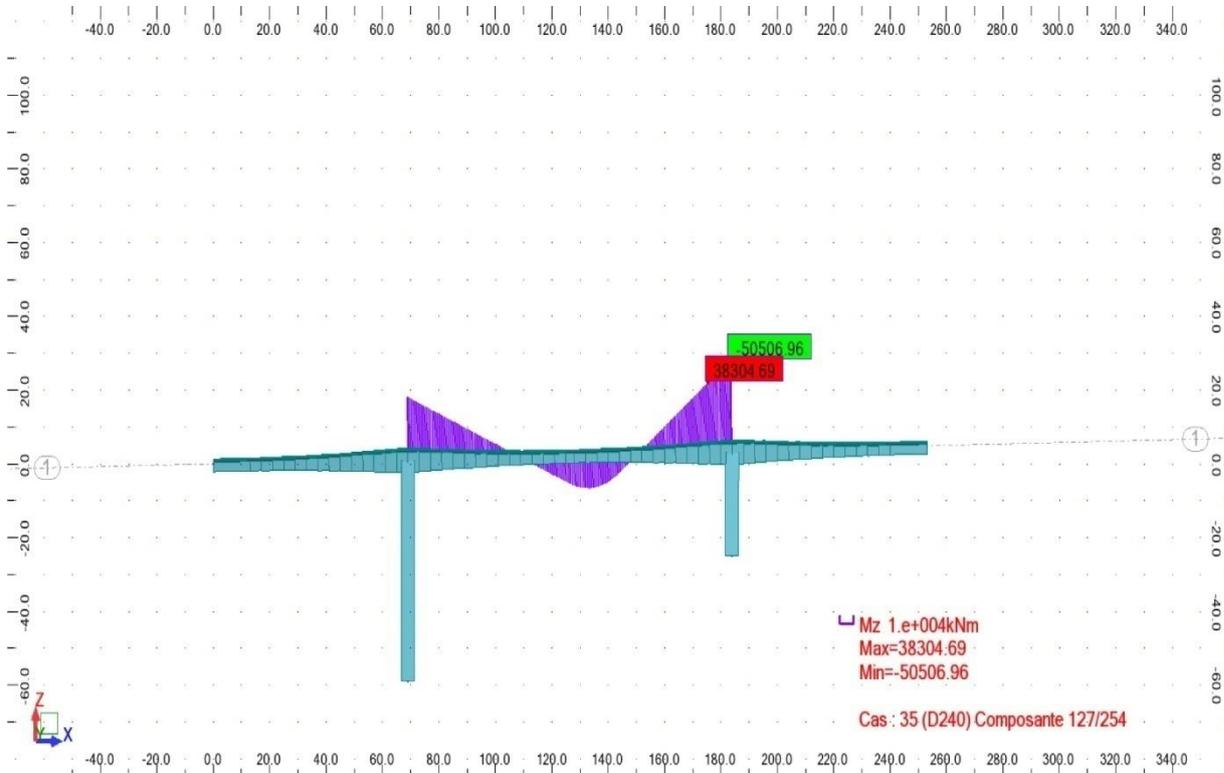


Diagramme des moments fléchissant sous la surcharge St

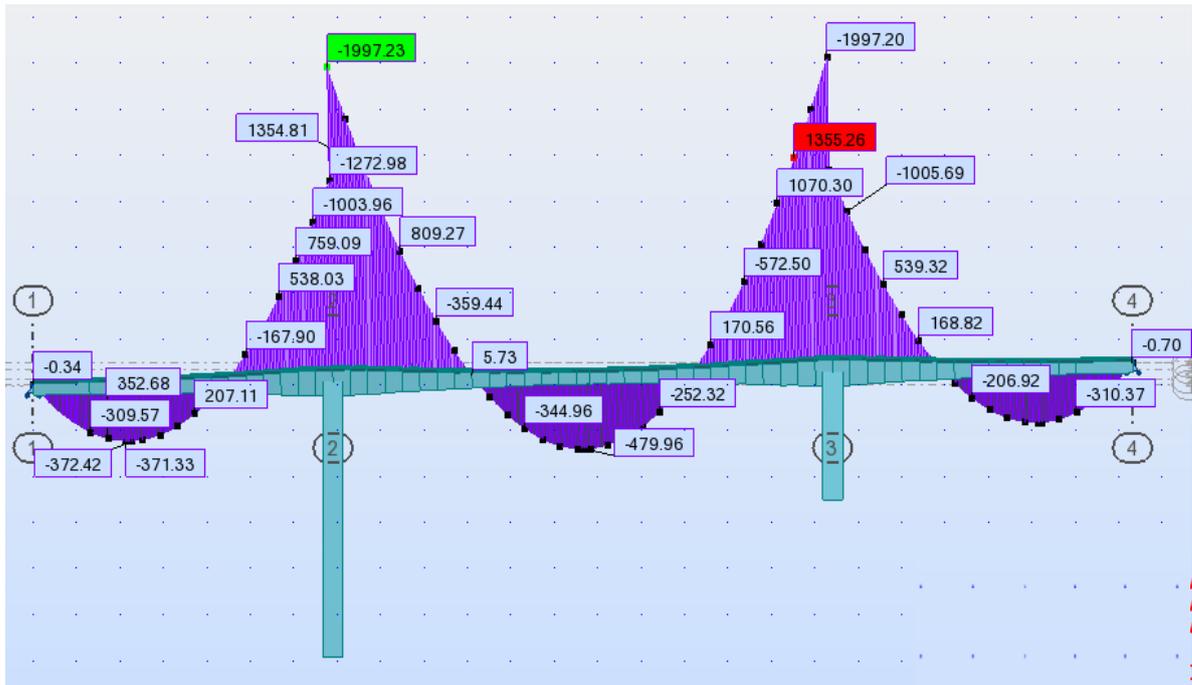


Diagramme des moments fléchissant sous la combinaison à l'ELS G+D240

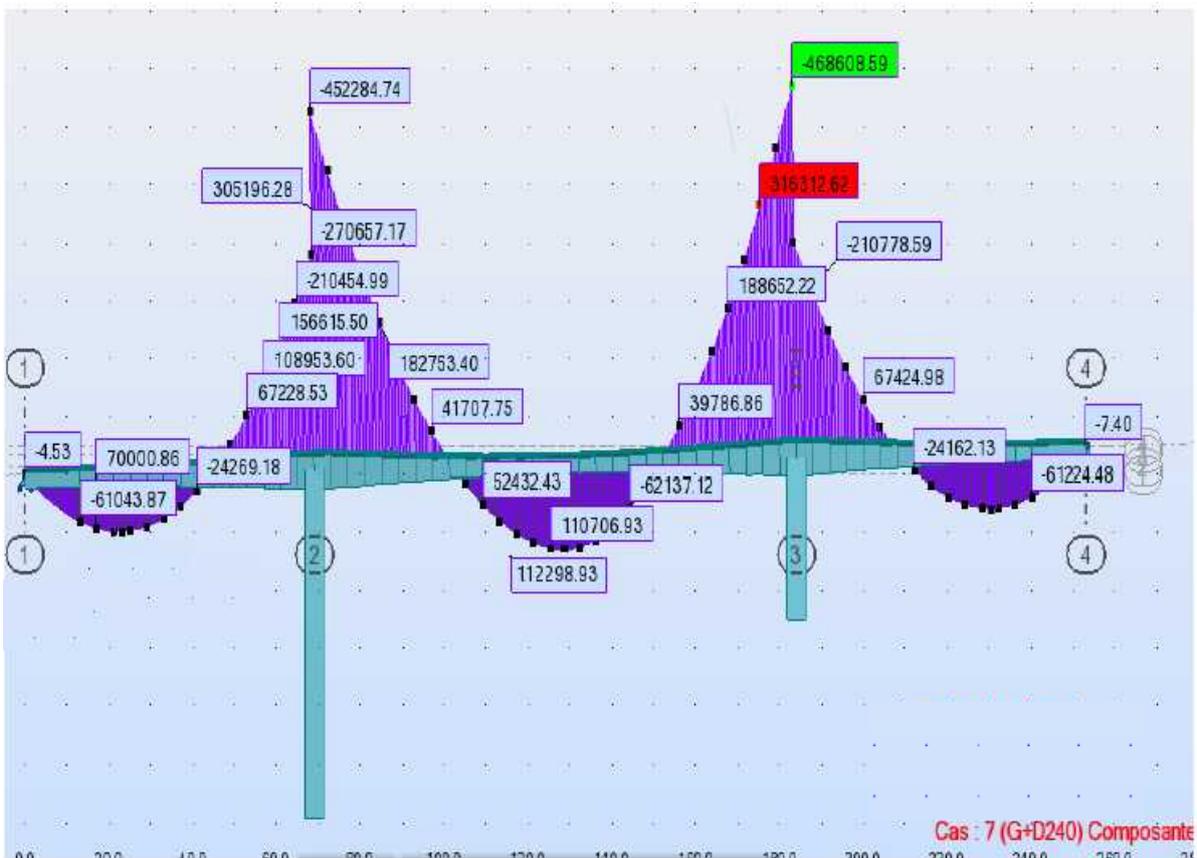


