

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

-----oOo-----



Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou  
Faculté de Génie de la Construction  
Département de Génie Civil



# Projet de fin d'étude

En vue de l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil  
Option: Voies et Ouvrages d'Art (V.O.A)

**Etude du viaduc MOKTA (construit par encorbellement successif en béton  
précontraint) du Pk 1069.51 AU Pk 1382.61 ANNABA**



**Proposé par : SAETI**

(Société Algérienne d'étude d'infrastructure)

ALGER

Réalisé par :

- BOUMRAR Bilal.
- DJENNAD Salim.

Encadré par :

Mr: KACHI M<sup>ed</sup> Said

Nous tenons à remercier tous ceux qui ont contribué à la réalisation de ce travail notamment

- ❖ Notre promoteur Mr KACHI enseignant à la faculté de génie de la construction de l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou pour son aide et assistance.
  
- ❖ L'ingénieur en travaux publics de la SAETI (ALGER). Mr ABDELLI pour les conseils prodigués, ainsi que Mr LOUNICI pour son accueil chaleureux et son soutien.
  
- ❖ Les membres du jury qui ont accepté de lire et d'évaluer notre mémoire.

Je dédie ce modeste travail :

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments  
les plus pénibles de ce long chemin.

A mon cher frère NASSIM

A ma chère sœur YASMINE

A tous mes Amis et toute la promotion VOA particulièrement  
Tahar, Ali, Rafik, Yacine, Arezki, Massinissa, Rezki et  
Jugurtha

Enfin, je remercie mon ami et binôme BILAL pour tous les  
efforts fournis à la réalisation de ce modeste travail.

SALIM

Je dédie ce modeste travail :

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments  
les plus pénibles de ce long chemin.

A mes chers frères Farid, Yacine, Hamza, Amine  
et ma chère cousine Mélissa

A tous mes Amis et toute la promotion VOA particulièrement  
Tahar, Ali, Makhlouf, Yacine, Arezki, Massinissa et Rezki, et  
les amis de la M32 (chambre universitaire)

Enfin, je remercie mon ami et binôme SALIM pour tous les  
efforts fournis à la réalisation de ce modeste travail.

**BILAL**

<b><u>Introduction générale.</u></b> .....	
CHAPITRE I : Présentation du projet. ....	
<u>I.1.</u> But de l'étude 1 .....	
<u>I.2.</u> Présentation de l'ouvrage.....	1
<u>I.2.1.</u> Données géométriques.....	1
<u>I.2.2.</u> Données géologiques (géotechniques).....	3
<u>I.2.3.</u> Données topographiques.....	4
<u>I.2.4.</u> Données sismologiques.....	4
<u>I.2.5.</u> Données climatiques.....	4
CHAPITRE II <i>Caractéristiques des matériaux.</i> .....	
<u>II.1.</u> Béton.....	5
<u>II.1.1</u> Dosage du béton .....	5
<u>II.1.2.</u> Densité .....	5
<u>II.1.3.</u> La résistance à la compression .....	5
<u>II.1.4.</u> La résistance à la traction .....	6
<u>II.1.5.</u> Contrainte de calcul pour l'E.L.U.R.....	6
<u>II.1.6.</u> Contrainte limite de service.....	6
<u>II.1.7.</u> Déformation longitudinale du béton E.....	6
<u>II.1.8.</u> Déformation transversale du béton.....	6
<u>II.2.</u> Les aciers actifs .....	7
<u>II.3.</u> Caractéristiques des câbles .....	7
<u>II.3.1.</u> La valeur max de la tension à l'origine .....	7
<u>II.3.2.</u> Gaines .....	7
<u>II.3.3.</u> Frottements .....	8
<u>II.4.</u> Les aciers passifs .....	8
CHAPITRE III Pré-dimensionnement de la structure .....	
<u>III.1.</u> Pré dimensionnement de la structure longitudinale.....	9
<u>III.1.2.</u> Répartition des travées.....	9
<u>III.1.3.</u> Hauteur des voussoirs .....	9
<u>III.2.</u> Pré-dimensionnement de la section transversale .....	11
<u>III.2.1</u> Coupe transversale .....	11
<u>III.2.2.</u> Epaisseur de l'âme .....	11
<u>III.3.</u> Découpage en voussoirs.....	15

