

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

Université Aboubakr BelKhaïd

Faculté de technologie

Département de Génie Civil



Mémoire pour l'Obtention du Diplôme de Master en Génie Civil

**Thème**

**ETUDE D'UN PONT A POUTRES EN BETON ARME FRANCHISSANT  
LA VOIE FERREE ET LA RN6 AU PK445 DE LA WILAYA DE  
NAAMA**

Présenté le 02 Juillet 2012 par :

Hissein Charaffadine Addaye

Devant le jury composé de :

Mr .HAMZAOUI

Président

Mr .BENAMAR.A

Examineur

Mr.CHERIF BEN MOUSSA M.Y

Examineur

Mr.DJEMAOUNE.A

Encadreur

# *Remerciements*

Toute ma parfaite gratitude, grâce et remerciement à ALLAH le tout puissant qui m'a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

Et deuxièmement je remercie l'Algérie pour m'avoir formé pendant cinq ans en tant qu'ingénieur et surtout son hospitalité la plus particulière que je n'oublierai jamais. Je rends hommage vibrant à cette terre et à ses martyrs.

Je tiens à remercier chaleureusement mon encadreur Mr. DJEMAOUN.A. pour sa compréhension, ses conseils, son aide précieuse et pour son encadrement durant toute la période de préparation de ce mémoire. Je lui exprime mes vives et respectueuses gratitudee.

Je tiens à remercier également monsieur HAMZA OUI FETHI d'avoir accepté de présider le jury de mon projet de fin d'études.

Mes remerciements les plus sincères vont aussi à Mrs. BEN AMMAR.A. et CHERIF BEN MOUSSA YAZID.M.. d'avoir accepté et examiné mon projet de fin d'études.

Je remercie les ingénieurs de la SEROR en particulier Mr. OUDJEDI F. de m'avoir aidé à réaliser ce travail outre son rôle d'encadreur de mon stage et toute la formation et savoir que j'ai acquis au près de lui. Je lui exprime mes vives et respectueuses gratitudee.

A tous les enseignants du département de Génie Civil et des formations extra-universitaires qui m'ont enrichi de connaissances et de savoir tout au long de ma formation.

Enfin à tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin dans la réalisation de ce projet de fin d'étude et tout mon cursus universitaire.

*Mr Houssein Pharaïadine Addaye*

## DEDICACES

*« Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence »*

Je dédie ce modeste travail :

A la mémoire de mon père

A ma mère pour son éducation et conseils

A mes sœurs et frères

A toute ma famille

A tous mes amis

A tous mes enseignants du primaire jusqu'à l'Université.

A toute la promotion IBG-TP 2012

A toute la promotion 2007

A Belaidi-Omar

A tous mes compatriotes en général et plus particulièrement ceux de Tlemcen.

**Hissein Charaffadine Addaye**

## Liste des figures

Figure. II.1 Coupe géologique de SC1 .....	06
Figure. II.2 Coupe géologique de SC2 .....	06
Figure.III.1 : Inclinaison du talon.....	13
Figure. III.2 : poutre en élévation .....	14
Figure. III.3 : section d'about (A-A) et médiane (B-B).....	14
Figures III.4 : Disposition du système "Bc "	21
Figure .III.5 : Les dimensions du système Bt.....	22
Figure.III.6 : Disposition du système Br.....	23
Figure.III.7 : Charge militaire (Mc120).....	23
Figure.III.8 : Disposition de D240 en plan.....	24
Figure. IV.1 tableau des modèles de SAP2000.....	27
Figure. IV.2 vue en 3D du pont à deux travées.....	28
Figure. IV-3 : Cas de chargement MC120.....	30
Figure IV-4 : Cas de chargement D240.....	31
Figure.IV-5 : Cas de chargement BC.....	32
FigureIV-6 : Cas de chargement Q (A(L)).....	33
Figure. IV.7 Moments fléchissant de la dalle à ELU3 (le cas le plus défavorable).....	34
Figure.IV.8 Efforts tranchants de la dalle à ELU3 (le cas le plus défavorable).....	34
Figure.V.1 : poutre +dalle.....	39
Figure.V.2 : Chargement de la poutre.....	43
Figure. V.3 : position des points de levage.....	44
Figure. V.4 : Diagramme des moments.....	45
Figure. VI.1: chargement de la poutre soumise au poids propre .....	46
Figure.VI.2 : les ordonnées.....	47

<b>Figure.VI.3 : coupe longitudinale du Bc.....</b>	<b>48</b>
<b>Figure.VI.4 de Bt.....</b>	<b>52</b>
<b>Figure.VI.5 de MC120.....</b>	<b>53</b>
<b>Figure.VI.6 de D<sub>240</sub> .....</b>	<b>54</b>
<b>Figure VII-1 : La transmission de la charge « Br ».....</b>	<b>72</b>
<b>Figure VII.2 : la prédalle.....</b>	<b>73</b>
<b>Figure.VIII.1. appareil d'appui .....</b>	<b>79</b>
<b>Figure VIII.2 : Schéma d'un appareil d'appui fretté.....</b>	<b>79</b>
<b>Figure. VIII-3 : Représentation du point fixe .....</b>	<b>86</b>
<b>Figure VIII-10 : Joint de chaussée.....</b>	<b>93</b>
<b>Figure.IX.1 : conception de la pile.....</b>	<b>96</b>
<b>Figure.IX.2 : surcharge A(L) (cas de deux travées).....</b>	<b>97</b>
<b>Figure.IX.3. surcharge Bc (cas de deux travées).....</b>	<b>98</b>
<b>Figure.IX.4 : Convoi D240 (cas de deux travées).....</b>	<b>99</b>
<b>Figure X.1 : Dimensionnement du mur de front.....</b>	<b>117</b>
<b>Figure X.2 : dimensionnement de la culée.....</b>	<b>119</b>
<b>Figure .X.3 : Les efforts agissant sur le mur garde grève.....</b>	<b>126</b>
<b>Figure X.5 : dalle de transition.....</b>	<b>128</b>
<b>Figure X.6 : Le corbeau.....</b>	<b>131</b>
<b>Figure X.7 : Mur en retour.....</b>	<b>136</b>
<b>Figure X.8 : Les efforts agissants sur partie 1 de M.R.....</b>	<b>137</b>
<b>Figure X.9 : Les efforts agissants sur partie 2 de M.R .....</b>	<b>138</b>
<b>Figure X.10 : Les efforts agissant sur partie 3 de M.R.....</b>	<b>140</b>
<b>Figure X.11 : La Semelle de la culée.....</b>	<b>141</b>

## Liste des tableaux

Tableau III.1 : Détermination de $a_1$ .....	18
Tableau III.2: Détermination de $v_0$ .....	18
Tableau III.3 : Charge A (L) par voie .....	19
Tableau III.4 : Détermination du coefficient $bc$ .....	19
Tableau III.5 : Charge (bc) par voie .....	21
Tableau III.6. Charge (bt ) par essieu .....	22
Tableau IV-1: Les moments fléchissant dans les poutres (KN.M).....	29
Tableau. IV.4 Diagramme des moments fléchissant sous ELS3 (cas le plus défavorable) .....	33
Tableau. IV.5 Diagramme des moments fléchissant sous ELU3 (cas le plus défavorable).....	34
Tableau IV-6 : Les moments fléchissant dans les poutres sous combinaison ELS (KN.m).....	34
Tableau IV-7 : Les moments fléchissant dans les poutres sous combinaison ELU (KN.m).....	35
Tableau IV-8 Les efforts tranchants dans les poutres sous ELS (KN/m).....	35
Tableau. IV-9-Les efforts tranchants dans les poutres sous ELU (KN/m).....	36
TableauIV-10 Diagrammes des efforts tranchants sous ELS3 (cas le plus défavorable).....	36
Tableau IV-11 Diagrammes des efforts tranchants sous ELU3 (cas le plus défavorable).....	37
Tableau.IV-12 .Moments fléchissant de la dalle sous différentes combinaisons.....	37
Tableau. IV-12 .Efforts tranchant de la dalle sous différentes combinaisons.....	38
TableauV-1-1.les valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants.....	39
Tableau VI.1. Moments fléchissants dus au poids propre pour $x = L / 2$ .....	46

<b>Tableau VI .2. Moments fléchissants dus au poids propre pour <math>x = L / 4</math>.....</b>	<b>46</b>
<b>Tableau VI.3. Moment fléchissant Dus au Surcharge A (L) pour <math>x = L / 2</math>.....</b>	<b>46</b>
<b>Tableau .VI.4 Calcul des ordonnées .....</b>	<b>50</b>
<b>Tableau .VI.5. Calcul des ordonnées .....</b>	<b>51</b>
<b>Tableau VI.6. Moment fléchissant Dus au Surcharge (Bc) pour <math>x = L / 2</math>.....</b>	<b>52</b>
<b>Tableau VI.7. Moment fléchissant Dus au Surcharge (B t ) pour <math>x = L / 2</math>.....</b>	<b>53</b>
<b>Tableau .VI.8. Moment fléchissant Dus au Surcharge (Mc 120) pour <math>x = L / 2</math>.....</b>	<b>54</b>
<b>Tableau VI. 9. Moment fléchissant Dus au Surcharge (D 240) pour <math>x = L / 2</math>.....</b>	<b>55</b>
<b>Tableau V.10. Moment fléchissant Dus au Surcharge de trottoir pour <math>x = L / 2</math>.....</b>	<b>55</b>
<b>Tableau .VI.11. Moment fléchissants dus aux surcharges pour <math>x = L / 2</math>.....</b>	<b>56</b>
<b>Tableau VI.12 : Efforts tranchants maximum pour <math>x = 0</math>.....</b>	<b>57</b>
<b>Tableau .VI.13 : Efforts tranchants maximum dus à la surcharge A (l) pour <math>x = 0</math>.....</b>	<b>58</b>
<b>Tableau .VI.14 : Efforts tranchants maximum dus à la surcharge B c pour <math>x = 0</math>.....</b>	<b>58</b>
<b>Tableau .VI.15 : Efforts tranchants maximum dus à la surcharge B t pour <math>x = 0</math>.....</b>	<b>59</b>
<b>Tableau .VI.16 : Efforts tranchants dus à la surcharge Mc120 pour <math>x = 0</math>.....</b>	<b>60</b>
<b>Tableau .VI.17 : Efforts tranchants dus à la surcharge D240 pour <math>x = 0</math>.....</b>	<b>60</b>
<b>Tableau .VI.18 : Efforts tranchants dus à la surcharge trottoir pour <math>x = 0</math>.....</b>	<b>61</b>
<b>Tableau.VI.19. récapitulatif des efforts tranchants dus aux surcharges.....</b>	<b>61</b>
<b>TableauVI -20. Tableau comparatif des résultats par calcul manuel et celui de SAP2000.....</b>	<b>62</b>
<b>Tableau.VII-1 les valeurs des moments fléchissant en (KN.m) (par SAP2000).....</b>	<b>64</b>
<b>Tableau.VII-2 les valeurs des efforts tranchants en (KN) (par SAP2000).....</b>	<b>64</b>
<b>Tableau.VII-2 : Tableau récapitulatif pour le ferrailage de l'hourdis.....</b>	<b>71</b>
<b>Tableau.VII-2 moment fléchissant des entretoises .....</b>	<b>75</b>
<b>Tableau.VII.5 Efforts tranchants des entretoises .....</b>	<b>75</b>
<b>Tableau VIII-1 : La rigidité de l'appui « i » et le déplacement du point d'abscisse Xi...85</b>	

Tableau VIII—2 : les valeurs des efforts $H_{VLT}$ .....	86
Tableau VIII.3 : répartition de la force de freinage.....	87
Tableau VIII.4 : Variation linéaire du tablier.....	87
Tableau VIII.5 : Variation linéaire +freinage.....	88
Tableau VIII.5 : Variation linéaire + freinage + séisme.....	89
Tableau VIII-8 : Vérification sous charges horizontales.....	91
Tableau VIII-9 : calcul de $\frac{\tau_{HL}}{Gi} + \frac{\tau_{HF}}{2Gi}$ .....	91
Tableau VIII-10 : calcul de $\frac{\tau_{HL}}{Gi} + \frac{\tau_{HF}}{2Gi} + \frac{\tau_{HS}}{2Gi}$ .....	92
Tableau.IX.1-: les efforts sollicitant la pile à l'ELU.....	100
Tableau.IX.2: les Efforts sollicitant la pile à l'ELS.....	100
Tableau .IX.3 : les Efforts sollicitant la pile à la combinaison accidentelle.....	101
Tableau.IX.4 : Résultats numériques des moments fléchissant et efforts tranchant du chevêtre .....	104
Tableau X.1 : La descente de charge de la culée.....	120
Tableau X.2 : Calcul en construction avec remblai .....	122
Tableau X.3 : Les efforts sollicitant la culée à l'E.L.U.....	123
Tableau X.4 : Les efforts sollicitant la culée à l'E.L.S.....	124
Tableau X.5 : Les efforts sollicitant la culée a la combinaison accidentelle.....	125
Tableau X.6 : les efforts agissant sur mur garde grève.....	126
Tableau X.7. : Les efforts sollicitant la culée à l'E.L.U.....	133
Tableau X.8. : Les efforts sollicitant la culée à l'E.L.S.....	134
Tableau X.6 : les contraintes agissant sur le mur garde grève.....	126
Tableau X.13 : Les contraintes agissant le long du mur .....	137

# Sommaire

## CHAPITRE I : GENERALITE

I-Introduction générale.....	01
I-1- L'invention du béton armé .....	02
I-2- Définition d'un pont en béton armé .....	02
I-3- Les éléments constitutifs d'un pont en béton armé.....	03
I-4- Les Appareils d'appuis .....	04
I-5- Les Equipements .....	04

## CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET

II- Présentation de l'ouvrage .....	05
II-1- Données Géotechniques .....	05
II-1-2- Résultats des investigations.....	05
II-1-2-1 Résultats des essais au pénétromètre dynamique .....	06
II-1-2-2 Les résultats d'essais physiques et mécaniques .....	06
II-2- Données relatives à la voie portée .....	08
II-3- Le tracé en plan.....	08
II-4. Le profil en long.....	08
II-5 Le profil en travers .....	08
II-6 Données relatives à l'obstacle franchi.....	09
II-7 Gabarits et hauteurs libres pour les ouvrages routiers.....	09
II-8 Ouvertures des ouvrages routiers .....	09

<b>II-9 Choix du Type d'Ouvrage.....</b>	<b>09</b>
--	-----------

## **CHAPITRE III : ETUDE DU TABLIER**

<b>III- Prédimensionnement du tablier .....</b>	<b>11</b>
<b>III-1- largeur du tablier.....</b>	<b>11</b>
<b>III-2 longueur des travées .....</b>	<b>11</b>
<b>III-3 Prédimensionnement des poutres .....</b>	<b>11</b>
<b>III-4-Etude des charges et surcharges.....</b>	<b>15</b>
<b>III-4-1- Charges permanentes (CP).....</b>	<b>15</b>
<b>III-4-2-Les charges routières .....</b>	<b>15</b>
<b>III-4-3- Descente des Charges .....</b>	<b>16</b>

## **CHAPITRE IV : MODELISATION DU PONT**

<b>IV-1-principe de la modélisation par SAP2000 .....</b>	<b>28</b>
<b>IV-2-Résultats numériques des moments fléchissant et efforts tranchants des différentes combinaisons des charges et surcharges.....</b>	<b>29</b>
<b>IV-1-Résultats numériques des moments fléchissant sous différentes combinaisons.....</b>	<b>34</b>
<b>IV-2-Résultats numériques des efforts tranchants sous différentes combinaisons.....</b>	<b>35</b>
<b>IV-3-Résultats numériques des moments fléchissant et efforts tranchant de la dalle.....</b>	<b>37</b>

## **CHAPITRE V : ETUDE DES POUTRES**

<b>V-Etude des poutres.....</b>	<b>39</b>
<b>V-1-1 Ferrailage des poutres.....</b>	<b>39</b>

V-1.2.Calcul des armatures transversales.....	41
---	----

## **CHAPITRE VI : CALCUL DES SOLLICITATIONS PAR LA R.D.M**

VI-Calcul des moments fléchissant longitudinaux.....	46
VI.1.1 Moment fléchissant du au poids propre .....	46
VI-2 Moments fléchissant dû aux surcharges.....	47
VI-2-1-Surcharge A (L).....	48
VI-2-2-Surcharge Bc.....	48
VI-2-3-Surcharge Bt .....	52
VI.2.4.Surcharge militaire Mc120.....	53
VI.2.5.Charge exceptionnelle D240.....	54
VI-2.6. Surcharge de trottoir .....	55
VI-3 - Calcul des efforts tranchants.....	57
VI-5-Répartition transversale.....	63
VI-6- La Méthode de Guyon Massonnet.....	63

## **CHAPITRE VII : ETUDE DE L'HOUDIS**

VII-1 caractéristiques géométriques.....	64
VII-2- Etude de la flexion longitudinale.....	64
VII-3 Ferrailage de l'Hourdis.....	65
VII.4-Vérification au poinçonnement.....	72
VII.5-Calcul de la prédalle.....	73

<b>VII.-6 Calcul des Entretoises.....</b>	<b>74</b>
---	-----------

## **CHAPITRE VIII : ETUDE DES APPAREILS D'APPUI**

<b>VIII.1 Dimensionnement de l'appareil d'appui.....</b>	<b>80</b>
<b>VIII.2. Dimensions en plan.....</b>	<b>80</b>
<b>VIII.2.1 Hauteur nette de l'élastomère.....</b>	<b>80</b>
<b>VIII.2.3 Epaisseur des frettes.....</b>	<b>80</b>
<b>VIII-2-4-Vérification de l'appareil d'appui.....</b>	<b>81</b>
<b>VIII.3 Répartition des efforts sur les appareils d'appuis.....</b>	<b>81</b>
<b>VIII.3.1 Répartition des efforts horizontaux.....</b>	<b>81</b>
<b>VIII.3.1.1 Dues aux charges dynamiques.....</b>	<b>81</b>
<b>VIII.3.3 Evaluation du point fixe.....</b>	<b>84</b>
<b>VIII.3.5 Vérification des appareils d'appuis.....</b>	<b>87</b>
<b>VIII.3.5.1 Variation linéaire du tablier .....</b>	<b>87</b>
<b>VIII.3.5.2 Variation linéaire + freinage.....</b>	<b>87</b>
<b>VIII.3.5.3 Variation linéaire + freinage + séisme.....</b>	<b>88</b>
<b>VIII.3.5.4 Vérification sous charge verticale.....</b>	<b>89</b>
<b>VIII.3.5.5 Vérification des contraintes de cisaillement dues à la rotation.....</b>	<b>89</b>
<b>VIII.3.5.6 Condition de non soulèvement.....</b>	<b>91</b>

VIII.3.5.7 –Vérification sous charges horizontales .....	91
VIII.3.5.8 - Ferrailage du dé d'appui .....	92
VIII-4-Calcul des Joints .....	92
VIII-4-1 Calcul des joints .....	92

## **CHAPITRE IX : ETUDE DE LA PILE**

IX.1-Choix de la pile.....	95
IX.2-Prédimensionnement de la pile.....	95
IX.3- Calcul des Charges et Surcharges .....	96
IX-3- Les Efforts sollicitant la Pile.....	100
IX-4-Vérification de la Stabilité de la pile .....	101
IX.5 -Ferrailage de la Pile.....	103
IX.5.1-Ferrailage du chevetre.....	105
IX.5.2 -Etude de la semelle .....	111
IX.6- Ferrailage Du Fut.....	113
IX.6.3-Détermination de l'effort sollicitant chaque fût.....	115

## **CHAPITRE X : ETUDE DE LA CULEE**

X-1.Pré dimensionnement des éléments de la culée.....	116
X.1.2. Vérification de la stabilité de la culée.....	120
X-1-3-Descente des charges de la culée.....	120
X.4 Calcul du ferrailage des différents éléments de la culée.....	126
X.4.1 Mur garde grève (M.G.G) .....	126
X.4.2 La dalle de transition .....	127
X.4.2.1 Evaluation des charges .....	128

<b>X.4.2.2 Ferrailage de la dalle .....</b>	<b>128</b>
<b>X.4.3 Corbeau .....</b>	<b>131</b>
<b>X.4.4 Mur de front .....</b>	<b>132</b>
<b>X.4.5 Mur en retour.....</b>	<b>136</b>
<b>X.4.5.1 Détermination des contraintes le long du mur .....</b>	<b>136</b>
<b>X-4-6 Etude de la Semelle.....</b>	<b>141</b>
<b>X-5-Assainissement de l’Ouvrage.....</b>	<b>144</b>
<b>X-5-1 Evacuation des eaux de la Culée.....</b>	<b>144</b>

**CONCLUSION GENERALE**

**BIBLIOGRAPHIE**

**ANNEXES**

## INTRODUCTION GENERALE

D'une façon générale, un pont est un ouvrage en élévation, construit in situ, permettant à une voie de circulation (dite voie portée) de franchir un obstacle naturel ou artificiel : rivière, vallée, route, voie ferrée, canal, etc. La voie portée peut être une voie routière (pont-route), piétonne (passerelle), ferroviaire (pont-rail) ou, plus rarement, une voie d'eau (pont-canal). On distingue les différents types d'ouvrages suivants :

- **ponceau** ou **dalot** : pont de petites dimensions (quelques mètres) ;
- **viaduc** : ouvrage de franchissement à grande hauteur et portée, généralement constitué de nombreuses travées, comme la plupart des ouvrages d'accès aux grands ponts. Le terme de viaduc est généralement réservé aux franchissements situés en site terrestre ;
- **passerelle** : ouvrage destiné aux piétons, exceptionnellement aux canalisations.

Cependant cette définition reste imprécise dans la mesure où elle ne fait apparaître aucune notion de dimension, forme ou nature d'ouvrage.

La conception d'un pont doit obéir à un bon nombre d'exigences ; outre son pouvoir d'assurer des services d'usagers, doit impérativement répondre à des exigences vis-à-vis de son environnement.

Le pont objet de mon étude, est un projet de construction d'ouvrage proposé par la SEROR. Ce pont routier permettant de franchir la voie ferrée et la RN6 (route Nationale) de la wilaya de Naàma.

Au stade de la conception du pont, deux variantes (pont en béton armé et pont en béton précontraint) étaient proposés. par analyse multicritère, le pont en béton armé a été retenu pour une étude plus détaillée.

# CHAPITRE I :

# GENERALITE

## INTRODUCTION GENERALE

D'une façon générale, un pont est un ouvrage en élévation, construit in situ, permettant à une voie de circulation (dite voie portée) de franchir un obstacle naturel ou artificiel : rivière, vallée, route, voie ferrée, canal, etc. La voie portée peut être une voie routière (pont-route), piétonne (passerelle), ferroviaire (pont-rail) ou, plus rarement, une voie d'eau (pont-canal). On distingue les différents types d'ouvrages suivants :

- **ponceau** ou **dalot** : pont de petites dimensions (quelques mètres) ;
- **viaduc** : ouvrage de franchissement à grande hauteur et portée, généralement constitué de nombreuses travées, comme la plupart des ouvrages d'accès aux grands ponts. Le terme de viaduc est généralement réservé aux franchissements situés en site terrestre ;
- **passerelle** : ouvrage destiné aux piétons, exceptionnellement aux canalisations.

Cependant cette définition reste imprécise dans la mesure où elle ne fait apparaître aucune notion de dimension, forme ou nature d'ouvrage.

La conception d'un pont doit obéir à un bon nombre d'exigences ; outre son pouvoir d'assurer des services d'usagers, doit impérativement répondre à des exigences vis-à-vis de son environnement.

Le pont objet de mon étude, est un projet de construction d'ouvrage proposé par la SEROR. Ce pont routier permettant de franchir la voie ferrée et la RN6 (route Nationale) de la wilaya de Naàma.

Au stade de la conception du pont, deux variantes (pont en béton armé et pont en béton précontraint) étaient proposés. par analyse multicritère, le pont en béton armé a été retenu pour une étude plus détaillée.

### **I-1- L'historique du béton armé**

Le béton armé était inventé vers 1850 par laubot, qui a fabriqué une barque en ciment armé d'un quadrillage de barres de fer. En 1852 François Coignet enrobe des profilés de fer dans du béton pour construire une terrasse.

En 1880 c'est la construction de la première dalle en béton armé .En 1890, le premier pont en béton armé (pont à trois arches de 40,5 et 40m de portée), le pont en arc du Resrgimento à Rome, qui dépasse en 1911 en 1911 les plus grands butes en maçonnerie avec une portée de 100m.

L'utilisation du béton armé s'est développée largement à partir du XXe siècle .le domaine d'emploi privilégié du béton armé a été la construction des ponts en arc, pour lesquels le béton qui résiste bien à la compression est particulièrement adapté. En 1911 Eugène Freyssinet a construit le pont de Veurdre sur l'Allier avec trois arches de 72,5 et 68m de portée.

Freyssinet découvre alors le fluage du béton : la mise en compression de l'arc par enlèvement de l'échafaudage produit un raccourcissement élastique parfaitement classique qui se produit dans le temps jusqu'à devenir deux à trois fois supérieur, le béton flue sous la charge et les effets du retrait hydraulique s'y ajoutent.

### **I-2- Définition d'un pont en béton armé**

Les ponts en béton armé constituent une partie importante de l'ensemble des ouvrages routiers et ferroviaires.

Plus les portées sont moyennes ou faibles plus ils (les ponts) sont économiques et nécessitent un entretien réduit. Leur esthétique permet dans un grand nombre de cas un excellent aspect.

### **I-3- Les éléments constitutifs d'un pont en béton armé**

#### **1) Fondation**

Le choix à faire entre les différents types de fondation dépend essentiellement de la résistance du sol nous distinguons :

- ❖ Puits ou Caissons ;
- ❖ Pieux ;

#### **2) Les Appuis**

Les appuis dans un pont sont constitués par des culées et des piles .elles assurent la liaison entre le pont et le terrain naturel.

#### **3) Les Culées**

Elles sont les appuis extrêmes du pont et supportent les efforts horizontaux et verticaux provenant des ponts et des remblais. Elles sont sensibles à une mauvaise conception, on doit alors se baser sur un dimensionnement raisonnable, une culée est constituée par :

- ❖ Un mur de front portant le tablier ;
- ❖ Des murs latéraux ;
- ❖ Un mur garde de grève à éviter le contact du tablier avec remblai ;
- ❖ Un dispositif de drainage évacuant les eaux qui peuvent s'infiltrer par les joints de la chaussée ;
- ❖ La dalle de transition

#### **Les différents types de culées :**

- ❖ Culées enterrées ;
- ❖ Culées remblayées ;
- ❖ Culées creuses ;

#### 4) Les piles

Elles sont les appuis intermédiaires, destinés à supporter les charges du tablier et sont de plusieurs types :

- ❖ Section unique : circulaire, carrée, rectangulaire ou en I ;
- ❖ Section de dimensions fixes ou variables ;
- ❖ Section pleine ou creuse ;
- ❖ Section composite ;
- ❖ Constituées d'un élément unique supportant le tablier par l'intermédiaire d'une double console ;

### I-4-Les Appareils d'appuis

Ce sont des éléments servant à lier le tablier avec les appuis. Leur rôle principal est de transmettre aux appuis les charges provenant du tablier et permettre les rotations libres et translations du tablier par rapport aux appuis les plus utilisés sont ceux en élastomère.

#### 1) Le tablier

Il est constitué par un hourdis, supporté par des longrines et entretoises reportant elles mêmes sur des poutres principales.

#### 2) Superstructure

Elle est généralement composée de :

- ❖ Chaussée ;
- ❖ Joint de chaussée ;
- ❖ Dalle de transition ;
- ❖ Trottoir ;

### I-5-Les Equipements

Ils servent à la sécurité pour la circulation, on distingue :

- ❖ Garde-corps, glissières ;
- ❖ Dispositifs d'éclairage ;

**CHAPITRE II :**  
**PRESENTATION DU**  
**PROJET**

## II- Présentation de l'ouvrage

Ce projet consiste à étudier les éléments résistants d'un pont en béton armé franchissant la voie ferrée et la RN6 au PK445 de la wilaya de Naàma.

Long de 40m, composé de deux travées indépendantes de 20m chacune. Chaque travée est constituée de 5 poutres équidistantes de 2,25m.

La largeur du pont est de 10m repartit comme suite :

- ❖ Largeur roulable de  $3,75 \times 2 = 7,5\text{m}$
- ❖ Trottoirs (2) =  $2 \times 1,25 = 2,50\text{m}$

Le tablier repose sur deux culées et une pile en béton armé de sections pleines.  
La conception d'un pont doit satisfaire à un certain nombre d'exigences car il est destiné à offrir un service à des usagers.

### II-1-Données Géotechniques

Les données géotechniques sont évidemment fondamentales dans l'étude d'un ouvrage. Non seulement elles déterminent le type de fondation des appuis, mais elles constituent l'un des éléments du choix de la solution pour le franchissement projeté. Elles sont obtenues à partir d'une reconnaissance qui doit donner les informations désirées sur le terrain naturel, le niveau de la nappe (au sens le plus général) et le (ou les) niveau(x) possible(s) de fondation.

Enfin, la reconnaissance géotechnique doit donner des indications quantitatives sur la nature des terrains rencontrés:

- paramètres mécaniques de résistance (pour les problèmes de capacité portante);
- paramètres rhéologiques (pour les problèmes de tassement et de fluage);
- compacité (pour les problèmes de terrassements);
- perméabilité (pour les problèmes d'épuisements ou de bétonnage dans les fouilles).

Dans le cas des ouvrages en site montagneux, la reconnaissance doit permettre de connaître les zones instables éventuelles, les failles et les diaclases de la matrice rocheuse et, si possible, les cheminements d'eau préférentiels qui constituent l'un des principaux facteurs d'instabilité des couches d'éboulis.

### II-1-2-Résultats des investigations

#### Résultats des sondages carottés

Les deux (02) sondages réalisés montrent la succession de terrains suivante :



Fig. II.1 Coupe géologique de SC1 [4]



Fig. II.2 Coupe géologique de SC2 [4]

### II-1-2-1 Résultats des essais au pénétromètre dynamique

Tous les 03 essais au pénétromètre dynamique réalisés ont refusé entre 1,6 et 1,8m de profondeur.

Les résistances de pointe enregistrées dans ces profondeurs atteintes sont élevées et correspondent à la couche d'argile brune carbonatée renfermant des éléments d'encroutements calcaire, des graviers et cailloux.

Le refus a été sans doute enregistré sur les gros éléments qui renferment cette couche ; ce qui n'a pas permis de tester les couches sous-jacentes par ces essais.

### II-1-2-2 Les résultats d'essais physiques et mécaniques

#### A-les essais physiques

Le sol possède :

- ❖ Une densité sèche moyenne de l'ordre de  $1,92 \text{ t/m}^3$  (1,796 à 2,04)
- ❖ Une densité humide moyenne de l'ordre de  $2,18 \text{ t/m}^3$  (2,145 à 2,23)

### **B-Les essais mécaniques**

D'après les résultats obtenus par le LCTP nous récapitulons les caractéristiques défavorables du sol

$\Phi = 24,57^\circ$  où  $\Phi$  =angle de frottement interne du sol

$C=1,86$  bars où  $C$ =la cohésion du sol

La contrainte admissible du sol a été suggérée par le LCTP à 2 bars.

### **C-Fondations de l'ouvrage**

La nature des sols en présence au droit de l'ouvrage permet un choix de fondations superficielles de type semelles isolées ancrées au niveau de la couche de sable, cailloux et galets rencontrés à 3,00m de profondeur par rapport au terrain naturel.

Etant donné le caractère alluvionnaire de cette couche (alluvions à base de sables, cailloux et galets), très difficile à tester par des essais de laboratoire et in-situ.

Ainsi que l'hétérogénéité du sol en profondeur d'un sondage à l'autre du fait de l'existence de certaines couches au droit du sondage SC1 alors que ces couches sont absentes du coté du sondage SC2 et vis-versa, ce qui fait craindre des tassements différentiels entre les deux culées.

L'estimation de la contrainte admissible en considérant les caractéristiques des couches rencontrées en fin de sondage (pression limite variant de 50,55 à 83,41 bars, cohésion de 1,86bars et angle de frottement de  $24^\circ 57'$ ) nous amènerait à des valeurs de contrainte trop élevées mais qui ne reflètent pas la réalité de la couche prise pour assise des fondations.

Pour ces raisons nous suggérons de limiter la contrainte admissible du sol à 2 bars.

Avec cette contrainte (2bars), les tassements seront faibles et se produiront au fur et à mesure de l'avancement des travaux.

### **❖ Recommandations de LCTP**

Il est recommandé de prévoir un assainissement efficace des eaux pluviales et c'est pour empêcher toute stagnation, inondation ou venue d'eau vers les fondations de l'ouvrage.

## II-2-Données relatives à la voie portée

Les caractéristiques fonctionnelles de la voie portée sont le tracé en plan, le profil en long et le profil en travers.

## II-3-Le tracé en plan

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessinée sur un plan de situation et repérée par les coordonnées de ses points caractéristiques.

Cet axe a un caractère conventionnel: il n'est pas forcément l'axe de symétrie de la structure ou de la chaussée.

Dans toute la mesure du possible, il convient d'éviter les tracés en plan qui conduisent à des ouvrages courbes ou mécaniquement biais.

En plan nous pouvons distinguer que notre ouvrage est constitué de deux travées indépendantes identiques.

## II-4. Le profil en long

Le profil en long est la ligne située sur l'extrados de l'ouvrage (couche de roulement mise en œuvre) définissant, en élévation, le tracé en plan. Il doit être défini en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle franchi ou aux contraintes naturelles, et en fonction du type prévisible de l'ouvrage de franchissement.

En règle générale, il convient d'éviter les ouvrages plats et horizontaux, pour des raisons architecturales et d'écoulement des eaux pluviales. A fortiori, un profil en long en forme de cuvette doit être proscrit: un point bas au milieu d'un pont crée une impression particulièrement disgracieuse. Sur le plan esthétique, la géométrie du profil en long est souvent perçue à travers celle de la corniche dont la qualité d'exécution doit être irréprochable.

Notre profil en long présente 02 travées identiques de 20m munies de 2 culées remblayées ainsi qu'une pile.

## II-5 Le 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. Il doit être soigneusement étudié car il est très difficile de le modifier (par exemple, de l'élargir) si une telle possibilité n'a pas été prévue lors de la conception de l'ouvrage.

Le profil en travers de notre ouvrage est défini par :

- ✓ 02 voies de 3,75m pour chacune
- ✓ 02 Trottoirs de 1,25 m chacun

Sur le pont en alignement, la pente des versants est de 2,5%.

## **II-6 Données relatives à l'obstacle franchi**

Lorsque l'ouvrage projeté franchit une voie de communication (route, voie ferrée ou voie navigable), il convient de respecter les caractéristiques fonctionnelles relatives à cette voie. Dans la plupart des cas, il s'agit de respecter certaines hauteurs libres et certaines ouvertures.

## **II-7 Gabarits et hauteurs libres pour les ouvrages routiers**

Le gabarit est une grandeur associée au véhicule routier: elle caractérise sa hauteur statique maximale, chargement compris, dont le passage peut être accepté, dans des conditions normales de circulation, sous un ouvrage.

Le gabarit maximal des wagons pour la voie ferrée est limité à six mètres (6m).

## **II-8 Ouvertures des ouvrages routiers**

La notion d'ouverture ne concerne, en fait, que les franchissements de voies routières. Pour toute voie routière passant sous un pont, on caractérise son profil en travers par l'ouverture utile droite comptée entre nus intérieurs des appuis de l'ouvrage qui l'encadrent. Les textes normatifs prévoient certaines dispositions, mais le problème des ouvertures fait intervenir d'autres critères d'appréciation comme, par exemple, la visibilité du tracé routier de la voie franchie.

**CHAPITRE III :**  
**ETUDE DU TABLIER**

### III- Prédimensionnement du tablier

A partir des caractéristiques de l'ouvrage telle que la portée, on peut déterminer les dimensions de la section en béton.

#### III-1- largeur du tablier

La largeur est la même que celle de la route existante, notre chaussée est composée de deux voies chacune de 3,75 m de largeur et limitée par deux trottoirs de 1,25m chacun de part et d'autre de la chaussée.

Donc la largeur du tablier est de 10m.

#### III-2 longueur des travées

Nous avons deux travées longues de 20m chacune séparées par des joints de 10 cm.

### III-3 Prédimensionnement des poutres

#### a) Nombre de poutres et leur écartement

Le tablier comporte cinq poutres à sections variables.

Avec la largeur du tablier ( $L_t=10m$ ).

$$E=L_t / (N-1)$$

Avec :

$E$ =écartement entre poutres

$L_t$ =largeur du tablier

$N$ =nombre de poutres

Alors  $E=10 / (5-1)$  d'où  $E=2,5$

On prend alors l'espacement selon la portée de notre ouvrage et la disposition des poutres selon notre plan d'étude ; d'où  **$E=2,25m$**

#### b) Hauteur de la poutre : $H_t$

Elle dépend de la portée  $L=20m$  et comprise entre

$$L/18 \leq H_t \leq L/15 \text{ donc nous aurons } 1,11 \leq H_t \leq 1,33$$

Par conséquent on prend  **$H_t=1,20m$**

### c) Epaisseur de l'hourdis

Elle dépend de trois paramètres :

- ❖ De la portée transversale de l'hourdis, liée à l'espacement entre poutres
- ❖ Existence d'entretoises intermédiaires
- ❖ Fonctionnement transversal du tablier (béton armé ou béton précontraint)

Elle varie entre 16 à 20 cm suivant les paramètres cités ci haut.

Donc on adopte  $H_d = 20 \text{ cm}$

### d) Section des poutres

La section des poutres est :

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

### e) L'épaisseur de l'âme

L'âme doit assurer la résistance aux efforts tranchants et permettre une bonne mise en place du béton :

Pour cela on adopte  $e = 30 \text{ cm}$  (pour faciliter la pose des armatures).

### f) Largeur du talon

Le dossier pilote SETRA propose la formule suivante pour déterminer 'épaisseur totale des talons ( $b_t$ ) :

$$b_t = (1.L)^2 / (H_t^2 . K_t)$$

$H_t$  : hauteur de la poutre ( $H_t = 1,20 \text{ m}$ )

$L_t$  = largeur du tablier ( $L_t = 10 \text{ m}$ )

$L$  = longueur de la poutre ( $L = 20 \text{ m}$ )

$K_t$  = Coefficient sans dimension ( $950 < K_t < 1200$ ) on prend  $K_t = 1200$

$$b_t = (4000) / (1728) = 2,31 \quad \text{alors} \quad b_t = 2,31$$

Donc pour une poutre le talon sera :  $b_t = 2,31 / 5 = 0,462 \text{ m}$

On adopte alors un talon  $b_t = 50 \text{ cm}$

Le pied de la poutre a une hauteur entre 10 et 20 cm pour permettre un bétonnage correct du talon.