Diagramme des moments sous la combinaison à l'ELS G+1.2 (Al+St)+0.5T

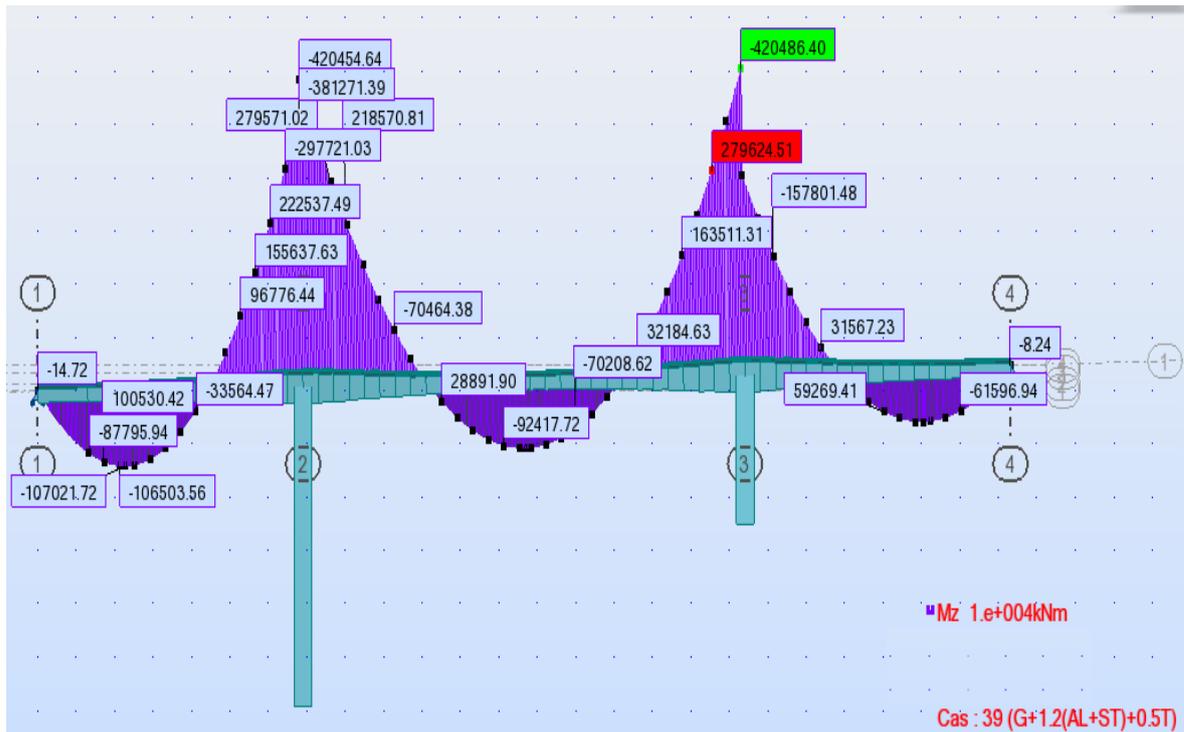


Diagramme des moments fléchissent sous la combinaison à l'ELU 1.35G+1.35D240

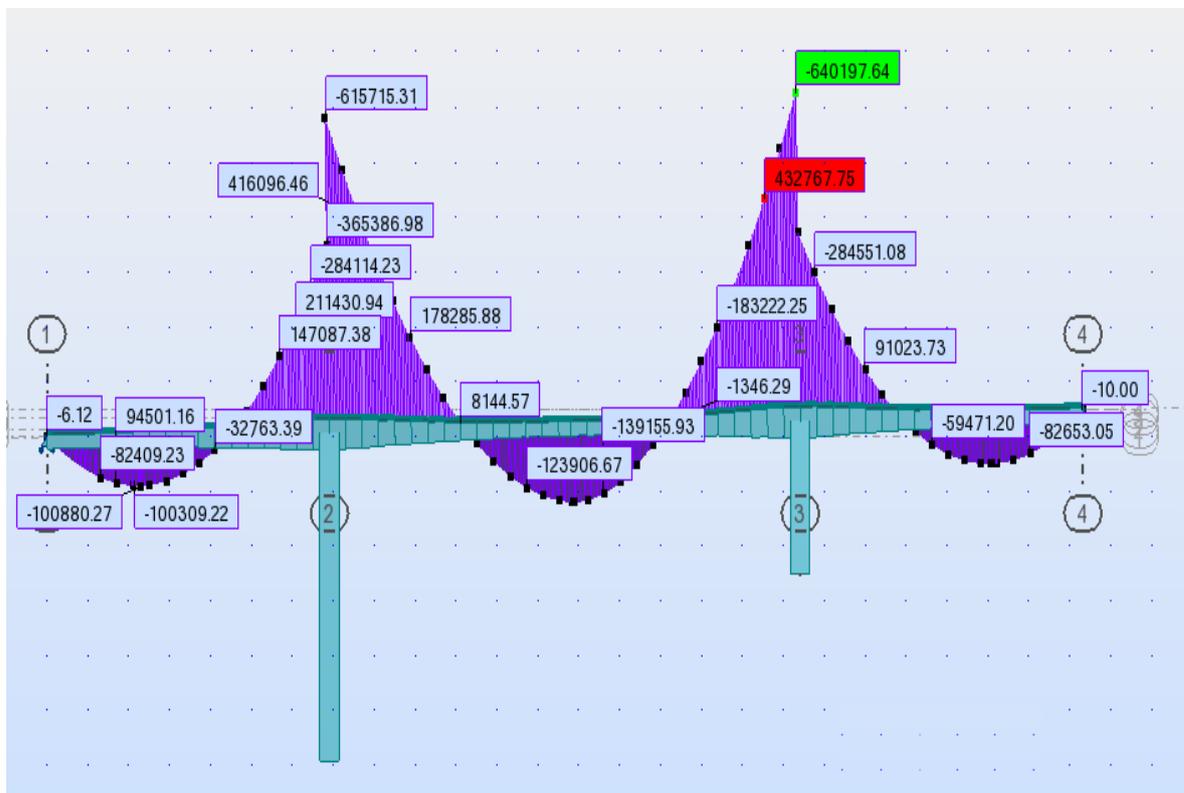


Diagramme des moments sous la combinaison à l'ELU : 1.35G+1.6 (Al+St)