<u>III.3.1</u> Voussoirs courants.....	15
<u>III.3.2.</u> Voussoirs sur pile.....	15
III.3.3. Voussoirs de clavage.....	15
<u>III.4.</u> Loi de variation des différents paramètres .....	15
<u>III.4.1</u> Loi de variation de l'épaisseur de l'hourdis inférieur.....	16
<u>III.4.2.</u> Loi de variation de la section.....	16
III.4.3. Loi de variation du centre de gravité de la section.....	16
III.4.4. Loi de variation de l'inertie.....	16
<u>CHAPITRE IV</u> Charges et surcharges .....	
<u>IV.1.</u> Caractéristiques du pont.....	18
<u>IV.2.</u> Evaluation des charges et surcharges.....	19
<u>IV.2.1</u> Les charges hors trafic .....	19
<u>IV.2.1.1.</u> Revêtement.....	19
<u>IV.2.1.2.</u> Poids du dispositif de sécurité.....	20
<u>IV.2.1.3.</u> Poids du garde corps .....	20
<u>IV.2.1.4.</u> Poids de corniche et du trottoir .....	20
<u>IV.2.2.</u> Les charges dues au trafic .....	21
<u>IV.2.2.1.</u> Système de charges A (L) .....	22
<u>IV.2.2.2.</u> Système de charge B .....	23
<u>IV.2.2.2.1.</u> Système de charge Bc .....	23
<u>IV.2.2.2.2.</u> Système de charge Bt.....	26
<u>IV.2.2.2.3.</u> Système de charge Br.....	27
<u>IV.2.2.3.</u> Système <b>Mc120</b> .....	28
<u>IV.2.2.4.</u> Charge exceptionnelle D240.....	29
<u>IV.2.3.</u> Charges sur les trottoirs.....	30
<u>IV.2.4.</u> Effet du vent .....	31
<u>IV.2.5.</u> Effet du gradient thermique.....	31
<u>IV.2.6</u> Le séisme.....	31
<u>IV.3.</u> Combinaisons des charges .....	31
<u>CHAPITRE V</u> Étude du fléau.....	
<u>V.1.</u> L'étude du fléau isostatique .....	32
<u>V.2.</u> Effort dus à l'exécution de fléau .....	32
<u>V.2.1.</u> Effets dus au poids propre dans le demi-fléau isostatique .....	33
<u>V.2.2.</u> Effet des surcharges réparties de chantier dans le demi-fléau.....	35

<u>V.2.3.</u> Effet des surcharges concentrées dans le demi-fléau isostatique .....	36
<u>V.2.4.</u> Surcharge concentré de chantier (Qpra2) .....	36
<u>V.2.5.</u> Le vent .....	37
<u>V.3.</u> Etude de la stabilité des fléaux .....	38
<u>V.4.</u> Les combinaisons de charges .....	39
<u>V.4.1</u> Situation durable.....	40
<u>V.4.2</u> Situation accidentelle .....	41
<u>CHAPITRE VI</u> <u>Etude de la précontrainte.</u> .....	
<u>VI.1.</u> Etude de la précontrainte de la console .....	43
<u>VI.1.1</u> Disposition des câbles .....	43
<u>VI.1.2</u> Câblage.....	43
<u>VI.1.3</u> Détermination du nombre de câbles de fléau.....	44
<u>VI.1.4</u> Répartition des câbles dans chaque voussoir .....	46
<u>VI.1.5</u> Espacement des armatures de la précontrainte .....	47
<u>VI.1.6</u> Etude du tracé des câbles .....	47
<u>VI.2.</u> Pertes de tension dans les câbles.....	52
<u>VI.2.1</u> Pertes de tensions instantanées .....	52
<u>VI.2.2</u> Les pertes différées .....	57
<u>VI.3.</u> Vérification des contraintes .....	60
<u>VI.4.</u> Etude de la précontrainte de continuité.....	62
<u>VI.4.1</u> Détermination du nombre de câbles de la précontrainte.....	62
<u>VI.4.2</u> Calcul des pertes de tension .....	65
<u>VI.4.3</u> Vérification des contraintes en phase de service .....	69
<u>CHAPITRE VII</u> <u>Etude transversale.</u> .....	
<u>VII.1.</u> Modélisation .....	72
<u>VII.2.</u> Définition des charges.....	73
<u>VII.2.1</u> Les charges permanentes .....	73
<u>VII.2.1.1</u> Poids propre .....	73
<u>VII.2.2.</u> Les charges complémentaires permanentes (CCP).....	73
<u>VII.2.2.1.</u> <i>Poids du revêtement</i> .....	73
<u>VII.2.2.2.</u> <i>Poids du dispositif de sécurité</i> .....	73
<u>VII.2.2.3.</u> Poids du trottoir + poids de la corniche.....	73