On adopte : 20 cm

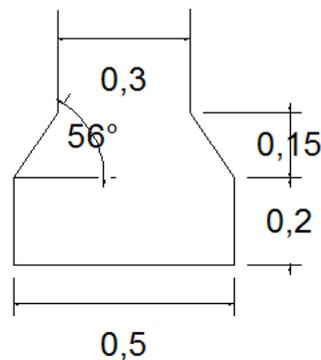
Le gousset de jonction doit être suffisamment incliné de façon à faciliter le bétonnage c'est-à-dire admettre une pente de 3/2 tel que  $\text{tg}\theta \approx 3/2$  d'où on retrouve  $\theta = 56^\circ$

Alors pour  $\theta = 56^\circ$

$$\text{Tg}\theta = 3/2 = Y/X$$

$$\text{Avec } X = (bt - e)/2 = (50 - 30)/2 \text{ d'où } X = 10$$

$$\text{Alors } y = X \cdot 3/2 = 15 \quad \text{donc on prend } h_{\text{pied}} = 15 \text{ cm}$$



**Fig.III.1 : Inclinaison du talon**

### g) Les entretoises

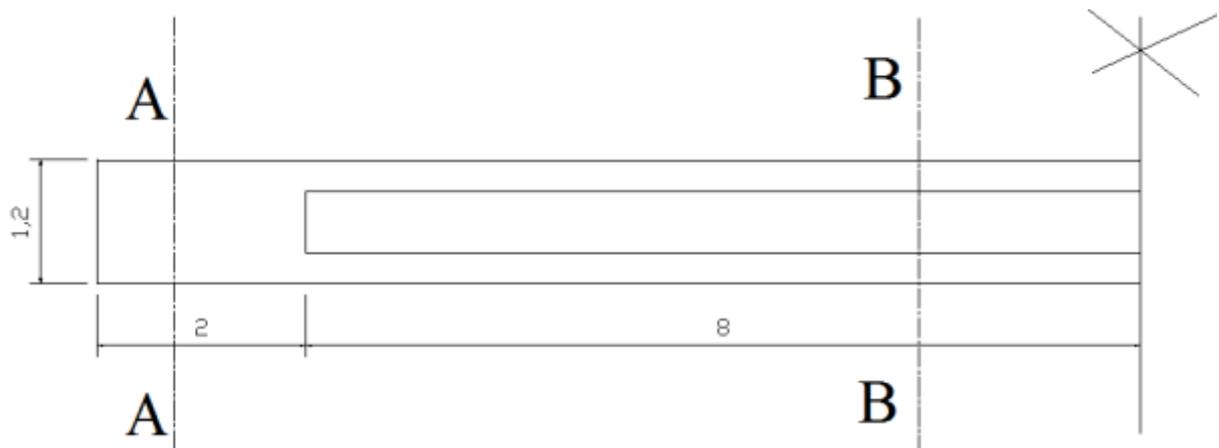
Elles assurent la répartition des charges entre les poutres et permettent en plus de bloquer les poutres à la torsion sur appuis. On adopte une largeur de 40 cm et sa hauteur est donnée par :

$$H_{\text{entretoise}} = H_t - b_{\text{entretoise}} \quad \text{où } H_t \text{ est la hauteur de poutre et } b \text{ est sa largeur}$$

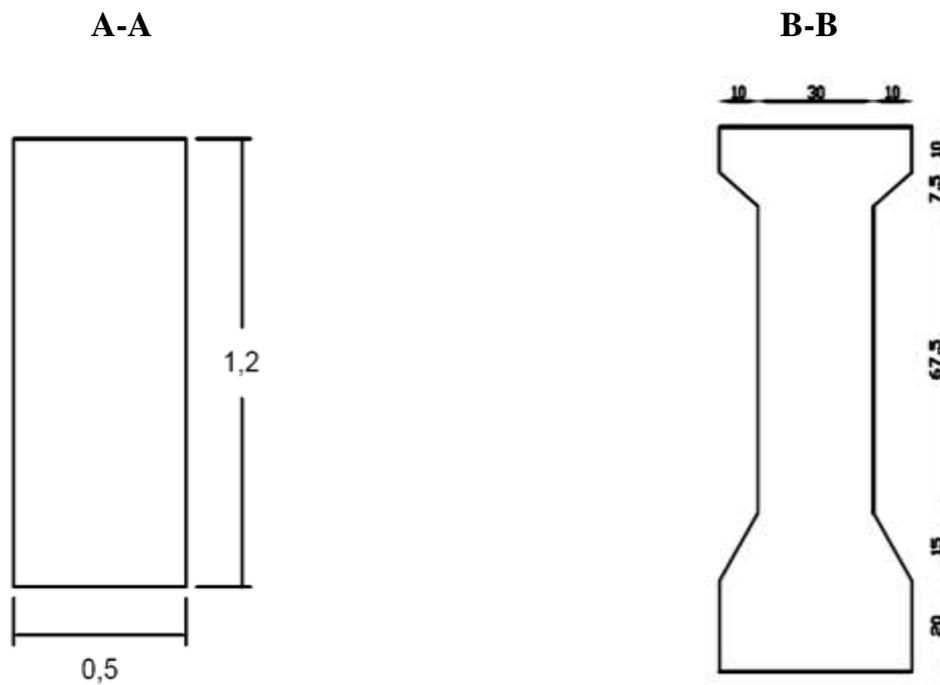
$$H_{\text{entretoise}} = 1,2 - 0,4 \quad H_{\text{entretoise}} \geq 0,80$$

$$H_{\text{entretoise}} = 80 \text{ cm}$$

**III-3- Caractéristique géométrique des sections**



**Fig.III.2 : poutre en élévation**



**Fig.III.3 : section d'about (A-A) et médiane (B-B)**

### III-4-Etude des charges et surcharges

L'ouvrage doit tenir en phase de service sous l'effet des différentes actions (surcharge routière, superstructure, surcharge de trottoirs) y compris son poids propre en phase finale.

Les charges qui sont disposées sur les chaussées des ponts sont :

- ❖ **Système A** pour la justification de la stabilité d'une structure.
- ❖ **Système B** pour la justification de la stabilité locale des éléments du tablier.
- ❖ **Charge militaire** : appliquée uniquement sur les itinéraires faisant l'objet d'un classement.
- ❖ **Autres** : il existe d'autres charges prises en compte telles que :
  - Charges permanentes ;
  - Action de la température
  - Effort de freinage ;
  - Actions accidentelles dues aux effets des eaux. [1]

#### III-4-1- Charges permanentes (CP)

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

- Les éléments porteurs : des charges concernant le tablier uniquement
- Les éléments non porteurs : tels que (revêtement, trottoirs, corniches, garde corps, glissières de sécurité etc.). [1]

#### III-4-2-Les charges routières

Les ponts sont rangés en trois classes suivant l'importance de l'itinéraire.

Ces classes sont définies simplement en fonction de la largeur roulable.

- Largeur roulable  $L_r$  : largeur mesurée entre les bordures ou dispositifs de retenue ;
- Largeur chargeable  $L_c$  :  $L_c=L_r$  s'il ya des bordures ou  $L_r$  diminuée de 50cm le long de chaque dispositif de retenue, lorsqu'il existe ;
- Nombre de voies :  $n=Int(L_c/ 3)$  où Int est la partie entière ;
- Classe des ponts : on distingue trois classes de pont

##### Première classe

- Ponts pour lesquels  $L_r \geq 7m$
- Ponts dont  $L_r$  peut être  $< 7m$ , mais désignés par les règlements car il est soumis à une accumulation de poids lourd.

**Deuxième classe**

- Ponts portant des chaussées à deux voies avec  $5,5 < L_r < 7m$

**Troisième classe**

- Ponts portant des chaussées à une ou deux voies avec  $L_r \leq 5,5m$

Dans notre cas nous avons une largeur roulable de 7,5 m donc c'est le cas de la première classe.

**III-4-3- Descente des Charges****a) Charges permanentes****1-poutres ( $G_1$ )**

Calculons l'aire de chaque section selon des coupes (A-A) et (B-B) soit respectivement  $S_1$  et  $S_2$  aires des différentes coupes de la poutre.

$$S_1 = 1,2 \times 0,5 \quad \text{alors} \quad S_1 = 0,6m^2$$

$$S_2 = (0,3 \times 1,2) + (0,1(0,2+0,35)) + (0,1(0,075+0,175)) \quad \text{d'où} \quad S_2 = 0,44m^2$$

Calculons  $G_1 = S.L.\gamma_b$  où  $\gamma_b$  = poids volumique du béton

$$G_1 = 5 \times [(8 \times 0,6) + 0,44(1,65+0,35)] \times 2 \times 2,5 \quad \text{d'où} \quad G_1 = 142/20 \quad \text{d'où} \quad G_1 = 7,1 \text{ t/ml}$$

**2-Entretoise ( $G_2$ )**

$$G_2 = b.H.L \gamma_b$$

**H** : hauteur de l'entretoise = 80cm

**b** : largeur de l'entretoise = 40cm

**L** : longueur de l'entretoise :  $L = 2,50 - 0,5 = 2m$

$$\text{Alors } G_2 = 0,80 \times 0,4 \times 2 \times 2,5 \times 5 = 8t \quad \text{d'où} \quad G_2 = 8t$$

**3. Dalle ( $G_3$ )**

$$G_3 = e.Lt. \gamma_b$$

Avec :

**e** : épaisseur de l'hourdis

**Lt** : largeur du tablier

$\gamma_b$ : poids volumique du béton

$$G_3=0,2 \times 10 \times 2,5=5t \quad \text{d'où } G_3=5t$$

#### 4-Revêtement ( $G_4$ )

$$G_4=e_r \cdot L_r \cdot \gamma_r \quad \text{avec}$$

$e_r$ =épaisseur du revêtement =8cm

$L_r$  : largeur roulable =2x 3,75=7,5m

$\gamma_r$ = poids volumique du revêtement=2,2t/m<sup>3</sup>

$$G_4=0,08 \times 7,5 \times 2,2=1,32t/ml \quad \text{d'où } G_4=1,32t/ml$$

#### 5-garde de corps et glissières ( $G_5$ )

D'après le cahier C.P.C (cahier des prescriptions communes) donne une valeur de 0,1t/ml de chaque coté donc  $G_5=0,1 \times 2=0,2t/ml$

#### 6-Poids des trottoirs et corniches ( $G_6$ )

Le cahier CPC donne une valeur de 1,12t/ml de chaque coté donc :

$$G_6=1,12 \times 2=2,24t/ml$$

D'où la charge totale permanente :

$$G_t = [G_1+G_3+G_4+G_5+G_6] \cdot L + G_2 = [15,86] \times 20 + 8 \Rightarrow G_t=325,2t$$

#### b) Surcharges d'exploitation

D'après le fascicule 61 titre II, les surcharges utilisées pour le dimensionnement sont les suivantes :

- La surcharge de type A(L).
- Système B.
- La surcharge militaire.
- Le convoi exceptionnel.
- Les surcharges sur les trottoirs.
- La surcharge due au vent et séisme

##### A) Système de Charge A(L)

Largeur roulable =7,5m

Nombre de voies =2

Largeur d'une voie=3,75m

La surcharge  $A(L)$  est uniformément répartie dont l'intensité (en  $\text{kg/m}^2$ ), dégressive et dépend de la largeur surchargée suivant la longueur totale : [1]

$$A(L)=230+36000/L+12 \text{ avec}$$

L:longueur chargée=20m

$$D'où A(L)=1355 \text{ kg/m}^2 = 1,355 \text{ t/m}^2 \quad \mathbf{A(L)= 1,355 \text{ t/m}^2}$$

Classe du pont :

Comme notre largeur roulable  $L_r > 7\text{m}$  alors notre pont est de **classe 1**.

### Le coefficient $a_1$

Le coefficient  $a_1$  est déduit à partir du tableau suivant :

Alors  $a_1=1$

Nombre de voie		1	2	3	4	>5
classes de ponts	1	1	1	0.9	0.75	0.7
	2	1	0.9	-	-	-
	3	0.9	0.8	-	-	-

**Tableau.III.1 : Détermination de  $a_1$**

$a_2$  tient compte la largeur de la voie ( $a_2=V_0/V$ ).

Classe de pont	$V_0$
Première classe	3.5m
Deuxième classe	3m
Troisième classe	2.75m

**Tableau III.2: Détermination de  $v_0$**

Avec  $a_2 = V_0/V$  où  $V_0$  est la largeur de voie des ponts de première classe =3,5m

Et  $V$  est la largeur roulable de notre ouvrage=3,75m

$$D'où a_2=3,5/3,75 \quad \mathbf{a_2=0,933}$$

Nombre de voies	$a_1$	$a_2$	$A(L) \cdot a_1 \cdot a_2$	Largeur de voie	Q (A(L))
1	1	0.933	1.259	3.75	4.723
2	1	0.933	1.259	7.5	9.446

**Tableau III.3 : Charge A (L) par voie**

Cette charge ainsi obtenue est appliquée uniformément sur toute la largeur de chacune des voies considérées.

**B) Surcharge « B »**

Elle se subdivise en trois (3) types de systèmes distincts :

- Le système Bc qui se compose de camions types (30t)
- Le système Bt se compose de groupes de deux (2) essieux dits <<essieux tandems>>
- Le système Br se compose d'une roue isolée de (10t)

**1) Système de surcharge Bc**

Il est composé de camions types, dans le sens longitudinal le nombre de camions est limité à deux et dans le sens transversal il faut disposer autant de files que de voie de circulation et l'on place toujours ces files dans la situation la plus défavorable.

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

Nombre de voie chargée					
Classe du pont	1	2	3	4	$\geq 5$
1	1.2	1.1	0.95	0.8	0.7
2	1	1	-	-	-
3	1	0.8	-	-	-

**Tableau .III.4 : Détermination du coefficient bc**

Comme notre pont est de première classe avec deux voies, ce qui nous donne une valeur de:

**bc=1,10**

### ▪ Coefficient de majoration dynamique

Les charges du système B sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique  $\delta$

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

Avec :

L : la longueur de travée = 20m

G : poids total des charges permanentes = 325,2t

S: surcharge Bc ( $S=Bc \times b_c$ )

Dans notre cas, on place deux camions longitudinalement et deux transversalement ; à savoir le poids d'un camion  $Bc=30t$

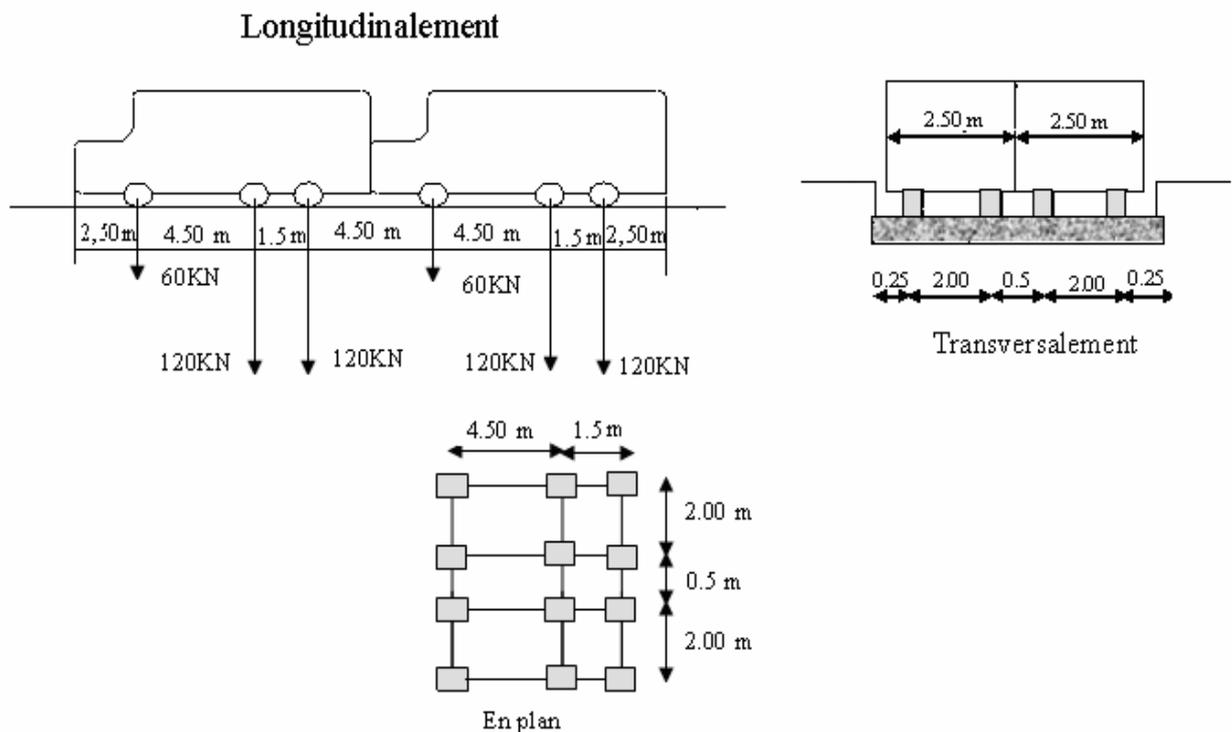
$Bc=4 \times 30=120t$  et comme  $S=Bc \times b_c$  alors  $S=120 \times 1,10$  d'où  $S=132t$

$$\text{Donc } \delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2(20)} + \frac{0,6}{1+4\left(\frac{325,2}{132}\right)} \quad \text{d'où } \delta = 1,136$$

Finalement  $Bc = S \times \delta = 132 \times 1,136$

$$\mathbf{Bc=149,952t}$$

A présent schématisons les éléments du système B en différents plans (longitudinalement, transversalement et en plan), les longueurs sont exprimées en mètre et masses en tonnes.



**Figures III-4 : Disposition du système "Bc"**

Nombre de voies	bc	Charge par essieu (t)		
		1	1.2	Essieu. Avant
		Essieu. Arrière	2x6x1.2x1.136	16.354
2	1.1	Essieu. Avant	2x6x1.1x1.136	14.995
		Essieu. Arrière	4x6x1.1x1.136	29.990

**Tableau III.5 : Charge (bc) par voie****2) Système de surcharge Bt**

C'est l'ensemble de deux essieux appelés essieux « tandems ». la valeur de Bt est multipliée par un facteur bt dépendant de la classe du pont :

$B_t = 1$  pour les ponts de classe 1

Le poids d'un essieu tandem = 32t

Alors  $B_t = 2 \times 32$      **$B_t = 64t$**

Et comme  $S = B_t \times bt$  alors     **$S = 64t$**

Le coefficient de majoration dynamique sera de :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2(20)} + \frac{0,6}{1+4\left(\frac{325,2}{64}\right)} \quad \delta = 1,108$$

Nombre de tandem	bt	$\delta_{bt}$	Charge par Essieu (t)
1	1	1,108	16x1.108x1=17.728
2	1	1,108	16x2x1.108=35.456

**Tableau III.6. Charge (bt) par essieu**

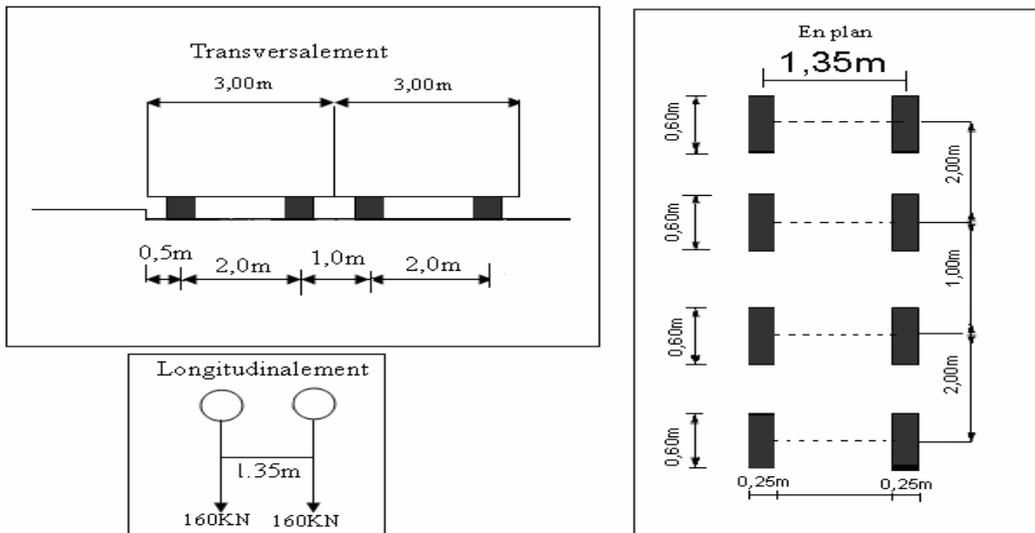


Figure III.5 : Les dimensions du système Bt

3) Système de surcharge Br

Ce système se compose d'une roue isolée transmettant un effort de 10t à travers une surface d'impact rectangulaire de 0,3m x 0,6m. Cette surface peut être placée n'importe où sur la largeur pour avoir le cas le plus défavorable.

Donc calculons le coefficient de majoration dynamique  $\delta_{br}$

$$\delta_{br} = 1 + \frac{0,4}{1+0,2L} + \frac{0,6}{1+4(\frac{G}{S})} \quad \text{avec } S_{br}=10t$$

Donc  $\delta_{br}=1,084$

Alors  $Br = \delta_{br} \times S_{br}$   $Br=10,84t$

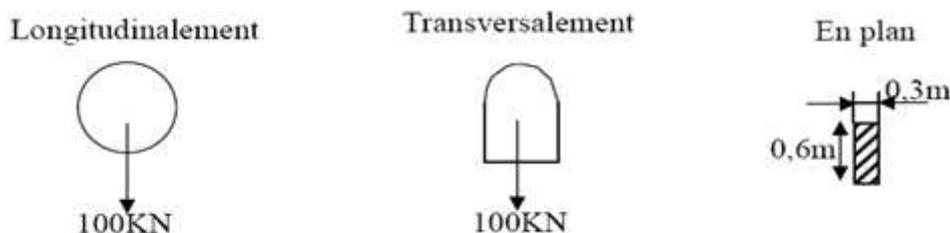


Figure III.6 : Disposition du système Br

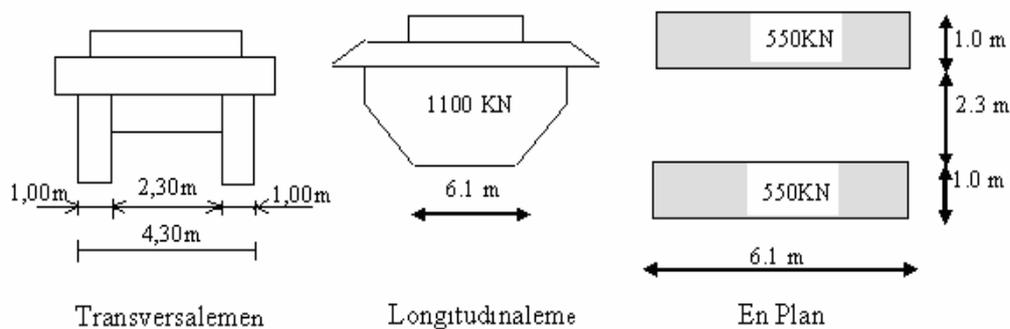
#### 4) Surcharges Militaires

On considère deux classes de convois : la classe  $M_{120}$  : chaque classe se compose de deux systèmes  $M_e$  et  $M_c$  les convois militaires sont souvent les plus défavorables.

Pour notre calcul on tient compte de la charge  $M_{c120}$ .

Dans le sens transversal on dispose qu'un seul convoi quelque soit la largeur de la chaussée.

Le nombre de convois dans le sens longitudinal est limité, mais il faut que leur intervalle soit  $\geq 36,60m$ .



**Figure III.7 : Charge militaire ( $M_{c120}$ )**

Sa masse totale  $S$  est de

$$S=110t$$

Calculons le coefficient de majoration dynamique de surcharge militaire  $\delta_{M_{c120}}$

$$\delta_{M_{c120}} = 1 + \frac{0,4}{1+0,2L} + \frac{0,6}{1+4\left(\frac{325,2}{110}\right)} \quad \text{alors} \quad \delta_{M_{c120}} = 1,055$$

$$\text{Alors } M_{c120} = \delta_{M_{c120}} \times S = 1,055 \times 110$$

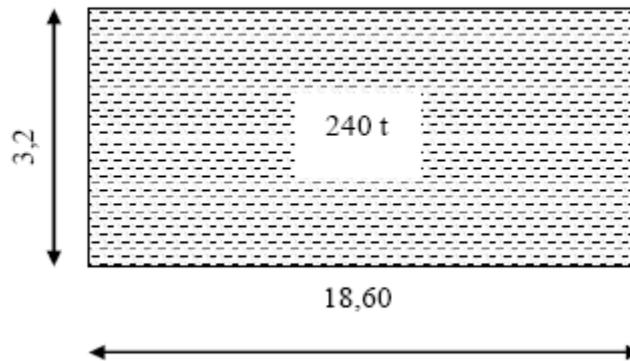
$$M_{c120} = 116,146t/6.10$$

$$M_{c120} = 19.04t/ml$$

### 5) Surcharge exceptionnelle (convoi D240)

Les charges exceptionnelles ne sont pas frappées par le coefficient de majoration dynamique. Le convoi type D comporte une remorque de trois éléments de 4 lignes à 2 essieux de 240 t de poids total.

$$P = 240 \text{ t} \text{ soit } P = \frac{p}{l} = \frac{240}{18,6} = 12,90 \text{ t/ml} \text{ d'où} \quad \mathbf{P = 12,90 \text{ t/ml}}$$



**Fig III.8 : Disposition de D240 en plan**

### 6) Surcharge de trottoirs

Les surcharges des trottoirs définies par les règlements en vigueur sont de deux types : surcharges locales et générales. Ces surcharges ne sont pas frappées de majorations pour effets dynamiques.

- ❖ Les surcharges locales : servent à la justification des éléments du tablier (dalle, entretoises ou longerons). une charge uniforme de 450 daN/m<sup>2</sup> réservée pour les trottoirs y compris les bandes éventuelles de séparation des chaussées.
- ❖ Les surcharges générales : servent à la justification des autres éléments de l'ouvrage en général. une charge uniforme de 150 daN/m<sup>2</sup> appliquée de façon à produire l'effet le plus défavorable possible.

La largeur du trottoir est de 1,25m

$$S_t = 0,15 \times 1,25$$

$$\mathbf{S_t = 0,188 \text{ t/ml}}$$

### 7) Les Efforts de Freinage

Ils sont utilisés généralement pour la justification des piles, culés et des appareils d'appuis.

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

❖ **effort de freinage dus à : A(L)**

$$HF(A(I)) = \frac{QA(L)}{20+0,0035*S}$$

Avec :

$$QA(L) = SA(I).l$$

$$S = \text{surface chargée} \quad \text{et} \quad S = 20 \times 2 \times 3,75$$

$$S = 150 \text{m}^2$$

$$\text{Alors } QA(L) = qA(L) \times L = 20 \times 9,481$$

$$QA(L) = 189,62 \text{t}$$

$$HF(A(I)) = \frac{189,62}{20+0,0035*150} = 7,509$$

$$HF(A(I)) = 7,509 \text{t}$$

❖ **effort de freinage du à la surcharge 'Bc'**

Chaque camion Bc peut développer un effort de freinage égal à son poids propre il faut noter qu'un seul camion est supposé freiner.

Soit  $HF_{Bc} = 30 \text{t}$

**Remarque**

- cet effort de freinage ne doit pas être majoré pour effet dynamique ;
- les coefficients bc ne s'appliquent pas à cet effort.

**8) Les efforts Sismiques**

On appelle séisme toute succession de déplacements rapides imposés aux fondations d'un ouvrage. il est d'usage de considérer l'action sismique d'un pont comme le résultat d'un mouvement de translation d'ensemble du sol selon les trois (3) directions. Vu l'envergure de notre projet nous considérons que deux directions seulement (Horizontale et Verticale).

- L'effort horizontal :  $F_H = \sum \gamma_H \cdot G \cdot t$
- L'effort vertical :  $F_V = \sum \gamma_V \cdot G \cdot t$

Avec:

$\gamma_H$  = l'accélération horizontale.

$\gamma_V$  = l'accélération verticale

Gt = poids propre du tablier

Comme Naàma se trouve dans la zone 1 selon la répartition des zones du RPA donc

$$\sum \gamma_H = 10\% \quad \text{alors} \quad F_H = 0.1 \times 325.2 = 32.5t$$

$$\sum \gamma_v = 7\% \quad \text{alors} \quad F_v = 0.07 \times 325.2 = 22.764t$$

### 9) Effort du vent

D'après le fascicule 61 titre 2 du CPC relève que pour la plupart des ponts à poutres il n'est pas généralement nécessaire de procéder à un quelconque recueil de données relatives aux vents.

Les efforts engendrés sont introduits dans les calculs comme pressions statiques appliquées aux surfaces frappées. Leur intensité est assimilée à une valeur caractéristique :

- 2000N/m<sup>2</sup> pour les ouvrages en service
- 1000N/m<sup>2</sup> ou 1250/m<sup>2</sup> pour les ouvrages en cours d'exécution.

Vu le poids de la structure et les autres charges qui lui sont appliquées, on peut en déduire que l'intensité de l'effort du au vent reste négligeable.

A titre informatif, la norme ENV1991-2.4 propose un modèle simplifié d'actions dynamiques en traitant les vibrations dues aux tourbillons, à la combinaison vent-pluie pour certains types de ponts.

### 10) Actions thermiques

Les effets de température sont évidemment pris en compte dans le calcul des ponts surtout pour le dimensionnement des joints de chaussée. L'Eurocode 1 (ENV-1991-2.5) définit les actions thermiques à prendre en compte et fait intervenir un coefficient de dilatation thermique  $\alpha = 12E - 6$ .

# CHAPITRE IV : MODELISATION DU PONT

## Introduction

Le SAP2000 (Structure Analyis Program) est un logiciel de conçu pour la modélisation adapté plus particulièrement aux structures et ouvrages en génie civil. Ce logiciel est basé aux lois de la méthode des éléments finis (MEF) et permet la saisie graphique dans un environnement à trois et deux dimensions (3D et 2D) et donne une approche de comportement du type de structure choisie.

Avec une panoplie de fenêtre donnant la possibilité de l'analyse dynamique et statique des structures.

Pour notre cas : étude d'un pont en béton armé à travées isostatiques nous nous intéressons au modèle Quick BrIM pour le modéliser.

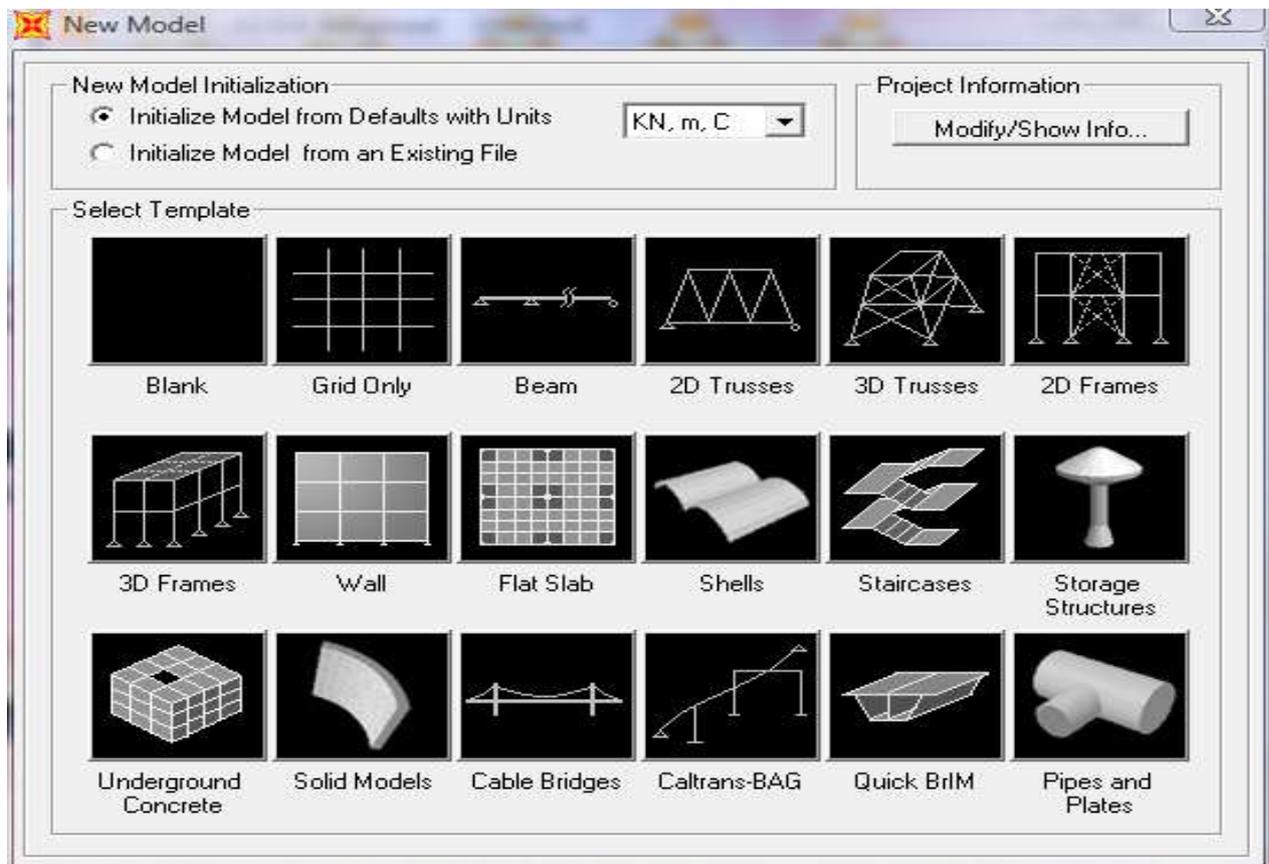
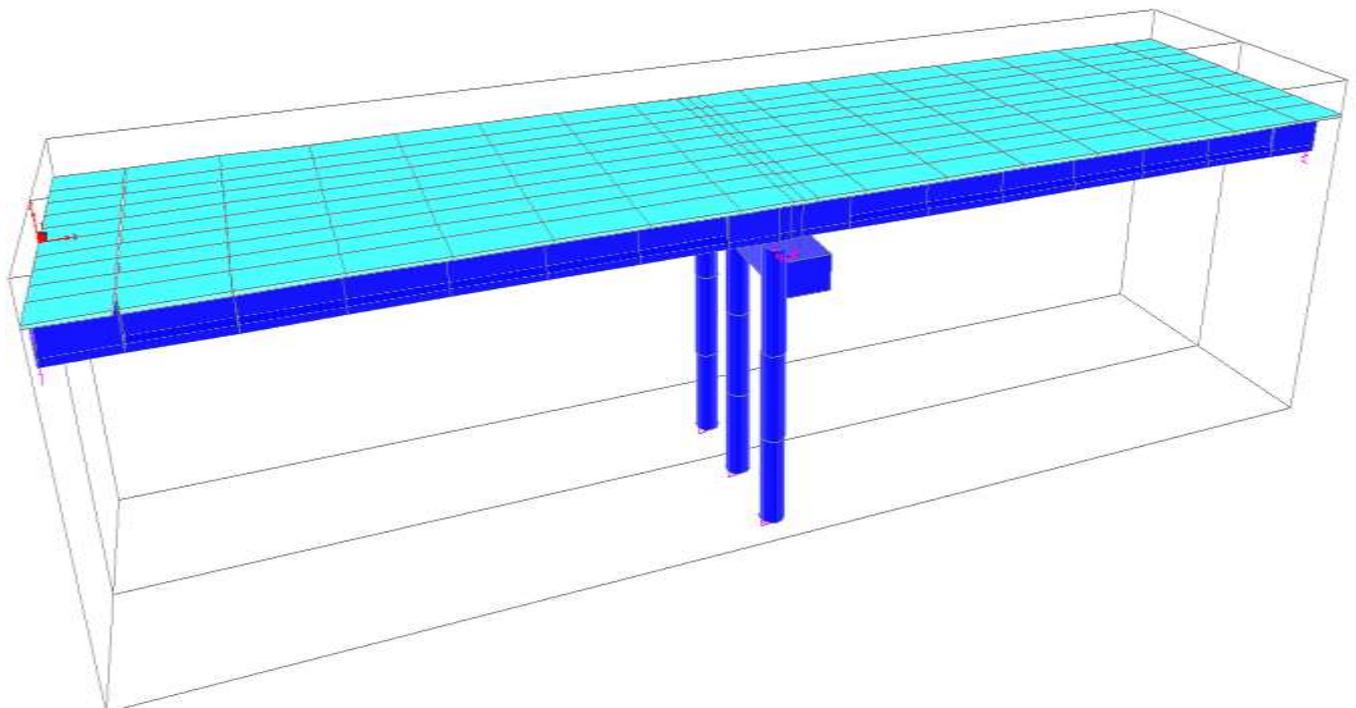


Fig. IV.1 tableau des modèles de SAP2000

### IV-1-principe de la modélisation par SAP2000

La méthode consiste à discrétiser la structure ou l'ouvrage en plusieurs éléments finis, chaque élément est défini par deux ou plusieurs nœuds. Cette méthode est basée sur le système des « Grids », l'utilisation des éléments finis « frame » pour les poutres et « Area » pour dalles.

Les poutres sont considérés comme élément « frame » unidimensionnels et la dalle en élément « Shell » bidimensionnel.