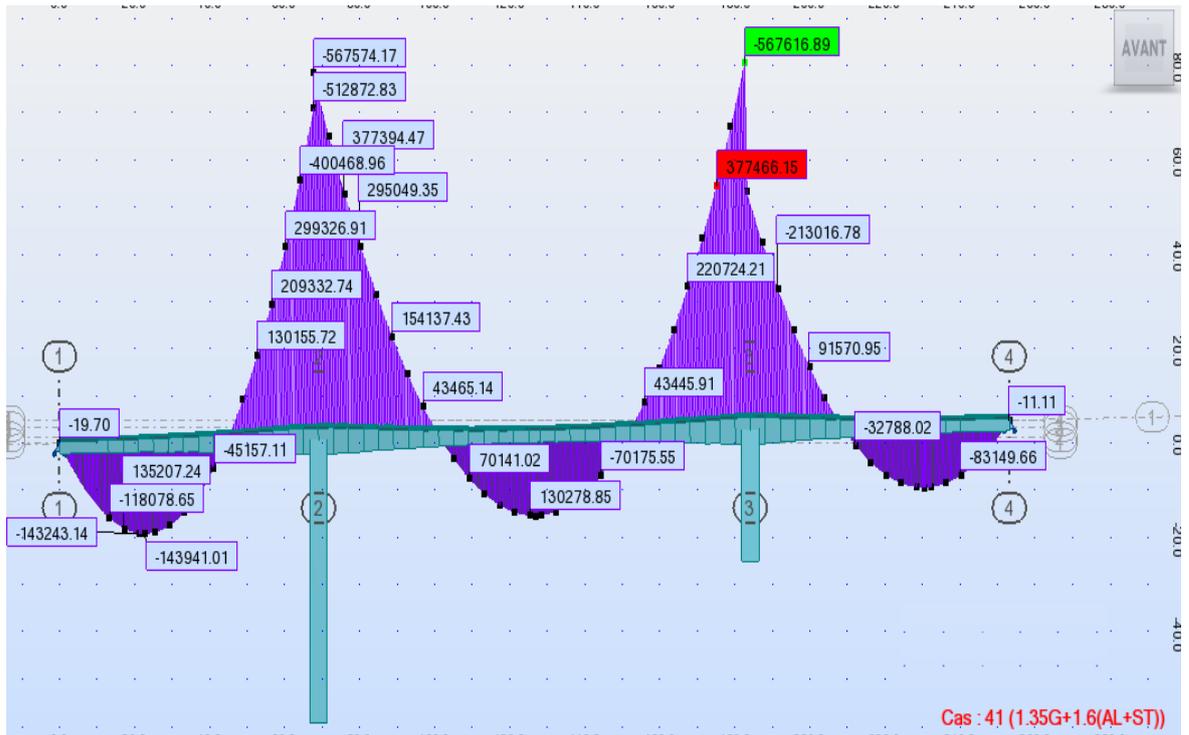


Diagramme des efforts tranchant sous le poids propre

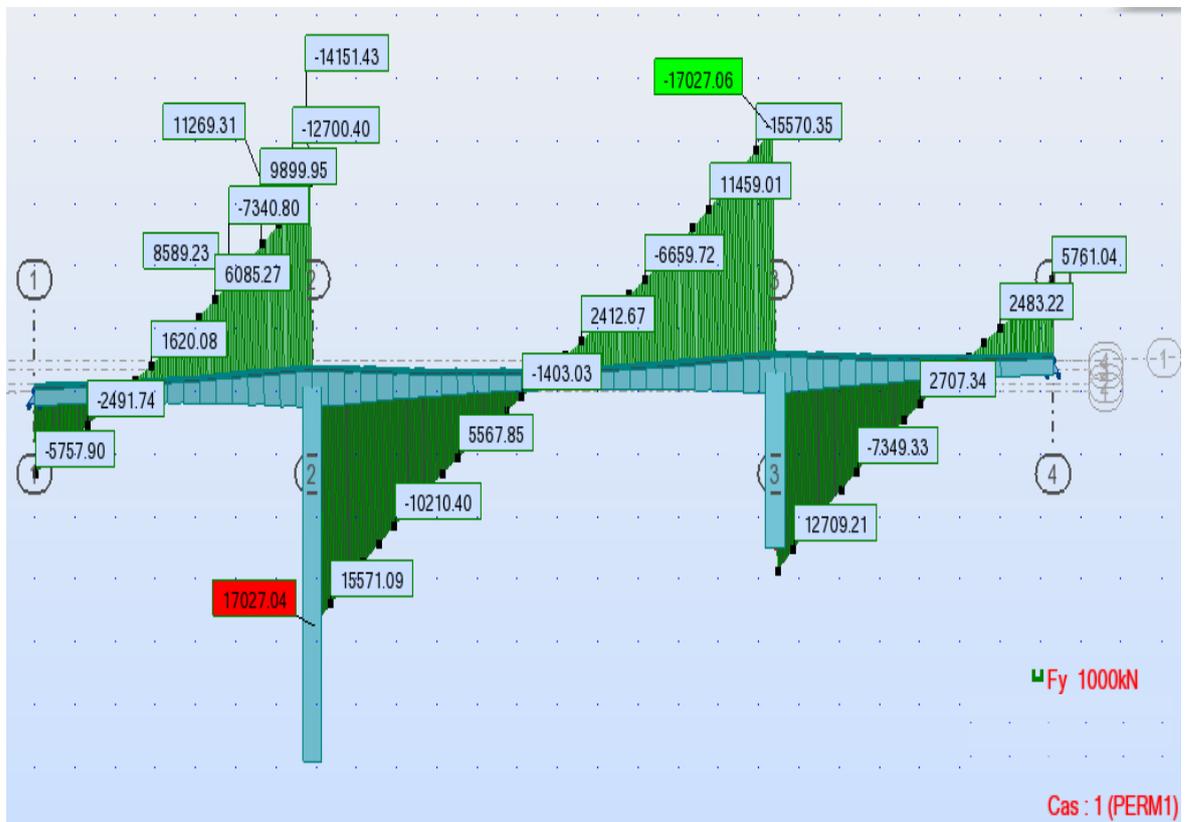


Diagramme des efforts tranchant sous la charge complémentaire propre

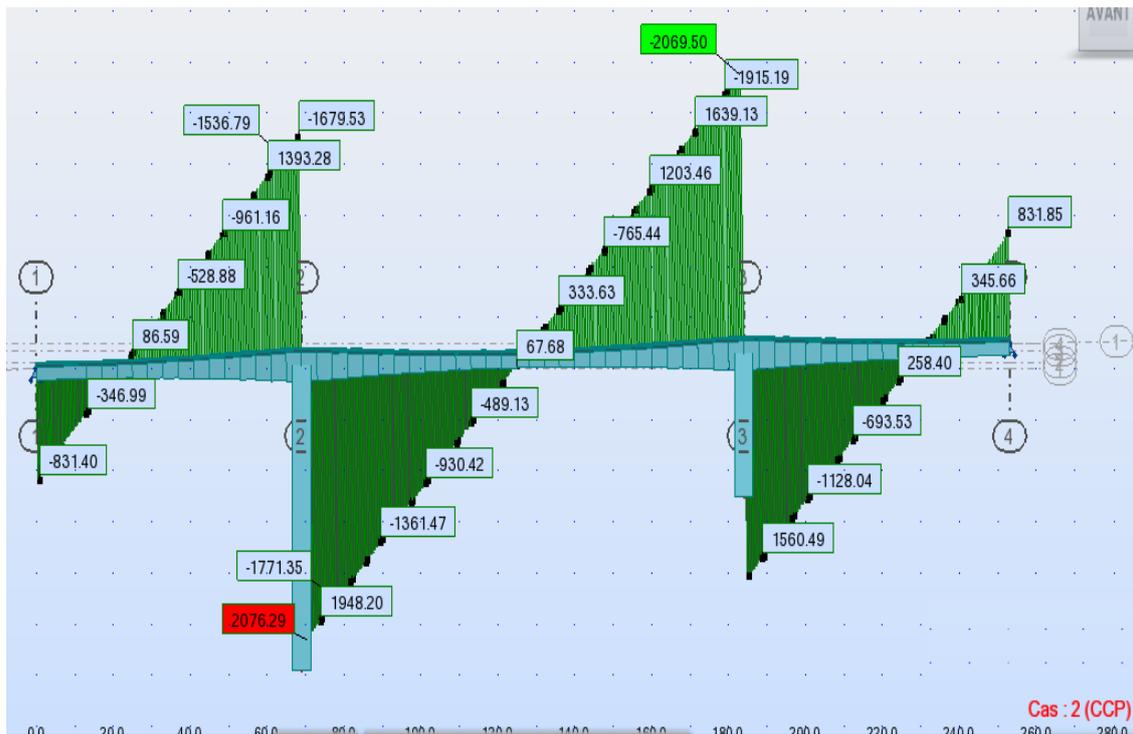


Diagramme des efforts tranchant sous la charge A(I)