<u>VII.2.3.</u> Surcharges d'exploitation .....	73
<u>VII.2.3.1.</u> <i>Chargement A(L)</i> .....	73
<u>VII.2.3.2.</u> <i>Sous système Bc</i> .....	73
<u>VII.2.3.3.</u> <i>Sous système Bt</i> .....	73
<u>VII.2.3.4.</u> <i>Système Mc120</i> .....	74
<u>VII.2.3.5.</u> <i>Convoi exceptionnel D240</i> .....	74
<u>VII.2.3.6.</u> <i>Charges sur les trottoirs</i> .....	74
<u>VII.3.</u> Les combinaisons de charges.....	74
<u>VII.4.</u> Récapitulatif des résultats .....	75
<u>VII.5.</u> Vérification de l'effort tranchant .....	76
<u>VII.6.</u> Vérification au poinçonnement.....	77
<u>VII.7.</u> Vérification des âmes au flambement.....	78
<u>VII.8.</u> Ferrailage .....	79
<u>VII.8.1.</u> Ferrailage en flexion simple pour les dalles .....	79
<u>VII.8.2.</u> Condition de non fragilité .....	80
<u>VII.8.3</u> Ferrailage en flexion composé pour les âmes .....	81
<u>VII.8.4</u> Ferrailage des voussoirs .....	81
<u>VII.8.4.1.</u> Ferrailage de voussoir près de la pile .....	81
<u>VII.8.4.2.</u> Ferrailage de voussoir près de la culée .....	83
<u>CHAPITRE VIII</u> Effort tranchant.....	
<u>VIII.1.</u> Détermination des efforts tranchant .....	85
<u>VIII.1.1.</u> Effort tranchant dû à la précontrainte.....	85
<u>VIII.2.</u> Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis des contraintes de cisaillement.....	86
<u>CHAPITRE IX</u> Equipement de pont.....	
<u>IX.1.</u> Calcul du joint de chaussée .....	89
<u>IX.2.</u> Appareil d'appui .....	92
<u>IX.2.1</u> Les appareils d'appuis en élastomère fretté .....	93
<u>IX.2.2</u> Dimensionnement .....	93
<u>IX.3.</u> Les dés d'appuis .....	97
<u>IX.3.1.</u> Les dimensions des dés d'appuis .....	97
<u>IX.3.2.</u> Ferrailage des dés d'appuis .....	97