**Fig. IV.2** vue en 3D du pont à deux travées

### IV-2-Résultats numériques des moments fléchissant et efforts tranchants des différentes combinaisons des charges et surcharges

Poutres	M c120	D240	B c	Q (A(L))
Poutre 1 left girder	818.633	1059.290	289.587	850.417
Poutre 2	1406.983	1642.312	483.952	945.959
poutre 3	2248.808	2322.501	797.177	990.458
Poutre 4	2571.294	2635.325	883.946	948.322
Poutre 5	2829.124	2744.238	991.693	852.397
Entire.Bridge section	<b>4967.8566</b>	4096.407	3337.160	4583.287

**Tableau IV-1: Les moments fléchissant dans les poutres (KN.M)**

### IV-3 -les différents diagrammes des moments fléchissant des chargements mobiles

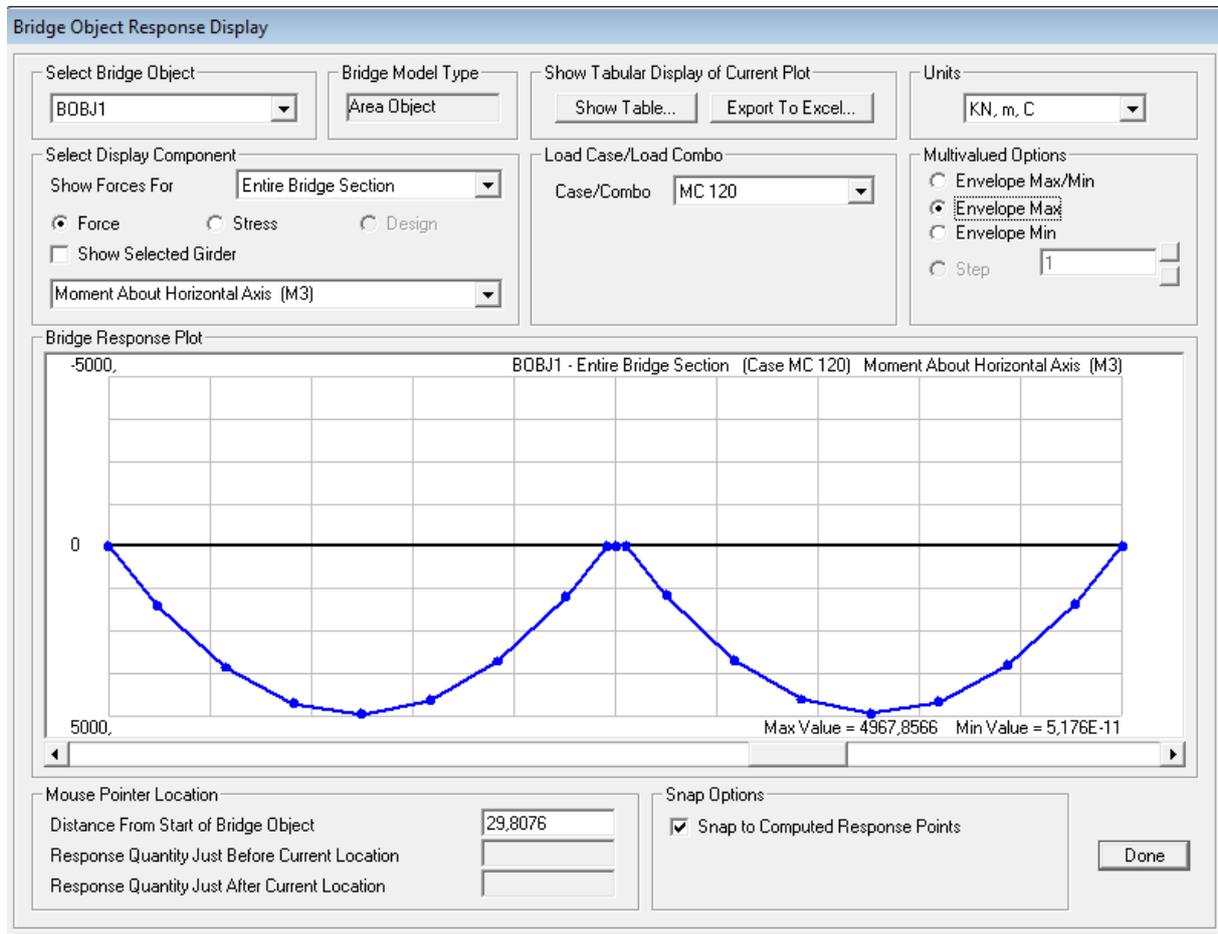


Fig IV-3 : Cas de chargement MC120

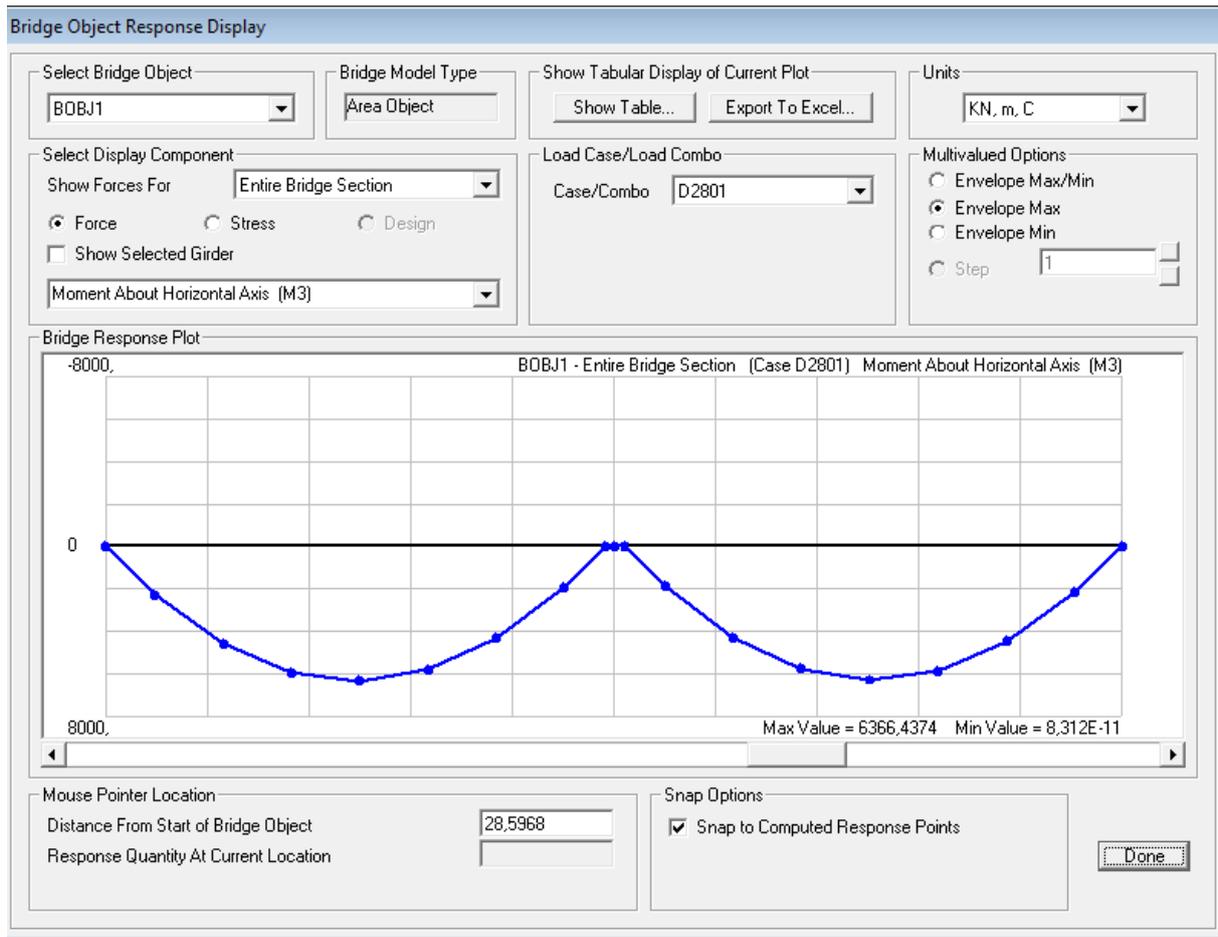


Fig IV-4 : Cas de chargement D240

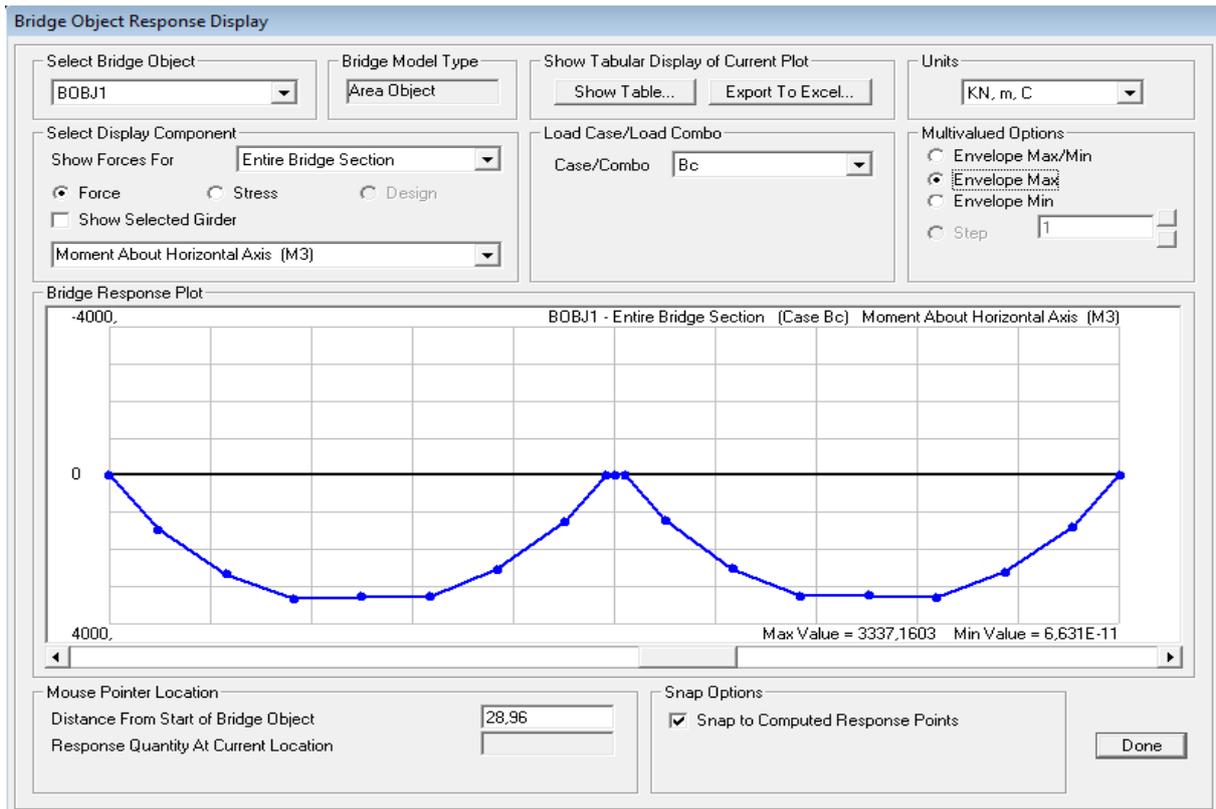
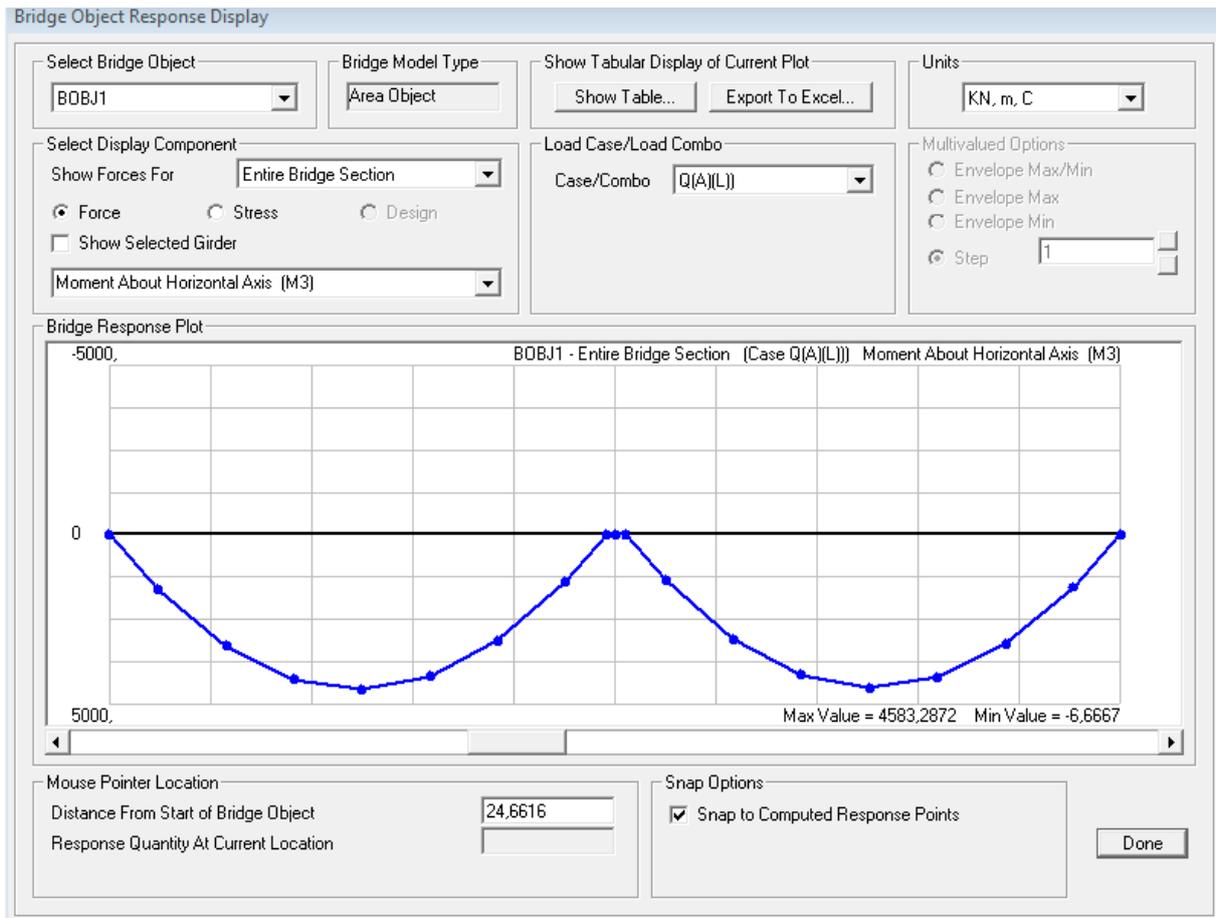
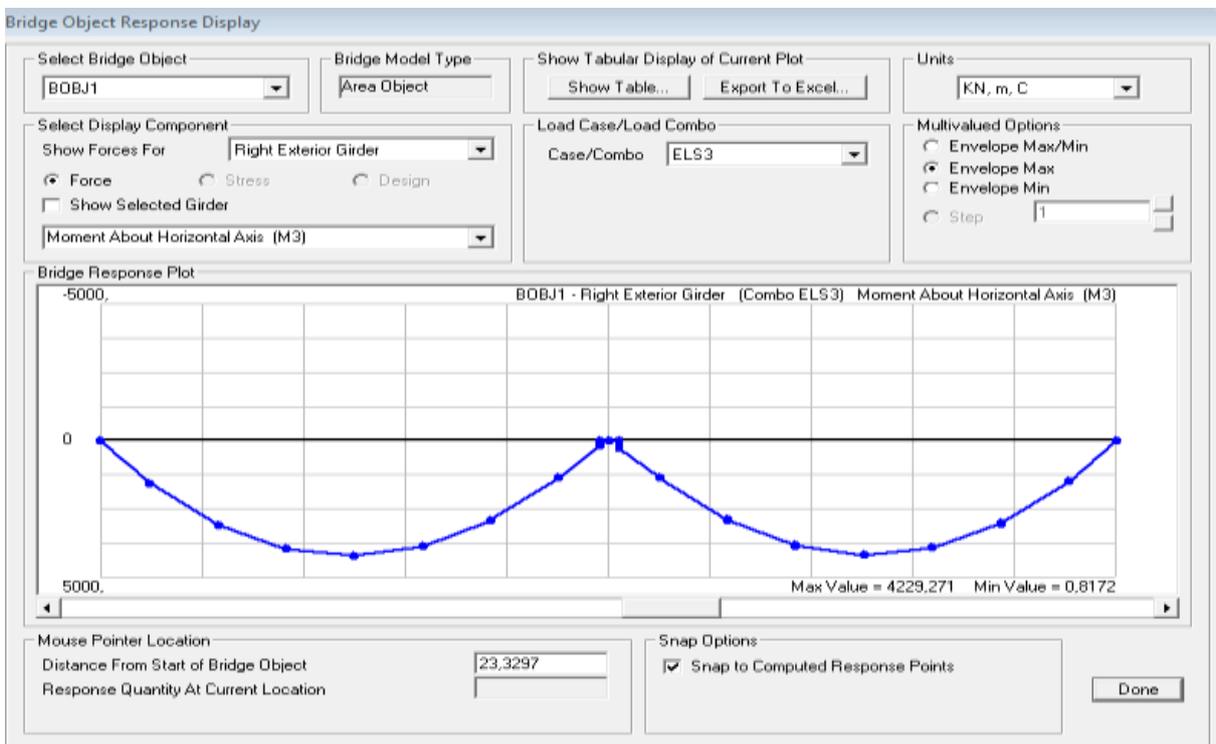


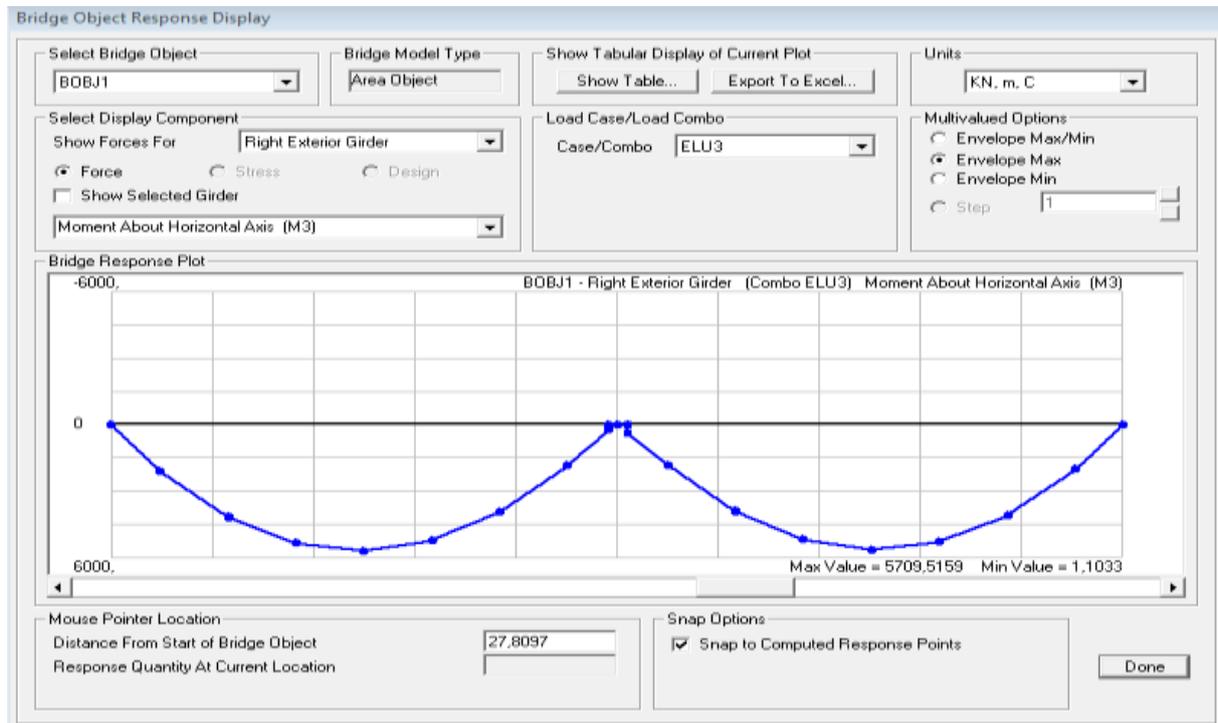
Fig.IV-5 : Cas de chargement BC



FigIV-6 : Cas de chargement Q (A(L))



Tab.IV.4 Diagramme des moments fléchissant sous ELS3 (cas le plus défavorable)



**Tab.IV.5 Diagramme des moments fléchissant sous ELU3 (cas le plus défavorable)**

**IV-1-Résultats numériques des moments fléchissant sous différentes combinaisons**

poutres	E LS1	E LS2	E LS3	ELS4
Poutre1 left girder	2415.762	1741.4878	2211.346	2454.552
P 2	2398.305	1844.277	2670.656	2906.184
P 3	2422.866	2193.488	3483.124	3556.826
P 4	2407.0475	2324.2504	3840.355	3904.386
P 5 right girder	2422.829	2589.985	<b>4229.271</b>	4144.191

**Tableau IV-6 : Les moments fléchissant dans les poutres sous combinaison ELS (KN.m)**

poutres	E LU1	E LU2	E LU3	ELU4
Poutre1 left girder	3244.271	2345.238	2985.317	2942.893
P 2	3218.79	2480.101	3605.3856	3348.539
P 3	3251.06	2945.266	4702.218	3988.836
P 4	3230.547	3129.166	5184.479	4348.558
P 5 right girder	3253.772	3476.646	<b>5709.519</b>	4634.174

**Tableau IV-7 : Les moments fléchissant dans les poutres sous combinaison ELU (KN.m)**

$ELU=1.35G+1.6Q+Max [1.6A(L) ; 1.6Bc ; 1.35Mc120 ; 1.35D240]$

$ELS=G+Q+Max [1.2 A (L) ; 1.2Bc ; Mc120 ; D240]$

NB : nous avons opté pour les combinaisons (ELS et ELU) les plus défavorables.

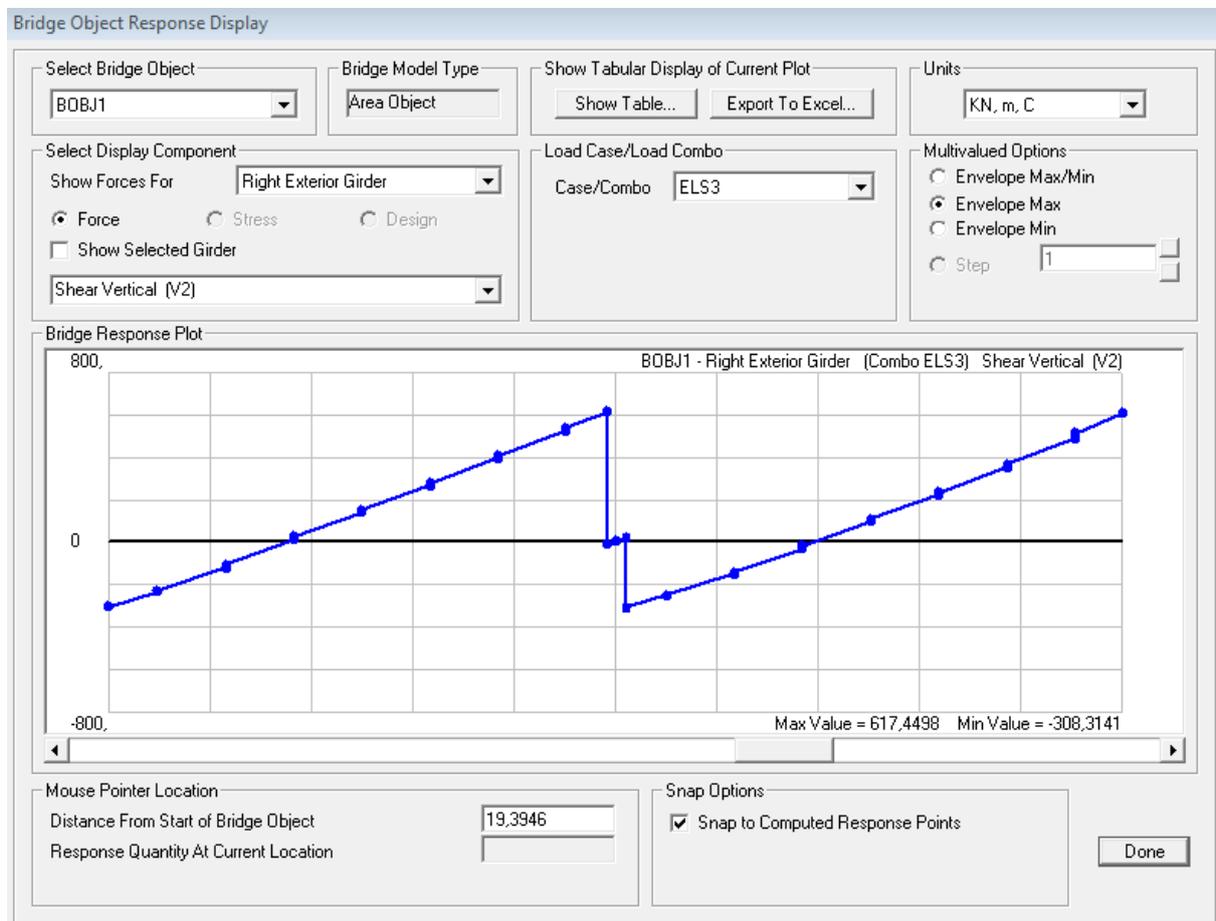
#### **IV-2-Résultats numériques des efforts tranchants sous différentes combinaisons**

poutres	E LS1	E LS2	E LS3	ELS4
Poutre1 left girder	487.714	349.991	404.913	438.701
P 2	495.783	381.551	524.174	577.5156
P 3	521.930	564.666	926.251	854.042
P 4	513.745	523.274	786.011	897.409
P 5 right girder	490.514	596.422	<b>899.066</b>	804.413

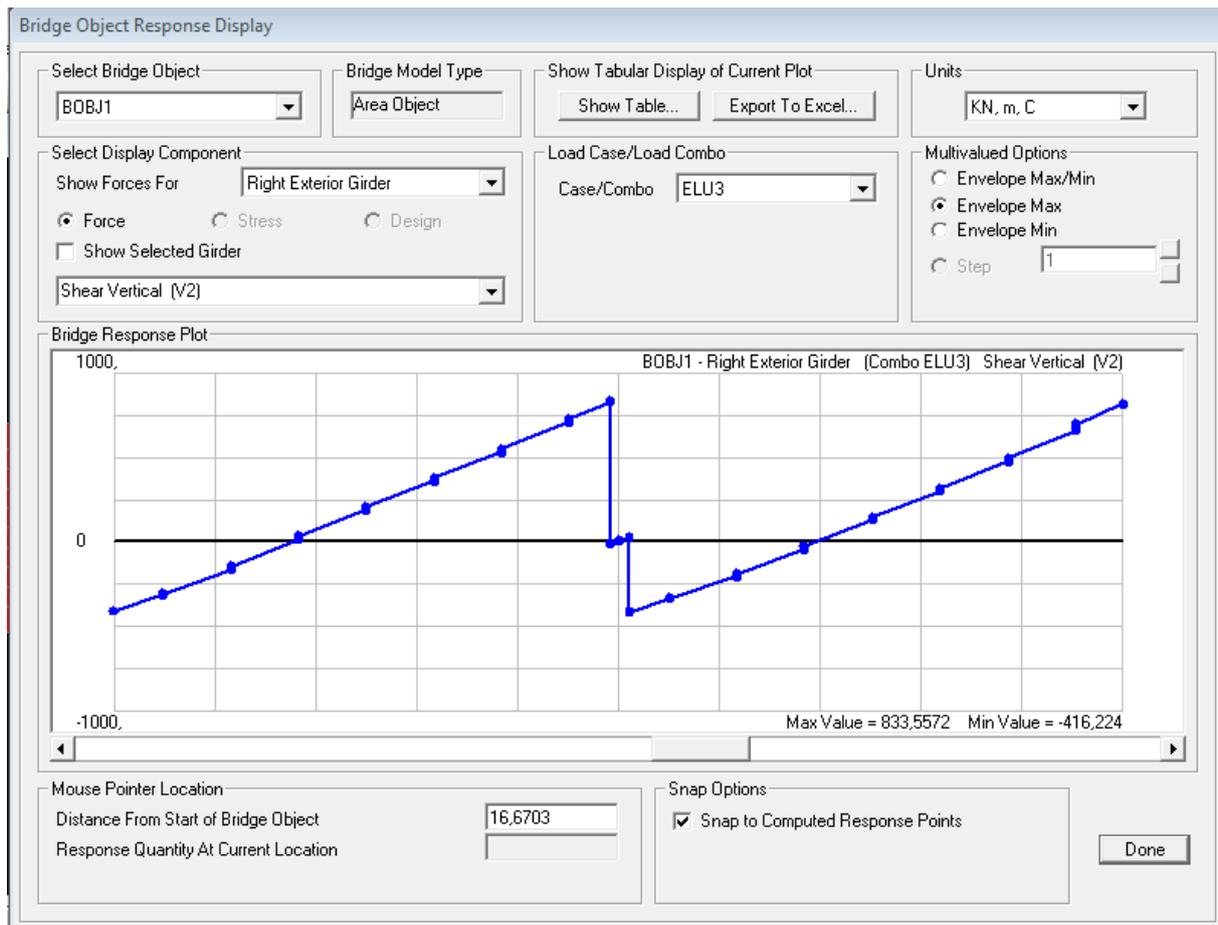
**Tableau IV-8 Les efforts tranchants dans les poutres sous ELS (KN/m)**

poutres		E LU1	E LU2	E LU3	ELU4
Poutre1	left	655.394	471.764	546.633	545.997
P 2		664.959	512.882	707.634	664.616
P 3		699.812	756.793	1250.439	936.051
P 4		689.115	701.820	1061.115	983.952
P 5	right girder	659.160	800.543	<b>1213.739</b>	914.374

**Tab. IV-9-Les efforts tranchants dans les poutres sous ELU (KN/m)**



**Tab IV-10 Diagrammes des efforts tranchants sous ELS3 (cas le plus défavorable)**

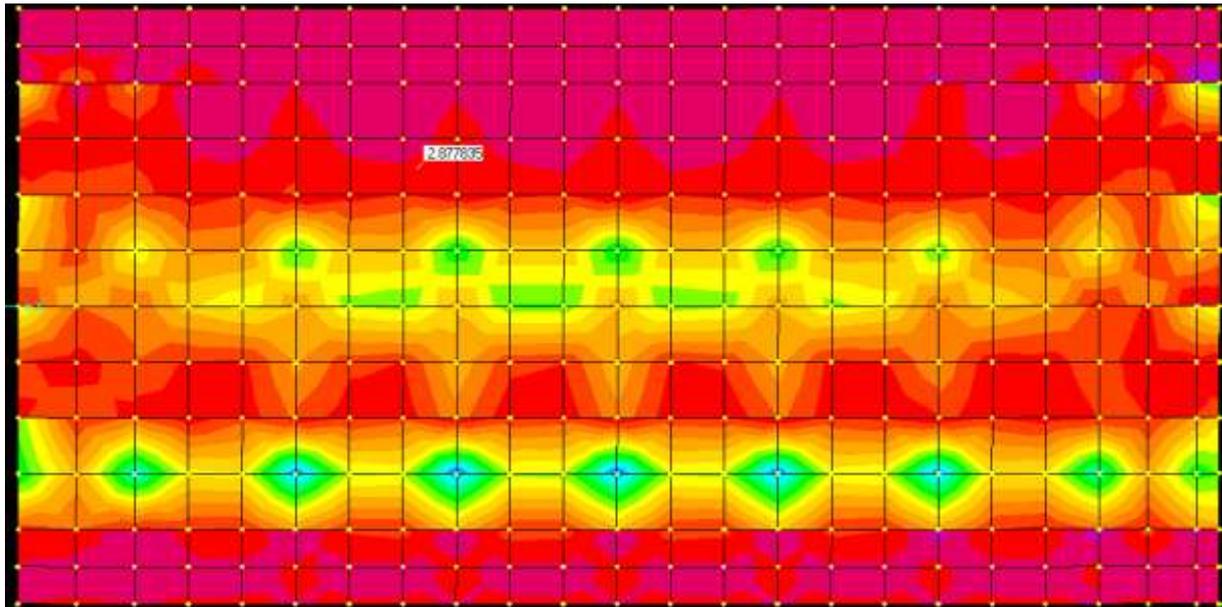


**Tab IV-11 Diagrammes des efforts tranchants sous ELU3 (cas le plus défavorable)**

**IV-3-Résultats numériques des moments fléchissant et efforts tranchant de la dalle**

Moments en (KN.m)	ELU3(plus défavorable)	ELS3(plus défavorable)
Moment transversal M <sub>11</sub> (sur appuis)	80.637	59.731
Moment transversal M <sub>12</sub> (sur travée)	134.619	99.717
Moment longitudinal M <sub>21</sub> sur (appui)	32.515	24.08
Moment longitudinal M <sub>22</sub> (sur travée)	52.024	38.528

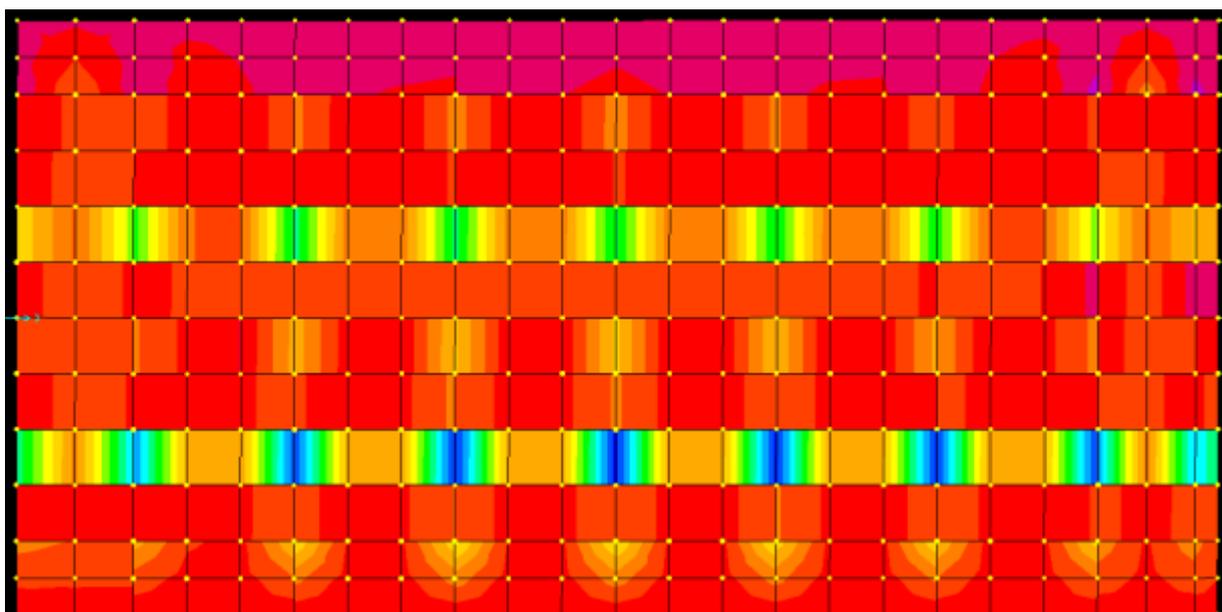
**Tab IV-12 .Moments fléchissant de la dalle sous différentes combinaisons**



**Fig. IV.7 Moments fléchissant de la dalle à ELU3 (le cas le plus défavorable)**

Efforts (KN)	tranchant	ELU3 (plus défavorable)	ELS3 (plus défavorable)
Effort transversal V13	tranchant	240.884	178.433
Effort longitudinal V23	tranchant	294.458	218.413

**Tab IV-12 .Efforts tranchant de la dalle sous différentes combinaisons**



**Fig. IV.8 Efforts tranchants de la dalle à ELU3 (le cas le plus défavorable)**

# CHAPITRE V : ETUDE DES POUTRES

## V-Etude des poutres

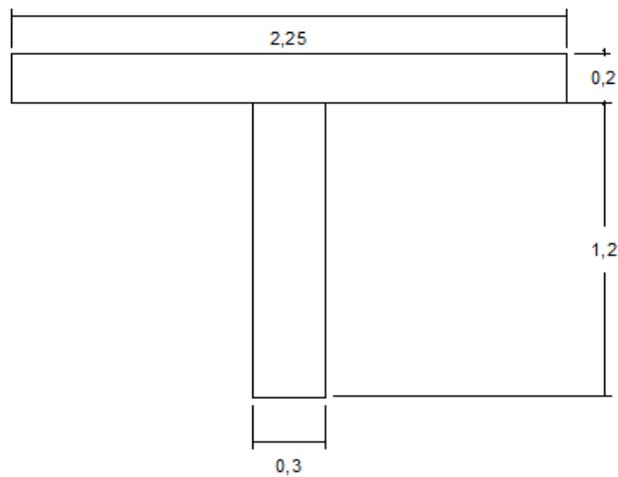


Fig.V.1 : poutre +dalle

### V-1-1 Ferrailage des poutres

Combinaison d'actions	Moments (t.m)	Efforts tranchant (t)
ELU	570.9519	121.3739
ELS	422.9271	89.9066

#### TabV-1-1.les valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants

##### Les hypothèses

$h_o=0.2m$ ,  $h=1.4m$ ,  $b=2.25m$ ,  $b_o=0.3m$  et  $d=0.9h$  alors  $d=1.2m$   $\gamma_b = 1.5$

$M_u=5.709$  MN.m

$f_{c28}=25$ Mpa,  $F_e=400$ Mpa

##### NB : fissuration préjudiciable

#### 1) Calcul à l'état ultime de limite ELU

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$f_{bc} = 14.17 \text{ MPa .}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{5.7}{45.9118} = 0.124$$

$\mu=0.124 < \mu_R = 0.392 \Leftrightarrow$  Section à simple armatures. C'est à dire : les armatures de compression ne participent pas dans la résistance.

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu}).$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.124}).$$

$$\alpha = 0.166$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha)$$

$$Z = 1.12 \text{ m}$$

Calculons le moment restant de la table de compression

$$M_t = b \cdot h_o \cdot f_{bc} (d - h_o/2)$$

$$M_t = 2.25 \times 0.2 \times 14.17 \times (1.1) = 7.014$$

$$M_t = 7.014 \text{ MN.m} \quad \text{alors } M_t > M_u$$

Donc l'axe neutre (AN) se trouve dans la table donc le calcul se ramène à la détermination des armatures d'une section rectangulaire (bxh).

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \sigma_{st}} \quad \text{avec} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{1.15} = \frac{400}{1.15} = 347.828 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = \frac{5.709}{389.567}$$

$$A_{st} = 146.547 \text{ cm}^2 \quad \text{choix du ferrailage } 20T32 = 160.84 \text{ cm}^2$$

## 2) Calcul à l'état limite de service ELS

$$M_s = 4.229 \text{ MN.m}$$

Détermination de la position de l'axe neutre

$$bx^2/2 - n A_{sc} (x - d') - n A_{st} (d - x) = 0 \quad \dots \dots \dots (A_{sc}=0).$$

$$1.125x^2 + 0.4825 - 0.579 = 0$$

Après résolution de l'équation on aura :

$$X_1 = 0.534 \text{ m}$$

$X_o > h_o$  donc l'axe neutre (AN) se trouve dans la nervure

$$I = \frac{bx^3}{3} + n A_{sc} (x - d')^2 + n A_{st} (d - x)^2 \quad (A_{sc}=0).$$

$$I = 0.22 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{Ms}{I} \cdot x = \frac{4.229}{0.22} * (0.534) = 10.264 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_{e}, 110 \sqrt{(\eta f_{t28})} \right) \quad \text{où } \eta = 1.6 \text{ (pour les aciers de haute adhérence)}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = n \cdot \frac{Ms(d-x)}{I} = \frac{15(4.229)(1.2 - 0.534)}{0.22} = 192$$

$$\overline{\sigma_{st}} = 201.633 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 203.96 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{st}} = 215.15 \text{ MPa} \dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

#### ❖ Les Armatures de Répartition

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{160.84}{4}$$

$$A_r = 40.21 \text{ cm}^2 \quad \text{choix du ferrailage } 5T32 = 40.21 \text{ cm}^2$$

#### V.1.2. Calcul des armatures transversales

$$T_{\max} = 0.121 \text{ MN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{0.121}{0.36}$$

$$\tau_u = 0.336 \text{ Mpa}$$

Pour des fissurations préjudiciables

$$\tau_{adm} = \min \left( 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = \min (2.5, 4 \text{ Mpa})$$

$$\tau_{adm} = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.336 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

#### ❖ Section et armature de l'âme

$$\Phi_t = \min \left( \frac{h}{35}, \frac{h_0}{10}, \Phi_{\min} \right)$$

D'où  $\Phi_{\min}$  est le diamètre minimum des armatures longitudinales

$$\Phi_t = \min (4.2, 2, 3.2) = 20 \text{ mm}$$

$$\Phi_t = 12 \text{ mm}$$

$$\delta t \leq \frac{0.8 x f_e . A_t}{b_o . (\tau_u - 0.3 f_{tj} . k)} \quad (k=1 \text{ flexion simple}), A_t = n \Phi_t = 5 \Phi_{12} = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$f_{tj}' = \min (f_{t28} ; 3.3 \text{ Mpa}) = \min (2.1, 3.3 \text{ Mpa}) \text{ on prendra alors } f_{tj}' = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$\delta t \leq 55.67 \text{ cm}$$

$$\delta t \leq \min \left[ \frac{A_t f_e}{0.4 b_o} ; 0.9 d ; 40 \text{ cm} \right] = \min [55.67 ; 108,40 \text{ cm}]$$

$$\delta t \leq 40 \text{ cm}$$

### ❖ Effet de l'effort de tranchant

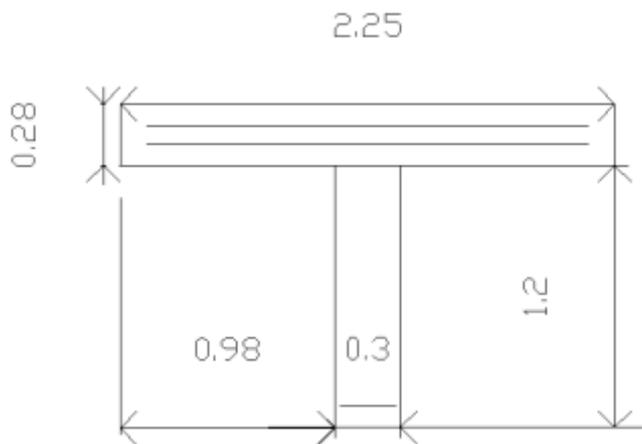
Au niveau d'appuis  $T_u = 0.121 \text{ MN}$

Soit :  $A = 5T32 = 40.21 \text{ cm}^2$  la section d'armatures inférieure au niveau de l'appui

Alors on doit vérifier  $A . \delta t > T_u$

A  $\delta t = 0.1608 \text{ MN}$  et  $T_u = 0.121 \text{ MN}$  Alors condition vérifiée.