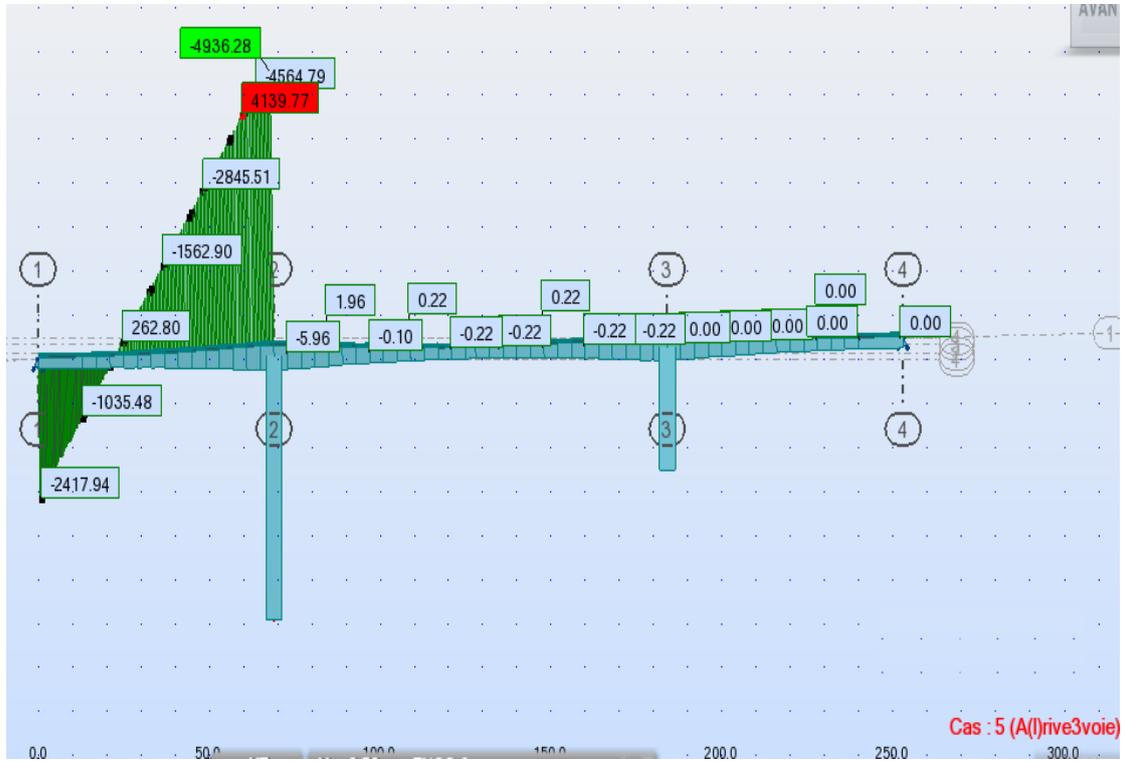


Diagramme des efforts tranchant sous la charge D240

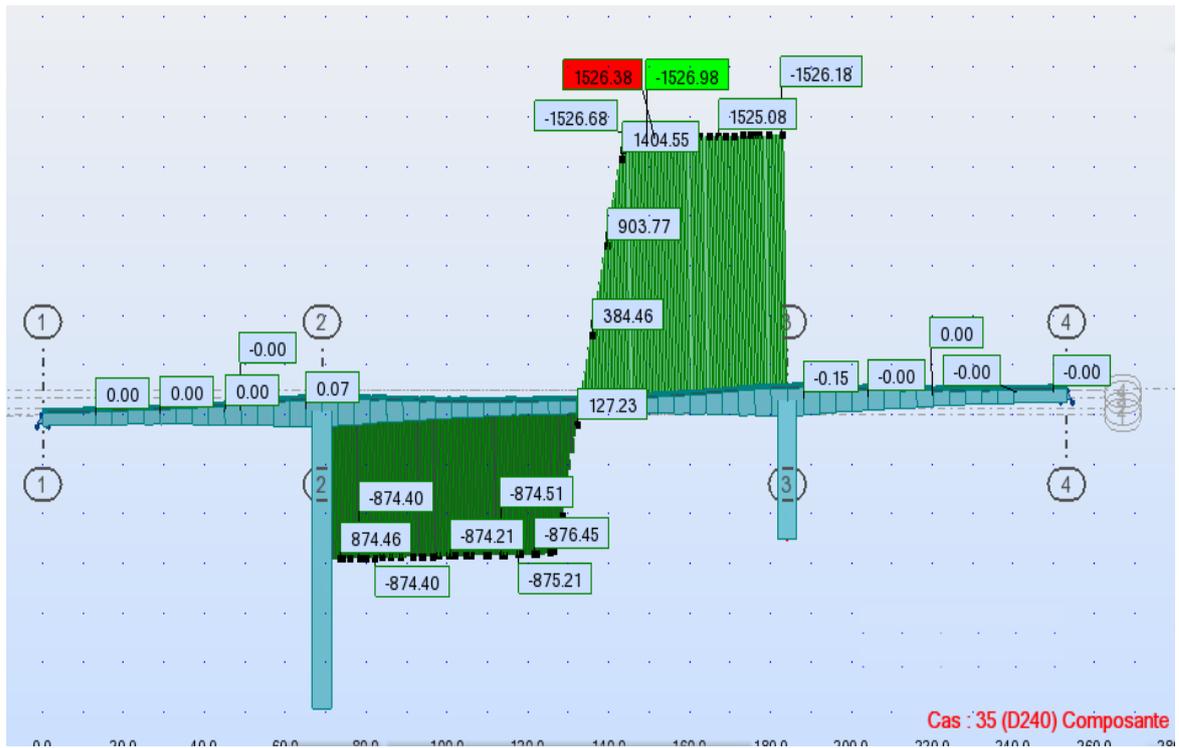


Diagramme des efforts tranchant sous la surcharge sur le trottoir St

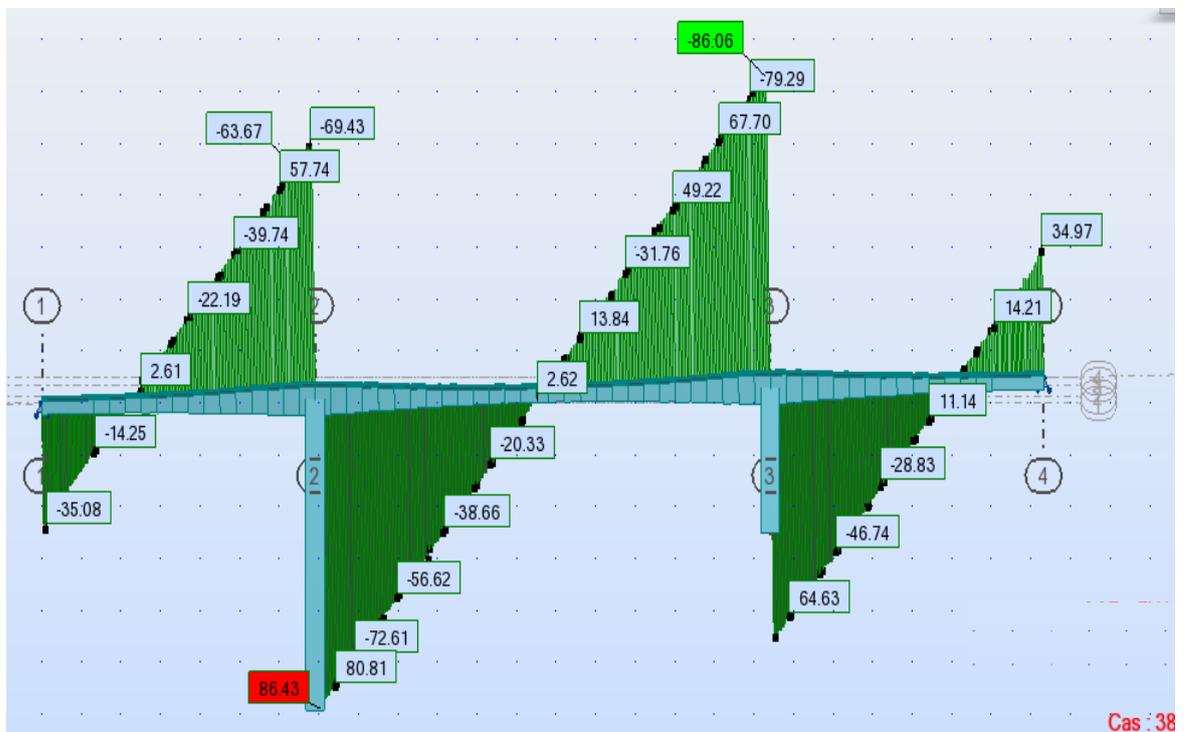


Diagramme des efforts tranchant sous combinaison à l'ELS : G+D240

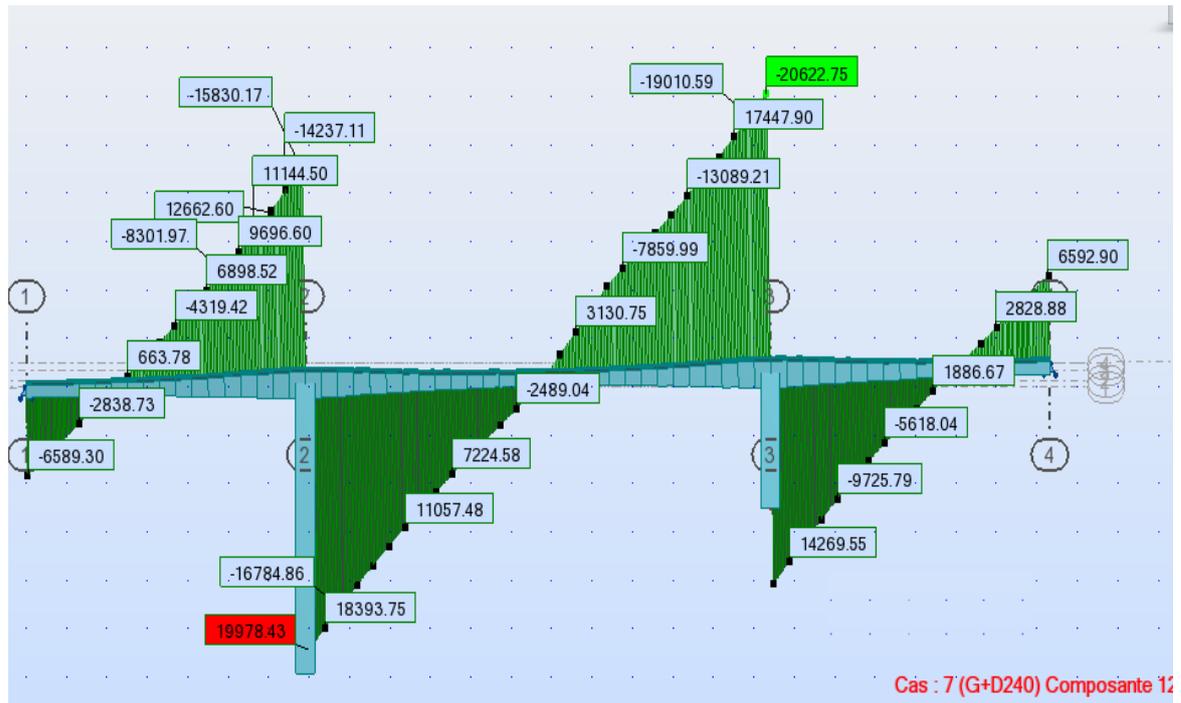