<b>CHAPITRE X</b>	<b><u>Etude de la pile</u></b> .....	
<u>X.1.</u>	Choix du type de pile.....	99
<u>X.2.</u>	Dimensionnement et ferrailage de la pile.....	100
<u>X.2.1.</u>	Le pré-dimensionnement de la pile .....	100
<u>X.2.2.</u>	Evaluation des efforts agissant sur la pile .....	100
<u>XI.2.3.</u>	Armatures longitudinales .....	101
<u>X.2.4</u>	Armatures transversales .....	104
<u>X.2.5.</u>	Vérification de la stabilité au flambement de la pile.....	105
<u>X.3.</u>	Les Fondations .....	106
<u>X.3.1.</u>	Choix du type de fondation .....	106
<u>X.3.2.</u>	La semelle.....	106
<u>X.3.2.1.</u>	La largeur .....	106
<u>X.3.2.2.</u>	La longueur.....	106
<u>X.3.2.3.</u>	La hauteur.....	106
<u>X.3.3.</u>	Nombre de files de pieux .....	107
<u>X.3.4.</u>	Etude et ferrailage de la semelle.....	108
<u>X.3.4.1</u>	Caractéristiques de la semelle .....	108
<u>X.3.4.2</u>	Effort revenant à chaque pieu.....	108
<u>X.3.4.3</u>	Ferrailage de la semelle.....	109
<u>X.3.5.</u>	Etude et ferrailage des pieux .....	111
<u>X.3.5.1.</u>	Calcul des moments par la formule de WARNER.....	112
<u>X.3.5.2.</u>	Ferrailage des pieux .....	114
<b>CHAPITRE XI</b>	<b><u>Etude de la culée</u></b> .....	
<u>XI.1.</u>	Choix de la morphologie.....	117
<u>XI.2.</u>	Pré-dimensionnement de la culée .....	118
<u>X.I.2.1.</u>	Mur de garde grève.....	118
<u>XI.2.2.</u>	Le mur de front .....	118
<u>XI.2.3.</u>	Les murs en retour .....	118
<u>XI.2.4.</u>	Les murs latéraux .....	118
<u>XI.2.5.</u>	Dalle de transition .....	119
<u>XI.2.6.</u>	La semelle.....	119

<u>XI.2.7.</u> Sommier d'appui.....	119
<u>XI.2.8.</u> Les corbeaux .....	119
<u>XI.3.</u> Evaluation des efforts sollicitant la culée .....	119
<u>XI.4.</u> Caractéristiques des matériaux de la culée .....	119
<u>XI.5.</u> Vérification de la stabilité de la culée .....	120
<u>XI.5.1.</u> Calcul du coefficient de poussée.....	120
<u>XI.6.</u> Vérification de la stabilité de la culée à vide (culée + remblais).....	124
<u>CHAPITRE XII</u> <u>Effet du séisme.</u> .....	
<u>XII.1.</u> Calcul de la masse de la structure (M) .....	125
<u>XII.2.</u> Analyse de la structure.....	125
<u>XII.2.1</u> Caractéristiques de l'ouvrage et du site d'implantation.....	125
<u>XII.2.2</u> Méthode d'analyse .....	125
<u>XII.3</u> Spectre de dimensionnement .....	128
<u>XII.4.</u> Effet sismique dans le sens longitudinal.....	129
<u>XII.4.1</u> Calcul élastique ( $q=1$ ).....	129
<u>XII.4.2</u> Calcul inélastique (dimensionnement $q > 1$ ) .....	129
<u>XII.5.</u> Effet sismique dans le sens transversal.....	130
<u>XII.5.1</u> Calcul de la période transversale .....	131
<u>XII.5.2.</u> Calcul des efforts sismiques transversaux.....	132
<u>XII.6.</u> Effet sismique dans le sens vertical .....	133
<u>XII.6.1</u> . Calcul de la période dans le sens vertical .....	134
<u>XII.6.2.</u> Calcul des forces correspondantes pour chaque point nodal.....	134
<u>XII.6.3.</u> Calcul des déplacements verticaux .....	134
<u>XII.7.</u> Récapitulatif des résultats .....	135
<u>XII.8.</u> Combinaison des composantes de l'action sismique.....	135
<u>XII.8.1</u> Calcul des déplacements.....	136
<b><u>Conclusion générale.</u></b> .....	
<b><u>Bibliographie</u></b> .....	