### ❖ Jonction de l'hourdis et l'âme de la poutre



### Les hypothèses :

$T_u = 0.121 \text{ MN}$ ,  $b_o = 0.3 \text{ m}$ ,  $b = 2.25 \text{ m}$ ,  $b_1 = 0.975 \text{ m}$ ,  $h = 1.40 \text{ m}$ ,  $h_o = 0.2 \text{ m}$  et  $d = 1.2 \text{ m}$

$$\tau_u = \frac{T_u . b_1}{1.8 h_o . d . b} = \frac{0.1179}{0.972} = 0.121 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.121 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{adm} = \min \left( 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min (2.5, 4 \text{ Mpa})$$

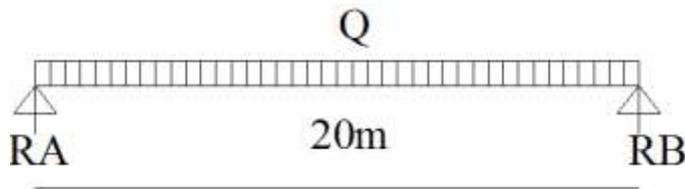
$$\tau_{adm} = 2.5 \text{ Mpa}$$

$\tau_u < \tau_{adm}$  condition vérifiée

On doit vérifier  $A \geq \frac{T_u \cdot (b - b_0)}{0.8 f_e \cdot d \cdot b} = \frac{0.816}{864} = 9.44 \text{ cm}^2$

Soit 12T14=9.24 cm<sup>2</sup>

### ❖ Calcul de la contre flèche



**Fig.V.2 : Chargement de la poutre**

$$Q = \frac{G1}{n \cdot L}$$

Où n=nombre de poutre et L=longueur de la portée=20m et G=poids propre des poutres

$$Q = \frac{35.5}{100} = 0.355 \text{ t/ml}$$

$$R_A = R_B = QL/2 = (0.355 \times 20)/2 = 3.55 \text{ t}$$

$$R_A = R_B = 3.55 \text{ t}$$

Equation de la flèche

$$EIY = EI\theta_0 + EI\theta_0 + RA \left(\frac{x^3}{6}\right) - q \left(\frac{x^4}{24}\right)$$

### Conditions aux limites

$$X=0; y=0 ; y(0)=0$$

$$X=L=20\text{m} ; y=0$$

$$\text{On aura alors } EI\theta_0 = -\frac{ql^3}{24} \text{ d'où } \theta_0 = -\frac{ql^3}{24EI} = \frac{-2840}{EI}$$

$$\text{Or } E = 11000 \sqrt{fc28} = 32164 \text{ Mpa} \text{ or } I = I = 0.22 \text{ m}^4$$

$$\text{Donc } EI = 7076.08 \text{ MN.m}^2$$

Pour voir la variation de la flèche on étudiera son allure en résolvant l'équation de la flèche (1):

$$EIY = -0.148x^4 + 0.591x^3 - 118.33x$$

On reporte les résultats dans le tableau ci-dessous :

X(m)	0	2.25	4.5	6.75	9	10
EIY	0	140.160	283.04	459.945	849.13	1238.314
Y(m)	0	0.0198	0.04	0.065	0.12	0.175

Tab V.2 : valeur de la contre flèche

### ❖ Manutention des poutres

Q

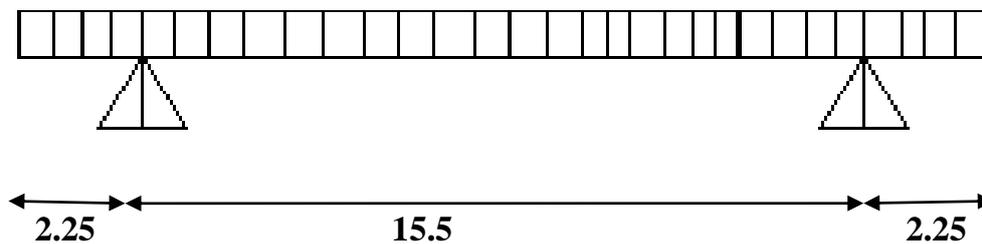


Fig. V.3 : position des points de levage

Calculons  $q=0.3 \times 1.2 \times 2.5$

$Q=0.9t / ml$

Calculons les réactions

$R1=R2=QL/2$

**$R1=R2=9t$**

a) Calculons les moments fléchissant

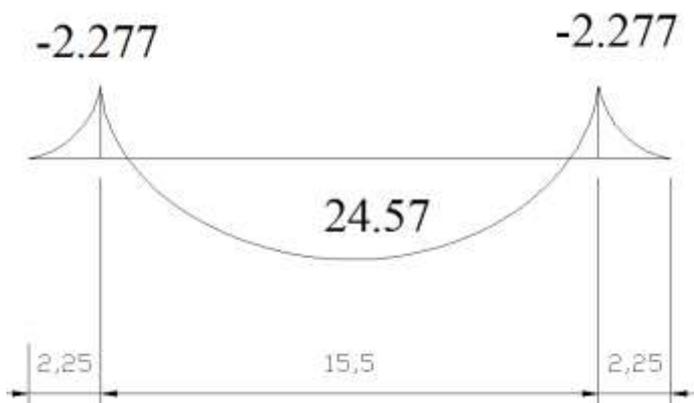


Fig. V.4 : Diagramme des moments

Pour  $0 \leq x \leq 2.25$   $m(x) = -\frac{qx^2}{2}$

$M(0)=0$  et  $m(2.25)=-2.2777$  t.m

Pour  $x \geq 2.25$   $m(x) = -\frac{qx^2}{2} + R(x-2.25)$

$M(2.25)=-2.277$  t.m et  $m(10)=24.57$  t.m

### b) Calcul des efforts tranchants

Pour  $0 \leq x \leq 2.25$   $T(x) = -QX$

$T(0)=0$  et  $T(2.25) = -2.025$  t

Pour  $x \geq 2.25$   $T(x)=R1-QX$

$T(2.25)=6.75$ t

### c) Section d'acier

On a une compression simple, donc la section d'acier est donnée par la formule suivante :

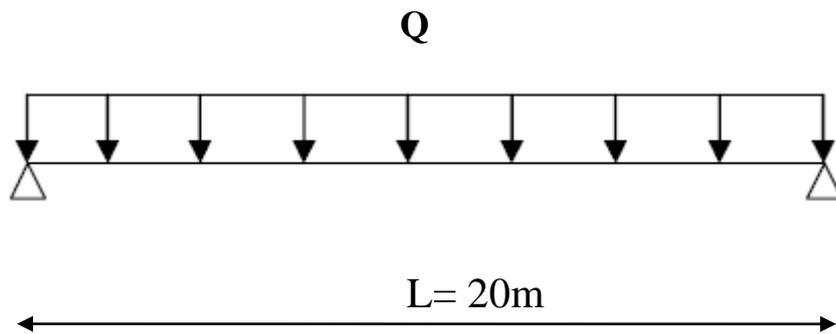
$$A = \frac{Tu}{\sigma_{st} \sqrt{2}} = \frac{1.35 \times 0.0675}{492.072} = 1.851 \text{ cm}^2$$

Choix du ferrailage  $3T12 = 3.39 \text{ cm}^2$

CHAPITRE VI : CALCUL  
DES SOLLICITATIONS PAR  
LA R.D.M

## VI-Calcul des moments fléchissant longitudinaux

### VI.1.1 Moment fléchissant dus au poids propre



**Fig. VI.1: chargement de la poutre soumise au poids propre**

Après le calcul de RDM le moment fléchissant s'écrit alors :

$$M(x) = -\frac{Qx^2}{2} + \frac{Qxl}{2}$$

$M(x)$  est maximum pour  $x=L/2$

$$M(L/2) = \frac{Ql^2}{8}$$

Charges (t)	Poutre intermédiaire	Poutre de rives	M (L/2) (t.m)	M (L/2) réduit (t.m)
Poutres	7.1	7.1	355	355
La dalle	5	5.5	250	275
superstructures	3.76	3.76	188	188
total	15.86	15.8	793	818

**Tableau VI.1. Moment fléchissant dus au poids propre pour  $x = L / 2$**

Pour  $x=L/4$

$$M(L/4) = \frac{3Ql}{8} = \frac{3}{4} M(L/2)$$

Charges (t)	Poutre intermédiaire	Poutre de rives	M (L/2) (t.m)	M (L/2) réduit (t.m)
Poutre seule	7.1	7.1	266.25	266.25
La dalle	5	5.5	187.5	206.25
superstructures	3.76	3.76	141	141
total	15.86	15.8	594.75	613.5

**Tableau VI .2. Moment fléchissant dus au poids propre pour  $x = L / 4$**

## VI-2 Moments fléchissant dû aux surcharges

### a. Utilisation des lignes d'influences

La ligne d'influence des moments fléchissant en un point donné d'une poutre est une courbe représente la variation du moment fléchissant en ce point quand une force égale à l'unité du déplacement de ce point sur la poutre.

Pour trouver le moment, on multiplie les ordonnées des lignes d'influences (Fig.2.), par la force  $P$  dans le cas où cette force est concentrée, si elle est répartie uniformément à ce moment là on multiplie par l'aire de la ligne d'influence se trouvant sous cette charge.

### b. Théorème de Barré

Cette méthode est utilisée dans le cas où il y a des charges mobiles pour déterminer la section la plus dangereuse de la poutre.

Le moment fléchissant est maximum ou minimum d'un essieu de telle façon que cet essieu est la résultante de convoi de trouvant symétriquement par rapport à l'axe de la poutre.

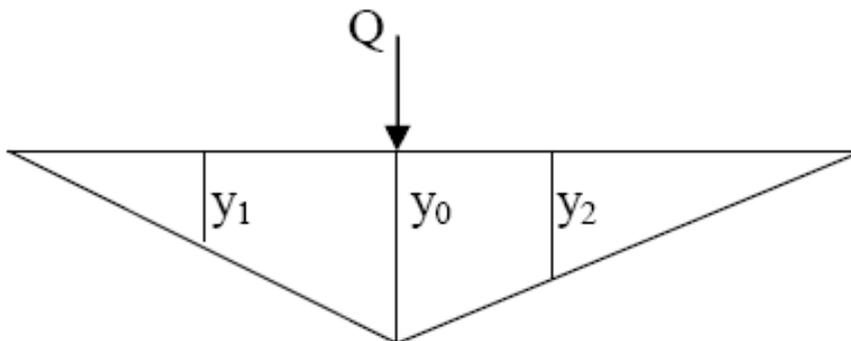


Fig.VI.2 : les ordonnées

où  $y_i$  sont des ordonnées

### VI-2-1-Surcharge A (L)

$$M(x) = -\frac{Qx^2}{2} + \frac{Qxl}{2}$$

$M(x)$  est maximum pour  $x=L/2$

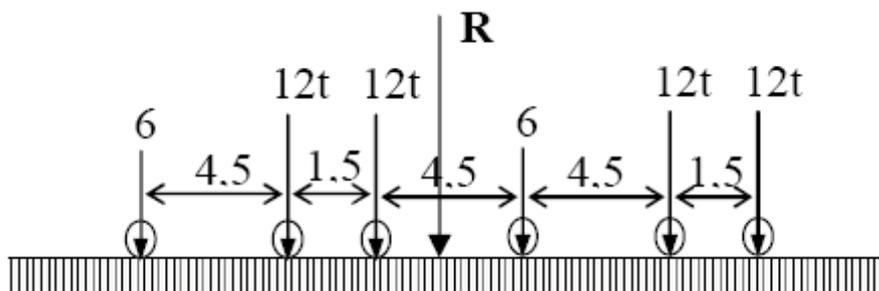
$$M(L/2) = \frac{Ql^2}{8}$$

Soit  $M_r$  le moment revenant à chaque poutre  $M_r = M/n$  où  $n$  est le nombre de poutres ( $n=5$  pour notre cas)

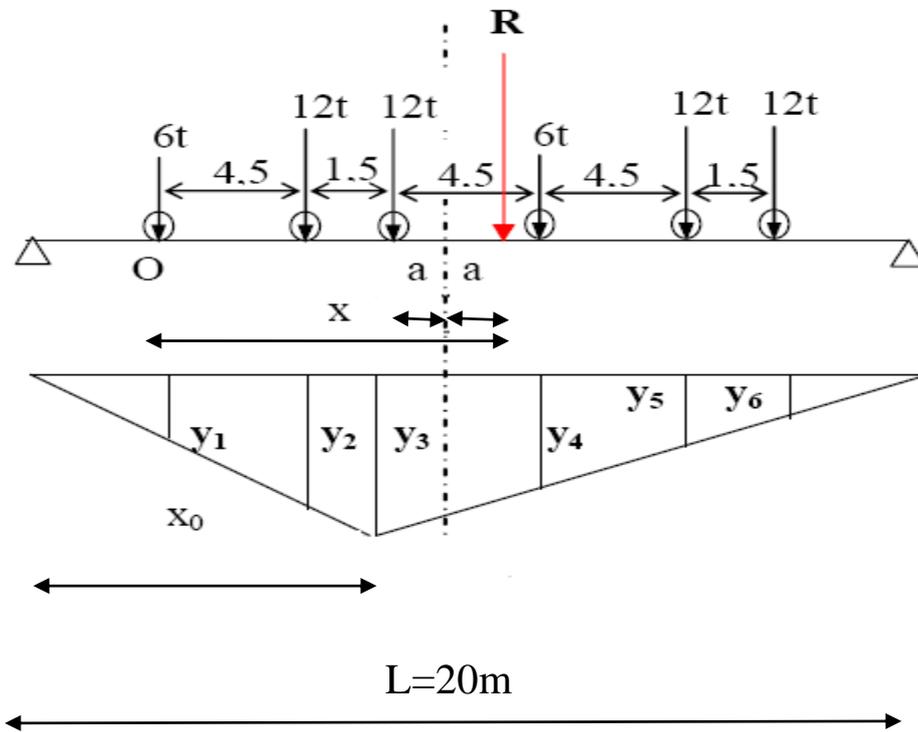
Nombre de voies	Q (A(L)) t.ml	M (L/2) (t.m)	$M_r$ (L/2) (t.m)
1	4.723	236.15	47.23
2	9.446	472.3	94.46

**Tableau VI.3. Moment fléchissant Dus au Surcharge A (L) pour  $x = L / 2$**

### VI-2-2-Surcharge Bc



**Fig.VI.3 : coupe longitudinale du Bc**

❖ 1<sup>er</sup> cas où la résultante R est à droite de l'axe de la poutre :

Position de la résultante (R) du convoi  $R = 60 \text{ t}$ .

$$\sum M/O = 0$$

$$\Rightarrow 12 \cdot 4,5 + 12 \cdot 6 + R \cdot x + 6 \cdot 10,5 + 12 \cdot 15 + 12 \cdot 16,5 = 0$$

$$R \cdot x = 567$$

$$R = \sum P_i = 60 \text{ t}$$

$$x = 567/R$$

$$= 567/60$$

$$x = 9,45 \text{ m}$$

$$\text{Donc } x = 2 \cdot a + 6 \Rightarrow a = 1,725 \text{ m}$$

Le moment fléchissant maximum est positionnée dans le coté gauche de l'essieu de 12 t qui est symétrique par rapport à l'axe de la poutre.

## ❖ Calcul des ordonnées

En utilisant l'équation de la déformée  $EIy'' = m(x)$

$$Y_3 = x_0 \cdot (L - x_0) / L \quad \text{où } x_0 = L/2 - a \quad \text{alors } x_0 = 10 - 1,725 = 8,275 \text{ m}$$

$$\text{Alors } Y_3 = 8,275(20 - 8,275)/20 \quad \text{d'où } Y_3 = 4,851 \text{ m}$$

Pour les autres ordonnées  $y_i$  on appliquera le théorème de Thalès.

$Y_1$	$Y_2$	$Y_3$	$Y_4$	$Y_5$	$Y_6$	$\Sigma Y_i$
1.33	3.971	4.851	2.605	0.982	0.442	14.181

**Tableau .VI.4 Calcul des ordonnées**

Pour les essieux Avant  $\Sigma Y_{eAV} = Y_1 + Y_4 = 3.938m$

Pour les essieux Arrière  $\Sigma Y_{eAr} = Y_2 + Y_3 + Y_5 + Y_6 = 10.246m$

Essieu avant = **6t**

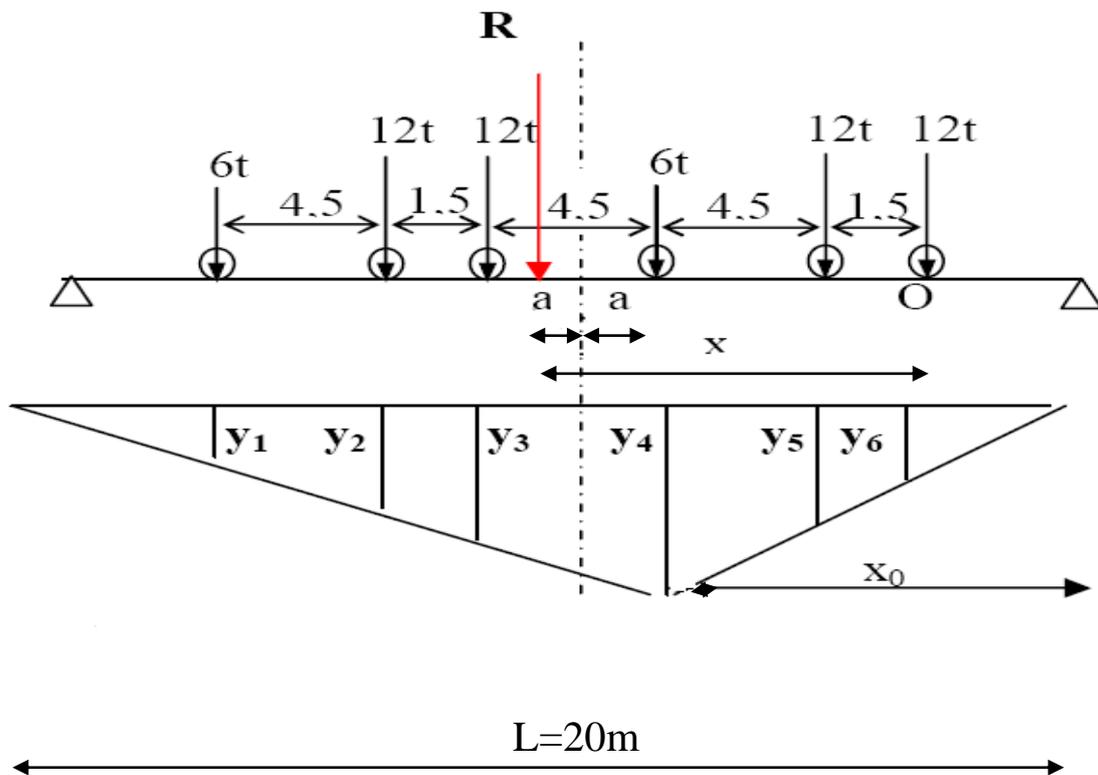
Essieu arrière = **12t**

$$M = \Sigma P \cdot Y_i$$

$$= 6 \cdot (3.938) + 12 \cdot (10.246)$$

$$M_{Droite} = 146.58t/m$$

❖ 2e cas où la résultante R est à gauche de l'axe de la poutre



Position de la résultante (R) du convoi R= 60 t.

$$\Sigma M/O = 0$$

$$\Rightarrow 12.1, 5 + 6. 6 + R.x + 12.10, 5 + 12.12 + 6.16, 5 = 0$$

$$R.x = 423$$

$$R = \Sigma P_i = 60 \text{ t.}$$

$$x = 423/R$$

$$= 423/60$$

$$x = 7, 05 \text{ m}$$

$$\text{Donc } x=2.a+6 \Rightarrow a = 0,525 \text{ m}$$

Le moment fléchissant maximum est positionnée dans le coté droit de l'essieu de 6 t qui est symétrique par rapport à l'axe de la poutre.

#### ❖ Calcul des ordonnées

En utilisant l'équation de la déformée  $EIy'' = m(x)$

$$Y_4 = x_0. (L-x_0) / L \quad x_0 = L/2 - a \quad x_0 = 10 - 0,525 = 9.475 \text{ m}$$

$$Y_4 = 9.475(20-9.475)/20$$

$$Y_4 = 4.986 \text{ m}$$

Pour les autres ordonnées  $y_i$  on appliquera le théorème de Thalès.

$Y_1$	$Y_2$	$Y_3$	$Y_4$	$Y_5$	$Y_6$	$\Sigma Y_i$
0.248	2.278	2.955	4.986	2.618	1.828	12.635

#### Tableau .VI.5. Calcul des ordonnées

Pour les essieux Avant  $\Sigma Y_{eAv} = Y_1 + Y_4 = 5.234 \text{ m}$

Pour les essieux Arrière  $\Sigma Y_{eAr} = Y_2 + Y_3 + Y_5 + Y_6 = 9.679 \text{ m}$

Essieu avant = **6t**

Essieu arrière = **12t**

$$M = \Sigma P. Y_i$$

$$= 6. (5.234) + 12. (9.679)$$

$$M_{\text{Gauche}} = 147.552 \text{ t / m}$$

$M_{\text{Gauche}} > M_{\text{Droite}}$  alors le 2<sup>e</sup> cas est le cas le plus défavorable.

Nombre de voies	Essieux	Poids des essieux	M	Mo=M/5
1	E. avant	9.792	206.116	41.223
	E. arrière	16.354		
2	E. avant	14.995	365.40	73.081
	E. arrière	29.90		

Tableau VI.6. Moment fléchissant Dus au Surcharge (Bc) pour  $x = L / 2$

VI-2-3-Surcharge Bt

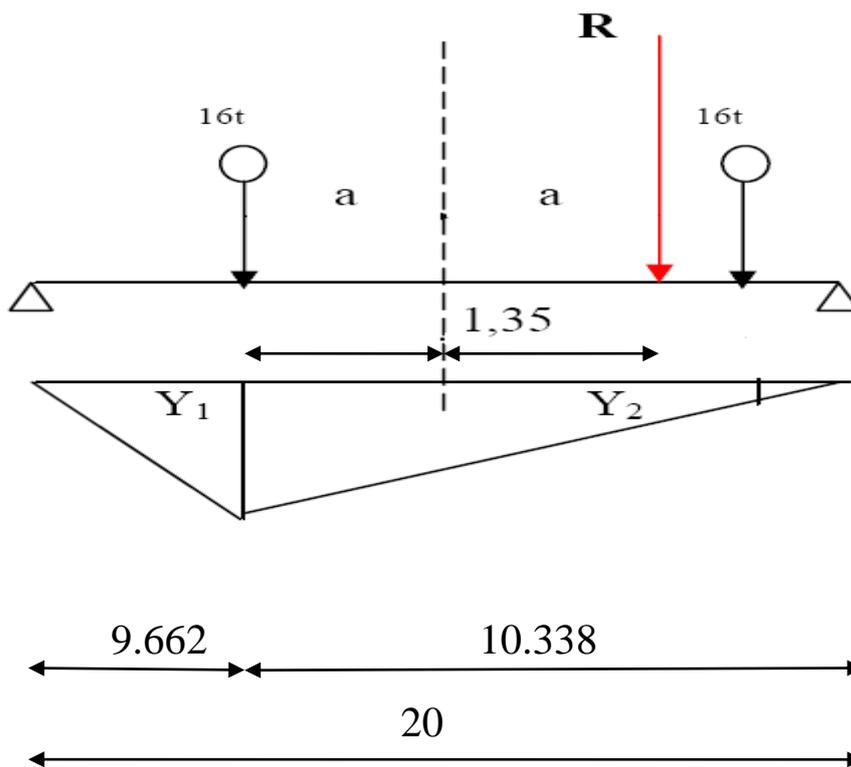


Fig.VI.4 de Bt

Dans ce cas la résultante R est positionnée dans un seul coté par rapport l'axe de symétrie de la poutre. (Fig.5).La même procédure de calcul (théorème de barrée).  
 $a = 1,35 / 2 = 0,3375$

$$Y1 = 9.662 (10.3375) / 20 = 4.994$$

$$Y1 = 4.994\text{m}$$

Par le théorème de Thalès on aura  $Y2 = 4.341\text{m}$

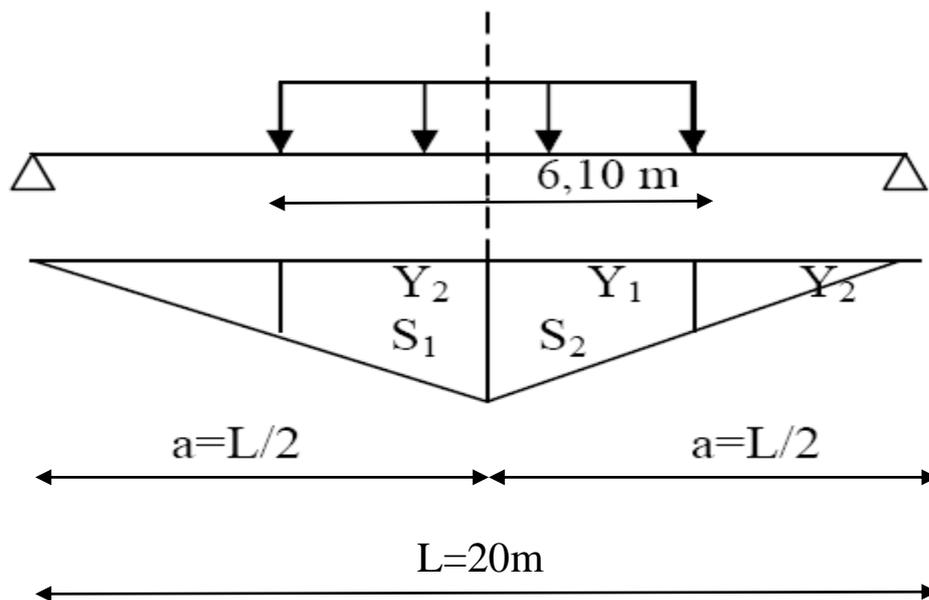
$$\Sigma Y_i = Y1 + Y2$$

$$\Sigma Y_i = 9.334\text{m}$$

Nombre de tandem	Poids	Moment	$M_0 = M/5$
1	17.728	165.398	33.079
2	35.456	330.946	66.189

**Tableau VI.7. Moment fléchissant Dus au Surcharge (B t ) pour  $x = L / 2$**

#### VI.2.4.Surcharge militaire Mc120



**Fig.VI.5 de MC120**

Dans ce cas la charge est considérée comme une charge uniformément répartie :

$$Y1 = a^2/L \text{ où } a = L/2$$

$$Y = L/4 = 5\text{m}$$

$$Y1=Y2=\frac{(L-6.10)}{4}=3.475\text{m}$$

$$Y1= Y2 = 3.475\text{m}$$

Calculons la surface

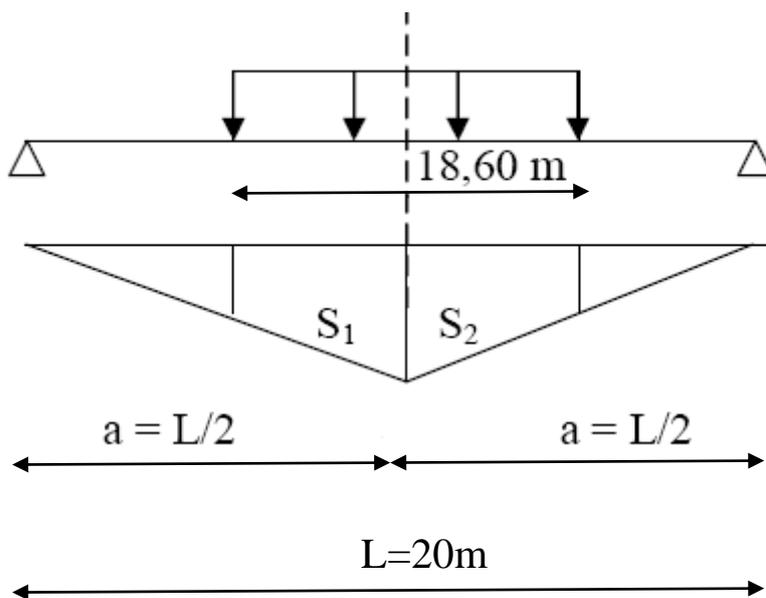
$$S=S1=S2=( Y0+ Y2 )(3.05)/2 =(5+3.05) (3.05) /2 =12.924\text{m}^2$$

$$\text{D'où } St=25.848\text{m}^2$$

Charge (t)	Surface totale (m <sup>2</sup> )	M (t.m)	M0
19.04	25.848	492.145	98.429

**Tableau .VI.8. Moment fléchissant Dus au Surcharge (Mc 120) pour  $x = L / 2$**

### VI.2.5.Charge exceptionnelle D240



**Fig.VI.6 de D<sub>240</sub>**

Dans ce cas la charge est considérée comme une charge uniformément répartie

$$Y0 = a^2/L \text{ où } a = L/2$$

$$Y0 = L/4 = 5\text{m}$$

$$Y1=Y2=\frac{(L-18.6)}{4}= 0.35\text{m}$$

$$Y1= Y2 = 0.35\text{m}$$

Calculons la surface

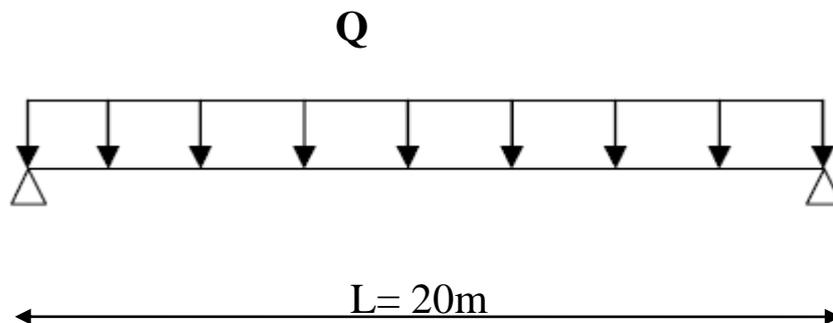
$$S=S1=S2=( Y0+ Y2 )(9.3)/2 =(5+0.35) (9.3) /2 =24.877m^2$$

$$D'o\grave{u} \quad St=49.754m^2$$

Charge (t)	Surface totale (m <sup>2</sup> )	M (t.m)	M0 (t.m)
12.9	49.754	641.826	128.365

**Tableau VI. 9. Moment fléchissant Dus au Surcharge (D 240) pour  $x = L / 2$**

### VI-2.6. Surcharge de trottoir



D'après calcul du l'R.D.M on trouve que le moment fléchissant sous la forme suivante

:

$$M (x)= Q x/2 + Q x^2/2$$

$$\text{Pour } x=L/2 \quad M (L/2) = QL^2/8 \quad \text{avec } l=20m$$

Trottoir chargé	Q (t)	M (t.m)	M0 (t.m)
1	0.15	7.5	1.5
2	0.3	15	3

**Tableau V.10. Moment fléchissant Dus au Surcharge de trottoir pour  $x = L / 2$**

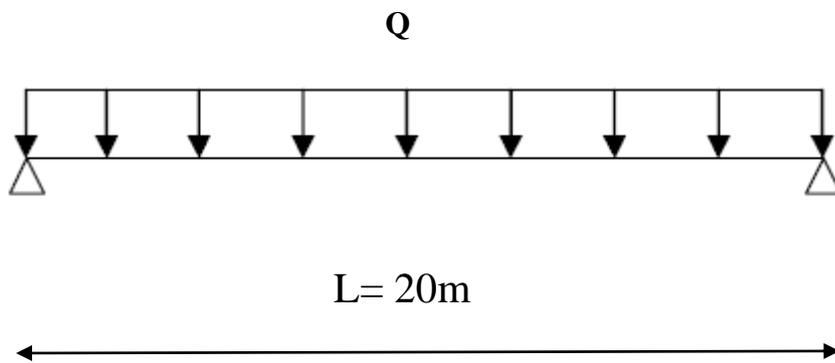
**Tableau.VI.7 Récapitulatif des moments dus aux surcharges**

Les surcharges (t)		charges		Moment	Mo
Surcharge A(L)	1 voie	4.723		236.15	47.23
	2 voies	9.446		472.3	94.46
Surcharge Bc	1	Essieu avant	9.792	206.116	41.223
		Ess.arrière	16.354		
	2	Essieu avant	14.995	365.40	73.081
		Ess.arrière	29.90		
Surcharge Bt	1 tandem	17.728		165.398	33.079
	2 tandems	35.456		330.946	66.189
Convois	Mc120	19.04		492.145	98.429
	D280	12.910		641.826	128.365
Surcharge Trottoir	1 trottoir	0.15		7.5	1.5
	2 trottoirs	0.3		15	3

**Tableau .VI.11. Moments fléchissants dus aux surcharges pour  $x = L / 2$**

### VI-3 - Calcul des efforts tranchants

a) Effort tranchant dû au poids propre



Nous savons que l'effort tranchant est la dérivée du moment fléchissant d'après la RDM l'effort tranchant sera :

$$T(x) = -Qx/2 + QL/2$$

$$T(0) = T(L/2) = QL/2 \quad \text{pour } (X=0 \text{ et } X=L/2)$$

$T(x)$  est maximum pour  $x=0$  et  $x=L/2$

Nous reporterions la charge totale qui revient à chaque poutre dans le tableau ci-dessous :

Charges (t)	Poutre intermédiaire	Poutre de rives	T (0) (t)	T rives (t)
Poutre seule	7.1	7.1	71	71
La dalle	5	5.5	50	55
superstructures	3.76	3.76	37.6	37.6
total	15.86	15.8	158.6	163.6

**Tableau VI.12 : Efforts tranchants maximum pour  $x = 0$**

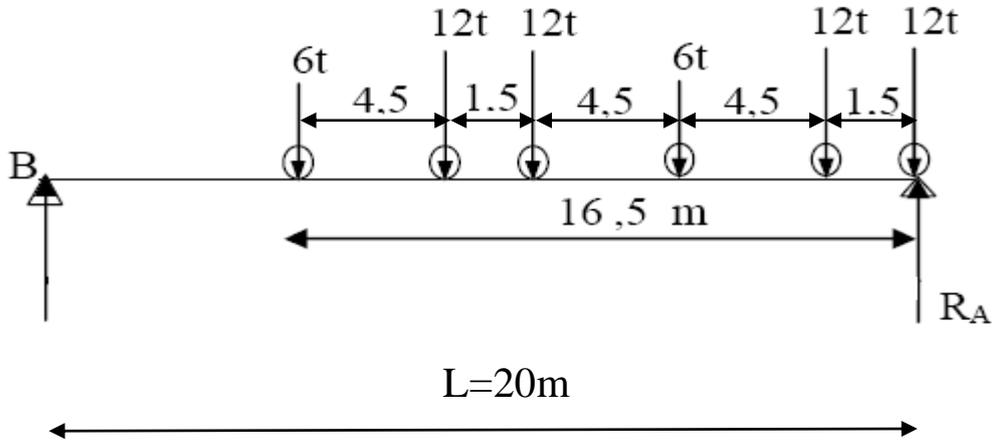
**b) surcharge  $A(L)$  pour  $x=0$**

$$T = Q(A(L)).L/2 \quad \text{et} \quad T_o = T/n$$

Nombre de voies	Q (A(L))	T (t)	To (t)
1	4.723	47.23	9.446
2	9.446	94.46	18.892

**Tableau .VI.13 : Efforts tranchants maximum dus à la surcharge  $A(I)$  pour  $x = 0$**

**C) Surcharge Bc pour x=0**



$$\Sigma M/B = 0$$

$$R_A \cdot 20 - 12 \times 20 - 12 \times 18,5 - 6 \times 19 - 12 \times 14 - 12 \times 9,5 - 6 \times 8 - 6 \times (3,5) = 0$$

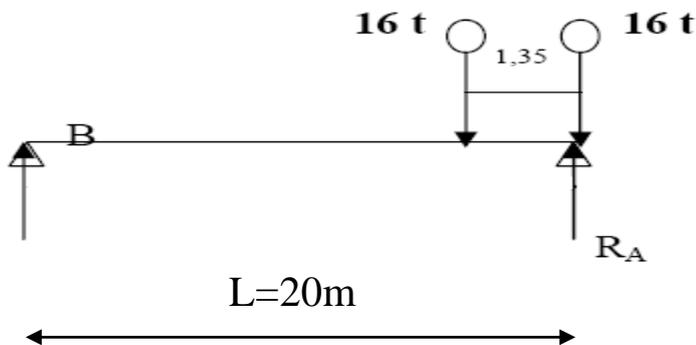
$$20R_A = 779,4 \text{ t d'où } R_A = 38,97\text{t}$$

$$\delta = 1,136$$

Nombre de voie chargée	bc	T (t)	To (t)
1	1.2	53.123	10.624
2	1.1	97.393	19.478

**Tableau .VI.14 : Efforts tranchants maximum dus à la surcharge B c pour x = 0**

**c) Surcharge Bt**



$$\Sigma M/A = 0$$

$$RA \cdot 20 - 16 \times (20 + 18.65) = 0$$

$$20 RA = 618.4$$

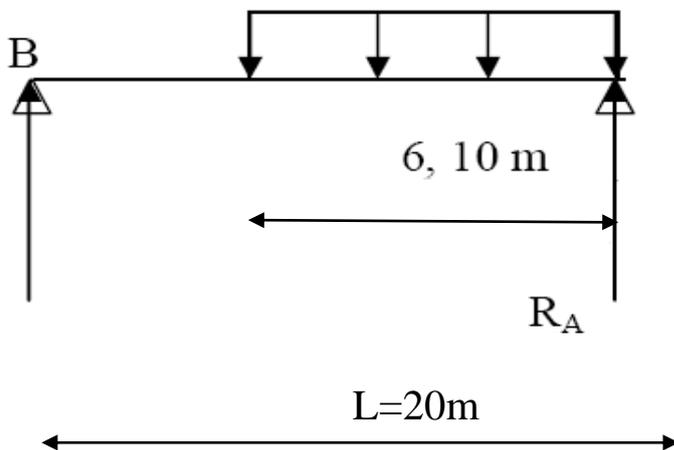
$$\text{d'où } RA = 30.92t$$

$$\delta_{bt} = 1.108$$

Nombre de tandem	bt	T (t)	To (t)
1	1	$1 \times 30.92 \times 1.108 = 34.259$	6.85
2	1	$2 \times 30.92 \times 1.108 = 68.518$	13.703

**Tableau .VI.15 : Efforts tranchants maximum dus à la surcharge B t pour x = 0**

**d) Surcharge Mc120**



$$\Sigma M/A = 0$$

$$RA \cdot 20 - 19.04 \times (6.10) (20 - 3.05) = 0$$

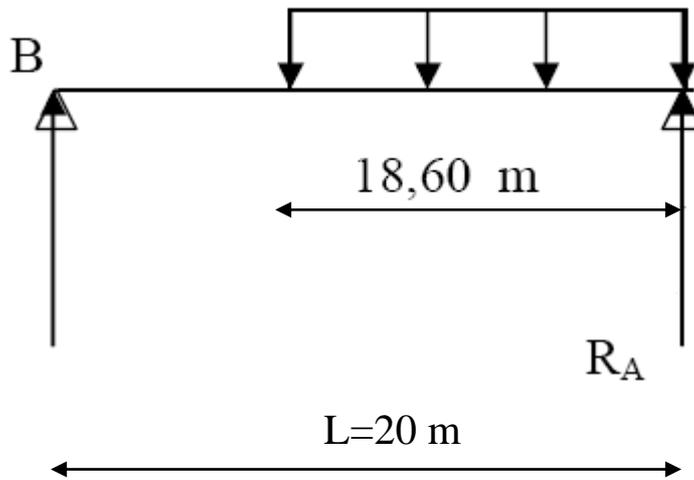
$$20RA = 1968.64t \quad \text{d'où } RA = 98.432t$$

$$\delta_{Mc} = 1.055$$

T (t)	To (t)
$1.055 \times 98.432 = 103.845$	20.769

**Tableau .VI.16 : Efforts tranchants dus à la surcharge Mc120 pour x = 0**

## e) Surcharge D240



$$\Sigma M/A = 0$$

$$R_A \cdot 20 - 12,9 \cdot (18,60) \times (20 - 9,3) = 0$$

$$20R_A = 2567,308t \quad \text{d'où } R_A = 128,367t$$

T (t)	To (t)
128.367	25.673

Tableau .VI.17 : Efforts tranchants dûs à la surcharge D240 pour  $x = 0$

## f) Surcharge de trottoir

$$T = QL/2 \quad \text{où } Q = 0,15t$$

Trottoir chargé	T(t)	To (t)
1	1.5	0.3
2	3	0.6

Tableau .VI.18 : Efforts tranchants dûs à la surcharge trottoir pour  $x = 0$

**VI.4 Tableau récapitulatif des efforts tranchants dus aux surcharges**

Les surcharges (t)		charges	T	To
Surcharge A(L)	1 voie	4.723	47.23	9.446
	2 voies	9.446	94.46	18.889
Surcharge Bc	1	38.97	53.123	10.624
	2	38.97	97.393	19.478
Surcharge Bt	1 tandem	30.92	34.259	6.851
	2 tandems	30.92	68.518	13.703
Convois	Mc120	19.04	103.845	20.769
	D240	12.9	128.367	25.673
Trottoir	1 trottoir	0.15	1.5	0.3
	2 trottoirs	0.3	3	0.6

**Tableau.VI.19. récapitulatif des efforts tranchants dus aux surcharges**

**VI -20. Tableau comparatif des résultats par calcul manuel et celui de SAP2000**

Les sollicitations	Calcul des moments fléchissants (t.m)		Pourcentage d'erreurs (%)
	RDM	SAP2000	
Surcharges A(L)	472.3	458.327	3
Surcharge Bc	365.4	333.716	9
Surcharge MC120	492.145	495.785	7
Surcharge D240	641.826	636.643	1
Surcharge de trottoir	22.5	22.7	8.8

Les sollicitations	Calcul des efforts Tranchants (T)		Pourcentage d'erreurs (%)
	RDM	SAP2000	
Surcharges A(L)	94.46	93.08	2
Surcharge Bc	97.393	83.03	15
Surcharge MC120	103.845	96.853	7
Surcharge D240	128.367	124.13	3.4
Surcharge de trottoir	3	2.289	2.4

Les sollicitations	Calcul des moments fléchissants (t.m)		Pourcentage d'erreurs (%)
	RDM	SAP2000	
<b>E.L.U</b>	521.378	570.95	9
<b>E.L.S</b>	416.88	422.93	1.4

Les sollicitations	Calcul des efforts Tranchants (T)		Pourcentage d'erreurs (%)
	RDM	SAP2000	
<b>E.L.U</b>	90.69	83.335	9
<b>E.L.S</b>	54.4	61.744	1.35

**Tableau.VI.20 : Tableau comparatif des résultats par calcul manuel et celui de SAP2000**

### VI-5-Répartition transversale

La répartition transversale des charges est faite par deux méthodes qui sont : celle de Guyon Massonnet et de SAP2000 que nous avons déjà présenté lors de la modélisation de notre ouvrage.