Diagramme des efforts tranchant sous combinaison à l'ELS : G+1.2 (Al+St)+0.5T

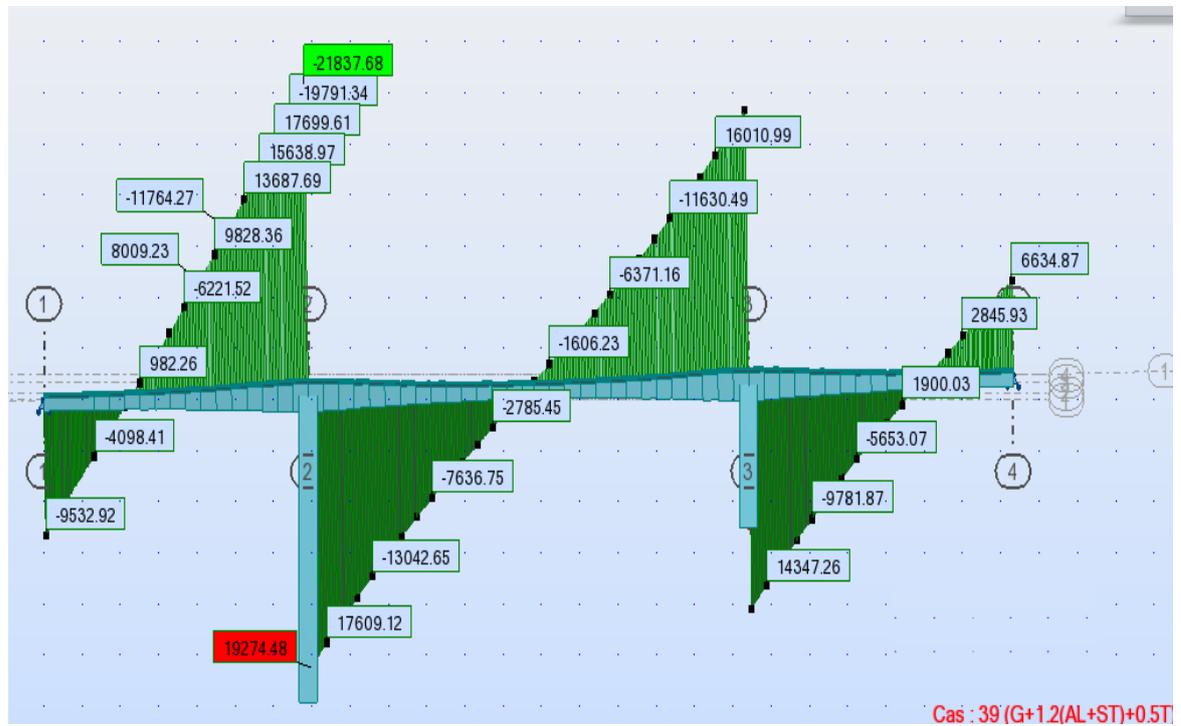


Diagramme des efforts tranchant sous combinaison à l'ELU : 1.35G+1.35D240

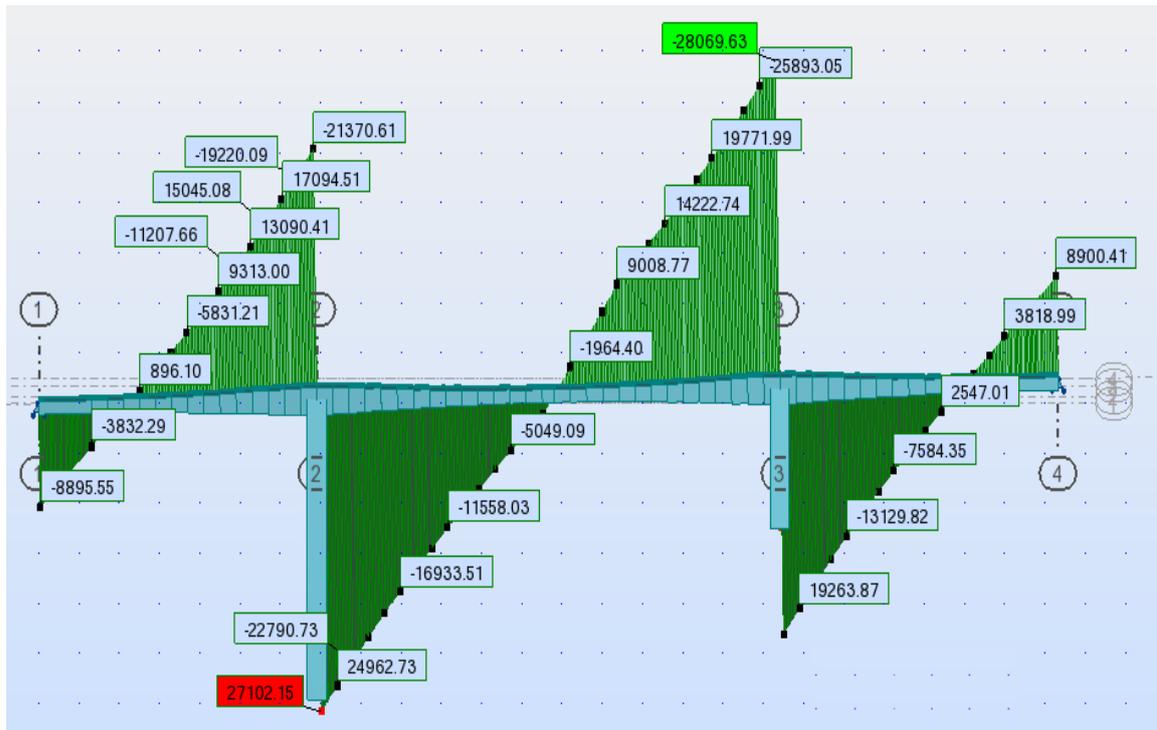
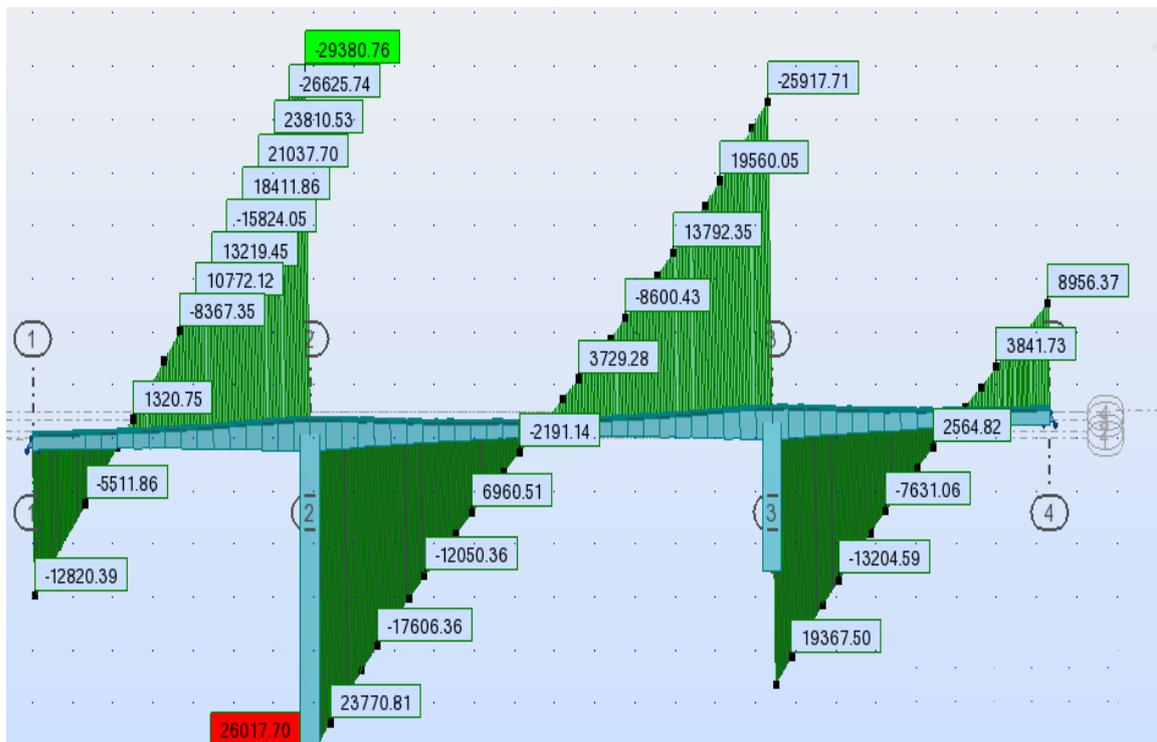
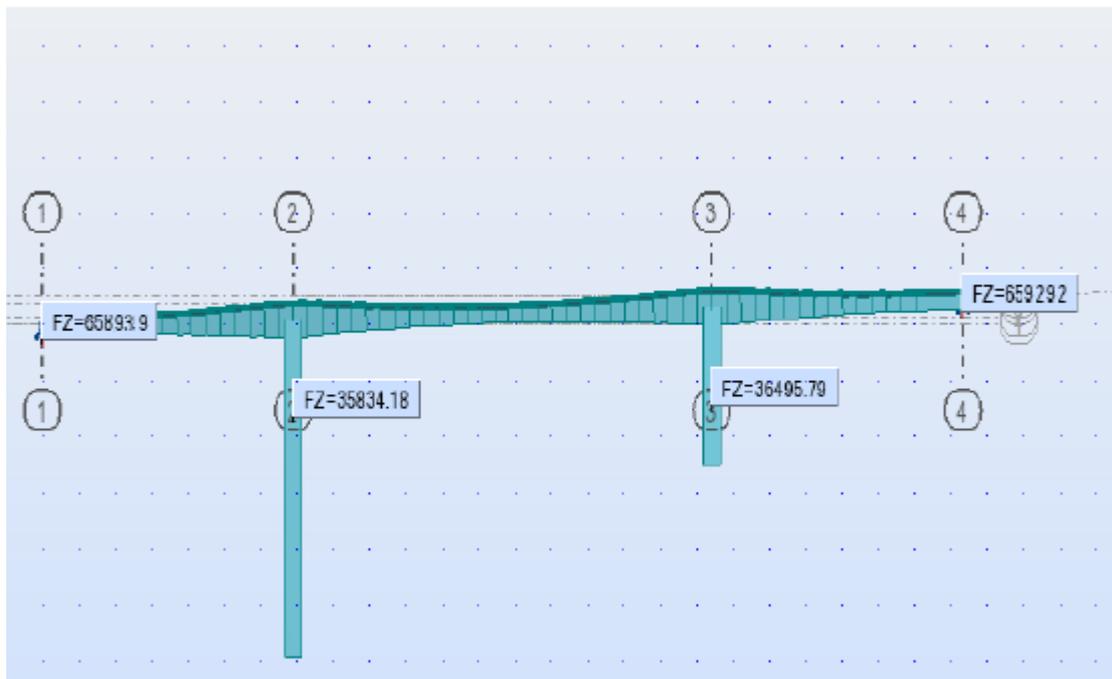