<i>Figure I.1. Tracé en plan</i> .....	02
<i>Figure I.2. Profil en long</i> .....	02
<i>Figure I.3. Profil en travers.</i> .....	03
<i>Figure III.1. Section transversale.</i> .....	10
<i>Figure III.2. Coupe transversale schématique de l'ouvrage</i> .	11
<i>Figure III.3. Gousset supérieur.</i> .....	13
<i>Figure III.4. Gousset inférieur.</i> .....	13
<i>Figure III.5. Coupe transversale du voussoir sur pile.</i> .....	14
<i>Figure III.6. Coupe transversale du voussoir sur culée</i> .....	14
<i>Figure IV.1. Schéma explicatif des différentes largeurs du pont</i> .....	18
<i>Figure IV.2. Glissière de sécurité.</i> .....	20
<i>Figure IV.3. Coupe transversale des trottoirs et corniches.</i> .....	20
<i>Figure IV.4. Dimensions du système de charge Bc</i> .....	24
<i>Figure IV.5. Dimensions du système de charge Bt.</i> .....	26
<i>Figure IV.6. Dimensions du système de charge Br</i> .....	27
<i>Figure IV.7. Dimensions du système de charge Mc120.</i> .....	28
<i>Figure IV.8. Dimensions du système de charge D240.</i> .....	29
<i>Figure V.1. Schéma statique de demi-fléau</i> .....	32
<i>Figure V.2. Charges appliquées au fléau</i> .....	33
<i>Figure V.3. Effet dus au Poids propre du demi-fléau</i> .....	34
<i>Figure V.4. Schéma statique de la surcharge répartie de chantier</i> .....	35
<i>Figure V.5. Schéma statique de la surcharge d'équipage mobile</i> .....	36
<i>Figure V.6. Schéma statique de la surcharge concentré de chantier</i> .....	36
<i>Figure V.7. Schéma statique de la surcharge répartie du vent</i> .....	37
<i>Figure V.8. Schéma statique de la surcharge dans le cas accidentelle</i> .....	38
<i>Figure VI.1. Disposition des câbles dans le gousset supérieur</i> .....	47
<i>Figure VI.2. La disposition des ancrages au niveau des âmes</i> .....	48
<i>Figure VI.3. Tracé d'un câble en élévation</i> .....	48
<i>Figure VI.4. Tracé des câbles en élévation</i> .....	50
<i>Figure VI.5. Tracé en plan d'un câble du fléau</i> .....	50
<i>Figure VI.6. Diagramme des tensions avant et après ancrage de l'armature, effet de rentrée d'ancrage</i> .....	54
<i>Figure VI.7. Disposition des câbles de continuité pour la travée intermédiaire</i> .....	64
<i>Figure VI.8. Disposition des câbles de précontrainte de continuité</i> .....	64
<i>Figure VI.9. Disposition des câbles de continuité pour la travée de rive</i> .....	65

<i>Figure VII.1. Vue en 3D du caisson prêt de la pile modélisé sur le logiciel Robot Structural.</i>	72
<i>Figure VII.2. Vue en 3D du caisson prêt de la culée modélisé sur le logiciel Robot Structural.</i>	72
<i>Figure VII.3. Schéma du Ferrailage du voussoir près de la pile.</i>	84
<i>Figure VII.4. Schéma du Ferrailage du voussoir près de la culée.</i>	84
<i>Figure. VIII.1. Schéma d'effort tranchant dans une section de poutre en béton précontraint.</i>	85
<i>Figure IX.1. Coupe transversale sur le joint de chaussée.</i>	91
<i>Figure IX.2. Joint de chaussée type FT150.</i>	92
<i>Figure IX.3. Fonction d'un appareil d'appui.</i>	92
<i>Figure IX.4. Appareil d'appui en élastomère fretté.</i>	93
<i>Figure IX.5. Dimensions d'un appareil d'appuis.</i>	93
<i>Figure IX.6. Déformation d'appareil d'appuis.</i>	96
<i>Figure IX.7. Dimensions d'un dé d'appuis.</i>	97
<i>Figure IX.8. Schéma représentatif d'un appareil et un dé d'appui.</i>	98
<i>Figure X.1. Vue en plan de la pile.</i>	99
<i>Figure X.2. Schéma de répartition des armatures de la pile.</i>	101
<i>Figure X.3. Abaque de Walther pour la flexion composée.</i>	103
<i>Figure X.4. Ferrailage de la pile.</i>	105
<i>Figure X.5. Coupe transversale (pile, semelle de liaison, pieux).</i>	107
<i>Figure X.6. Ferrailage de la semelle.</i>	111
<i>Figure X.7. Disposition des câbles de précontrainte de fléau.</i>	112
<i>Figure X.8. Abaques de Walther.</i>	114
<i>Figure X.9. Ferrailage du pieu de la pile.</i>	116
<i>Figure XI.1. Les éléments constitutifs d'une culée.</i>	118
<i>Figure XI.2. Dimensions de la culée.</i>	120
<i>Figure XII.1. Discrétisation de la structure.</i>	131