A présent nous allons présenter brièvement la méthode de Guyon Massonnet.

### VI-6- La Méthode de Guyon Massonnet

L'ouvrage étant chargé conformément au règlement, il reste à déterminer les sections dangereuses (les plus sollicitées) transversalement et longitudinalement.

La méthode de Guyon-Massonnet reste l'une des plus simples et les plus utilisées, elle donne des résultats satisfaisants par rapport aux autres méthodes, car la rigidité transversale du tablier n'est pas négligeable.

Elle consiste pour chaque effort à tracer la ligne d'influence de son coefficient de répartition transversale et cela pour les différentes excentricités de charges ( $e = b$  ;  $e = \frac{3b}{4}$  ;  $e = \frac{b}{2}$  ;  $e = \frac{b}{4}$  ;  $e = 0$ ) et pour les neuf (9) sections de la largeur de dalle ( $y = \pm b$  ;  $y = \pm \frac{3b}{4}$  ;  $y = \pm \frac{b}{2}$  ;  $y = \pm \frac{b}{4}$  ;  $y = 0$ ).

On déplacera les charges de façon à obtenir les plus grandes ordonnées et on retiendra pour le calcul des efforts ; l'excentricité qui donne les plus grandes valeurs des coefficients.

Ainsi on pourra déterminer les facteurs de répartition transversales ( $k\alpha$ ,  $\varepsilon\alpha$ ,  $\mu\alpha$ ) et les sollicitations (moments fléchissant, efforts tranchants) avec exactitude dans n'importe quelle partie du tablier.

Dans le cas des ponts à poutres multiples la section d'étude sera imposée par la position de la poutre, ce qui nous amène à tracer les lignes d'influences pour les différentes excentricités de charge et on retiendra la section qui donne les plus grandes valeurs des coefficients.

# CHAPITRE VII : ETUDE DE L'HOURLDIS

## Introduction

L'hourdis est une dalle en béton armé, qui sert de couverture pour le pont. Cette couche est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité) et les surcharges et à transmettre ces dernières aux poutres. L'hourdis a un rôle d'entretoisement, et assure la répartition transversale des efforts.

Ce sont des structures planes armées suivant une ou deux directions reposant sur des poutres, et peuvent être simplement appuyées ou totalement encastrées.

Pour notre cas, la dalle a une épaisseur de 20cm, recouverte d'une couche de revêtement de 8cm.

### VII-1 caractéristiques géométriques

La dalle est calculée comme une poutre simplement appuyée, pour le ferrailage on adopte une bande de 1m de longueur.

❖ Les hypothèses

$b = 1\text{m}$ ,  $h = 20\text{cm}$ ,  $\overline{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa}$ ;  $\sigma_{st} = 201.633 \text{ Mpa}$ ;  $f_{c28} = 25\text{Mpa}$ ,  $f_{bc} = 14.17\text{Mpa}$

### VII-2- Etude de la flexion longitudinale

Pour la flexion longitudinale le problème de ferrailage ne se pose pas, son calcul revient à étudier une section rectangulaire en flexion simple, donc on aura : Les moments fléchissant max et min sont obtenus par le logiciel SAP2000.

		ELU	ELS
M11 (transversal)	Mt.max	134.619	99.717
	Mapp.max	80.637	59.731
M22 (longitudinal)	Mt.max	52.024	38.528
	Mapp.max	32.515	24.08

**Tab.VII-1 les valeurs des moments fléchissant en (KN.m) (par SAP2000)**

Efforts tranchants	ELU	ELS
T .transversal	240.884	178.433
T .longitudinal	294.458	218.413

**Tab.VII-2 les valeurs des efforts tranchants en (KN) (par SAP2000)**

### VII-3 Ferrailage de l'Hourdis

a. Transversal ( $M_{I1}$ )

❖ En travée (ELU)

$$M_u = 0.13461 \text{ MN.m} \quad d = 0.9h = 0.9 \times 0.2 = 0.18 \text{ m}, \quad f_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{0.13461}{0.459} = 0.293$$

$\mu = 0.293 < \mu_R = 0.392 \Leftrightarrow$  Section à simple armatures. C'est à dire : les armatures de compression ne participent pas dans la résistance.

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu}).$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.293}).$$

$$\alpha = 0.446$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha)$$

$$Z = 0.147 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \sigma_{st}} \quad \text{avec} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{1.15} = \frac{400}{1.15} = 347.828 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = \frac{0.13461}{51.131}$$

$$A_{st} = 26.326 \text{ cm}^2$$

Choix du ferrailage **6T25=29.45cm<sup>2</sup>**

❖ Vérification à l'ELS

$$M_s = 0.0997 \text{ MN.m}$$

Détermination de la position de l'axe neutre

$$b x^2 / 2 - n A_{sc} (x - d') - n A_{st} (d - x) = 0 \quad \dots \dots \dots (A_{sc}=0).$$

n: coefficient d'équivalence = 15

$$B x^2 / 2 - n A_{st} (d - x) = 0$$

$$0.5 x^2 - 15 \cdot 29.45 \cdot 10^{-4} (0.18 - x) = 0$$

$$0.5 x^2 + 0.0441x - 0.00795 = 0$$

$$x = 0.082 \text{ m}$$

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

$$I = \frac{(0.082)^3}{3} + 15(29.45 \cdot 10^{-4})(0.18 - 0.082)^2$$

$$I = 6.079 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{Ms}{I} \cdot x = \frac{0.082 \times 0.0997}{6.079 \cdot 10^{-4}} = 13.448$$

$$\sigma_{bc} = 13.448 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \overline{F}_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{st} = n \cdot \frac{Ms(d - x)}{I} = \frac{15(0.0997)(0.18 - 0.082)}{6.079 \cdot 10^{-4}}$$

$$\sigma_{st} = \min(2/3 F_e, 110 \sqrt{(\eta f_t 28)}) \text{ où } \eta = 1.6 \text{ (pour les aciers de haute adhérence)}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201.633 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 195.136 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201.633 \text{ MPa} \dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

## 2) En Appuis

❖ ELU

$$M_u = 0.0806 \text{ MN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{0.0806}{0.459} = 0.175$$

$\mu = 0.175 < \mu_R = 0.392 \Leftrightarrow$  Section à simple armatures. C'est à dire : les armatures de compression ne participent pas dans la résistance.

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu}).$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.175}).$$

$$\alpha = 0.243$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha)$$

$$Z = 0.162 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{Z\sigma_{st}} \quad \text{avec} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{1.15} = \frac{400}{1.15} = 347.828 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = \frac{0.0806}{56.348}$$

$$A_{st} = 14.303 \text{ cm}^2$$

Choix du ferrailage 8T16=16.08cm<sup>2</sup>

### ❖ ELS

$$M_s = 0.0597 \text{ MN.m}$$

Détermination de la position de l'axe neutre

$$bx^2/2 - n A_{sc} (x - d') - n A_{st} (d - x) = 0 \quad \dots\dots\dots (A_{sc}=0).$$

n: coefficient d'équivalence =15

$$bx^2/2 - n A_{st} (d - x) = 0$$

$$0.5 x^2 - 15 \cdot 16.08 \cdot 10^{-4} (0.18 - x) = 0$$

$$0.5 x^2 + 0.02412x - 0.00434 = 0$$

D'où  $x = 0.0721 \text{ m}$

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

$$I = \frac{(0.0721)^3}{3} + 15(16.08 \cdot 10^{-4})(0.18 - 0.0721)^2$$

$$I = 4.058 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \cdot x = \frac{0.0597 \cdot 0.0721}{4.058 \cdot 10^{-4}} = 10.607$$

$$\sigma_{bc} = 10.607 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 0.6 \overline{F_{c28}} = 15 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{st} = n \cdot \frac{M_s(d - x)}{I} = \frac{15(0.0597)(0.18 - 0.0721)}{4.058 \cdot 10^{-4}} = (230.11)$$

$$\sigma_{st} = \min(2/3 F_e, 110\sqrt{\eta f_{t28}}) \quad \text{où } \eta = 1.6 \text{ (pour les aciers de haute adhérence)}$$

$$\sigma_{st} = 201.633 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 230.11 \text{ MPa} < \sigma_{st} = 201.633 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée}$$

Donc on augmente le ferrailage à **10T16=20.11cm<sup>2</sup>**

$$\sigma_{bc} = 9.869 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 0.6 \overline{F_{c28}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{st} = 193.6 \text{ MPa} < \sigma_{st} = 201.633 \text{ MPa} \dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

## 2) Ferrailage longitudinal (M22)

❖ En travée à l'ELU

$$M_u = 0.0524 \text{ MN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{0.0524}{0.459} = 0.114$$

$\mu = 0.114 < \mu_R = 0.392 \Leftrightarrow$  Section à simple armatures. C'est à dire : les armatures de compression ne participent pas dans la résistance.

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu}).$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.114}).$$

$$\alpha = 0.152$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha)$$

$$Z = 0.169 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \sigma_{st}} \quad \text{avec} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{1.15} = \frac{400}{1.15} = 347.828 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = \frac{0.0524}{58.802}$$

$$A_{st} = 8.911 \text{ cm}^2$$

Choix du ferrailage **8T12=9.03cm<sup>2</sup>**

❖ **Vérification à l'ELS**

$$M_s = 0.03852 \text{ MN.m}$$

Détermination de la position de l'axe neutre

$$b x^2 / 2 - n A_{sc} (x - d') - n A_{st} (d - x) = 0 \dots\dots\dots (A_{sc}=0).$$

n: coefficient d'équivalence =15

$$b x^2 / 2 - n A_{st} (d - x) = 0$$

$$0.5 x^2 - 15 \cdot 9.03 \cdot 10^{-4} (0.18 - x) = 0$$

$$0.5 x^2 + 3.4710^{-5}x - 6.2610^{-6} = 0$$

$$x = 0.0353 \text{ m}$$

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

$$I = \frac{(0.0353)^3}{3} + 15(9.03 \cdot 10^{-4})(0.18 - 0.0353)^2$$

$$I = 2.983 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{Ms}{I} \cdot x = \frac{0.03852 \cdot 0.0353}{2.983 \cdot 10^{-4}} = 4.558$$

$$\sigma_{bc} = 13.448 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \overline{F}_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{st} = n \cdot \frac{Ms(d - x)}{I} = \frac{15(0.03852)(0.18 - 0.0353)}{2.983 \cdot 10^{-4}} = 280.280$$

$$\sigma_{st} = \min(2/3 f_{te}, 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \text{ où } \eta = 1.6 \text{ (pour les aciers de haute adhérence)}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201.633 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 280.280 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201.633 \text{ MPa} \dots\dots \text{condition non vérifiée.}$$

Donc on augmente le ferrailage à **8T14=12.32cm<sup>2</sup>** après avoir nous avons eu :

$$\sigma_{bc} = 7.454 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \overline{F}_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{st} = 197.817 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201.633 \text{ MPa} \dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

### ❖ En Appuis ELU

$$M_u = 0.0325 \text{ MN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{0.0325}{0.459} = 0.071$$

$\mu = 0.071 < \mu_R = 0.392 \Leftrightarrow$  Section à simple armatures. C'est à dire : les armatures de compression ne participent pas dans la résistance.

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu}).$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.071}).$$

$$\alpha = 0.092$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha)$$

$$Z = 0.173 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \sigma_{st}} \quad \text{avec} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{1.15} = \frac{400}{1.15} = 347.828 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = \frac{0.0325}{60.301}$$

$$A_{st} = 5.40 \text{ cm}^2$$

Choix du ferrailage 4T14=6.16cm<sup>2</sup>

### ❖ Vérification à l'ELS

$$M_s = 0.024 \text{ MN.m}$$

Détermination de la position de l'axe neutre

$$bx^2/2 - n A_{sc} (x - d') - n A_{st} (d - x) = 0 \quad \dots\dots\dots (A_{sc}=0).$$

n: coefficient d'équivalence = 15

$$bx^2/2 - n A_{st} (d - x) = 0$$

$$0.5 x^2 - 15 \cdot 6.16 \cdot 10^{-4} (0.18 - x) = 0$$

$$0.5 x^2 + 9.2410^{-4} x - 1.6610^{-3} = 0$$

$$x = 0.049 \text{ m}$$

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

$$I = \frac{(0.049)^3}{3} + 15(6.16 \cdot 10^{-4})(0.18 - 0.049)^2$$

$$I = 1.977 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \cdot x = \frac{0.024 \times 0.049}{1.977 \cdot 10^{-4}} = 5.948$$

$\sigma_{bc} = 5.948 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 0.6 \overline{F_{c28}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ condition vérifiée.

$$\sigma_{st} = n \cdot \frac{M_s(d - x)}{I} = \frac{15(0.024)(0.18 - 0.049)}{1.977 \cdot 10^{-4}} = 238.54$$

$\sigma_{st} = \min (2/3 F_e, 110 \sqrt{(\eta f_t 28)})$  où  $\eta = 1.6$  (pour les aciers de haute adhérence)

$$\sigma_{st} = 201.633 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 238.54 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 201.633 \text{ MPa} \dots\dots \text{condition non vérifiée}$$

on augment alors le ferrailage à **6T14=9.24cm<sup>2</sup>** après calcul nous avons obtenus :

$$\sigma_{bc} = 5.11 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 F_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{st} = 161.470 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 201.633 \text{ MPa} \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

		En Travée	En Appuis
Transversalement	Ast	6T25=29.45cm <sup>2</sup>	10T16=20.11cm <sup>2</sup>
	Asc	0	0
Longitudinalement	Ast	8T14 =12.32 cm <sup>2</sup>	6T14 =9.24cm <sup>2</sup>
	Asc	0	0

**Tab.VII-3 : Tableau récapitulatif pour le ferrailage de l'hourdis**

❖ Vérification de condition de non fragilité

$$A_{smin} \geq 0.23 * b * d * f_{t28} / f_e$$

$$= 0.23 * 1 * 0.18 * 2.1 / 400 = 2.173 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 9.24 > 2.173 \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ Résistance à l'effort tranchant

D'après les règles de BAEL la vérification ne fait qu'à l'état limite ultime (ELU)

a) Justification du béton

❖ transversalement

$$T_u = 240.884 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b * d} = \frac{240.884 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 1.338 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 1.338 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{adm} = \min \left( 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma b} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min (2.5; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 1.338 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

❖ Longitudinalement

$$T_u = 294.458 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = 1.635 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.635 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

#### VII.4-Vérification au poinçonnement

**Condition à vérifier :**

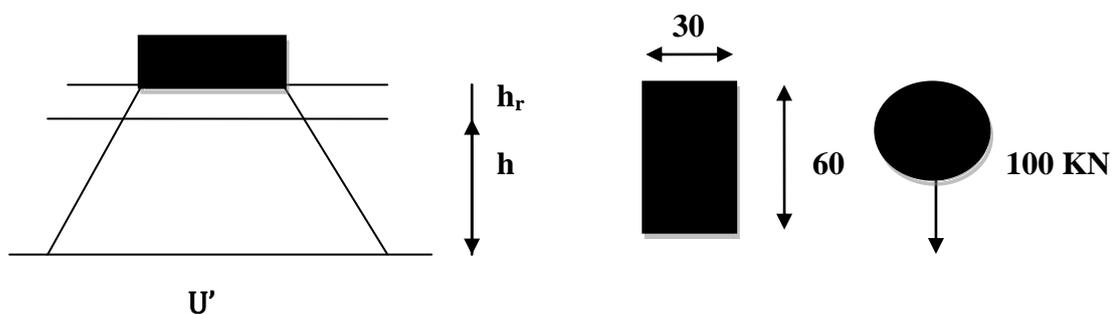
$$q_u \leq 0.045 \cdot U_c \cdot h \cdot f_{cj} \quad \text{Avec :}$$

Avec :  $q_u$  : Charge de calcul à l'état limite ultime.

$U_c$  : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$h$  : Epaisseur totale de la dalle.

$f_{cj}$  : Résistance caractéristique du béton à 28



**Figure VII-1 : La transmission de la charge « Br »**

▪ **La surface d'impact**

$$U_0 = U + h + h_r \Leftrightarrow U_0 = 30 + 20 + 8 = 58 \text{ cm.}$$

$$V_0 = V + h + h_r \Leftrightarrow V_0 = 60 + 20 + 8 = 88 \text{ cm.}$$

$$U_c = 2(U_0 + V_0).$$

$$U_c = 292 \text{ cm}$$

$$\delta_{br}=1,084$$

$$q_u = 1.5 \delta_{br} \cdot Q = 1.55 \times 1.084 \times 100 = 168.02$$

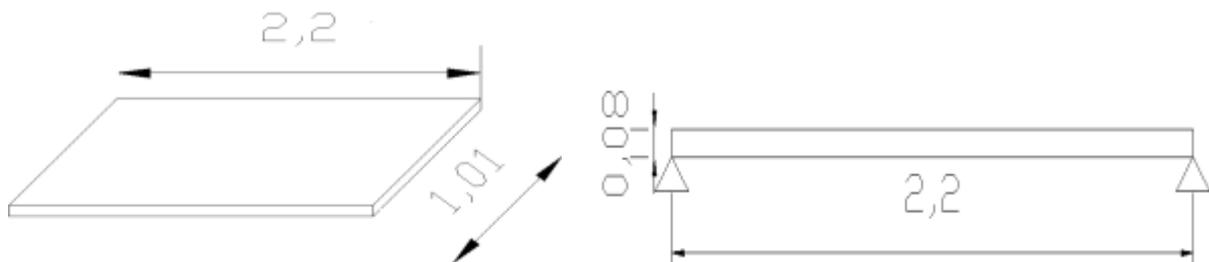
$$q_u = 168.02 < 0.045 \times 2.92 \times 0.2 \times 25000 = 657 \text{ KN}$$

Donc la condition de non poinçonnement est vérifiée.

### VII.5-Calcul de la prédalle

C'est une dalle préfabriquée servant de coffrage perdu pour la dalle, son calcul suppose une poutre simplement appuyée de largeur 1m, 8cm de hauteur et 2.2m de portée.

On utilise pour son ferrailage des ronds lisses (RL) FeE215 ( $\sigma_{su} = 187\text{MPa}$ )



**Figure VII.2 : la prédalle**

Poids de la dalle :

$$G_3=0,2 \times 2,5 \times 1=0.5 \text{ t/ml}$$

Poids de pré dalle

$$G'_3=0.08 \times 2.5 \times 1=0.2 \text{ t/ml}$$

Donc la charge permanente  $Q=G_3+G'_3=0.7 \text{ t/ml}$

$$M=QL^2 / 8 = (0.7) \times (2.2)^2 / 8$$

$$M=0.423 \text{ t.m}$$

$$M_u=1.35M$$

$$M_u=0.571 \text{ t.m}$$

## ❖ Ferrailage

Les dimensions :

$B=1\text{m}$  ;  $h=0.08\text{m}$  alors  $d=0.9h=0.072\text{m}$  et  $\mu =0.0778$

$\mu=0.0778 < \mu_R = 0.392 \Leftrightarrow$  Section à simple armatures. C'est à dire : les armatures de compression ne participent pas dans la résistance.

D'où on  $A_{st}=4.425\text{cm}^2$

Choix du ferrailage : 4T12=4.52 cm<sup>2</sup>

## ❖ Vérification à l'ELS

$M_s=0.423\text{ t.m}$

On trouve  $x=0.0102$  et  $I=2.62.10^{-5}\text{ m}^4$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \cdot x = \frac{0.00423 \times 0.0102}{2.62 \cdot 10^{-5}} = 1.646 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 1.646 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 F_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots$ condition vérifiée.

$$\sigma_{st} = \eta \cdot \frac{M_s(d-x)}{I} = \frac{15(0.00423)(0.072 - 0.0102)}{2.62 \cdot 10^{-5}} = 149.720$$

$\sigma_{st} = \min(2/3 F_e, 110\sqrt{(\eta f_t 28)})$  où  $\eta = 1.5$  (pour les aciers ronds lisses RL)

$\sigma_{st} = 195.23 \text{ Mpa}$

$\sigma_{st} = 149.720 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 195.23 \text{ MPa} \dots\dots$ condition vérifiée

### VII.-6 Calcul des Entretoises

Les entretoises sont des éléments transversaux rigides qui permettent de bloquer les poutres à la torsion sur les appuis.

Pour notre cas nous ne prévoyons que les entretoises d'about qui ont pour rôle :

- Conduire une bonne répartition des charges et éviter le déversement pendant le coulage de l'hourdi.
- Permettre éventuellement le soulèvement du tablier.

Elles se calculent comme une poutre reposant sur des appuis (vérins) supportant la réaction des poutres donnée par le poids propre du tablier.

La réaction sur chaque vérin est donnée par :

$$R = \frac{QL}{2} \quad \text{où} \quad Q = \frac{Gt}{L_t \cdot n}$$

$Gt$  = poids propre du tablier = 325.2t

$L_t$  = largeur du tablier = 10m

$N$  = nombre des poutres = 5

$$Q = \frac{325.2}{50} = 6.504 \text{ t/ml} \quad Q = 6.504 \text{ t/ml}$$

$$R = 32.52 \text{ t}$$

Grace à la modélisation par SAP2000 on a recueilli des moments fléchissant et efforts tranchants suivants :

Moments (t.m)	ELU	ELS
Moment sur appuis	66.325	49.13
Moment en travée	21.459	15.895

**Tab.VII-4 moment fléchissant des entretoises**

Efforts tranchants	ELU	ELS
$T_{\max}$	70.3	41.21
$T_{\min}$	36.96	27.38

**Tab.VII.5 Efforts tranchants des entretoises**

❖ **Ferraillage supérieur (Appuis)**

$M_u = 0.663 \text{ MN.m}$     $b = 40 \text{ cm}$  ,  $h = 80 \text{ cm}$     $d = 0.9h = 0.9 \times 0.2 = 0.72 \text{ m}$ ,  $f_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{0.663}{2.938} = 0.225$$

$\mu = 0.225 < \mu_R = 0.392 \Leftrightarrow$  Section à simple armatures. C'est à dire : les armatures de compression ne participent pas dans la résistance.

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu}).$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.225}).$$

$$\alpha = 0.324$$

$$Z=d (1-0.4 \alpha)$$

$$Z=0.626\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z\sigma_{st}} \quad \text{avec} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{1.15} = \frac{400}{1.15} = 347.828 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = \frac{0.13461}{217.74}$$

$$A_{st} = 30.45\text{cm}^2$$

Choix du ferrailage 7T25=34.36 cm<sup>2</sup>

❖ **Ferrailage inférieur (en travée)**

$$M_u=0.214 \text{ MN.m} \quad b=40\text{cm} \quad , h=80\text{cm} \quad d=0.9h =0.9 \times 0.2=0.72\text{m}, f_{bc} = 14.17\text{MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{0.214}{2.938} = 0.072$$

$\mu=0.072 < \mu_R = 0.392 \Leftrightarrow$  Section à simple armatures. C'est à dire : les armatures de compression ne participent pas dans la résistance.

$$\alpha = 1.25 * (1-\sqrt{1-2\mu}).$$

$$\alpha = 1.25 * (1-\sqrt{1-2 \times 0.072}).$$

$$\alpha = 0.094$$

$$Z=d (1-0.4 \alpha)$$

$$Z=0.692\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z\sigma_{st}} \quad \text{avec} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{1.15} = \frac{400}{1.15} = 347.828 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = \frac{0.214}{240.69}$$

$$A_{st} = 8.89 \text{ cm}^2$$

Choix du ferrailage 5T16 = 10.05cm<sup>2</sup>

**❖ Les armatures de construction**

$A_{cs}=25\% \times A_s = 0.25 \times 34.36 = 8.59 \text{ cm}^2$  donc soit un minimum de 6T14= 9.24cm<sup>2</sup>

**❖ Armatures transversales**

$T_u = 0.703 \text{ MN}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{0.703}{0.288} = 2.44 \text{ MPa.}$$

$\tau_u = 2.444 \text{ MPa.}$

$$\tau_{adm} = \min \left( 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min (2.5 ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa.}$$

$\tau_u = 2.44 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 2.5 \text{ MPa}$  .....condition vérifiée.

On prendra alors pour les armatures de soutien des cadres de T12 avec un espacement de 15cm.

# CHAPITRE VIII : ETUDE DES APPAREILS D'APPUIS

## Introduction

Les poutres des tabliers reposent sur leurs appuis par l'intermédiaire d'appareils appelés « appareils d'appuis », conçus pour transmettre les efforts essentiellement verticaux ou accompagnés d'efforts horizontaux.

Les actions provenant du tablier comprennent leur poids propre, les surcharges et les actions horizontales.

Les déplacements du tablier proviennent des variations de la température, des rotations dues aux surcharges et charges des déformations différées du béton ainsi que des actions sismiques

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

Pour notre cas on a utilisé l'appareil d'appui en élastomère fretté.

Ces appareils sont constitués d'un empilage de plusieurs plaques d'un élastomère (polychloropène) commercialisé sous le nom de « néoprène » liées entre elle et frettées par des plaques métalliques.

Grâce aux propriétés de l'élastomère ces appareils laissent les mouvements de déplacement et de torsion du tablier par rapport à ses appuis en toute liberté.

Le principal intérêt de ces appareils d'appuis, en dehors de leur cout relativement modéré, réside dans leur déformabilité vis-à-vis des efforts qui les sollicitent, ils prennent élastiquement les charges verticales, horizontales et les rotations.

La désignation d'un appareil d'appui est : **a x b x n (t+e)**

Avec :

a : cote parallèle à l'axe horizontal de l'ouvrage

b : cote perpendiculaire à l'axe horizontal de l'ouvrage.

n : nombre des feuilles élémentaires d'élastomère

t : épaisseur d'un feuillet élémentaire

e : épaisseur d'une frette intermédiaire

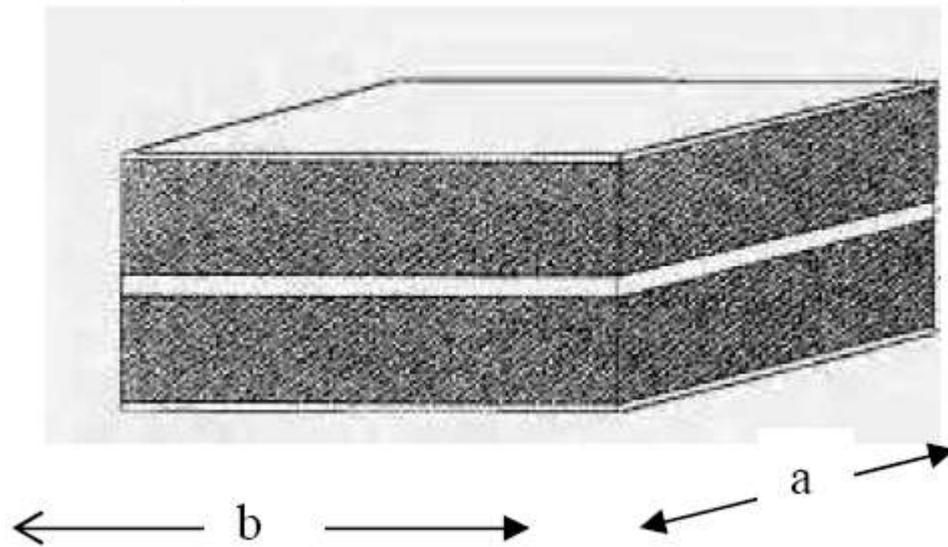


Fig.VIII.1. appareil d'appui

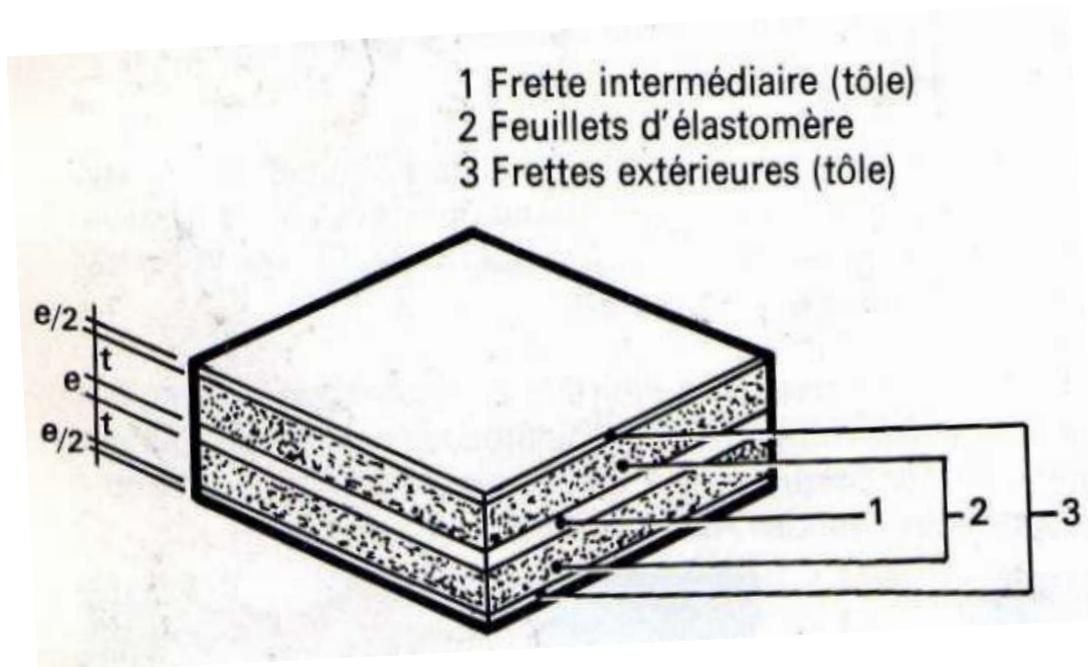


Figure VIII.2 : Schéma d'un appareil d'appui fretté

### VIII.1 Dimensionnement de l'appareil d'appui

#### VIII.2. Dimensions en plan

Il faut respecter les conditions suivantes

- La condition de non flambement
- L'épaisseur minimale.

$$a \times b > \frac{N}{\sigma_{\text{moy}}}$$

Avec :

N : réaction verticale maximale sur l'appui = **899.066 KN**

$\sigma_{\text{moy}}$  : Contrainte moyenne de compression = 150 bars

$$a \times b > \frac{899066}{1500}$$

$$a \times b > 599.377 \text{ cm}^2$$

D'après le Tableau de FREYSSINET

$$a \times b = 1200 \text{ cm}^2 > 599.377 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} t = 12 \text{ mm} \\ a = 300 \text{ mm} \quad b = 400 \text{ mm} \end{array} \right.$$

#### VIII.2.1 Hauteur nette de l'élastomère

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

$$\frac{a}{10} < T < \frac{a}{5}$$

$$30 < T < 60$$

On prend T= 60 mm

$$T = n.t \quad \text{et} \quad t = 12 \text{ mm}$$

$$n = \frac{T}{t} = 5 \text{ nombre de feuillets}$$

#### VIII.2.3 Epaisseur des frettes

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

$$e \geq \frac{\sigma_{\text{moy}} . a}{\sigma_e . \beta}$$

Avec :

$\sigma_e$ : limite élastique des frettes = 2150 Kg /cm<sup>2</sup> (pour les aciers de type E24)

$\beta$ : Coefficient de forme

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

$$\beta = \frac{1200}{168} = 7.143$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{N}{a \times b}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{89906.6}{1200} = 74.922 \text{ kg / cm}^2$$

$$e \geq \frac{74.922 \times 30}{2150 \times 7.143} \geq 0.146 \text{ cm}$$

On prend  $e = 2 \text{ mm}$  , donc la désignation de l'appareil d'appui est : **300 x 400 x 5 (12+2)**

### VIII-2-4-Vérification de l'appareil d'appui

Pour la vérification de l'appareil, il faut établir la répartition des efforts horizontaux, cette dernière, au niveau des appareils d'appuis se fera avec l'influence des déformations des appuis.

### VIII.3 Répartition des efforts sur les appareils d'appuis

#### VIII.3.1 Répartition des efforts horizontaux

##### VIII.3.1.1 Dues aux charges dynamiques

Les efforts agissent sur le tablier et se transmettent aux différents appuis. La répartition de ces efforts se fait suivant les rigidités des différents appuis.

Soit :

$H$  : l'effort horizontal

$K_i$  : la rigidité de l'appui

#### ▪ Freinage:

Le freinage le plus défavorable est celui de Bc :  $H_F = 30t$

#### ▪ vent: $H_V = f.g.h.L$

Avec :

$f = \frac{1}{2}$  en phase de chantier.

$f = \frac{2}{3}$  pour Le reste.

$g$  : pression de vent  $= 0.3 \text{ t/m}^2$ .

$h$  : la hauteur de tablier (poutre+dalle)  $= 1.40 \text{ m}$ .

$L$  : la longueur de tablier  $= 20 \text{ m}$ .

$H_V = 4.2t$  en phase de chantier

$H_V = 5.6t$  pour le reste

- **séisme**

Hs : effort sismique

$H_s = 10\% G_t$  où  $G_t = \text{poids propre du tablier}$

$$H_s = 0.1 \times 317.2 = 32.52t$$

### VIII.3.1.2 Dues aux charges statiques

Ils provoquent des déplacements en têtes des appuis, et par conséquent des efforts horizontaux. Leur répartition dépend de la position du point fixe.

$$H_i = \delta_i \cdot K_i$$

avec :

$$\delta_i = \text{et } (x_i - x)$$

$\delta_i$  = déformation de l'appui i

$$\delta_i = \delta_{1i} + \delta_{2i} = \frac{T_i}{n \cdot G \cdot A_i} + \frac{h_i}{3 \cdot E \cdot I}$$

### VIII.3.2 Variation linéaire du tablier

Elle est due au :

{	Retrait
{	Fluage
{	Température

- **Retrait**

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

$$\Delta L_r = \frac{-40}{100} \cdot L \cdot \varepsilon_v$$

Avec:

$$\varepsilon_v = 2.5 \times 10^{-4}$$

L : la longueur totale du pont (L=40 m)

$$\Delta L_r = -0.4 \times 40 \times 2.5 \times 10^{-4}$$

$$\Delta L_r = -4 \text{ mm}$$

### ▪ Fluage

On suppose que 40% du fluage total s'est effectuée avant la pose des poutres. On admet que fluage total est 2.5 fois de déformation élastique.

$$\Delta L_F = \frac{-60}{100} \times L \times \frac{\sigma_m}{E} \times 2.5$$

Avec :

$\sigma_m$  : Contrainte moyenne de béton = 65kg/cm<sup>2</sup>

$E = 3.22 \times 10^5$  kg/cm<sup>2</sup>

$$\Delta L_F = -0.6 \times 40 \times 65 \times 2.5 \times \frac{1}{345000}$$

$$\Delta L_F = -12.111 \text{ mm}$$

### ▪ Température

Le coefficient de dilatation thermique dans RPOA est de 0.4

Courte durée :  $\Delta L_T = \pm 35 \times 10^{-5} \times L \times 0.4 \implies \Delta L_T = \pm 5.6 \text{ mm}$ .

Longue durée :  $\Delta L_T = \pm 25 \times 10^{-5} \times L \times 0.4 \implies \Delta L_T = \pm 4 \text{ mm}$ .

#### ➤ Total des variations linéaires

$$\Delta L_t = \Delta L_F + \Delta L_T + \Delta L_T$$

Courte durée :  $\Delta L_{\min} = -5.6 - 12.11 - 4 = -21.71 \text{ mm}$

$$\Delta L_{\max} = 5.6 - 12.11 - 4 = -10.51 \text{ mm}$$

$$\Delta L_{\max} = 5.6 \text{ mm}$$

Longue durée  $\Delta L_{\min} = -4 - 4 - 12.11 = -20.11 \text{ mm}$

$$\Delta L_{\max} = -4 - 12.11 + 4 = -12.11 \text{ mm}$$

$$\Delta L_{\max} = 4 \text{ mm}$$

### VIII.3.3 Evaluation du point fixe

C'est le point de déplacement horizontal nul à partir duquel se produisent les allongements et les raccourcissements. Ce point est nécessaire pour la détermination des forces dues aux variations linéaires du tablier.

Posons

$X$  = l'abscisse du point fixe

$X_i$  = l'abscisse de l'appui « i » de rigidité  $K_i$ , par conséquent le déplacement  $\delta_{xi}$  de l'appui « i » est proportionnel à  $(X - X_i)$  et la force engendrée par ce déplacement est donnée par :

$F_i = K_i \cdot \delta_{xi}$

$$X = \frac{\sum K_i \cdot X_i}{\sum K_i}$$

Avec :

$K_i$  : la rigidité du  $i^{\text{ème}}$  appui ( $K_i = \frac{1}{\delta_i}$ )

$$\delta_i = \delta_{1i} + \delta_{2i} + \delta_{3i} = \frac{T_i}{n \cdot G \cdot A_i} + \frac{h_i}{3 \cdot E \cdot I} \quad \text{où} \quad \delta_i = (\text{déplacement du } i^{\text{ème}} \text{ appui})$$

Avec:

$\delta_{1i}$  = déformation à l'élastomère

$\delta_{2i}$  = déformation à l'appui

$\delta_{3i}$  = déplacement du à la fondation

NB : la fondation de la pile est supposée être encastree donc le déplacement est nul au niveau de la fondation d'où  $\delta_{3i} = 0$

$T_i$  : épaisseur l'élastomère = 0.06 m.