Diagramme des efforts tranchant sous combinaison à l'ELU : 1.35G+1.6(AI+St)

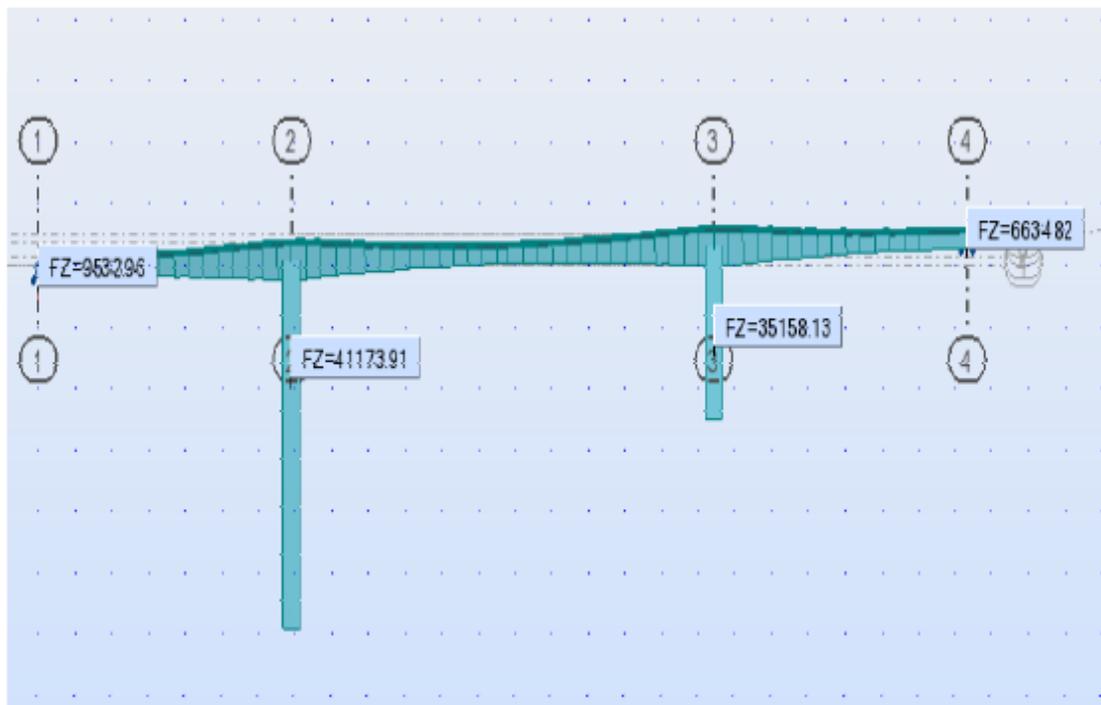


Réactions sur appuis

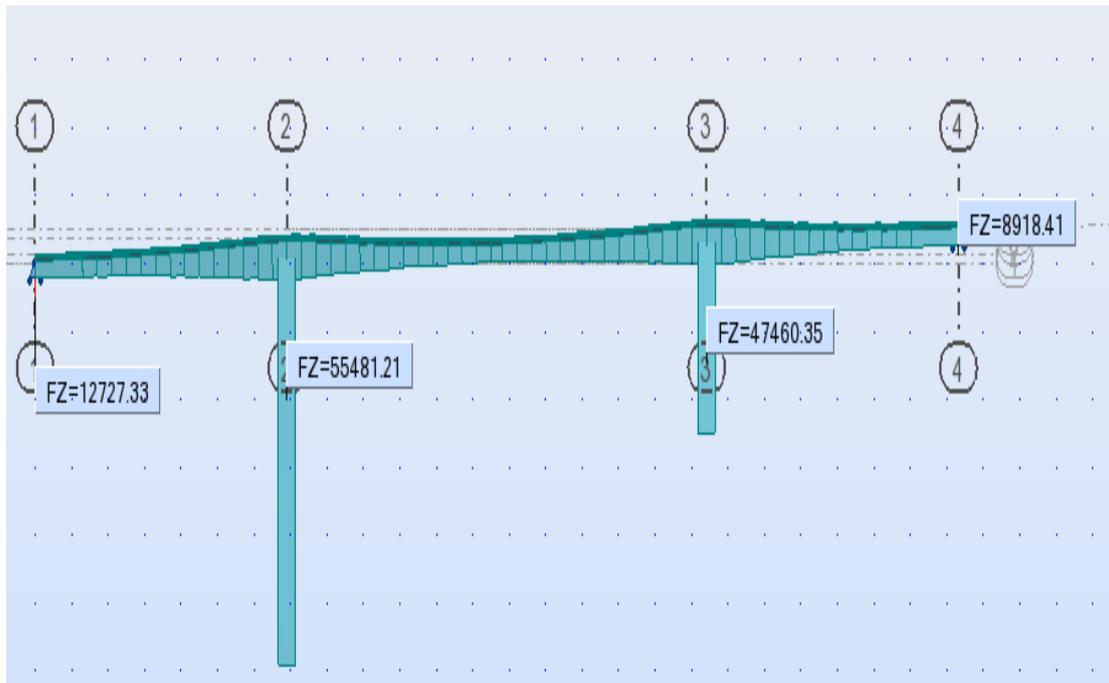
Sous la combinaison à l'ELS : G+D240



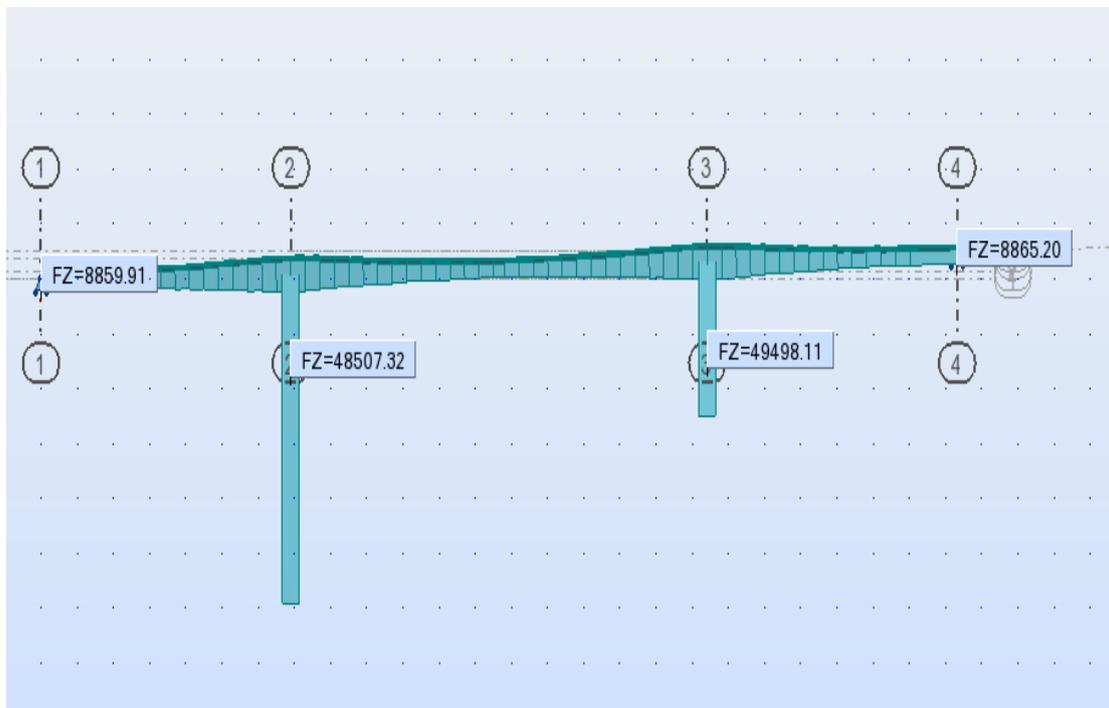
Sous la combinaison à l'ELS : G+1.2(AI+St)+0.5T



Sous la combinaison à l'ELU : 1.35G+1.6(AI+St)



Sous la combinaison à l'ELU : 1.35G+1.35D240



Annexe C :

Modélisation transversale.