<u>Tab.III.1.</u> : Caractéristiques des voussoirs.....	17
<u>Tab.IV.1.</u> : Tableau de classification des ponts.....	19
<u>Tab.IV.2.</u> : Récapitulatif des résultats.....	21
<u>Tab.IV.3.</u> : Valeurs des coefficients A(L).....	22
<u>Tab.IV.4.</u> : Valeurs de A(L) pour chaque cas de charge.....	23
<u>Tab.IV.5.</u> : Valeurs des coefficients Bc.....	24
<u>Tab.IV.6.</u> : Valeurs de S et $\delta$ pour les différents cas de charge Bc.....	25
<u>Tab.IV.7.</u> : Valeurs des coefficients Bt.....	26
<u>Tab.IV.8.</u> : Valeurs de S et $\delta$ pour les différents cas de charge Bt.....	27
<u>Tab.IV.9.</u> : Valeurs de S et $\delta$ pour les différents cas de charge Br.....	28
<u>Tab.IV.10.</u> : Valeurs de S et $\delta$ pour les différents cas de charge Mc120.....	29
<u>Tab.IV.11.</u> : Combinaison d'actions à l'ELU et l'ELS.....	31
<u>Tab V.1</u> : Longueurs et poids de chaque voussoir.....	34
<u>Tab. V.2:</u> la variation des efforts dans le demi-fléau en fonction de la portée.....	38
<u>Tab.V.3</u> : variation des efforts dans le demi-fléau cas de la situation accidentelle.....	39
<u>Tab.V.4</u> : Tableaux des moments dus à la combinaison d'action de la situation durable à ELU.....	40
<u>Tab.V.5</u> Tableaux des moments dus a la combinaison d'action de la situation accidentelle à ELU	40
<u>Tab.V.6</u> Tableaux des moments dus a la combinaison d'action de la situation accidentelle à ELU.	41
<u>Tab.V.7:</u> Tableaux des moments dus à la combinaison d'action de la situation accidentelle à ELU.	41
<u>Tab.V.8</u> : combinaisons les plus défavorables.....	42
<u>Tab.VI.1</u> : le nombre de câble nécessaire pour chaque voussoir.....	46
<u>Tab.VI.2</u> : Le nombre de câbles arrêtés dans chaque voussoir.....	46
<u>Tab.VI.3</u> : Tracé en élévation des câbles de fléau.....	49
<u>Tab.VI.4</u> : traces des câbles en plan .....	51
<u>Tab.VI.5</u> : Pertes dues au frottement .....	53
<u>Tab.VI.6</u> : Pertes dues au recul d'ancrage.....	55
<u>Tab.VI.7</u> : Résultats Pertes dues au raccourcissement élastique du béton .....	56
<u>Tab.VI.8</u> : Résultats Pertes dues au fluage du béton.....	58
<u>Tab.VI.9</u> : Résultats Pertes dues à la relaxation de l'acier.....	59
<u>Tab.VI.10</u> : Vérification des contraintes en construction. ....	62
<u>Tab.VI.11</u> : Câbles de continuités de la travée intermédiaire .....	63
<u>Tab.VI.12</u> : Nombre de câbles par voussoir (travée intermédiaire).....	63
<u>Tab.VI.13</u> : Câbles de continuités de la travée de rive.....	64
<u>Tab.VI.14</u> : Nombre de câbles par voussoir (travée de rive).....	65
<u>Tab.VI.15</u> : Pertes dues au frottement (travée intermédiaire).....	65
<u>Tab.VI.16</u> : Pertes dues au recul d'ancrage (travée intermédiaire).....	66
<u>Tab.VI.17</u> : Pertes dues au raccourcissement élastique du béton (travée intermédiaire).....	66
<u>Tab.VI.18</u> : Pertes de tension dues au fluage du béton (travée intermédiaire) .....	67