$A_i$  : surface de l'élastomère = 0.12 m<sup>2</sup>.

$G$  : module de cisaillement de l'appareil.

$h$  : la hauteur de la pile.

$n$  : nombre des appareil d'appui par élément porteur. ( $n=5$  pour la culée et  $n=10$  pour la pile)

$I$  : Moment d'inertie de la pile

❖ Moment d'inertie de la pile

$$I = \frac{3.14 \times D^4}{64} \times 3 = 0.305 \text{ m}^4. \quad (D=1.2\text{m})$$

❖ **Chargement statique**

$$G = 80 \text{ t/m}^2 \quad \text{et} \quad E_{ij} = 3700^3 \sqrt{f_c 28} = 10.818 \cdot 10^5 \text{ t/m}^2$$

$$\delta_{11} = \frac{0.06}{5 \times 80 \times 0.12} = 0.125 \cdot 10^{-4} \text{ m/t.}$$

$$\delta_{12} = \frac{0.06}{10 \times 80 \times 0.12} = 6.25 \cdot 10^{-4} \text{ m/t.}$$

$$\delta_{21} = \delta_{23} = 0 \quad (\text{Rigidité infinie de la culée}).$$

$$\delta_{22} = \frac{(8.625)^3}{3 \times 1081800 \times 1.2} = 1.647 \cdot 10^{-4} \text{ m/t.}$$

❖ **Chargement dynamique**

$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_c 28} = 32164.195 \text{ Mpa}$$

$$G = 160 \text{ t/m}^2$$

$$\delta_{1i} = \frac{T_i}{n.G.A_i} \quad \text{et} \quad \delta_{2i} = \frac{h_i}{3.E.I}$$

$$\delta_{11} = \delta_{13} = \frac{0.06}{5 \times 160 \times 0.12} = 6.25 \cdot 10^{-4} \text{ m/t.}$$

$$\delta_{12} = \frac{0.06}{10 \times 160 \times 0.12} = 3.125 \cdot 10^{-4} \text{ m/t.}$$

$$\delta_{21} = \delta_{23} = 0 \quad (\text{Rigidité infinie de la culée}).$$

$$\delta_{22} = \frac{(8.625)^3}{3 \times 32164.195 \times 1.2} = 0.5541 \cdot 10^{-3} \text{ m/t.}$$

**Tab VIII-1 : La rigidité de l'appui « i » et le déplacement du point d'abscisse Xi**

Xi	$\delta_{1i} \cdot 10^{-4}$		$\delta_{2i} \cdot 10^{-4}$		$\delta_i \cdot 10^{-4}$		$K_i = \frac{1}{\delta_i} \cdot 10^{-4}$		Fi = Ki. $\delta_{xi}$		Hi % $\frac{K_i}{\sum K_i}$	
	lent	Inst	lent	inst	lent	inst	lent	inst	lent	inst	lent	inst
0	0.125	6.25	0	0	0.125	6.25	8	0.16	0	0	49.50	1.88
20	6.25	3.125	1.647	5.541	7.897	8.66	0.16	0.32	3.2	6.4	0.99	3.773
40	0.125	6.25	0	0	0.125	6.25	8	8	320	320	49.50	94.339
							16.16	8.48	323.2	326.4	99.99%	99.992%

Le centre élastique (point fixe) est :

$$X = \frac{\sum K_i \cdot x_i}{\sum K_i}$$

$$X = \frac{326.4}{16.16} = 20.2\text{m}$$

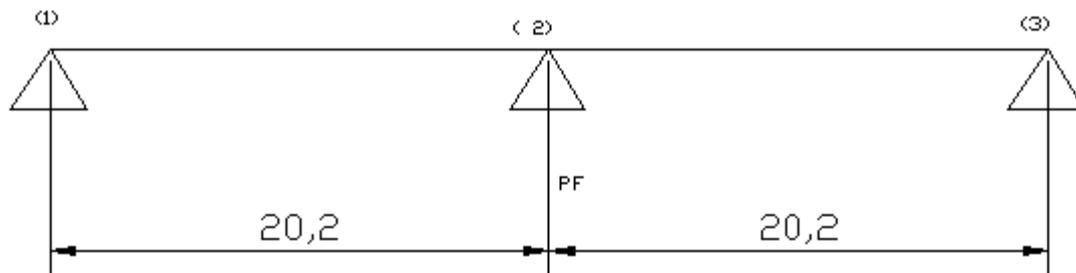


Fig. VIII-3 : Représentation du point fixe

### VIII.3.4 Efforts horizontaux dans les appuis

#### VIII.3.4.1 Variation linéaire du tablier

La valeur de la variation linéaire du tablier est donnée par la formule suivante:

$$\Delta L_i = \Delta L_t \cdot (x/L_t)$$

$$\Delta L_i = 10.963\text{mm}$$

Avec :

$$\Delta L_t = \Delta L_{\min} = -21.71\text{mm.}$$

$L_t$  : la longueur totale du pont = 40 m.

$$H_{vc}(t) = n \cdot G \cdot A_i \cdot \Delta L_i \cdot \frac{1}{T_i}$$

$n=5$  poutres la culée (appuis 1 et 3)

$n=10$  pour la pile (appui 2)

$$G=80\text{t/m}^2; A_i=0.12\text{m}^2; T_i=0.06\text{m}^2$$

Appuis	(1)	(2)	(3)
$\Delta L_i$	0.01096	$1.085 \cdot 10^{-4}$	0.01096
$H_{VLT}(t)$	8.768	0.0188	8.768

Tab VIII—2 : les valeurs des efforts  $H_{VLT}$

❖ **force de freinage**

La force de freinage est donnée par la formule suivant :

$$H_f = H_{BC} \times \frac{K_i}{\sum k_i} \quad ; \text{ avec } B_c = H_{BC} = 30t$$

Appuis	(1)	(2)	(3)
$H_f$ (t)	14.851	0.297	14.851

**Tableau VIII.3 : répartition de la force de freinage.**

❖ **Séisme**

$$H_s' = H_s \times \frac{K_i}{\sum K_i} \text{ or } H_s = 10\% G_t \text{ où } G_t = \text{poids propre du tablier}$$

$$H_s = 0.1 \times 325.2 = 32.52t$$

Appuis	(1)	(2)	(3)
$H_s'$ (t)	15.703	0.314	15.703

### VIII.3.5 Vérification des appareils d'appuis

#### VIII.3.5.1 Variation linéaire du tablier

On doit vérifier que  $\frac{\Delta L_i}{T_i} < 0.5$  Sachant  $T_i = 0.06m$ ,

Appuis	(1)	(2)	(3)
$\frac{\Delta L_i}{T_i}$	0.18	$1.8 \cdot 10^{-4}$	0.18

**Tableau VIII.4 : Variation linéaire du tablier**

Conclusion : condition vérifiée

### VIII.3.5.2 Variation linéaire + freinage

La variation linéaire due au freinage est exprimée par :

$$\Delta L_F = \frac{H_f \times T_i}{n \times G \times A_i} \implies \frac{\Delta L_f}{T_i} = \frac{H_f}{n \times G \times A_i}$$

Avec :

$T_i$  : épaisseur d'élastomère.

$A_i$  : surface de l'élastomère.

$G$  : 160t/m<sup>2</sup>

$n$  : nombre de poutres sur appui.

$n = 5$  pour la culée.

$n = 10$  pour la pile.

Condition admissible qui doit être vérifiée est :  $\frac{\Delta L_i}{T_i} + \frac{\Delta L_{fi}}{T_i} < 0.7$

$$\frac{\Delta L_{f1}}{T_1} = \frac{\Delta L_{f3}}{T_3} = \frac{14.851}{5 \times 160 \times 0.12} = 0.154$$

$$\frac{\Delta L_{f2}}{T_2} = \frac{14.851}{10 \times 160 \times 0.12} = 0.0773$$

Appuis	(1)	(2)	(3)
$\frac{\Delta L_i}{T_i} + \frac{\Delta L_{fi}}{T_i}$	0.308	0.0773	0.308

### Tableau VIII.5 : Variation linéaire +freinage

Conclusion : **condition vérifiée**

### VIII.3.5.3 Variation linéaire + freinage + séisme

La variation linéaire due au séisme est donner par :

$$\Delta L_s = \Delta L_s = \frac{H_s \times T_i}{n \times G \times A_i} \implies \frac{\Delta L_s}{T_i} = \frac{H_s}{n \times G \times A_i}$$

Avec :

$T_i$  : épaisseur d'élastomère.

$A_i$  : surface de l'élastomère.

n : nombre de poutres sur appui.

n =5 pour la culée.

n =10 pour la pile.

$$\frac{\Delta Ls1}{T1} = \frac{\Delta Ls3}{T3} = \frac{15.703}{5 \times 160 \times 0.12} = 0.163$$

$$\frac{\Delta Ls2}{T2} = \frac{0.314}{10 \times 160 \times 0.12} = 1.635 \cdot 10^{-3}$$

Condition admissible qui doit être vérifiée est  $\left[ \frac{\Delta Li}{Ti} + \frac{\Delta Lfi}{Ti} + \frac{\Delta Lsi}{Ti} \right] \leq 1.3$

Appuis	(1)	(2)	(3)
$\frac{\Delta Li}{Ti} + \frac{\Delta Lfi}{Ti} + \frac{\Delta Lsi}{Ti}$	0.471	0.079	0.471

**Tableau VIII.5 : Variation linéaire + freinage + séisme**

Conclusion : condition vérifiée

### VIII.3.5.4 Vérification sous charge verticale

On doit vérifier que :  $\tau_n = \frac{150 \times \sigma_m}{\beta} < 3G$

Avec :

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

$$\sigma_{moy} = \frac{89906.6}{1200} = 74.922 \text{ kg / cm}^2$$

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

$$\beta = \frac{1200}{168} = 7.143$$

G : module d'élasticité transversale du néoprène = 8Kg/cm<sup>2</sup>.

$$\tau_n = \frac{1.50 \times 74.922}{7.143} = 15.733 < 24 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{donc condition vérifiée.}$$

### VIII.3.5.5 Vérification des contraintes de cisaillement dues à la rotation

Lorsqu'une frette effectue une rotation par rapport à une autre solidaire à un même feuillet sous l'effet du chargement, il ya naissance d'une contrainte de cisaillement.

$$\tau\alpha = \frac{G}{2} \left(\frac{a}{t}\right)^2 \operatorname{tg}\alpha$$

On doit vérifier :  $\tau\alpha < 1.5G$

$$\operatorname{tg}\alpha = \alpha_1 \quad \text{et} \quad \alpha_1 = \alpha_0 + \alpha$$

$$\alpha_0 = \frac{3\text{rd}}{1000} = 0.003\text{rd}$$

$$G = 8\text{Kg/cm}^2 \quad (\text{pour un tablier en béton armé})$$

$$a = 30\text{cm} \quad \text{et} \quad T = 1.2\text{cm}$$

Calculons  $\alpha$

La rotation effectuée par la poutre est :

$$\alpha = \frac{1}{EI} \left( \frac{qL^3}{24} + \frac{pL^3}{16} \right)$$

Avec :

$$Q = \text{poids propre du tablier} = 317.2\text{t}/20 = 15.86\text{t}$$

$$p = \text{charge concentrée à mi portée représentant le poids d'un camion } B_c = 30\text{t}$$

$$I = \text{moment d'inertie équivalente (poutre + dalle)} = 0.0447\text{m}^4$$

$$E = 3216.42\text{MPa}$$

$$\alpha = \frac{1}{3216.42 \times 0.0447} (5286.67 + 750) = 0.0042\text{rd}$$

$$\alpha = 0.0042\text{rd}$$

$$\alpha t = 0.0045$$

$$\tau\alpha = \frac{G}{2} \left(\frac{a}{t}\right)^2 \operatorname{tg}\alpha \quad \tau\alpha = 4 \left(\frac{30}{1.2}\right)^2 (0.0045)$$

$$\tau\alpha = 11.2\text{Kg/cm}^2$$

$\tau\alpha = 11.2 < 12$       alors condition vérifiée

### VIII.3.5.6 Condition de non soulèvement

Nous devons vérifier que :

$$\alpha_t = \frac{3}{\beta} \cdot n \cdot \left(\frac{t}{a}\right)^2 \frac{\sigma_m}{G}$$

$$\alpha_t = 0.0314$$

$0.0045 < 0.0314$  condition vérifiée

### VIII.3.5.7 –Vérification sous charges horizontales

$$\tau_H = \frac{H_i}{n \cdot a \cdot b} \quad \text{avec } a=30\text{cm et } b=40\text{cm (n=5 pour (1) et (3) et n=10 pour (2) )}$$

Appuis	(1)	(2)	(3)
$\tau_{HL}$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	1.461	0.00156	1.461
$\tau_{Hf}$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	2.475	0.0247	2.475
$\tau_{HS}$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	2.617	0.0261	2.617

**Tableau VIII-8 : Vérification sous charges horizontales**

#### Les limites admises

- $\tau_{HL} \leq 0.5G = 4\text{Kg/cm}^2$
- $\frac{\tau_{HL}}{G_i} + \frac{\tau_{HF}}{2G_i} \leq 0.7$

Appuis	(1)	(2)	(3)
$\frac{\tau_{HL}}{G_i} + \frac{\tau_{HF}}{2G_i}$	0.336	0.00174	0.336

**Tableau VIII-9 : calcul de  $\frac{\tau_{HL}}{G_i} + \frac{\tau_{HF}}{2G_i}$**

$$\bullet \frac{\tau_{HL}}{Gi} + \frac{\tau_{HF}}{2Gi} + \frac{\tau_{HS}}{2Gi} \leq 1.3$$

Appuis	(1)	(2)	(3)
$\frac{\tau_{HL}}{Gi} + \frac{\tau_{HF}}{2Gi} + \frac{\tau_{HS}}{2Gi}$	0,499	0,00337	0,499

**Tableau VIII-10 : calcul de  $\frac{\tau_{HL}}{Gi} + \frac{\tau_{HF}}{2Gi} + \frac{\tau_{HS}}{2Gi}$**

D'où les conditions sont vérifiées

**Conclusion :** nous avons remarqué que toutes les conditions sont vérifiées nous pouvons adopter un choix définitif pour notre appareil d'appui de désignation : **300 x 400 x 5 (12+2)**.

### VIII.3.5.8 - Ferrailage du dé d'appui

Les armatures d'écartement sont constituées par des nappes de frettage disposées au droit des appareils d'appuis des vérins.

Elles constitués par des **ronds lisse  $\phi 8$**

La section totale de frettage est capable de reprendre un effort égal à :

$$0,04N_{\max} = 0,04 \times 0.899066 = 0.036 \text{ MN}$$

L'aire est donc :

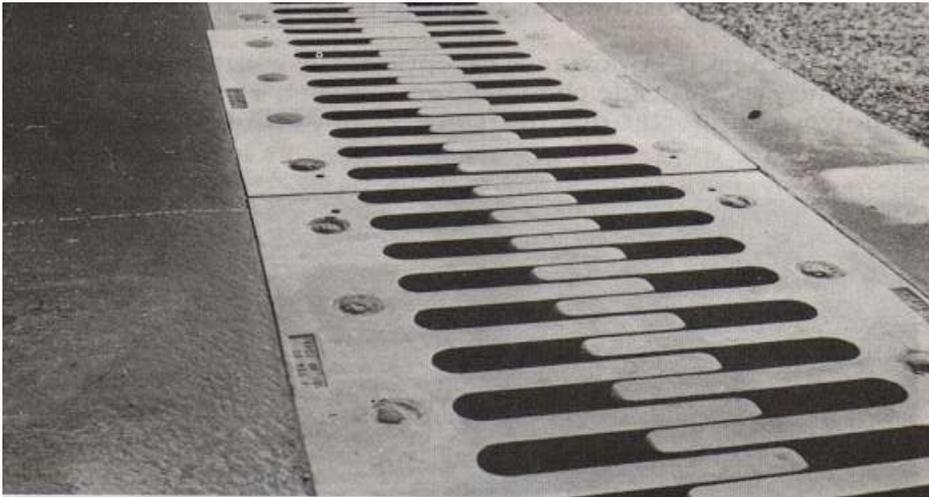
$$A = \frac{0,04N_{\max}}{\bar{\sigma}_{st}} = \frac{0.036}{266.67} = 1.34 \text{ cm}^2 \text{ Donc on prend une nappe de } 4\phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

### VIII-4-Calcul des Joints

Les joints de chaussée sont conçus et réalisés pour assurer la continuité de circulation entre deux éléments métalliques identiques solidarisés aux deux parties d'ouvrage au moyen de tiges précontraintes. Dans la plus part des cas, ils sont insérés entre les éléments métalliques, un profil en élastomère qui empêche la pénétration des corps étrangers.

Le choix du type de joint de chaussée dépend :

- D souffle de joint (c'est à dire déplacement maximal autorisé par le joint)
- Du tracé du pont
- De l'intensité du trafic



**Figure VIII-10 : Joint de chaussée**

#### VIII-4-1 Calcul des joints

Le calcul du joint se base principalement sur les deux combinaisons suivantes :

- Déplacement dû aux variations linéaires (déplacement, fluage, retrait, température) en plus le déplacement dû au freinage.
- Déplacement dû aux variations linéaires plus déplacement dû au séisme, déplacement horizontaux dus à la variation du tablier.

On doit vérifier que

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta L_T + \Delta_{\text{freinage}} < W \\ \Delta L_T + \Delta_{\text{séisme}} < 1,3W \end{array} \right.$$

**Avec W:** Caractérise le type de joint de chaussée choisi.

$$\Delta L_T = \Delta L_{\text{retrait}} + \Delta L_{\text{fluage}} + \Delta L_{\text{température}}$$

$$\Delta L_T = 4 + 12.11 + 5.6 = 21.71 \text{ mm} \quad 2.171 \text{ cm.}$$

**a- Déplacement dû au freinage**

$$\Delta_{\text{freinage}} = \frac{T.H}{G.A} \quad \text{Avec : } H=30/5=6t$$

Effort repris par chaque poutre est :  $6/5 = 1.2t$

**G** : module de déformation transversale ( $G = 16\text{Kg/cm}^2$ ).

**A** : Aire de l'appareil d'appui ( $A = 0.12 \text{ m}^2$ ).

**T** : Hauteur nette de l'élastomère ( $T = 0.060\text{m}$ ).

**Donc :**

$$\Delta_{\text{freinage}} = \frac{0.06 * 1200}{16 * 0.12} = 0.0375 \text{ m} \quad \Longrightarrow \quad \Delta_{\text{freinage}} = 3.75\text{cm}.$$

$$\Delta_{L_T} + \Delta_{\text{freinage}} = 2.171 + 3.75 = \mathbf{5.921 \text{ cm}} < \mathbf{w=10\text{cm}} \dots\dots\dots\mathbf{Condition vérifiée.}$$

**b-Déplacement dû au séisme**

$$\Delta_{\text{séisme}} = \frac{T.H_s}{G.A} \quad \text{Avec } H_{\text{séisme}} = \frac{4.15}{12} = 0.34 \quad \Longrightarrow \quad \Delta_{\text{séisme}} = 2.12 \text{ cm}$$

$$\Delta_{L_T} = \Delta_{L_r} + \Delta_{L_f} + \Delta_{L_t} = 2.171 \text{ cm}.$$

$H_s = 10\% G_t$  où  $G_t = \text{poids propre du tablier}$

$$H_s = 0.1 \times 325.2 = 32.5t$$

$$H_s = 32.5 / 5 = 6.5t/\text{poutre}$$

$$\Delta_{\text{séisme}} = \frac{6 \times 6500}{16 * 1200} = 2.03\text{cm}$$

$$\Delta_{L_T} + \Delta_{\text{séisme}} = 2.171 + 2.03 = 4.201 \text{ cm} < 1,3W = 13\text{cm} \dots\dots\dots\mathbf{Condition vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc le choix a été bien fait.

# CHAPITRE IX : ETUDE DE LA PILE

## Introduction

La définition des appuis d'un ouvrage est une des options fondamentales du projet; les piles sont des appuis intermédiaires d'un pont. Elles sont soumises aux charges et surcharges transmises par les appareils d'appuis (poids propre du tablier, freinage, variation linéaire du tablier, séisme etc. .) .

Il est constitué d'un sommier (chevêtre), d'un corps de pile et d'une semelle.son choix dépend :

- La nature et le mode de construction
- Les contraintes naturelles du site
- Les contraintes fonctionnelles du projet.

### IX.1-Choix de la pile

On opte pour la pile portiques, cette solution permet de gagner du poids et de poser les poutres sur le chevêtre, qui transmet les efforts au sol par les fûts(ou colonnes) puis la semelle.

### IX.2-Predimensionnement de la pile

#### ❖ Critères de dimensionnement de la pile

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

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

#### a) Chevêtre

La largeur =1.5m

La hauteur = 1m

La longueur = 10.4m

#### b) Les Futs

Nous avons 3 futs de section circulaire de :

Diamètre = 1.2m

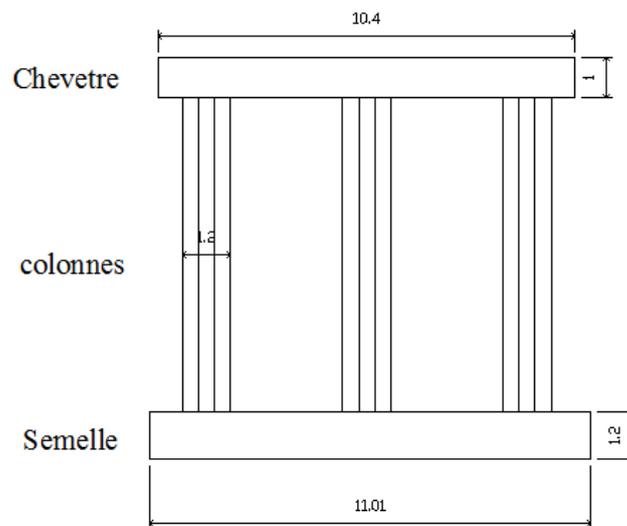
Hauteur = 7.875m

#### c) La semelle

La largeur =6m

La hauteur =1.1 m

La longueur =11m



**Fig.IX.1 : conception de la pile**

### IX.3- Calcul des Charges et Surcharges

#### 1) Charge permanente et charges verticales

##### a) Chevêtre

$$P_c = L.l.h.\rho_b$$

$$= 10.40 \times 1.5 \times 1 \times 2.5$$

$$P_c = 39t$$

##### b) Les futs

$$P_f = 3 \times \frac{\pi}{4} (D)^2 \times H \times \rho_b$$

$$P_f = 3 \times \frac{\pi}{4} (1.2)^2 \times 7.875 \times 2.5$$

$$P_f = 66.764t$$

##### c) La Semelle

$$P_s = L.l.h.\rho_b$$

$$P_c = 6 \times 11 \times 1.1 \times 2.5$$

$$P_c = 181.5t$$

##### d) poids des terres

$$P_{=V} \cdot \gamma = \gamma \cdot H \left[ (L \times B) - 3 \frac{\pi}{4} (D)^2 \right]$$

$$P = 1.86 \times 1.1 \left[ (6 \times 11) - \frac{3\pi(1.2)^2}{4} \right]$$

$$P = 125.574t$$

e) Réaction due au poids propres du tablier

Le poids propre de tablier égale à 325,2 t, d'où la réaction reprise par chaque appui est :

$$R_G = \frac{325,2t}{15} = 21.68t$$

## 2) Réactions dues aux surcharges (cas d'une seule travée)

❖ surcharge A(L) (cas d'une seule travée)

$$Q ((A(L)) = 9.446t/ml$$

$$R_A = R_B = QL/2 = 94.46t$$

❖ Surcharge Bc

$$Bc=1.1 \quad R_A = 38.97t$$

❖ Surcharge Bt

$$R_A = 30.92t$$

❖ Surcharge Mc120

$$R_A = 98.432t$$

❖ Convoi D<sub>240</sub>

$$R_A = 128.367t$$

## 3) Réactions dues aux surcharges (cas de deux travées)

❖ surcharge A(L)

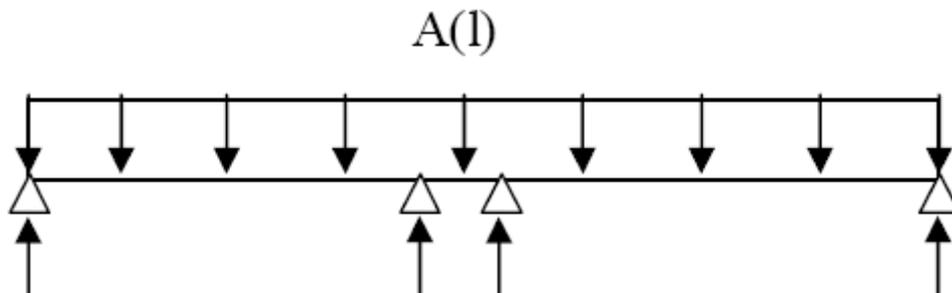


Fig.IX.2 : surcharge A(L) (cas de deux travées)

$$A(L) = 0.23 + \frac{36}{L+12} \quad \text{où } L_{\text{total}} = 41 \text{ m}$$

$$A(L) = 0.23 + \frac{36}{53} = 0.91 \text{ t/m}^2$$

$$Q(A(L)) = A(L) \cdot a_1 \cdot a_2 \quad \text{où } a_1 = 1 \text{ et } a_2 = 0.933 \text{ (pour deux voies chargées où } L=7.5\text{m)}$$

$$Q(A(L)) = 6.362 \text{ t/ml}$$

- calcul de réactions

Après calcul de RDM on tire :

$$R_A = \frac{6.32 \times 20.05 \times 10.025}{20}$$

$$R_A = 63.52 \text{ t} \quad \text{d'où } R_{\text{max}} = 2(63.52) = 127.04 \text{ t}$$

#### ❖ surcharge Bc

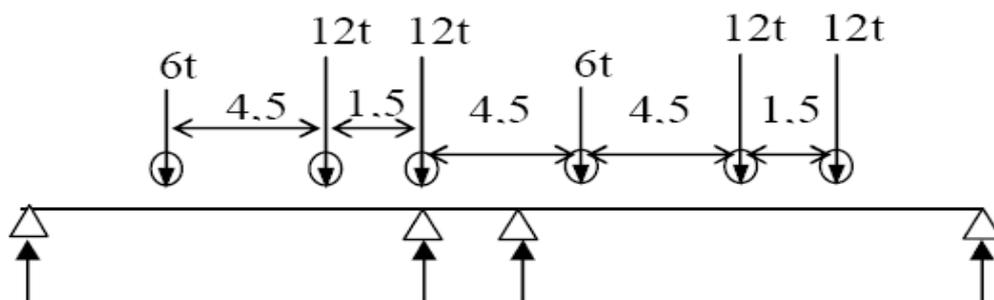


Fig.IX.3. surcharge Bc (cas de deux travées)

Essieux avant : 14.995 t

Essieux arrière : 29.99 t

$$R_A = \frac{14.995 \times (20.05 - 2.5) + 29.99 \times (12.05 + 13.55)}{20} = 51.545 \text{ t}$$

$$R_A = 51.545 \text{ t} \quad \text{d'où } R_{\text{max}} = 2(51.545) = 103.1 \text{ t}$$

#### ❖ Surcharge Mc120

$$Q_{\text{Mc120}} = 19.04 \text{ t}$$

$$R_{\text{Mc120}} = \frac{19.04 \times (3.05) \left( \frac{3.05}{2} + 17 \right)}{20} = 53.8 \text{ t}$$

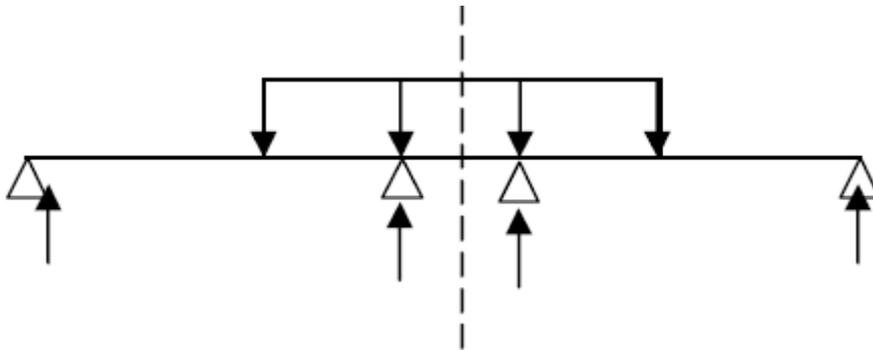
$$R_{\text{Mc120}} = 53.8 \text{ t} \quad \text{d'où } R_{\text{max}} = 2(53.8) = 107.6 \text{ t}$$

❖ **Convoi D<sub>240</sub>**

$$Q_{D240} = 12.91t$$

$$R_{D240} = \frac{12.91 \times (9.3) \left( \frac{9.3}{2} + 10.75 \right)}{20} = 92.45t$$

$$R_{D240} = 92.45t \quad \text{d'où} \quad R_{\max} = 2(92.45) = 184.9t$$



**Fig.IX.4 : Convoi D<sub>240</sub> (cas de deux travées)**

❖ **Surcharge de Trottoir**

$$Q_{\text{trot}} = 0.15 \text{ t/m}^2$$

$$R_{\text{trot}} = \frac{(0.15 \times 20) \times 2}{2} = 3t$$

$$R_{\text{trot}} = 3t$$

#### 4) Les efforts horizontaux

❖ **Variation linéaire du tablier**

$$H_{VLT} = 8.768t$$

❖ **Freinage**

$$H_f = 14.851t$$

❖ **Séisme**

$$H_s'(t) = 15.703t$$

**IX-3- Les Efforts sollicitant la Pile**

❖ Combinaison fondamentale : ELU

$$ELU = 1.35G + 1.6[Q_{tro} + A(L) + Q_f] + 0.8 Q_{VL}$$

	V (t)	H (t)	Z(m)	M (t.m)
Charge Permanente	439.02	----	----	----
Surcharge A(L)	151.136	----	----	----
Surcharge de trottoir	4.8	----	----	----
Chevetre	52.65	----	----	----
Pile	90.134	----	----	----
Terre	169.525	----	----	
Freinage	----	23.762	7.875	187.125
Variation linéaire	----	8.768	7.875	69.05
Total	907.265	32.53		256.2

**Tab.IX.1-: les efforts sollicitant la pile à l'ELU**

❖ Combinaison fondamentale : ELS

$$ELS = G + 1.2[Q_{tro} + A(L) + Q_f] + 0.6 Q_{VL}$$

	V (t)	H (t)	Z(m)	M (t.m)
Charge Permanente	325.2	----	----	----
Surcharge A(L)	113.352	----	----	----
Surcharge de trottoir	3.6	----	----	----
Chevetre	39	----	----	----
Pile	66.764	----	----	----
Terre	125.574	----	----	----
Freinage		17.821	7.875	140.34
Variation linéaire		8.768	7.875	69.05
Total	673.2t	26.59		209.4

**Tab.IX.2 : les Efforts sollicitant la pile à l'ELS**

## ❖ Combinaison accidentelle

$$G+0.6[Q_{\text{tro}}+A(L)] + 0.5 Q_{\text{VL}}+Q_{\text{S}}$$

	V (t)	H (t)	Z(m)	M (t.m)
Charge Permanente	325.2	----	----	----
Surcharge A(L)	56.676	----	----	----
Surcharge de trottoir	1.8	----	----	----
Chevêtre	39	----	----	----
Pile	66.764	----	----	----
Terre	125.574	----	----	----
Seisme		15.703	7.875	123.661
Variation linéaire		8.768	7.875	69.05
Total	673.49t	24.47		192.711

**Tab .IX.3 : les Efforts sollicitant la pile à la combinaison accidentelle**

### IX-4-Vérification de la Stabilité de la pile

#### 1) Cas sans séisme

##### ❖ Vérification au renversement

$M_s$  = moment sollicitant du aux charges verticales

$$M_s = 907.265(6/2) = 2721.795\text{t.m}$$

$M_r$  = moment résultant du aux surcharges horizontales

$$M_r = 256.2\text{t.m}$$

$$\frac{M_s}{M_r} = 10.623 > 1.5 \text{ Condition vérifiée}$$

##### ❖ Vérification au glissement

$$F_v = 907.265\text{t}$$

$$F_H = 32.53\text{t}$$

$$F_G = \frac{\sum \text{Forces stabilisatrices}}{\sum \text{forces destabilisatrices}} = \frac{F_V}{F_H} = \frac{907.265}{32.53} = 27.9$$

$F_G > 1.5$  Condition vérifiée

### ❖ Vérification au poinçonnement

$$M = M_s - M_r = 2721.795 - 256.2 = 2465.6 \text{ t.m}$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{2465.6}{907.265} = 2.71 \text{ m}$$

$$e = |B/2 - e| \text{ où } B = \text{largeur de la Semelle} = 6 \text{ m}$$

$$e = 0.27 \text{ m}$$

Or  $B/6 = 1 \text{ m}$  donc  $B/6 > e$  (diagramme des contraintes trapézoïdales)

$$\sigma_1 = \frac{FV}{S} (1 + 6e/B)$$

$$\sigma_2 = \frac{FV}{S} (1 - 6e/B)$$

Où  $S = B \times L = 6 \times 11 = 66 \text{ m}^2$  on déduit alors les contraintes :

$$\sigma_1 = 17.25 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = 9.915 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\text{ref}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 15.416 \text{ t/m}^2$$

$\sigma_{\text{ref}} = 1.5416 \text{ bar} < \sigma_{\text{adm}} = 2 \text{ bars}$  donc alors la condition est vérifiée

## 2) Cas avec Séisme

### ❖ Vérification au renversement

$$M_s = 673.2 (6/3) = 2019.6 \text{ t.m}$$

$$M_r = 192.11 \text{ t.m}$$

$$\frac{M_s}{M_r} = 10.51 > 1.5 \text{ Condition vérifiée}$$

### ❖ Vérification au glissement

$$F_V = 673.2 \text{ t}$$

$$F_H = 24.47 \text{ t}$$

$$F_G = \frac{\sum \text{Forces stabilisatrices}}{\sum \text{forces destabilisatrices}} = \frac{FV}{FH} = \frac{673.2}{24.47} = 27.511$$

$F_G > 1.5$  Condition vérifiée

### ❖ Vérification au poinçonnement

$$M = M_s - M_r = 2019.6 - 192.11 = 1827.5 \text{ t.m}$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1827.5}{907.265} = 2.01 \text{ m}$$

$e = |B/2 - e|$  où  $B$  = largeur de la Semelle = 6m

$$e = 0.97 \text{ m}$$

Or  $B/6 = 1 \text{ m}$  donc  $B/6 > e$  (diagramme des contraintes trapézoïdales)

$$\sigma_1 = \frac{FV}{S} (1 + 6e/B)$$

$$\sigma_2 = \frac{FV}{S} (1 - 6e/B)$$

Où  $S = B \times L = 6 \times 11 = 66 \text{ m}^2$  on déduit alors les contraintes :

$$\sigma_1 = 20.1 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = 0.3 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\text{ref}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 15.15 \text{ t/m}^2$$

$\sigma_{\text{ref}} = 1.515 \text{ bar} < \sigma_{\text{adm}} = 2 \text{ bars}$  donc alors la condition est vérifiée

## IX.5 -Ferrailage de la Pile

### a) Etude du Chevêtre

Le rôle du chevêtre est d'assurer le transfert des descentes de charges et éventuellement des efforts horizontaux transmis par le tablier .Il permet aussi l'emplacement des vérins lors du chargement des appareils d'appuis.

Pour le calcul nous avons considéré le chevêtre comme une poutre simplement appuyée sur les trois(3) futs.

Nous l'avons modélisé par le logiciel SAP2000 sous élément fini « frame » la poutre.

**b) Détermination des sollicitations dans le chevêtre**

$$\text{Poids propre du chevêtre : } PP_c = \frac{39}{10.4} = 3.75 \text{ t}$$

- Réaction due au poids propre du tablier :  $R = \frac{317.2}{15} = 21.146 \text{ t}$
- Réaction due à la surcharge A(l) :  $R_A = \frac{127.04}{15} = 8.469 \text{ t}$
- Réaction due à la surcharge Bc :  $R_{BC} = \frac{103.11}{15} = 6.873 \text{ t}$
- Réaction due à la surcharge Mc120 :  $R_{MC120} = \frac{107.6}{15} = 7.173 \text{ t}$
- Réaction due au convoi D240 :  $R_{240} = \frac{184.9}{15} = 12.327 \text{ t}$
- Réaction due à la surcharge de trottoir :  $R_{\text{trot}} = \frac{3}{15} = 0.2 \text{ t}$

**c) Combinaisons d'action**

- $ELU1 = 1.35PP_c + 1.6[A(L) + St] = (5.0625) + (13.87) = 18.932 \text{ t}$
- $ELU2 = 1.35PP_c + 1.35D_{240} = (5.0625) + (16.641) = 21.704 \text{ t}$
- $ELS1 = 1.35 + 1.2[A(L) + St] = (3.75) + (10.4) = 14.152 \text{ t}$
- $ELS1 = 1.35 + 1.2[St] + D_{240} = (3.75) + (10.4) = 16.317 \text{ t}$

**Résultats numériques des moments fléchissant et efforts tranchant du chevêtre**

Moments en (T.m)	ELU <sub>2</sub>	ELS <sub>2</sub>
Moment transversal M <sub>11</sub> (sur appuis)	342.762	257.121
Moment transversal M <sub>22</sub> (sur travée)	194.824	146.149
Efforts tranchants (T)		
T appui	165.667	124.2
T travée	86.041	63.334
Les réactions (T)		
R <sub>max</sub>	331.34	248.548
R <sub>min</sub>	99.751	74.828

**Tab.IX.4 : Résultats numériques des moments fléchissant et efforts tranchant du chevêtre**

### IX.5.1-Ferraillage du chevêtre

❖ Longitudinalement

Hypothèses

$H=1\text{m}$ ,  $b=1.5\text{m}$ , et  $d=0.9h$  alors  $d=0.9\text{m}$      $\gamma_b = 1.5$      $f_{c28}=25\text{Mpa}$ ,  $f_{bc} = 14.17\text{Mpa}$   
 $f_e=400\text{Mpa}$

a) En Appuis

$M_u=0.342762 \text{ MN.m}$

1) Calcul à l'état ultime de limite ELU

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$f_{bc} = 14.17 \text{ MPa .}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{0.342726}{17.216} = 0.0199$$

$\mu = 0.0199 < \mu_R = 0.392 \Leftrightarrow$  Section à simple armatures. C'est à dire : les armatures de compression ne participent pas dans la résistance.

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

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2(0.0199)})$$

$$\alpha = 0.025$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha)$$

$$Z = 0.89\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \sigma_{st}} \quad \text{avec} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{1.15} = \frac{400}{1.15} = 347.828 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = \frac{0.342726}{309.88}$$

$$A_{st} = 11.197 \text{ cm}^2 \text{ choix du ferraillage } 8T14 = 12.32\text{cm}^2$$

## 2) Calcul à l'état limite de service ELS

$$M_s = 0.257121 \text{ MN.m}$$

Détermination de la position de l'axe neutre

$$bx^2/2 + n A_{sc} (x - d') - n A_{st} (d - x) = 0 \dots\dots\dots (A_{sc}=0).$$

$$0.75x^2 + 184.x - 166.32 = 0$$

Après résolution de l'équation on aura :

$$X = 0.137 \text{ m}$$

$X_o > h_o$  donc l'axe neutre (AN) se trouve dans la nervure

$$I = \frac{bx^3}{3} + n A_{st} (d - x)^2 \quad (A_{sc}=0).$$

$$I = 0.0120 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \cdot x = 2.935 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = \min(2/3 f_{e}, 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \quad \text{où } \eta = 1.6 \text{ (pour les aciers de haute adhérence)}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = n \cdot \frac{M_s(d - x)}{I} = \frac{15(0.257121)(0.9 - 0.137)}{0.0120} =$$

$$\sigma_{st} = 245.229 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 245.229 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 215.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée.}$$

Augmentons le ferrailage à **8T16=16.08 cm<sup>2</sup>**

$$0.75x^2 + 0.0217x - 0.0241 = 0$$

Après résolution de l'équation on aura :

$$X = 0.165 \text{ m}$$

$$I = 0.0153 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \cdot x = 2.277 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = \min(2/3 f_{e}, 110\sqrt{(\eta f_{t28})}) \quad \text{où } \eta = 1.6 \text{ (pour les aciers de haute adhérence)}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = n \cdot \frac{M_s(d-x)}{I} = \frac{15(0.257121)(0.9 - 0.165)}{0.0153} = 185.278$$

$$\sigma_{st} = 185.278 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 185.278 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 215.15 \text{ MPa} \dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

### b) En travée

$$M_u = 0.194824 \text{ MN.m}$$

#### 1) Calcul à l'état ultime de limite ELU

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$f_{bc} = 14.17 \text{ MPa.}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{0.194824}{17.216} = 0.0113$$

$\mu = 0.0113 < \mu_R = 0.392 \Leftrightarrow$  Section à simple armatures. C'est à dire : les armatures de compression ne participent pas dans la résistance.