Après analyse de la structure par le logiciel Robot Structural, il s'est avéré que les combinaisons les plus défavorables sont : □ □

A1 ELU: $1,35G + 1,6(Bt + St)$ □ □

A1 ELS: $G + 1,2(Bt + St)$ □ □

Nous donnons ci-dessous quelques diagrammes des efforts obtenus par le logiciel:

➤ Voussoir sur pile:

A l'ELU :

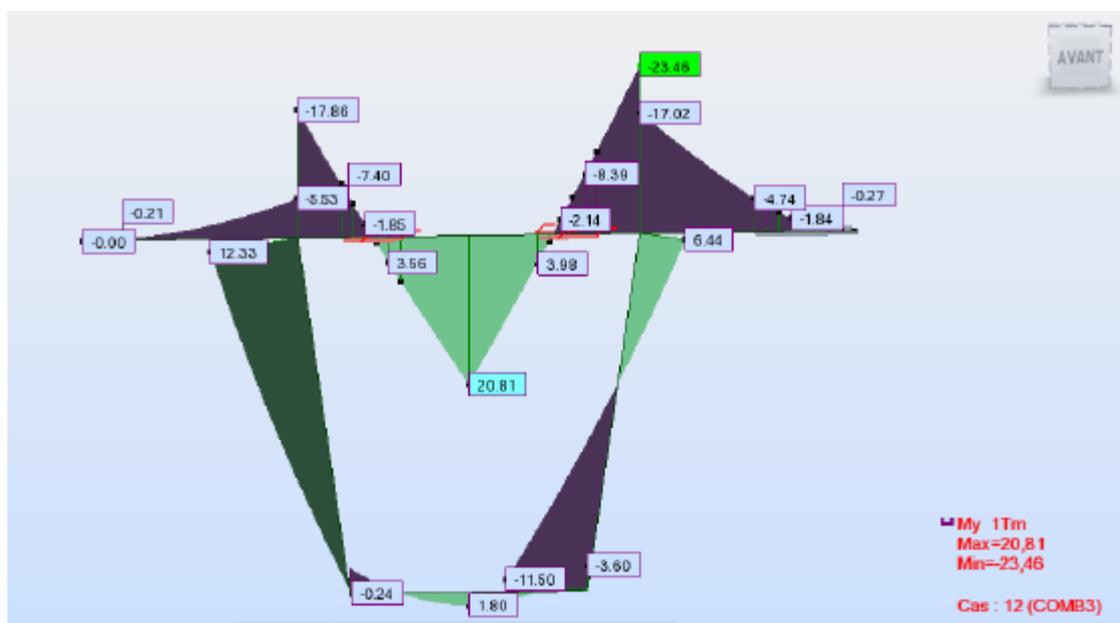


Diagramme des efforts normaux à l'ELU [t].

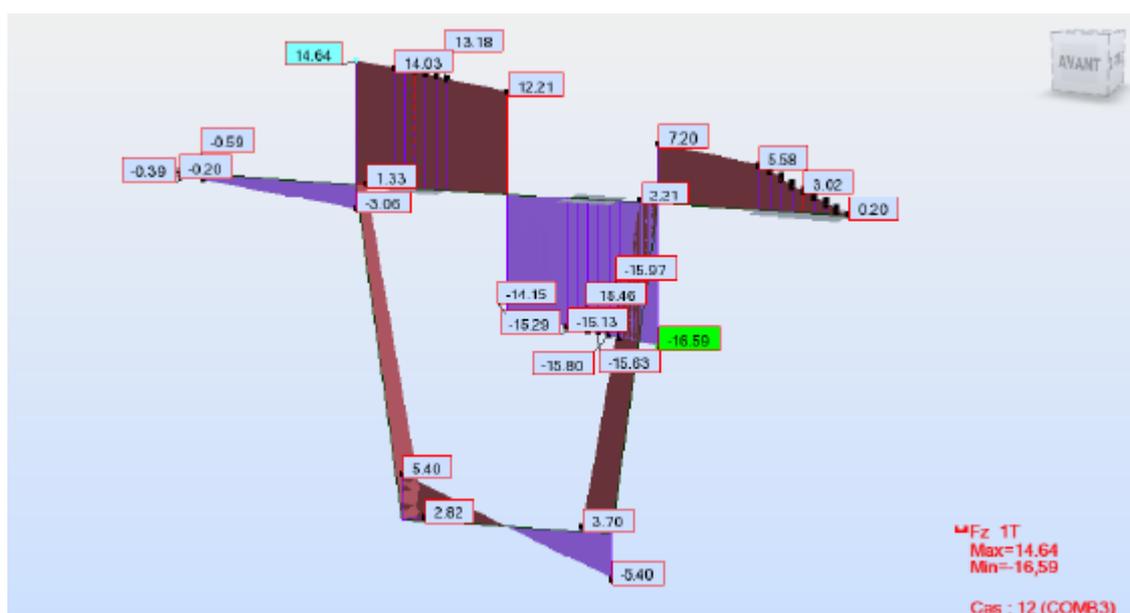


Diagramme des efforts tranchants à l'ELU [t].

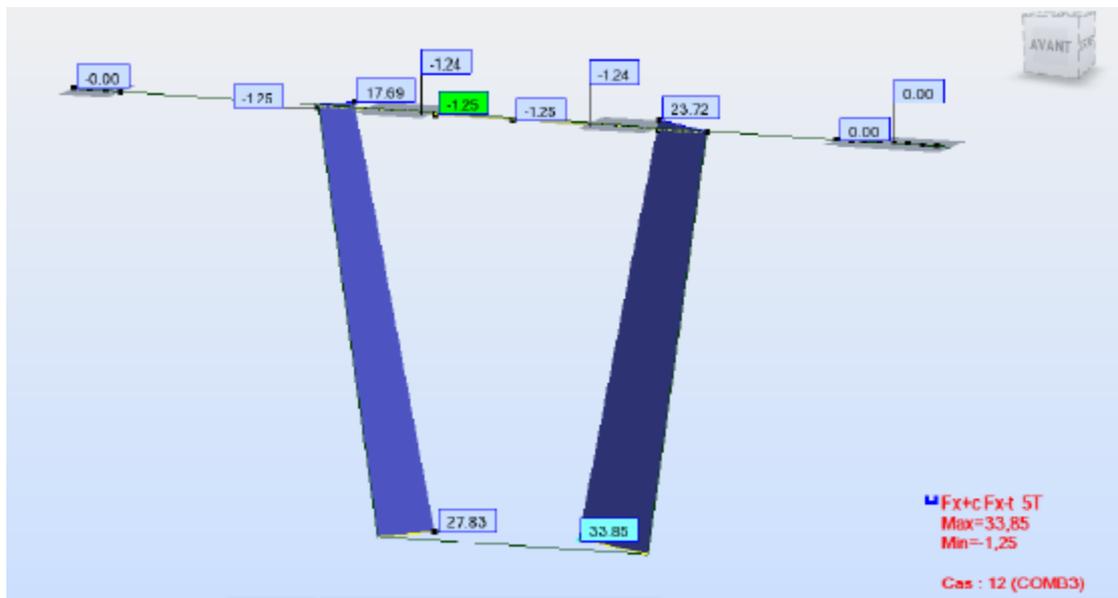


Diagramme des efforts normaux à l'ELS [t].