<u>Tab.VI.19</u> : Pertes de tension dues à la relaxation de l'acier (travée intermédiaire) .....	67
<u>Tab.VI.20</u> : Pertes dues au frottement (Travée de rive).....	68
<u>Tab.VI.21</u> : Pertes dues au recul d'ancrage (Travée de rive).....	68
<u>Tab.VI.22</u> : Pertes dues au raccourcissement élastique du béton (Travée de rive).....	68
<u>Tab.VI.23</u> : Pertes de tension dues au fluage du béton (Travée de rive).....	68
<u>Tab.VI.24</u> : Pertes de tension dues à la relaxation de l'acier (Travée de rive).....	69
<u>Tab.VI.25</u> : Vérification des contraintes de continuité à vide (travée intermédiaire).....	70
<u>Tab.VI.26</u> : Vérification des contraintes de continuité en charge (travée intermédiaire).....	71
<u>Tab.VI.27</u> : Vérification des contraintes de continuité à vide (travée de rive).....	71
<u>Tab.VI.28</u> : Vérification des contraintes de continuité en charge (travée de rive).....	71
<u>Tab.VII.1</u> . Coefficient de majoration de chaque système.....	74
<u>Tab.VII.2.</u> : Combinaisons de charges étudiées en flexion.....	74
<u>Tab.VII.3</u> . Récapitulatif des efforts et moments max pour la section sur pile.....	75
<u>Tab.VII.4</u> . Récapitulatif des efforts et moments max pour la section sur culée.....	75
<u>Tab.VII.5</u> . Vérification de l'effort tranchant du voussoir sur pile.....	76
<u>Tab.VII.6</u> . Vérification de l'effort tranchant du voussoir sur culée.....	77
<u>Tab.VII.7</u> . Ferrailage du voussoir près de la pile.....	82
<u>Tab.VII.8</u> . Ferrailage de l'âme du voussoir près de la pile .....	82
<u>Tab.VII.9</u> . Ferrailage du voussoir près de la culée.....	83
<u>Tab.VII.10</u> . Ferrailage de l'âme du voussoir près de la culée .....	83
<u>Tab.VIII.1</u> . Vérification des contraintes de cisaillement dans la travée intermédiaire.....	87
<u>Tab.VIII.2</u> . Vérification des contraintes de cisaillement dans la travée de rive.....	87
<u>Tab. X.1</u> . : Sollicitations maximale sur la pile.....	101
<u>Tab.XI.1</u> . : Coefficients pour les quatres cas de séisme.....	121
<u>Tab.XI.2</u> . : Calcul des moments et efforts globaux.....	123
<u>Tab.XI.3</u> . : Résultat du calcul de la poussée à vide.....	124
<u>Tab.XII.1</u> . : Valeurs du calcul de la période transversale.....	131

# INTRODUCTION GENERALE

En effet, la recherche de solutions et la quête de nouvelles techniques de réalisation dans le domaine des grands ouvrages de génie civil font, bien entendu, appel à l'audace, à la compétence et surtout à l'esprit novateur des ingénieurs. Et ces qualités, indispensables, permettent aux techniciens d'imaginer et de concevoir, de manière considérable, des solutions ingénieuses à des problèmes qui sortent souvent de l'ordinaire.

Il va sans dire que la conception des ponts modernes reste, fortement, influencée par l'emploi de matériaux aux performances remarquables, au développement de méthodes de mise en œuvre pour leurs constructions à la fois rapides et précises.

D'ailleurs certaines familles de ponts en acier ou en béton précontraint tirent leur nom des procédés constructifs employés (ponts poussés, ponts construits par encorbellements successifs).