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

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2(0.0113)})$$

$$\alpha = 0.0142$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$Z = 0.895 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z\sigma_{st}} \quad \text{avec} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{1.15} = \frac{400}{1.15} = 347.828 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = \frac{0.194}{311.308}$$

$$A_{st} = 6.232 \text{ cm}^2 \text{ choix du ferrailage } 5T14 = 7.70 \text{ cm}^2$$

## 2) Calcul à l'état limite de service ELS

$$M_s = 0.146149 \text{ MN.m}$$

Détermination de la position de l'axe neutre

$$bx^2/2 + n A_{sc} (x - d') - n A_{st} (d - x) = 0 \dots\dots\dots (A_{sc}=0).$$

$$0.75x^2 + 0.0115x - 0.0104 = 0$$

Après résolution de l'équation on aura :

$$X_1 = 0.110 \text{ m}$$

$X_o > h_o$  donc l'axe neutre (AN) se trouve dans la nervure

$$I = \frac{bx^3}{3} + n A_{st} (d - x)^2 \quad (A_{sc}=0).$$

$$I = 0.0078 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \cdot x = \frac{0.146149}{0.0078} * (0.11) = 2.06 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = \min(2/3 f_{e}, 110 \sqrt{\eta f t 28}) \quad \text{où } \eta = 1.6 \text{ (pour les aciers de haute adhérence)}$$

$$f t 28 = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = n \cdot \frac{M_s (d - x)}{I} = \frac{15(0.146149)(0.9 - 0.11)}{0.0078} = 222.03$$

$$\sigma_{st} = 222.03 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 222.03 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 215.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée.}$$

Augmentons le ferrailage à **6T14 = 9.24 cm<sup>2</sup>**

$$0.75x^2 + 0.0217x - 0.0241 = 0$$

Après résolution de l'équation on aura :

$$X = 0.119 \text{ m}$$

$$I = 0.0093 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \cdot x = \frac{0.146149}{0.0093} * (0.119) = 1.87 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = \min(2/3 f_{Fe}, 110\sqrt{(\eta f_{t28})}) \quad \text{où } \eta = 1.6 \text{ (pour les aciers de haute adhérence)}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = n \cdot \frac{M_s(d-x)}{I} = \frac{15(0.146149)(0.9 - 0.119)}{0.0093} = 184.100$$

$$\sigma_{st} = 184.100 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 184.100 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 215.15 \text{ MPa} \dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

### ❖ Transversalement

Les règles B.A.E.L n'envisagent que la vérification à l'état limite ultime (ELU)

- Justification du béton

$$T_u = 0.165667 \text{ MN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{0.165667}{1.35}$$

$$\tau_u = 0.122 \text{ Mpa}$$

Pour des fissurations préjudiciables

$$\tau_{adm} = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2.5, 4 \text{ Mpa})$$

$$\tau_{adm} = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.122 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

### ❖ Section et armature de l'âme

$$\Phi_t = \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \Phi_{\min}\right)$$

D'où  $\Phi_{\min}$  est le diamètre minimum des armatures longitudinales

$$\Phi_t = \min(2.886, 15, 1.4) = 1.4 \text{ cm}$$

$$\Phi_t = 14 \text{ mm}$$

Prenons des H.A14 soit  $4T14 = 6.16 \text{ cm}^2$

Calculons l'espacement entre les barres :

$$\text{Esp} \leq \frac{A_t \cdot \sigma_s}{0.4b} = \frac{6.16 \cdot E-4 \times 347.83}{0.4 \times 1.5} = 0.357 \text{ m} \quad \text{prenons } \text{Esp} = 40 \text{ cm}$$

On adopte des T14 avec  $\begin{cases} \text{esp} = 40 \text{ cm zone courante} \\ \text{esp} = 20 \text{ cm zone nodale} \end{cases}$

**3) Combinaison accidentelle (ELU)**

$$N_u = 0.66549 \text{ MN.m} \quad \text{et} \quad M_u = 0.158185 \text{ MN}$$

Calculons l'excentricité  $e$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.158185}{0.66549} = 0.237 \text{ m} > h/2 = 0.18$$

Or  $e_0 = 0.18 \text{ m}$  alors  $e > e_0$  (section partiellement comprimée)

$$e_a = e - (d - h/2) = 0.093 \text{ m}$$

$$M_A = N_u \cdot e_a = 0.66549 \cdot 0.093 = 0.062 \text{ MN}$$

$$0,81 \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc} = 0,81 \cdot 1,0 \cdot 36,14,17 = 4.13 \text{ MN}$$

$$N = 0,66649 \text{ MN} < 0,81 \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc} = 4.13$$

On est dans la zone (2)  $\Rightarrow$  S.P.C avec armatures inférieures tendues.

$$\mu = \frac{M_A}{b d^2 f_{bc}} = \frac{0.062}{1.836} = 0.0337$$

$\mu = 0.0337 < \mu_R = 0.392 \Leftrightarrow$  Section à simple armatures. C'est à dire : les armatures de compression ne participent pas dans la résistance ( $A_2 = 0$ ).

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

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2(0.0113)})$$

$$\alpha = 0.043$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha)$$

$$Z = 0.318 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{1}{\sigma_{st}} \left( \frac{M_A}{Z} + N \right) \quad A_1 = \frac{1}{347.828} \left( \frac{0.062}{0.318} + 0.66549 \right)$$

$$A_1 = 24.79 \text{ cm}^2$$

Choix du ferrailage 8T20 = 25.13 cm<sup>2</sup>

### IX.5.2 -Etude de la semelle

La fondation d'un ouvrage est destinée à transmettre au sol, dans les conditions les plus défavorables possibles les sollicitations provenant de la structure de l'ouvrage sous l'effet des charges et surcharges.

#### ❖ Caractéristique de la semelle

Longueur :  $L = 11,00$  m

Largeur :  $B = 6$  m

Hauteur :  $= 1,1$  m

#### 9-5.2 .1-Ferrailage de la semelle

##### a) Vérification des dimensions de la semelle

#### ❖ ELU

$$Nu=907.265+PP_{\text{semelle}} = 1088.765t$$

$$Mu=242.2t.m$$

$$\sigma_{adm} = 2 \text{ bars}$$

$$e = \frac{Mu}{Nu} = \frac{242.2}{1088.765} = 0.222m$$

$e < B/6 = 1m$  la force est à l'intérieur du noyau central

#### ❖ Condition de résistance

$\sigma_{ref} < \sigma_{adm}$  (diagramme des contraintes trapézoïdales)

$$\frac{Nu}{S} (1 + 3e/B) = 18.327t/m^2 = 1.8327bars$$

Donc la condition de résistance est vérifiée

##### b) Ferrailage

La semelle sera ferrillée à l'effort normal max. à l'ELU  $Nu$  : c'est un effort de compression, on a :  $N=1088.765t$

On utilise la méthode des bielles : les armatures sont données par les formules suivantes:

$$At = \frac{Nu(B-D)}{8d\bar{\sigma}_{st}} \quad \text{avec} \quad AL = \frac{Nu(B-L)}{8d\bar{\sigma}_{st}}$$

$At$  : armature parallèle à la largeur de la semelle.

$AL$  : armature parallèle à la longueur de la semelle.

$Nu$  =effort exercé par l'ouvrage sur la semelle =  $1088.765t$

B = largeur de la semelle = 6m

h = hauteur de la semelle = 1m

D = épaisseur du fut = 1.2m

d = h - 0.05 = 0.95m                      où      e = 5cm (l'enrobage)

$\sigma_{st} = \min(2/3 f_{Fe}, 110\sqrt{(\eta f_{t28})})$  où  $\eta = 1.6$  (pour les aciers de haute adhérence)

$\sigma_{st} = 215.15$  MPa

▪ **Armature transversale inférieure**

$$A_t = \frac{N_u(B-D)}{8d\sigma_{st}} = \frac{52.260}{1532.413} = 353.028 \text{ cm}^2$$

La section par mètre linaire est donc :

$$A_t = \frac{353.028}{6} = 56.8838 \text{ cm}^2$$

Les armatures supérieures transversales sont égales à **7T 32**

▪ **Armature longitudinale**

$$A_L = \frac{N_u(L-D)}{8d\sigma_{st}} = \frac{106.698}{1532.413} = 696.277 \text{ cm}^2$$

La section par mètre linaire est donc :

$$A_L = \frac{696.277}{11} = 63.29 \text{ cm}^2$$

Les armatures supérieures longitudinales égales à **8T32**.

▪ **Vérification de la condition de non fragilité**

$A_s \geq 0.23.b.d.\frac{f_{tj}}{f_{Fe}}$  avec  $f_{tj} = 2.1$ MPa et  $f_{Fe} = 400$ MPa    b=1m par largeur et d=1.2m

$A_s \geq 14.49$  Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

▪ **Condition de non-poinçonnement**

Considérons la semelle comme une dalle sous un mur et vérifions la condition de non poinçonnement:

**1.1  $N_u \leq 0.45H.P_c (f_{c28} / \gamma_b)$**

Avec :

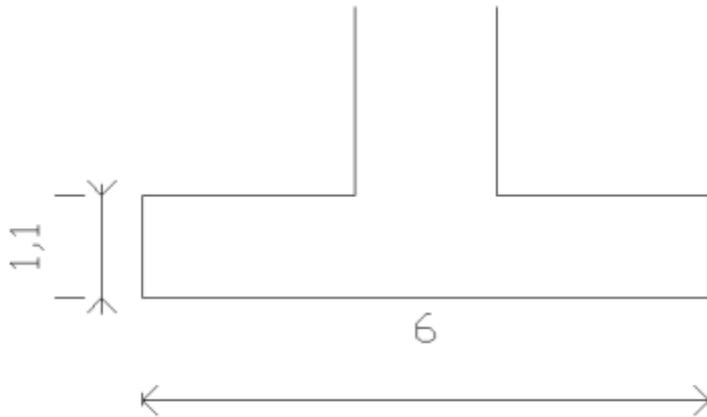
**$N_u$**  = effort normal à l'ELU = 1088.765t = 10.88765MN

**H.** = hauteur de la semelle = 1m

$P_c$  = périmètre du contour au niveau de feuillet moyen =  $2(L+B) + 4H = 38m$

$1.1(10.88765) = 11.976MN$  or  $0.45H.P_c (f_{c28} / \gamma_b) = 285MN$

$11.976MN < 285MN$  d'où la condition est vérifiée



**Figure 4.9 : La Semelle de la pile**

## IX.6- Ferrailage Du Fut

### IX.6.1. Caractéristiques du fût

Encastré sur la semelle et le chevêtre

- 1- Hauteur de fût : 7.875m
- 2- Diamètre de fût = 1,20 m
- 3- Nombre du fût  $n = 3$  fûts

#### ❖ Les efforts sollicitant le fut

##### a) charge verticale

- poids propre du chevêtre = 39t
  - Poids propres du tablier = 325,2t
  - Poids propres de fût = 66.764t
- Donc le poids total = 430,964t

**b) Les surcharges**

$$A(L) = 127.04t$$

$$St = 3t$$

$$S=1.2 (A(L) + St) =156.084t$$

$$L'effet \text{ par fut} : \frac{156.084}{3} = 52.028 \text{ t}$$

**c) Les Charges horizontales****❖ L'effet de freinage dû à A (L)**

$$A(L) =0.91t/m^2$$

$$f_{A(L)} = A(L) \cdot S \cdot \frac{1}{20+0.0035 \cdot S} \quad \text{avec } S=10 \cdot 20=200 \text{ m}^2$$

$$f_{A(L)} =8.792t$$

$$L'effort \text{ de freinage revenant à la pile} : \frac{8.792}{2} =4.396 \text{ t}$$

$$\text{Soit par fut} : \frac{4.396}{3} =1.465t$$

**▪ Freinage dû au Bc**

$$f_{BC}=15 \text{ t}$$

$$\text{Soit par fut} : \frac{15}{3} = 5$$

**▪ effet du séisme**

$$Hs =10\% \quad Gt = 32.52t$$

$$\text{Soit par fut} : \frac{32.52}{3} =10.84t$$

**▪ l'effort du vent**

Le vent agit sur la face latérale du pont avec un transité de vent 0,25 t/m2

$$\text{Fut + chevêtre} : HV1=0,25 (3 \times 1,2 \times 7,875 + 1 \times 10.4) = 9.687 \text{ t}$$

$$HV = 9.687 \text{ t}$$

$$\text{Soit par fut} : \frac{9.687}{3} =3.23t$$

▪ **Variation linéaire**

$$H_{Vt} = \frac{G.e.a.b}{T} = \frac{8.0.011.30.40}{3}$$

$$H_{Vt} = 35.2t/\text{fut}$$

Comme nous avons 10 appareils d'appui

$$H_{Vt} = 35.2 \cdot 10 \cdot 10^3 = 0.352t$$

$$\text{Soit par fut : } \frac{0.352}{3} = 0.117t$$

### IX.6.3-Détermination de l'effort sollicitant chaque fût

a. l'effort normal  $N = 127.04t$

b. moment à la base du fût

- freinage de A (l) :  $M_{A(L)} = 1,465 \cdot (8.25) = 12.08 \text{ t.m}$
- freinage de Bc :  $M_{Bc} = 5 \cdot (8.25) = 41.25 \text{ t.m}$
- l'effort du vent :  $M_{Hv} = 3.23 \cdot (8.25) = 26.647 \text{ t.m}$
- L'effet du séisme :  $M_s = 10.84 \cdot (8.25) = 89.43 \text{ t.m}$
- Variation linéaire :  $M_v = 0.117 \cdot (8.25) = 0.965 \text{ t.m}$

Donc  $M_u = M_{Bc} + M_s = 130.68 \text{ t.m}$  et avec  $N = 127 \text{ t}$

❖ **Détermination de la section d'armatures**

On détermine la section d'armature du fut selon les abaques de Walther :

$$A_s = \frac{\pi R^2 \cdot f_c \cdot 28 \cdot W}{F_e}$$

On tire à partir de l'abaque de Walther la valeur de  $\omega = 0.025$

$$A_s = \frac{\pi R^2 \cdot f_c \cdot 28 \cdot W}{F_e} = \frac{\pi (1.2)^2 \cdot 25 \cdot 0.025}{400} = 70.65 \text{ cm}^2$$

Donc choix du ferrailage est :  $16T25 = 78.54 \text{ cm}^2$

❖ **Condition de non fragilité**

$$A_s = 0.23 \frac{\pi \cdot D^2 \cdot f_t \cdot 28}{F_e} = 54.59 \text{ cm}^2 < A_s \text{ Donc la condition est vérifiée}$$

❖ **Les armatures transversales**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{25}{3} = 8.33 \text{ mm}$$

On prend des cercles T10, avec un espacement de 20 cm

# CHAPITRE X : ETUDE DE LA CULEE

## INTRODUCTION

Les culées sont les appuis extrêmes du pont. On peut également réaliser des culées massives remblayées, à mur de front apparent, implantées en pied de talus, principalement lorsqu'on souhaite limiter au strict nécessaire la longueur du tablier, les murs latéraux associés sont, soit des murs en aile, soit des murs en retour.

Elles ont double rôle :

- Assurer l'appui du tablier.
- Le soutènement des terres.

On distingue différents type des culées :

- Culées apparentes ou semi-enterrées (culées remblayées).
- Culées enterrées.
- Culées creuses.

Notre choix s'est porté pour les culées remblayées.

### **X-1.Pré dimensionnement des éléments de la culée**

Le dimensionnement des culées remblayées est caractérisé par deux aspects :

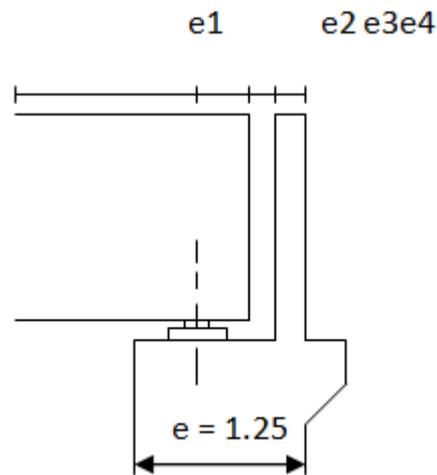
- Il doit assurer la stabilité de la culée sous les efforts horizontaux et verticaux.
- Il doit assurer aussi une bonne résistance de la culée en tant que pièce en béton armé.

Dans notre cas, la culée se présente sous la forme d'un mur de front encastré sur une fondation superficielle surmontée par un mur de garde-grève et prolongé par des murs de retour.

#### **❖ Mur de front (M.F)**

Le mur de front est un voile épais dont l'épaisseur courante varie de 80 cm à 120 cm selon la hauteur de culée.

Son épaisseur en tête est imposée par la nécessité de loger les appareils d'appuis, et l'about de la poutre.



**Figure X.1 : Dimensionnement du mur de front**

Avec :

$e_1$  : distance d'entraxes de l'appareil d'appui et le bord ( $e_1 = 40$  cm).

$e_2$  : About de la poutre ( $e_2 = 50$  cm).

$e_3$  : Epaisseur de joint de dilatation ( $e_3 = 10$  cm).

$e_4$  : Epaisseur de mur garde grève ( $e_4 = 25$  cm).

L'épaisseur du mur garde grève est :

$$e = e_1 + e_2 + e_3 + e_4$$

$$e = 1.25$$

#### ❖ Mur garde grève (M.G.G)

Le mur garde grève a pour fonction de séparer physiquement le remblai de l'ouvrage, il doit résister aux efforts de poussée des terres, freinage dus à la charge d'exploitation et aux efforts transmis par la dalle de transition.

##### ▪ La Hauteur

$H$  = hauteur de la poutre + hauteur de l'appareil d'appui + hauteur de dé d'appui + épaisseur de la dalle + épaisseur du pré dalle.

$$H = 1.2 + 0.06 + 0.08 + 0.20 + 0.06$$

$$H = 1.68$$

##### ▪ L'épaisseur : $e = 0.25$ m

##### ▪ La longueur : est celle du tablier + le joint ( $L = 10 + 0.1 = 10.1$ m)

### ❖ Mur en retour (M.R)

Les murs en retour sont des voiles d'épaisseur constante sauf éventuellement, en partie supérieure pour l'accrochage des corniches ou la fixation éventuelles des barrières.

Ils sont encastrés à la fois sur le mur garde grève, le mur de front et la semelle dans la partie arrière.

Ils ont pour rôle d'assurer le soutènement des terres de remblai d'accès du pont.

Les dimensions de mur en retour sont limitées comme suit :

- **La pente :  $p = 2/3$**
- **La largeur :**
- ✓  $M_1 = [(H-H_0)/P] + R$

Si :  $H < 5\text{m} \Rightarrow R \geq 5\text{ m}$

$H > 5\text{m} \Rightarrow R \geq H/10\text{m}$

Avec :

H : hauteur du mur en retour.

$H_0$  : hauteur de la semelle.

Dans notre cas  $H = 10.2\text{ m}$

$H > 5\text{m} \Rightarrow R \geq 1.02$  on prend  **$R = 1\text{m}$**

**$M_1 = 14.47\text{m}$**

✓  $M_2 = (H-H_0)/2 = 4.5\text{ m}$

On prend  **$M_2 = 4.5\text{ m}$**

- **L'épaisseur :**
- **$e = 40\text{ cm}$**
- **les dimensions de ( $T_1 : T_2$ )**

✓  $h/8 < T_1 < h/5 \Rightarrow 1.275 < T_1 < 2.04$   
 $T_1 = 2.04\text{ m}$

✓  $T_2 = M_2 + 0,3$   
 $T_2 = 4.8\text{ m}$

On prend  **$T_2 = 5\text{ m}$**

### ❖ Dalle de transition

Le rôle de la dalle de transition se résume essentiellement à la limite des déformations dues aux tassements éventuels.

#### ▪ La longueur

$$L = 3.5\text{m}$$

#### ▪ La largeur

$l = \text{largeur de la chaussée} + 1\text{m de chaque cotée.}$

$$l = (2 \times 3.75) + 2 = 9.5\text{m}$$

#### ▪ L'épaisseur

L'épaisseur varie entre  $L/20$  et  $L/17$ .

On prend  $e = 0.30$

### ❖ Le corbeau

$$E = 0.45\text{m}$$

$$H = 0.5\text{m}$$

### ❖ La Semelle

$$B = 6.375\text{m}$$

$$H = 1.2\text{m}$$

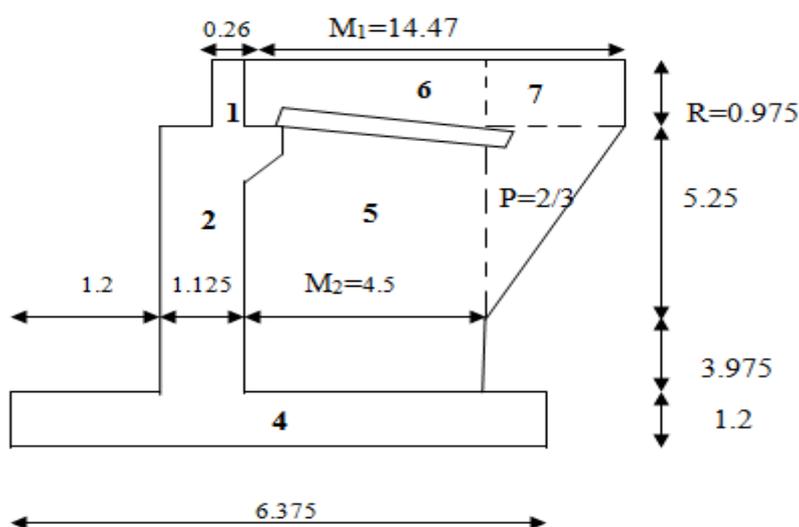


Figure X.2 : dimensionnement de la culée

### X.1.2. Vérification de la stabilité de la culée

La stabilité de la culée sera vérifiée à vide et en service, aussi bien dans les conditions normales que dans les conditions sismiques.

#### X-1-3-Descente des charges de la culée

	Eléments		V <sub>i</sub> (t)		d <sub>0</sub>	M <sub>0</sub>
culée	Mur garde grève	(1)	0.25x1.68x10.1x2.5	10.312	2.195	22.634
	Mur de front	(2)	1.25x9.3x10.1x2.5	293.53	1.762	517.199
	Corbeau	(3)	0.45x0.5x10.1x2.5	5.681	2.55	14.486
	Semelle	(4)	6.375x1.2x11x2.5	210	3.187	669,375
	Mur en retour	(5)	4.5x10.2x0.6x2.5x2	137.2	4.575	627.69
		(6)	(9.97) x0.975x0.6x2.5x2	29.162	11.81	344.4
		(7)	(9.97) x5.25/2 x0.6x2.5x2	18.843	10.14 8	191.218
	Dalle de transition	(8)	3.5x9.5x0.3x2.5	24.937	4.525	112.84
				∑729,665		∑2499.842

Tableau X.1 : La descente de charge de la culée

- Calcul de l'excentricité  $V_i/0$

$$e = \frac{M}{V} = \frac{2499,842}{729.665} = 3.42\text{m}$$

- Calcul de l'excentricité  $V_i/$  a l'axe médiane de la semelle

$$e_0 = e - \frac{B}{2} = 0.232\text{m}$$

$e_0 = 0.232 < \frac{B}{6} = \frac{6,60}{6} = 1.06\text{m} \implies$  la force est à l'intérieur du noyau central de la semelle.

- Contraintes sous la semelle

$$\sigma_{1,2} = \frac{Fv}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{B}\right)$$

$$\sigma_1 = \frac{729.665}{7.65} \left(1 + \frac{6(0,736)}{6,375}\right) = 11.62 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{729.665}{7.65} \left(1 - \frac{6(0,736)}{6,375}\right) = 7.458 \text{ t/m}^2$$

▪ **Calcul en construction avec remblai**

✓ **Poussées des terres :**

$$P_h = \frac{1}{2} \cdot k_a \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot L$$

Avec :

**$k_a$** : Coefficient actif

**$\gamma$**  : Poids volumique du remblai, 1,92 t/m<sup>3</sup>

**$h$**  : hauteur de la culée =10.2m

**$L$**  : longueur du mur de front – deux fois l'épaisseur de mur en retour ( $L=8.9m$ )

$$\Phi=24.57^\circ$$

$$k_a = \frac{1-\sin\Phi}{1+\sin\Phi} = 0,412$$

$$P_h = \left(\frac{1}{2}\right) \cdot (0.333) \cdot (1.92) \cdot (10.2)^2 \cdot (8.9)$$

$$P_h = 296 \text{ t}$$

✓ **Poids des terres :**

$$P_t = 4.05 \times 10.1 \times 8.9 \times 1.92$$

$$P_t = 698.984t$$

✓ **Surcharge de remblai :**

$$\delta_H = k_a \cdot q \cdot s$$

Avec :

**$S$**  : surface chargé

**$q$**  ; surcharge du remblai=1.2t/m<sup>3</sup>

$$\delta_H = (1.2) \cdot (0.333) \cdot (10.2) \cdot (8.9)$$

$$\delta_H = 36.275t$$

$$\delta_v = q \cdot s$$

$$\delta_v = 4.5 \times (1.2) \times (8.9)$$

$$\delta_v = 48.06 \text{ t}$$

Désignation	V <sub>i</sub> (t)	H <sub>i</sub> (t)	d/o(m)	M <sub>s</sub> /O (t.m)	M <sub>r</sub> /O (t.m)
Culée	561,595		4.5	2527.1775	
Poussée des terres		296	$\frac{11.4}{3} = 3.8$	3197.85	1124.8
Poids des terres Arrière	698.984		$\frac{4.5}{2} + 1.125 + 1.2 = 5.75$		
Surcharge remblai horizontal		36.275	$\frac{10.2}{3} + 1.2 = 4.7$		170.492
Surcharge remblai vertical	48.06		$\frac{10.2}{3} + 1.125 + 1.2 = 5.725$	275.143	
Réaction du tablier	162.6		$\frac{1.125}{2} + 1.2 = 1.762$	286.5	
	<b>∑1471.18</b>	<b>∑332.275</b>		<b>∑ 6286.67</b>	<b>∑ 1295.292</b>

**Tableau X.2 : Calcul en construction avec remblai**

• **Vérification au renversement**

$$F_R = \frac{\sum \text{moment stabilisatrices}}{\sum \text{moment motrices}}$$

$$F_R = \frac{6286.67}{1295.292} = 4.85 > 1,5 \quad \Longrightarrow \quad \text{pas de risque de renversement}$$

• **Vérification au glissement**

$$F_G = \frac{\sum \text{forces stabilisatrices}}{\sum \text{forces motrices}}$$

$$F_G = \frac{1471.18}{332.275} = 4.42 > 2 \quad \Longrightarrow \quad \text{pas de risque de glissement}$$

**X.3. Sous charges permanentes plus surcharges**

On est amené à établir les vérifications sous les combinaisons suivantes :

- **E.L.U** :  $1.35G + 1,5Q + 1.6 [A(L) + Q_{tr}] + 1.6 Q_f + 0.8 Q_{vl}$
- **E.L.S** :  $G + Q + 1.2[A(L) + Q_{tr}] + 1.2 Q_f + 0.6 Q_{vl}$
- **Accidentelle** :  $G + 0.6 [A(L) + Q_{tr}] + 0.5 Q_{vl} + Q_s$

**Avec :** **G** : charge permanente = p.p. + poids des terres + poussée des terres + réaction des Tabliers.

- **E.L.U : combinaison fondamentale : 1.35G+1.6 [A (L) + Q<sub>tr</sub>] +1.6 Q<sub>f</sub>+0.8 Q<sub>vl</sub>**

Désignation	Coéf	V <sub>i</sub> (t)	H <sub>i</sub> (t)	d/o(m)	M <sub>S</sub> /O (t.m)	M <sub>r</sub> /O (t.m)
Culée	<b>1,35</b>	758.153		4.5	3411.688	
Poussée des terres	<b>1,35</b>		399.6	3.8		1518.48
Poids des terres Arrière	<b>1,35</b>	943.63		5.75	5425.872	
Surcharge remblai horizontal	<b>1,5</b>		54.412	4.7		255.736
Surcharge remblai vertical	<b>1,5</b>	72.09		5.725	412.715	
Réaction du tablier	<b>1,35</b>	218.91		1.762	385.73	
Variation linéaire	<b>0,8</b>		7.014	7.875		55.24
freinage	<b>1,6</b>		23.761	7.875		187.117
Surcharge A(L)	<b>1,6</b>	241.817		1.75	423.179	
Surcharge du trottoir	<b>1,6</b>	7.61		1.75	13.317	
		<b>Σ2402,40</b>	<b>Σ484.787</b>		<b>Σ10354.70</b>	<b>Σ2016,533</b>

**Tableau X.3 : Les efforts sollicitant la culée à l'E.L.U**

- **Vérification au renversement**

$$F_R = \frac{10354,70}{2016,533} = 5.13 > 1,5 \implies \text{pas de risque de renversement}$$

- **Vérification au glissement**

$$F_G = \frac{2402,4}{484,787} = 4.95 > 2 \implies \text{pas de risque de glissement}$$

➤ **E.L.S : combinaison fondamentale :  $G+1.2 [A (L) + Q_{tr}] +1.2 Q_f+0.6 Q_{vi}$** 

Désignation	Coef	$V_i$ (t)	$H_i$ (t)	d/o(m)	$M_S/O$ (t.m)	$M_r/O$ (t.m)
Culée	<b>1</b>	561.581		4.5	2527.114	
Poussée des terres	<b>1</b>		296	3.8		1124.8
Poids des terres Arrière	<b>1</b>	698.985		5.75	4019.163	
Surcharge remblai horizontal	<b>1</b>		36.274	4.7		170.487
Surcharge remblai vertical	<b>1</b>	48.06		5.725	275.143	
Réaction du tablier	<b>1</b>	294.13		1.762	518.257	
Variation linéaire	<b>0,6</b>		5.26	7.875		41.42
freinage	<b>1,2</b>		17.821	7.875		140.34
Surcharge A(L)	<b>1,2</b>	181.363		1.75	317.385	
Surcharge du trottoir	<b>1,2</b>	5.71		1.75	9.992	
		<b><math>\Sigma 1789.83</math></b>	<b><math>\Sigma 355.35</math></b>		<b><math>\Sigma 7667.05</math></b>	<b><math>\Sigma 1477.05</math></b>

**Tableau X.4 : Les efforts sollicitant la culée à l'E.L.S**

- **Vérification au renversement**

$$F_R = \frac{7667,05}{1477,05} = 5.19 > 1,50 \implies \text{Pas de risque de renversement}$$

- **Vérification au glissement**

$$F_G = \frac{1789,83}{354,305} = 5.05 > 2 \implies \text{pas de risque de glissement}$$

➤ **Combinaison accidentelle :  $G+0.6 [A(L) + Q_{tr}] +0.5 Q_{vl} +Q_S$** 

Désignation	coef	$V_i$ (t)	$H_i$ (t)	d/o(m)	$M_S/O$ (t.m)	$M_P/O$ (t.m)
Culée	<b>1</b>	561.581		4.5	2527.114	-
Poussée des terres	<b>1</b>	-	296	3.8		1124.8
Poids des terres arrière	<b>1</b>	698.985		5.75	4019.163	-
Surcharge remblai horizontal	<b>1</b>		36.274	4.7		170.487
Surcharge remblai vertical	<b>1</b>	48.06		5.725	275.143	
Réaction du tablier	<b>1</b>	294.13		1.762	518.257	
Variation linéaire	<b>0,5</b>		4.383	7.875		34.518
Freinage	<b>0.6</b>		8.91	7.875		70.166
Surcharge A(L)	<b>0,6</b>	90.68	-	1,75	158.69	
Surcharge du trottoir	<b>0,6</b>	2.855	-	1,75	4.996	
séisme	<b>1</b>	-	15.703	7.875	-	123.661
Total		<b><math>\Sigma 1696.29</math></b>	<b><math>\Sigma 361.3</math></b>		<b><math>\Sigma 7503.36</math></b>	<b><math>\Sigma 1523.63</math></b>

**Tableau X .5 : Les efforts sollicitant la culée à la combinaison accidentelle**

- **Vérification au renversement**

$$F_R = \frac{7503,36}{1523,63} = 4.92 > 1.5 \quad \Longrightarrow \quad \text{pas de risque de renversement}$$

- **Vérification au glissement**

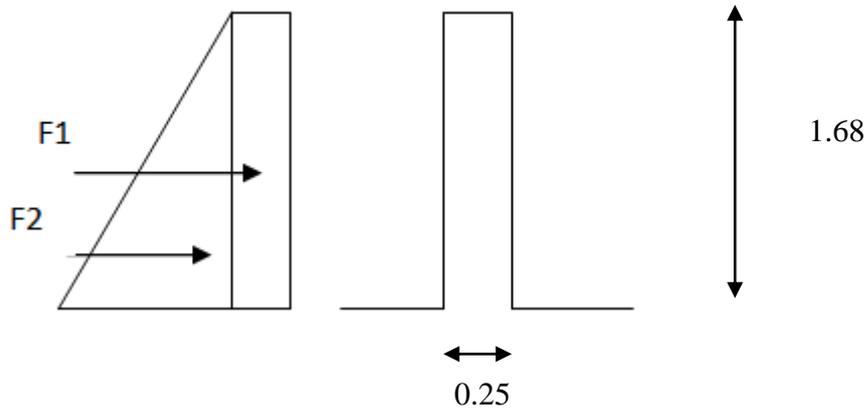
$$F_G = \frac{1696.29}{360.395} = 4.71 > 2 \quad \Longrightarrow \quad \text{pas de risque de glissement}$$

A près que toutes les conditions aient été vérifiées nous pouvons conclure à présent que la culée est stable.

**X.4 Calcul du ferrailage des différents éléments de la culée**

**X.4.1 Mur garde grève (M.G.G)**

Il se calcule comme une console encastrée sur le mur de front, il est soumis aux surcharges du remblai et à la masse des terres.



**Figure X.3 : Les efforts agissant sur le mur garde grève**

La surcharge du remblai  $q=1,2t/m^2$  ,  $\gamma =1.92t/m^3$

$$\sigma_H = k_p \cdot \gamma \cdot h + k_q \cdot q$$

**Avec :**  $k_p = k_q = k_a = 0.413$

H=0  $\sigma_H = 4.95 \text{ KN/m}^2$

H= 1.68  $\sigma_H = 18.27 \text{ kN/m}^2$

Z(m)	$\sigma_H(\text{kN/m}^2)$	Force(KN)	D/o(m)
0	4,95	$f_1=(4.95).(1.68) = 8.316$	$d=0.84$
1.68	18.27	$f_2=(18.27-4.95).(0.84) = 11.19$	$d_2= 0.56$

**Tableau X.6 : les contraintes agissant sur le mur garde grève**

- **Moment d'encastrement**

$$M = f_1 \cdot d_1 + f_2 \cdot d_2 = 0.84(8.316) + 0.56(11.19)$$

$$M = 13.251 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot f_{bc} \cdot d^2} = \frac{0.01325}{1 \cdot 14.17 \cdot 0.22^2} = 0.019$$

$$\mu_u = 0.019 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{Section à simple armature (pivot A).}$$

C.-à-d. les armatures de compression ne participent pas à la résistance.

$$\alpha = 0.0243 \Rightarrow Z = 0.22 \text{ m.}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{0.01325}{0.223 \cdot 347.83} = 1.73 \text{ cm}^2 \text{ section faible}$$

**Le ferrailage minimum d'après le R.P.O.A**

$$A_{RPOA} = 0.6\% S = 0.6\% (0.25 \times 1) = 15 \text{ cm}^2.$$

$A_{st} < A_{RPOA}$  donc le ferrailage sera :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{8T 16 = 16.08 \text{ cm}^2/ml} \text{ dans la partie tendue avec esp} = 15 \text{ cm.} \\ \mathbf{8T 16 = 16.08 \text{ cm}^2/ml} \text{ dans la partie comprimée avec esp} = 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- **Armature de répartition**

$$A_t = 25\% A_s = 3.75 \text{ cm}^2.$$

On prend **4 T 12 = 4.52 cm<sup>2</sup>** avec esp = 20 cm.

### X.4.2 La dalle de transition

La dalle de transition consiste à jeter un pont entre le tablier et la culée. Elle est calculée comme une poutre reposant d'un cote sur le corbeau et de l'autre cote sur le remblai compacté.

$$L = 3.5 \text{ m}$$

$$l = 9.5 \text{ m}$$

$$ep = 0.3 \text{ m}$$

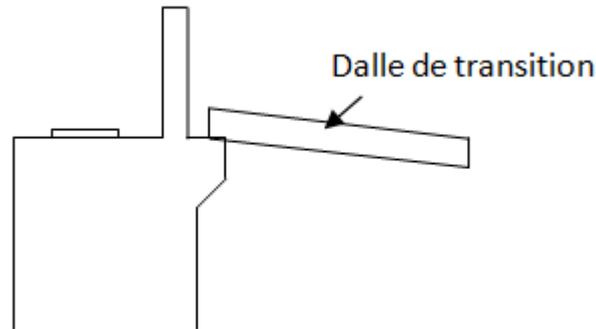


Figure X.5 : dalle de transition

#### X.4.2.1 Evaluation des charges

Poids propre de la dalle :  $(0.30).(1).(2.5)=0.75\text{t/ml}$ .

Poids des terres :  $(1). (1.68-0.3). (1.92) = 2.649 \text{ t/ml}$ .

Surcharges des remblais :  $(1). (1.2) = 1.2\text{t/ml}$ .

Revêtement de chaussée :  $(0.08).(1).(2.2)=0,176\text{t/ml}$ .

$$\Sigma q=4.775 \text{ t/ml}$$

#### X.4.2.2 Ferrailage de la dalle

##### ▪ E.L.U :

$$q_U = 1,35(0.75+2.649+0.176) + 1,5(1,2) = 6.626\text{t/ml} ;$$

$$M_U = \frac{ql^2}{8} = \frac{6.626.(3.5)^2}{8} = 10.146 \text{ t.m}$$

$$\mu_U = \frac{M_U}{b \cdot f_{bc} \cdot d^2} = \frac{0.06626}{1 \cdot 14.17 \cdot 0.27^2}$$

$$\mu_U = 0.0642 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{Section à simple armature (pivot A).}$$

c-à-d les armatures de compression ne participent pas à la résistance.

$$\alpha = 0.083 \Rightarrow Z = 0.261 \text{ m.}$$

$$A_{st} = \frac{M_U}{Z \cdot \sigma_{st}} = 7.297 \text{ cm}^2$$

On prend **6 T 16 = 12.06 cm<sup>2</sup>** avec esp = 15cm.