A l'ELS :

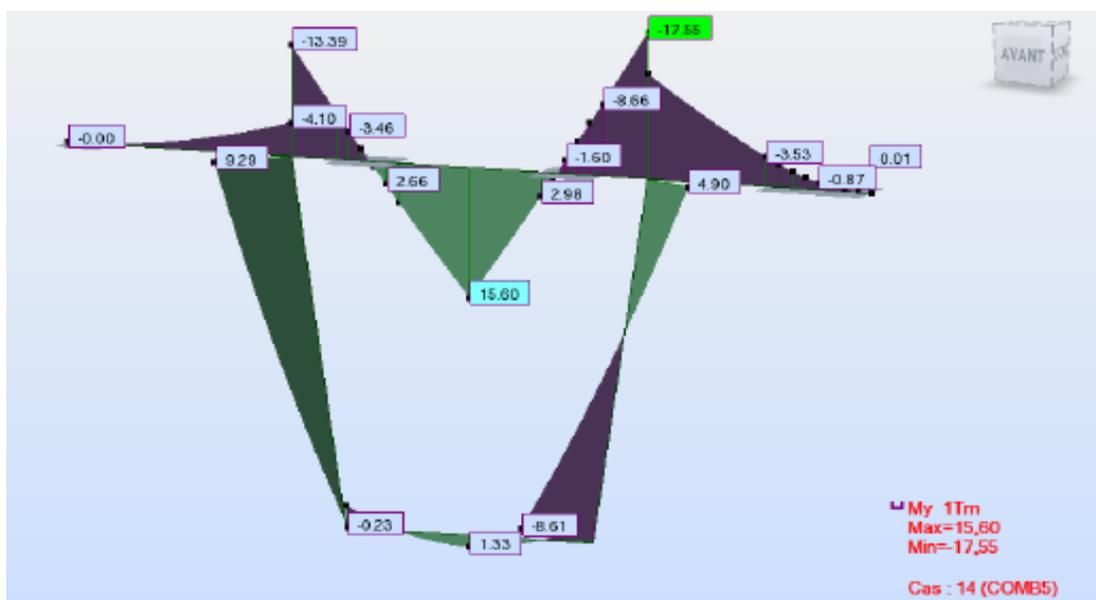


Diagramme des moments fléchissant à l'ELS [t.m]

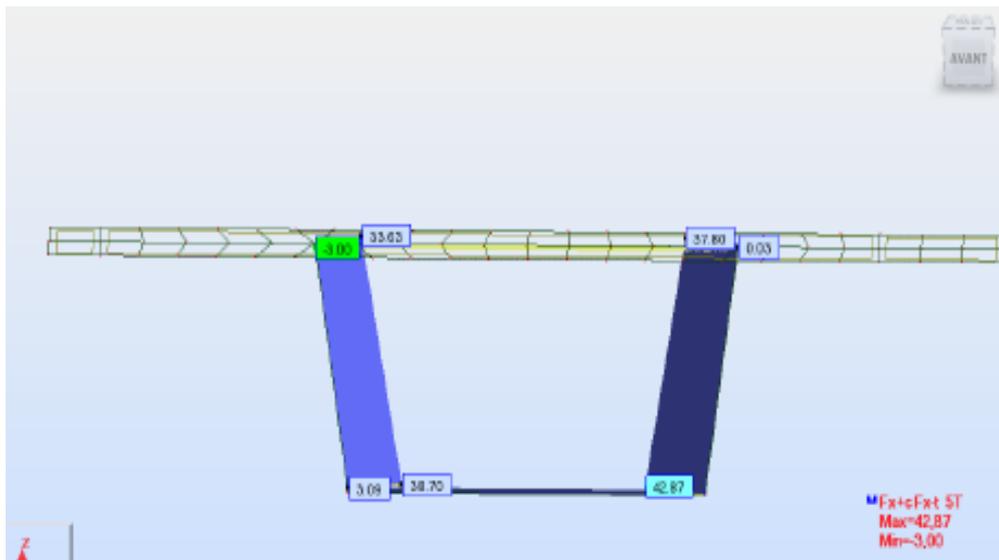


Diagramme des efforts normaux à l'ELU [t].

A l'ELS:

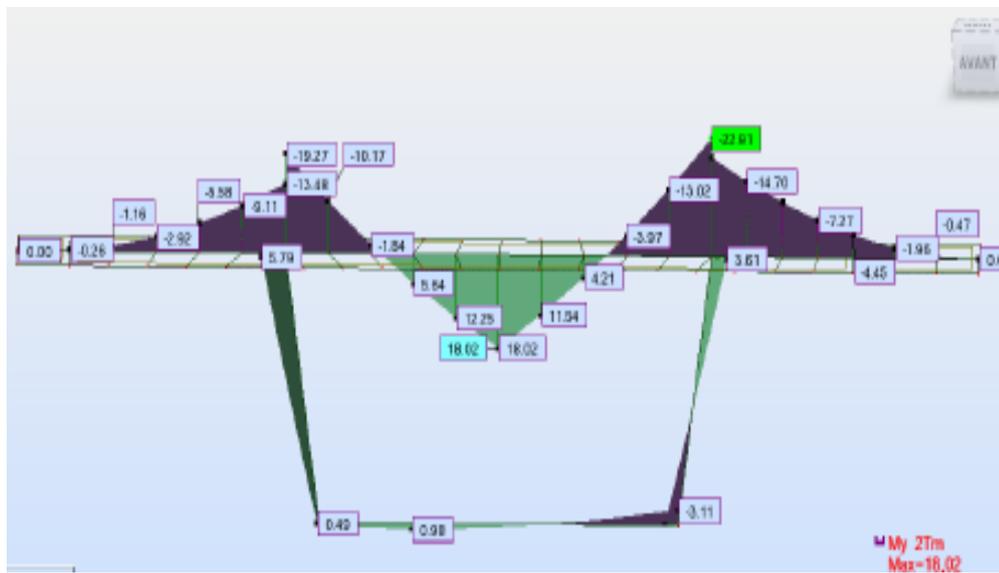


Diagramme des moments fléchissant à l'ELS [t.m]

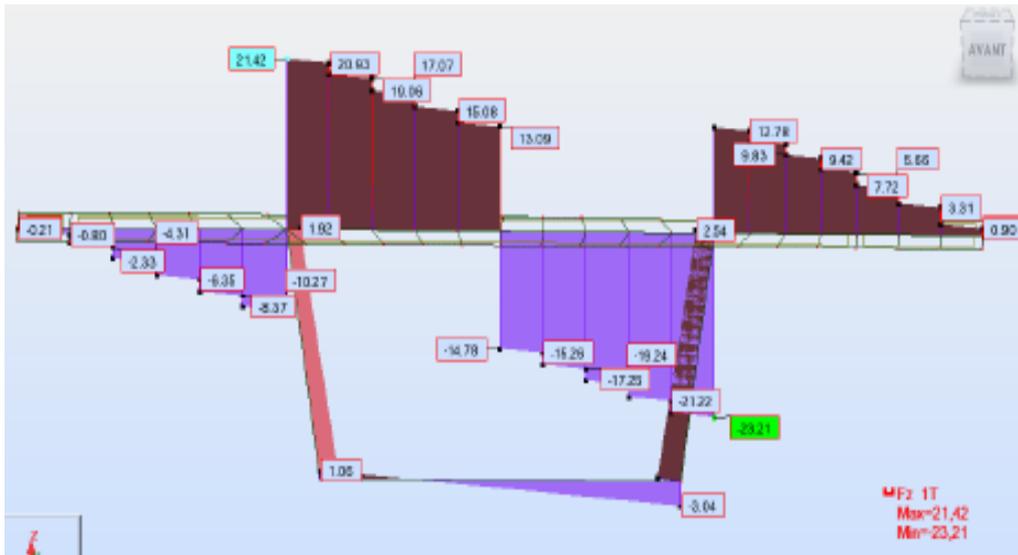


Diagramme des efforts tranchants à l'ELS [t].

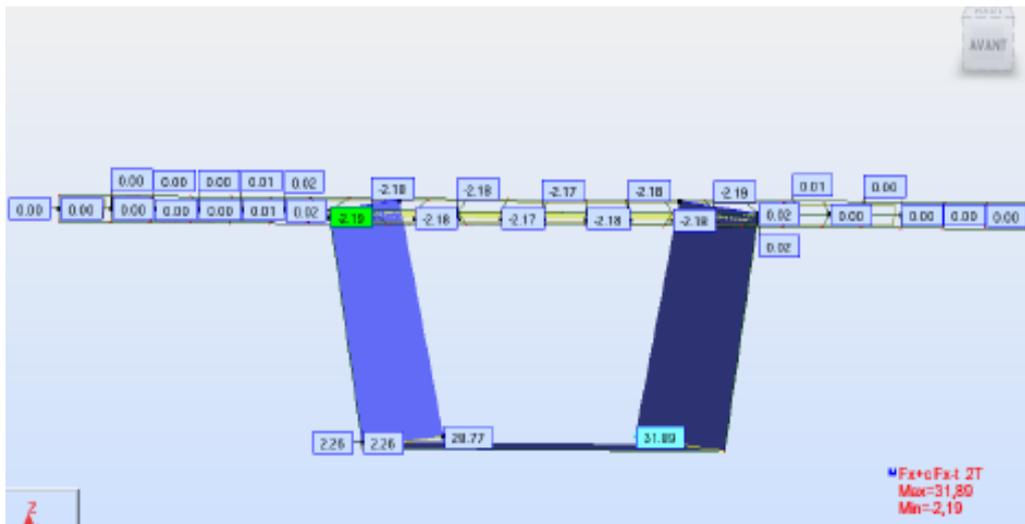


Diagramme des efforts normaux à l'ELS [t].