▪ **Vérification à l'E.L.S**

$$q_s = 4.775 \text{ t/ml} ; \quad M_s = \frac{ql^2}{8} = \frac{4.775 \cdot (3.5)^2}{8} = 7.311 \text{ t.m}$$

Détermination de la position de l'axe neutre

$$bx^2/2 - n \text{ Asc } (x - d') - n \text{ Ast } (d - x) = 0 \dots\dots\dots (\text{Asc}=0).$$

n: coefficient d'équivalence =15

$$bx^2 / 2 - n \text{ Ast } (d - x) = 0$$

$$0.5 x^2 - 15 \cdot 12.06 \cdot 10^{-4} (0.27 - x) = 0$$

$$0.5 x^2 + 0.0181x - 0.00488 = 0$$

$$x = 0.294 \text{ m}$$

$$I = \frac{bx^3}{3} + n \text{ Asc } (x - d')^2 + n \text{ Ast } (d - x)^2$$

$$I = \frac{(0.082)^3}{3} + 15(12.06 \cdot 10^{-4})(0.27 - 0.082)^2$$

$$I = 8.23 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \cdot x = \frac{0.082 \cdot 7.311}{8.23 \cdot 10^{-4}} = 7.28$$

$$\sigma_{bc} = 7.28 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \overline{F_{c28}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{st} = n \cdot \frac{M_s(d - x)}{I} = \frac{15(0.07311)(0.27 - 0.082)}{8.23 \cdot 10^{-4}} = 250$$

$$\sigma_{st} = \min(2/3 F_e, 110\sqrt{(\eta f_t 28)}) \text{ où } \eta = 1.6 \text{ (pour les aciers de haute adhérence)}$$

$$\overline{\sigma_{st}} = 201.633 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 195.136 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 201.633 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée.}$$

On augmente alors la section des armatures à **8T16 = 16.08 cm<sup>2</sup>**

Revérifions à l'ELS cette nouvelle section

$$bx^2 / 2 - n \text{ Ast } (d - x) = 0$$

$$0.5 x^2 - 15 \cdot 16.06 \cdot 10^{-4} (0.27 - x) = 0$$

$$0.5 x^2 + 0.024x - 0.0065 = 0$$

$$x = 0.092 \text{ m}$$

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

$$I = \frac{(0.092)^3}{3} + 15(12.06 \cdot 10^{-4})(0.27 - 0.092)^2$$

$$I = 1.023 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{Ms}{I} \cdot x = \frac{0.092 \times 0.07311}{1.023 \cdot 10^{-3}} = 6.574$$

$$\sigma_{bc} = 7.28 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \overline{F}_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{st} = n \cdot \frac{Ms(d - x)}{I} = \frac{15(0.07311)(0.27 - 0.092)}{1.023 \cdot 10^{-3}} = 190.81$$

$$\sigma_{st} = \min(2/3 F_e, 110\sqrt{(\eta f t 28)}) \text{ où } \eta = 1.6 \text{ (pour les aciers de haute adhérence)}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201.633 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 190.81 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201.633 \text{ MPa} \dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

#### ▪ Vérification de condition non fragilité

$$\frac{A_{min}}{b \cdot d} \geq \frac{0.23 f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{(0.23)(0.27)(2.2)}{400} = 3.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} < A_{st} \implies \text{condition vérifiée}$$

#### ▪ Armatures de répartition

$$A_r = 25\% A_s = (0.25)(16.08) = 4.02 \text{ cm}^2$$

On prend 2T16/ml (4.02 cm<sup>2</sup>) avec un espacement de 15 cm

#### ▪ Vérification de l'effort tranchant

$$V_u = \frac{q_u}{2} \cdot L = \frac{(6.626)(3.5)}{2} = 11.595 \text{ t/ml}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{d} < 0.07 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma}$$

$$0.429 \text{ MPa} < 2.625 \text{ MPa} \implies \text{condition vérifiée}$$

### X.4.3 Corbeau

On calcule le corbeau comme une console courte encastrée sur mur garde grève (M.G.G).

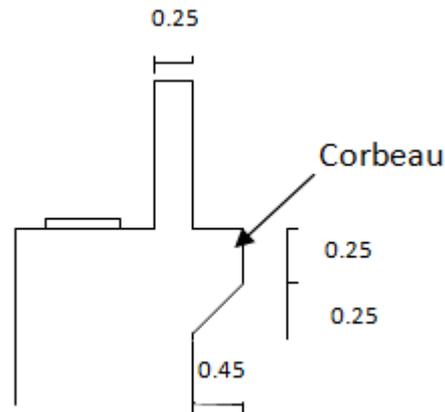


Figure X.6 : Le corbeau

#### ▪ Condition d'une console courte

$$L=45 \text{ cm} ; a=20\text{cm}$$

$$d \geq \max (a;l) \implies d \geq \max (20;45)$$

Soit :  $d=50 \text{ cm}$

$$R_u = \frac{q_u \cdot L}{2}$$

$$R_u = \frac{(6.626)(3.5)}{2} = 11.59 \text{ t/ml} \implies M_u = \frac{R_u \cdot l}{2} = \frac{(11.59)(0.45)}{2} = 2.61 \text{ t.m}$$

$$R_s = \frac{q_s \cdot L}{2}$$

$$R_s = \frac{(4.775)(3.5)}{2} = 8.356 \text{ t/ml} \implies M_s = \frac{R_s \cdot l}{2} = \frac{(4.775)(0.45)}{2} = 1.88 \text{ t.m}$$

#### ▪ Cisaillement

$$\tau_u = \frac{R_u}{b \cdot d} = \frac{0.1159}{1 \times 0.45} = 0.257 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{adm} = \min\{4; [0,03fc28 \cdot (2 + \varphi)]. \min(fc28,30)\}$$

$$\varphi = \min\left(\frac{d}{a}; 4\text{MPa}\right) = \min(2.5; 4\text{MPa})=2.5\text{MPa}$$

Donc :  $\tau_{adm} = 4 \text{ MPa}$

$\tau_u < \tau_{adm}$  Condition vérifiée

▪ **Armatures tendues**

$$Z = \min \left[ 0,75d \left( 1 + \frac{\varphi}{10} \right) ; 1,2a \left( 0,8 + \frac{\varphi}{5} \right) \right] = \min [0,47 ; 0,31] = 0,31.$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_{st}} = \frac{0,0261}{107,83} = 2,42 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

▪ **Ferrailage min R.P.A**

$$A_{min} = 0,6\% \cdot B.$$

$$A_{min} = (0,006) \cdot (1) \cdot (0,5) = 30 \text{ cm}^2.$$

Donc en adoptera le ferrailage Min RPA.

Soit : **7T25 /ml (34.36 cm<sup>2</sup>)** : avec un espacement de 15 cm.

▪ **Armature de répartition**

$$A_r = 25\% A_s = (0,25)(34,36) = 8,6 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

Soit : **6T14/ml (9.24 cm<sup>2</sup>)** ; avec un espacement de 15 cm.

#### X.4.4 Mur de front

Le mur de front est soumis à la flexion composée.

Pour évaluer le moment d'encastrement au pied du mur, on prend en considération :

- ✓ Poids propre
- ✓ poussée des terres.
- ✓ Surcharge du remblai.
- ✓ Variation linéaire.
- ✓ Effort de freinage.
- ✓ Séisme.

**E.L.U : combinaison fondamentale :  $1.35G+1,5 Q+1.6 [A (L) + Q_{tr}] +1.6 Q_f+0.8 Q_{vl}$**

Désignation	Coef	Efforts (t/ml)	$V_i$ (t/ml)	$H_i$ (t/ml)	d/o (m)	$M_S/O$ (t.m/ml)	$M_T/O$ (t.m/ml)
M.G.G	<b>1,35</b>	$0.25 \times 1.68 \times 2.5 = 1.05$	1.417		0.995	1.41	
M.F	<b>1,35</b>	$1.25 \times 9.3 \times 2.5 = 29.06$	39.234		0.562	22.07	
Corbeau	<b>1,35</b>	$(0.45 \times 0.5) \times 2.5 = 0.562$	0.759		1.325	1.005	
Poussée des terres	<b>1,35</b>	$0.5 \times 0.33 \times 1.92 \times (10.1)^2 = 32.316$		43.63	3.8		165.8
Surcharge remblai horizontal	<b>1,5</b>	$0.33 \times 1.2 \times 10.1 = 4$		6	5.7		34.2
Surcharge remblai vertical	<b>1,5</b>	$1.2 \times 4.5 = 5.4$	8.1		4.7	38.07	
Réaction du tablier	<b>1,35</b>	$280.797 / 10.1 = 27.80$	37.532		0.225	8.447	
Variation linéaire	<b>0,8</b>	$7.014 / 10.1 = 0.69$		0.079	7.875		0.623
Freinage	<b>1,6</b>	$14.85 / 10.1 = 1.47$		2.352	7.875		18.525
Surcharge A(L)	<b>1,6</b>	$151.135 / 10.1 = 14.963$	23.942		0.225	5.386	
			<b><math>\Sigma 110.98</math></b>	<b><math>\Sigma 52.06</math></b>		<b><math>\Sigma 76.4</math></b>	<b><math>\Sigma 218.35</math></b>

**Tableau X.10 : les efforts sollicitant la culée à l'E.L.U**

- **E.L.S : combinaison fondamentale :  $G+Q+1.2 [A (L) + Q_{tr}] +1.2 Q_F+0.6 Q_{vi}$**

Désignation	Coef	Efforts (t/ml)	$V_i$ (t/ml)	$H_i$ (t/ml)	d/o (m)	$M_S/O$ (t.m/ml)	$M_r/O$ (t.m/ml)
M.G.G	1	$0.25 \times 1.68 \times 2.5 = 1.05$	1.05		0.995	1.0447	
M.F	1	$1.25 \times 9.3 \times 2.5 = 29.06$	29.06		0.562	16.332	
Corbeau	1	$(0.45 \times 0.5) \times 2.5 = 0.562$	0.565		1.325	0.748	
Poussée des terres	1	$0.5 \times 0.33 \times 1.92 \times (10.1)^2 = 32.316$		32.316	3.8		122.8
Surcharge remblai horizontal	1	$0.33 \times 1.2 \times 10.1 = 4$		4	5.7		22.8
Surcharge remblai vertical	1	$1.2 \times 4.5 = 5.4$	5.4		4.7	25.38	
Réaction du tablier	1	$280.797 / 10.1 = 27.80$	27.8		0.225	6.116	
Variation linéaire	0,6	$7.014 / 10.1 = 0.69$		0.414	7.875		3.26
Freinage	1,2	$14.85 / 10.1 = 1.47$		1.764	7.875		13.89
Surcharge A(L)	1,2	$151.135 / 10.1 = 14.963$	17.955		0.225	4.04	
			$\Sigma 81.83$	$\Sigma 38.494$		$\Sigma 53.66$	$\Sigma 162.75$

**Tableau X.11 : les efforts sollicitant la culée à l'E.L.S**

#### a- Ferrailage du mur de front à l'ELU

Le mur de front est calculé en flexion composée.

$$h = 1.68 \text{ m}; b = 1 \text{ m}; d = 1.512.$$

$$N_u = 110.98 \text{ t.}$$

$$M_u = 218.35 - 76.4 = 141.95 \text{ t.m.}$$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = 1.27$$

$e > \frac{h}{6} = 0.28 \text{ m} \implies$  la section est partiellement comprimée.

$$M_a = M_u + N_u(d - \frac{h}{2}) .$$

$$M_a = 141.95 + 110.98(1.512 - 0.84).$$

$$M_a = 216.528 \text{ t.m.}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \cdot f_{bc} \cdot d^2}$$

$\mu_u = 0.066 < \mu_r = 0.392 \implies$  la section à simple armature.

$$A_2 = 0.$$

$$A_1 = \frac{1}{\sigma_{st}} \left( \frac{M_a}{Z} - N \right)$$

$$\alpha = 0.086.$$

$$Z = 1.46 \text{ m.}$$

$$A_1 = 1/347.82 \cdot (2.165/1.46 - 1.11) = 10.72 \text{ cm}^2.$$

On choisit comme ferrailage : **8 T 14 = 12.32 cm<sup>2</sup>** avec un espacement de 15 cm .

#### ▪ Vérification à l'E.L.S

$$N_s = 81.83 \text{ t} ; M_s = M_r - M_s = 109.1 \text{ t.ml}$$

$e = \frac{M_s}{N_s} = 1.333 > \frac{h}{6} = 0.28 \implies$  section partiellement comprimée

$$X = \frac{h}{2} + e_1 - e$$

$$e_1^3 + p e_1 + q = 0$$

Avec :

$$e_1 = \frac{-e_1^3 - q}{p} = \sqrt[3]{-p \cdot e_1 - q}$$

$$p = -3\left(e - \frac{h}{2}\right)^2 - \frac{6nA_2}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d'\right)^2 + \frac{6nA_1}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d\right) = 0.332 \text{ m}^2$$

$$q = 2\left(e - \frac{h}{2}\right)^3 - \frac{6nA_2}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d'\right)^2 - \frac{6nA_1}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d\right)^2 = -0.408 \text{ m}^2$$

Après itération, on trouve :

$$e_1 = 0.58$$

$$x = 0.78 \text{ m}$$

$$S = \frac{bx^2}{2} - nA_1(d-x) = 0.117$$

$$\sigma_{bc} = \frac{Nsx}{S} = 5.45 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc}(\text{adm}) = 16.2 \text{ MPa} \implies \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{Ns(d-x)}{IS} = 93.846 \text{ MPa} \leq \sigma_{st}(\text{adm}) = 201.6 \text{ MPa} \implies \text{condition vérifiée}$$

### X.4.5 Mur en retour

Le mur en retour s'agit d'une plaque encadrée sur une partie de son contour et soumise à un système de surcharge répartie dont la densité est variable.

Pour simplifier l'étude, on va décomposer le mur en trois parties.

#### a. Cas fondamental

Chargées et surchargées par :

- Poussée des terres.
- Surcharge du remblai.

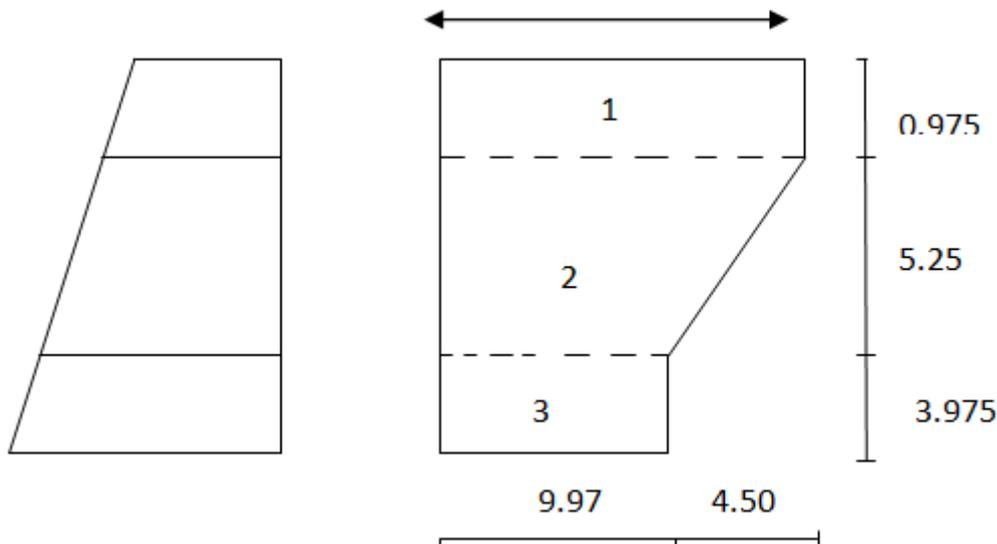


Figure X.7 : Mur en retour

#### X.4.5.1 Détermination des contraintes le long du mur

$$K_a = 0.333 \quad \gamma = 1.92 \text{ t/m}^3 \quad q = 1.2 \text{ t/m}^2$$

- **E.L.U** :  $\sigma(h) = k_a(1,35\gamma \cdot h + 1,5q)$
- **E.L.S** :  $\sigma(h) = k_a(\gamma \cdot h + q)$

h(m)	$\sigma(t/m^2)$	
	E.L.S	E.L.U
0	0.3996	0.5994
0.975	1.023	1.441
6.225	4.379	5.972
10.2	6.927	9.403

Tableau X.13 : Les contraintes agissant le long du mur

## ❖ Partie 1

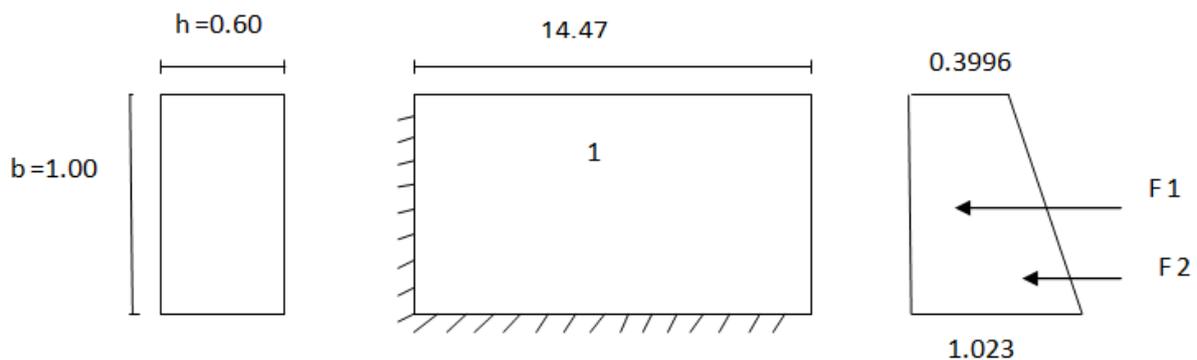


Figure X.8 : Les efforts agissant sur partie 1 de M.R

$$F_1 = 0.3996 \times 1 \times 14.47 = 5.782 \text{ t} \quad \Rightarrow \quad M_2 = 5.782 \times 0.5 = 2.891 \text{ t.m}$$

$$F_2 = (1.023 - 0.3996) \frac{1}{2} (14.47) = 4.51 \text{ t} \quad \Rightarrow \quad M_2 = 4.51 \times 1/3 = 1.503 \text{ t.m}$$

$$D'où : M_u(1) = M_1 + M_2$$

$$M_u(1) = 4.394 \text{ t.m}$$

$$h = 0.6 \text{ m}; b = 1 \text{ m}; d = 0.54 \text{ m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot f_{bc} \cdot d^2} = \frac{0.04394}{1 \cdot 14.17 \cdot 0.54^2}$$

$$\mu_u = 0.0106 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{Section à simple armature (pivot A).}$$

C.-à-d. les armatures de compression ne participent pas à la résistance.

$$\alpha = 0.0134 \Rightarrow Z = 0.556 \text{ m.}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{st}} = 2.267 \text{ cm}^2 \text{ section faible}$$

▪ **Ferraillage min R.P.A**

$$A_{min} = 0.6\% \cdot S.$$

$$A_{min} = (0.006) \cdot (1) \cdot (0.6) = 36 \text{ cm}^2.$$

Donc en adoptera le ferraillage Min RPA.

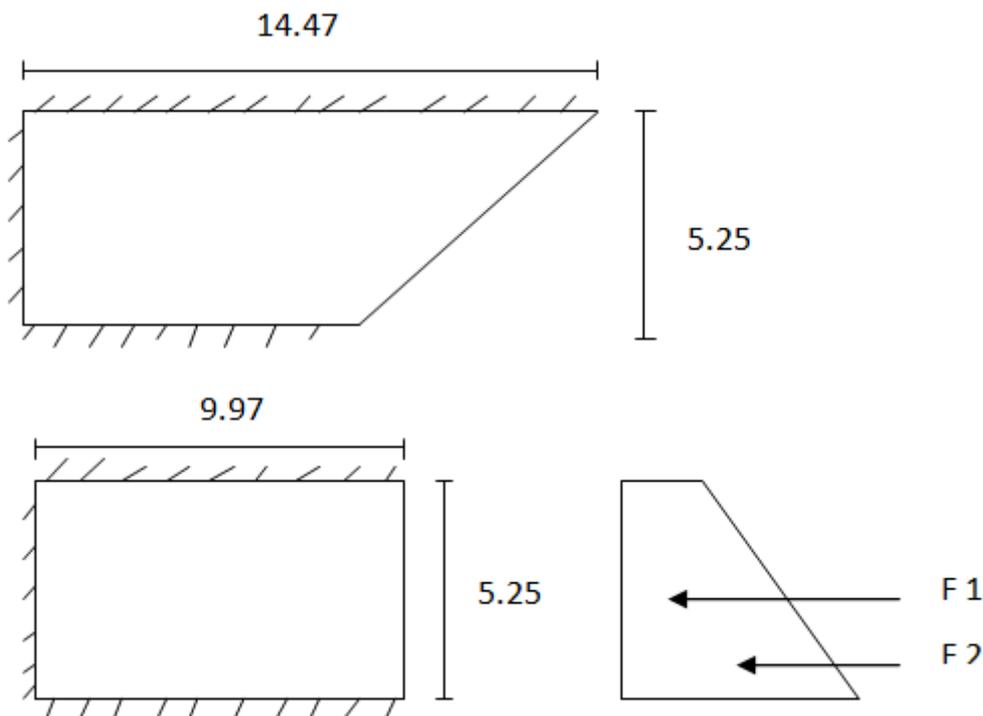
Soit : **8T25 /ml (39.27 cm<sup>2</sup>)** ; avec un espacement de 12 cm.

▪ **Armature de répartition**

$$A_r = 25\% A_s = (0.25)(39.27) = 9.81 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

Soit : **2T25/ml (9.82 cm<sup>2</sup>)** ; avec un espacement de 15 cm.

❖ **Partie II**



**Figure X.9 : Les efforts agissants sur partie 2 de M.R**

En Utilisant les abaques de « PIGEAUD »

$$\rho = \frac{I_x}{I_y} = 0,526$$

On prend :  $\rho = 0.526$

$v = 0$  à l'ELU et  $v = 0.2$  à l'ELS

❖ ELU

Avec

$$Q = 5.25 \times 9.97 \times [1.441 + 5.992] \times 0.5 = 194.53 \text{ t}$$

$$\text{Sens } L_x : M_x = (M_1 + vM_2) \cdot Q$$

$$\text{Sens } L_y : M_y = (vM_1 + M_2) \cdot Q$$

$$M_1 = 0.0356 \text{ on tire alors } M_x = 6.925 \text{ t.m}$$

$$M_2 = 0.0165 \text{ alors } M_y = 3.2109 \text{ t.m}$$

Ferraillage suivant x

$$M_{\max} = 6.925 \text{ t.m}$$

$$h = 0.6 \text{ m}; b = 5.25 \text{ m}; d = 0.54 \text{ m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot f_{bc} \cdot d^2} = \frac{0.06925}{5.25 \cdot 14.17 \cdot 0.54^2}$$

$\mu_u = 0.0032 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow$  Section à simple armature (pivot A) c.-à-d. les armatures de compression ne participent pas à la résistance.

$$\alpha = 0.0134 \Rightarrow Z = 0.537 \text{ m.}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{st}} = 3.707 \text{ cm}^2 \text{ section faible}$$

▪ **Ferraillage min R.P.A**

$$A_{\min} = 0.6\% \cdot S.$$

$$A_{\min} = (0.006) \cdot (1) \cdot (0.6) = 36 \text{ cm}^2.$$

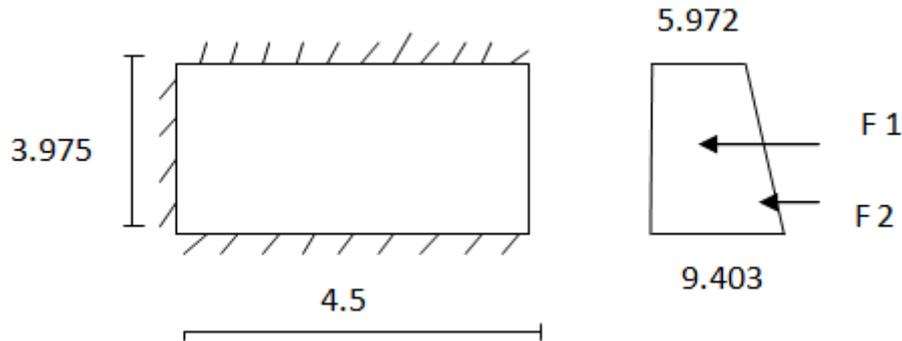
Donc en adoptera le ferraillage Min RPA.

Soit : **8T25/ml (39.27 cm<sup>2</sup>)** : avec un espacement de 12 cm.

▪ **Armatures de répartition**

$$A_r = 25\% A_s = (0.25)(39.27) = 9.81 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

Soit : **2T25/ml (9.82 cm<sup>2</sup>)** ; avec un espacement de 14 cm.

❖ **Partie III**

**Figure X.10 : Les efforts agissant sur partie 3 de M.R**

En Utilisant les abaques de « PIGEAUD »

$$\rho = \frac{ly}{lx} = 0.883$$

On prend :  $\rho = 0.883$

$v = 0$  à l'ELU et  $v = 0.2$  à l'ELS

❖ **ELU**

Avec

$$Q = 4.5 \times 3.975 \times [5.972 + 9.403] \times 0.5 = 152.58 \text{ t}$$

$$\text{Sens } Lx : Mx = (M_1 + vM_2) \cdot Q$$

$$\text{Sens } Ly : My = (vM_1 + M_2) \cdot Q$$

$$M_1 = 0.0075 \text{ on tire alors } Mx = 1.146 \text{ t.m}$$

$$M_2 = 0.0022 \text{ alors } My = 0.335 \text{ t.m}$$

Ferrailage suivant x

$$M_{\max} = 1.146 \text{ t.m}$$

$$h = 0.6 \text{ m}; b = 3.975 \text{ m}; d = 0.54 \text{ m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot f_{bc} \cdot d^2} = \frac{0.01146}{3.975 \cdot 14.17 \cdot 0.54^2}$$

$$\mu_u = 0.0007 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{Section à simple armature (pivot A).}$$

C.-à-d. les armatures de compression ne participent pas à la résistance.

$$\alpha = 0.0009 \Rightarrow Z = 0.54\text{m.}$$

$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{st}} = 0.61 \text{ cm}^2$  section très faible donc on adoptera le ferrailage de la II<sup>e</sup> partie dans les deux sens.

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{ft_{28,b.d}}{f_e} = 6.762 \text{ cm}^2$$

▪ **Ferrailage min R.P.A**

$$A_{min} = 0.6\% \cdot S.$$

$$A_{min} = (0.006) \cdot (1) \cdot (0.6) = 36 \text{ cm}^2.$$

Donc en adoptera le ferrailage Min RPA.

Soit : 8T25 /ml (39.27 cm<sup>2</sup>) : avec un espacement de 14 cm.

▪ **Armatures de répartition**

$$A_r = 25\% A_s = (0.25)(39.27) = 9.81 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Soit : 2T25/ml (9.82 cm<sup>2</sup>) ; avec un espacement de 15 cm.

### X-4-6 Etude de la Semelle

❖ **La Semelle**

$$B = 6.375\text{m}$$

$$H = 1.2\text{m}$$

$$N_u = 2402.40\text{t} \quad M_s = 10354.7 \text{ t.m} \quad \text{et} \quad M_r = 2005.519 \text{ t.m}$$

$$M_u = M_s - M_r = 8349.18\text{t.m}$$

**a) Vérification des dimensions de la semelle à l'ELU**

Nous vérifions d'abord la portance du sol.

$$\sigma_{adm} = 2 \text{ bars}$$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{8349.18}{2402.40} = 3.475$$

$e > B/6 = 1.06\text{m}$  (diagramme triangulaire)

❖ **Condition de résistance**

$$\sigma_{\max} = \frac{Nu}{A} + \left( \frac{6Mu}{A.B^2} \right) = 152.877 \text{ KN/m}^2$$

Avec  $A=B \times L = 70.18 \text{ cm}^2$  ( $L=11\text{m}$  et  $B = 6.38$ )

Or  $\sigma_{\text{adm}} = 2 \text{ bars} = 200 \text{ KN}$  alors  $4/3 \sigma_{\text{adm}} = 266.67 \text{ KN/m}^2$

$$\sigma_{\max} < 4/3 \sigma_{\text{adm}}$$

Donc la condition de résistance est vérifiée

### a) Ferrailage

$$A_t = \frac{Nu(B-D)}{8d\bar{\sigma}_{\text{st}}} \quad \text{avec} \quad A_L = \frac{Nu(B-L)}{8d\bar{\sigma}_{\text{st}}}$$

$A_t$  : armature parallèle à la largeur de la semelle.

$A_L$  : armature parallèle à la longueur de la semelle.

$Nu$  = effort exercé par l'ouvrage sur la semelle = 2402.40t

$B$  = largeur de la semelle = 6.38m

$h$  = hauteur de la semelle = 1.2m

$D$  = épaisseur du fut = 1.2m

$d = h - 0.05 = 1.15\text{m}$  où  $e = 5\text{cm}$  (l'enrobage)

$\sigma_{\text{st}} = \min(2/3 Fe, 110\sqrt{(\eta ft/28)})$  où  $\eta = 1.6$  (pour les aciers de haute adhérence)

$$\sigma_{\text{st}} = 215.15 \text{ MPa}$$

#### ▪ Armatures transversales inférieures

$$A_t = \frac{Nu(B-D)}{8d\bar{\sigma}_{\text{st}}} = \frac{124.44}{3200.03} = 388.883 \text{ cm}^2$$

La section par mètre linéaire est donc :

$$A_t = \frac{353.028}{6.38} = 60.953 \text{ cm}^2$$

Les armatures supérieures transversales sont égales à **8T 32 = 64.34 cm<sup>2</sup>** (avec un espacement de 25cm)

#### ▪ Armatures longitudinales

$$A_L = \frac{Nu(L-D)}{8d\bar{\sigma}_{\text{st}}} = \frac{235.435}{3200.03} = 735.728 \text{ cm}^2$$

La section par mètre linéaire est donc :

$$A_t = \frac{735.728}{11} = 66.88 \text{ cm}^2$$

Les armatures supérieures longitudinales égales à **9T32**.

- **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_s \geq 0.23.b.d.\frac{f_{tj}}{F_e} \text{ Avec } f_{tj}=2.1\text{MPa et } F_e=400\text{MPa } b=1\text{m par largeur et } d=1.15\text{m}$$

$$A_s \geq 13.888 \quad \text{Donc la condition de non fragilité est vérifiée.}$$

- **Condition de non-poinçonnement**

Considérons la semelle comme une dalle sous un mur et vérifions la condition de non poinçonnement.

$$1.1 \text{ Nu} \leq 0.45H.Pc (f_{c28} / \gamma b)$$

Avec :

$$\text{Nu} = \text{effort normal à l'ELU} = 2402.40\text{t}$$

$$H. = \text{hauteur de la semelle} = 1.2\text{m}$$

$$Pc = \text{périmètre du contour au niveau de feuillet moyen} = 2(L+B) + 4H = 39.56\text{m}$$

$$1.1(2402.40) = 26.426\text{MN or } 0.45H.Pc (f_{c28} / \gamma b) = 356\text{MN}$$

$$26.426\text{MN} < 356\text{MN} \quad \text{d'où la condition est vérifiée}$$



**Figure X.11 : La Semelle de la culée**

### **X-5-Assainissement de l'Ouvrage**

L'évacuation des eaux est nécessaire non seulement du point de vue de la durabilité de la structure, mais également pour la sécurité des usagers et aussi du côté esthétique.

Les eaux sont recueillies dans un fil d'eau sur les cotés de la chaussée, puis évacuée par des gargouilles implantées au droit de fil d'eau, le nombre de gargouilles nécessaire dépendant de la pente longitudinale du pont.

Le recueil de l'eau dans le sens transversal se fait en donnant à la chaussée une pente transversale générale (ou une double pente en forme de toit).

#### **X-5-1 Evacuation des eaux de la Culée**

Pour l'évacuation des eaux au niveau de la culée on donne généralement d'au moins de 2% à l'arase du sommier et on recueille les eaux dans une cuvette réalisée contre le mur garde grève, cette évacuation permet d'éviter la stagnation des eaux au niveau du sommier d'où la protection des appareils d'appuis.

### Conclusion générale

En somme, ce projet de fin d'étude nous a permis primo de nous approcher tout peu du domaine pratique ainsi que de nous initier avec les calculs (dimensionnement et les méthodes de calculs etc.) d'un ouvrage d'art.

Secundo il nous a appris à comment modéliser l'ouvrage et voir son comportement réel soumis aux différents chargements et sollicitations.

Outre de ça, de bien maîtriser les logiciels du domaine tels qu'AUTOCAD, SAP2000 et SOCOTEC ainsi que ceux de la base à l'instar de Microsoft Office.

Malgré les entraves rencontrées tout au long de ce projet nous avons utilisé toutes les possibilités pour présenter une étude bien détaillée et rendre ce travail à l'abri des erreurs possibles car toute œuvre humaine n'est jamais parfaite et nul n'est omniscient.

Enfin, ce projet nous a permis d'approfondir et de compléter nos connaissances acquises tout au long de notre cycle de formation, ainsi que de bénéficier des connaissances et l'expérience des gens du domaine.

## Références bibliographiques

- [1] ANONYME, (1999) ; cahier des prescriptions communes, fascicule 61 titre II, Bulletin officiel du ministère de l'équipement et de transports.
- [2] ANONYME, (1999) ; cahier des prescriptions communes, fascicule 62 titre II, règles techniques de conception et calcul des ouvrages et des constructions en béton précontrainte
- [3] ANONYME, (2003) ; règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003) centre national de recherche appliquée en génie parasismique
- [4] ANONYME, (2010) ; projet du règlement parasismique des ouvrages d'art (RPOA version 2010)
- [5] ANONYME, (2012) ; Rapport du Laboratoire Centrale des Travaux Publics (LCTP)
- [6] Beldjilali Zahia et Arbaoui Nawel (2010) ; étude d'un pont à poutres en béton armé sur C.W19 entre Sidi Senouci et Ouled Mimoun
- [7] BERNARD-GÉLY A., CALGARO J.-A. – Conception des ponts. Cours de l'École nationale des ponts et chaussées, Presses des Ponts et Chaussées, 1994.
- [8] BERNARD-GÉLY A., CALGARO J.-A. – « Conception des ponts », Les Techniques de l'Ingénieur, *Construction 5*, 1997.
- [9] BERNARD-GÉLY A., CALGARO J.-A. – « Ouvrages d'art - Aspect architectural et environnement », Les Techniques de l'Ingénieur, *Construction 5*, 1997.
- [10] Bouziane Nasser et Yechkour Mostefa.2007.Conception et Etude d'un Ouvrage d'Art sur autoroute Est-Ouest au niveau de PK39+100, Ecole Nationale des Travaux Publics d'Alger.
- [11] Belouchrani Assia et Bouziane Meriem.2008. Conception et Etude d'un Pont en Béton Précontraint sur Oued Medjerda. Ecole Nationale des Travaux Publics d'Alger.
- [12] Bahnas el haoues.2008. Conception et Etude d'un Pont à poutres en Béton Précontraint par post tension. Ecole Nationale des Travaux Publics d'Alger.
- [13] CALGARO J.-A., LACROIX R. (sous la direction de) – Maintenance et réparation des ponts. Presses des Ponts et Chaussées, 1997.
- [14] CETUR/SETRA – Sécurité des routes et des rues, 1992.
- [15] Djemaoun, A.2012- Cours de Pont .Département de Génie civil, Faculté des Sciences de l'ingénieur, Université Aboubekr Belkhaïd de Tlemcen

- [16] GRATTESAT G. – Conception des ponts. Cours de l'École nationale des ponts et chaussées, Eyrolles, 1984, 3<sup>e</sup> édition.
- [17] G.Buhot-P.Thuillier, Mécanique 2, Résistance des Matériaux, Masson, 1995, 3<sup>e</sup> édition.
- [18] Ghelzoum Mohammed. Calcul des ouvrages en Béton Armé.OPU.Ecole Normale Supérieure d'Alger.
- [19] Hadeif Bilal m et Abdelli Tahar .2009. Conception et étude d'un pont (OA.102) dans la wilaya de Laghouat. Ecole Nationale des Travaux Publics d'Alger.
- [20] Jean Claude Durbère, Résistance des Matériaux, Cours et Exercices Corrigés, Eyrolles, 1990, 3<sup>e</sup> édition.
- [21] Sekkak.Mustafa & Haroun.Mahamat Haggar.2007 conception et étude d'un pont à poutres en béton armé sur le CW 102.Mémoire d'ingénieur en Génie civil Université de Tlemcen p.21.
- [22] SETRA – Répertoire des textes et documents techniques essentiels. Nouvelle édition.
- [23] Yacine Chrait, calcul des ouvrages en Béton Armé selon les règles de C.B.A 91 et R.P.A version 2003.OPU.Université 08Mai 1945 de Guelma.

# **ANNEXES**

## **RESUME**

Le but de ce projet est d'étudier et concevoir un pont à poutres en béton armé franchissant la voie ferrée et la route nationale (RN6) de la wilaya de Naàma.

L'ouvrage est constitué de deux travées indépendantes et identiques de 20 m chacune séparées par un joint de 10 cm. Constitué de cinq poutres en béton armé espacées de 2.25 m.

La dalle a une épaisseur de 20 cm, la largeur du tablier est de 10 m composée de deux trottoirs de 1.25m chacun.

Nous avons commencé par une généralité sur les ponts à poutres suivies par l'introduction et la présentation de l'ouvrage.

La deuxième partie concerne l'étude globale de tous les éléments qui constituent le tablier.

La troisième partie était réservée à la modélisation de l'ouvrage, l'interprétation des résultats numériques fournis par SAP2000, au calcul manuel des sollicitations par la R.D.M et enfin la comparaison des calculs donnés par SAP2000 et R.D.M

La quatrième partie englobe les éléments d'infrastructures (pile et culées) et leurs fondations et enfin nous avons terminé par une conclusion générale.

**Mots clés :**

**Ouvrage d'art ; pont à poutres en béton armé ; pile ; culées.**

## Summary

The goal of this project is to study and design a concrete girder bridge crossing the railway and national highway (RN6) of the wilaya of Naàma .the ' book consists of two independent and identical 20 m spans each separated by 10 cm joint. Consisting of five reinforced concrete beams spaced 2.25 m.the slab has a thickness of 20 cm, the width of the deck is composed of two sidewalks of 1. 25 m 10 m each.

I started by a generality on bridges with beams followed by the introduction and presentation of the work.

The second part is the comprehensive study of all the elements that make up the deck.

The third part was reserved for modeling of the work, the interpretation of numerical results provided by SAP2000, to calculate manual solicitations by the R.D.M and finally the calculations given by SAP2000 comparison and R.D.M.

The fourth part includes the elements of infrastructure (stack and abutments) and their foundations and finally we completed by a general finding.

**Key words:** work of art; Reinforced Concrete Girder Bridge; stack; abutments.

## ملخص

الهدف من هذا المشروع هو دراسة وتصميم جسر معززا بعوارض خرسا نية مسلحة لعبور خط سكة الحديد والطريق (RN6) بولاية النعامة. يتكون الهيكل من جزئين مستقلين و متطابقين طول كل واحدة 20م متباعد بين ب 10سم. يحتوي الجزئين على خمسة عوارض خرسا نية مسلحة تبعد عن بعضها ب 2.25 م. يحتوي كل جزء على لوح سماكته 20سم. عرضه 10 متر به رصيفين بعرض 1.25 متر.

الجزء الأول عبارة عن عرض شامل للجسور تليه مقدمة عامة ثم محتوى الموضوع. الجزء الثاني يتعلق بدراسة جميع العناصر و المواصفات التي تشكل الجزئين. وقد خصص الجزء الثالث للمقارنة بين نتائج الضغوط المحسوبة عن طريق النمذجة (مقاومية المواد) RDM وبين النتائج المحصل عليها باستخدام قوانين sap2000 باستخدام نظام الحاسب الآلي الجزء الرابع يتضمن عناصر البنية التحتية (المكدس والدعائم) وأساساتها، وأخيرا ننهي المذكرة بخاتمة عامة للنتائج المحصل عليها.

كلمات مفاتيح:

منشأة فنية. جسر معززا بعوارض خرسا نية مسلحة؛ المكدس الدعائم.