Aussi, chacune des méthodes envisageables dans un projet donné est généralement associée à un outil utilisé pour la construction des tabliers représentant souvent des structures complexes et délicates qui doivent être capables de supporter des charges importantes et être réutilisés sur différents projets pour amortir l'investissement que représente leur fabrication.

Chaque méthode présente, évidemment, des avantages et des inconvénients et il n'existe pratiquement aucune particularité à l'ouvrage privilégiant, immédiatement, une méthode spécifique, ce qui fait que le choix des solutions possibles est une tâche délicate à laquelle un ingénieur peut être amené à faire face ; d'où la maîtrise de domaines d'emploi de ces outils qui reste primordiale afin d'orienter le processus de décision vers la méthode la plus efficace.

Quant à la démarche de conception d'un pont, elle doit être menée par un ingénieur expérimenté, de compétence proportionnée à l'importance et à la complexité de l'ouvrage et possédant une solide culture technique lui permettant d'identifier les solutions les plus économiques en tirant le meilleur parti des propriétés des matériaux dont il dispose.

Par ailleurs, les performances sans cesse croissantes des matériels informatiques, le perfectionnement des méthodes de représentation graphique et d'analyse numérique ainsi que les immenses progrès accomplis dans la connaissance des phénomènes physiques (effets du vent, des séismes) ou physicochimiques les plus complexes intéressant le comportement des ponts, offrent à l'ingénieur une plus grande liberté de conception que par le passé.

Enfin, un pont est un ouvrage d'art qui ne doit pas être dissocié de son environnement et le côté esthétique est pris en considération au même titre que les autres aspects (économique – technique) parce que l'ouvrage en question ne doit certainement pas être réduit à sa simple dimension utilitaire puisque il constitue un véritable monument de fierté, un symbole esthétique de grandeur et de puissance.

Aussi, tout au long de ce modeste travail, nous tenterons d'étudier les différentes étapes de réalisation de l'ouvrage en question tout en veillant au respect, rigoureux, de la culture technique.

# Chapitre I

---

## Présentation de l'ouvrage

## **Introduction :**

La communication est la base de tout développement économique et culturel d'une civilisation. A cet effet, l'homme développa au cours des siècles, des moyens pour se déplacer toujours plus vite et d'un grand confort possible. Il fallait donc franchir des obstacles.

De tout temps, l'homme a donc été préoccupé par des problèmes de franchissement dont la solution était la réalisation de ponts.

On appelle « pont » tout ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel telles les rivières et les montagnes ou les vallées.

La conception d'un pont doit satisfaire un bon nombre d'exigences. En effet, en plus de pouvoir assurer des services à des usagers, un pont doit impérativement répondre à des exigences vis-à-vis de son environnement.

Aujourd'hui la technique a, énormément, évolué et l'homme dispose, à la fois, de moyens assez sophistiqués et de matériaux nouveaux aux performances remarquables pour édifier des ouvrages de franchissement d'obstacle très fiables.

## **I.1 But de l'étude :**

Le pont, objet de notre étude, est un projet de construction d'ouvrage proposé par la SAETI. Ce pont routier permet le franchissement de l'entrée de la ville d'ANNABA à partir du carrefour de SIDI BRAHIM (VIADUC MOKTA).

## **I.2 Présentation de l'ouvrage:**

La conception d'un pont doit satisfaire un certain nombre d'exigences puisqu'il est destiné à offrir un service à des usagers.

On distingue des exigences fonctionnelles qui permettent au pont d'assurer sa fonction, et des exigences naturelles qui sont l'ensemble des éléments de son environnement déterminant ainsi sa conception.

### **I.2.1. Données géométriques :**

L'ouvrage s'inscrit dans le cadre de l'Aménagement de l'entrée de la ville d'ANNABA à partir du carrefour de SIDI BRAHIM (VIADUC MOKTA).

Sa longueur est de 313.10 m et comprise entre le PK : 1069.51 et 1382.61 et se compose de six (06) travées :

- Quatre travées centrales de 60.80 m.
- Deux travées de rives de 34.95 m.

**a-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 ces points Caractéristiques.

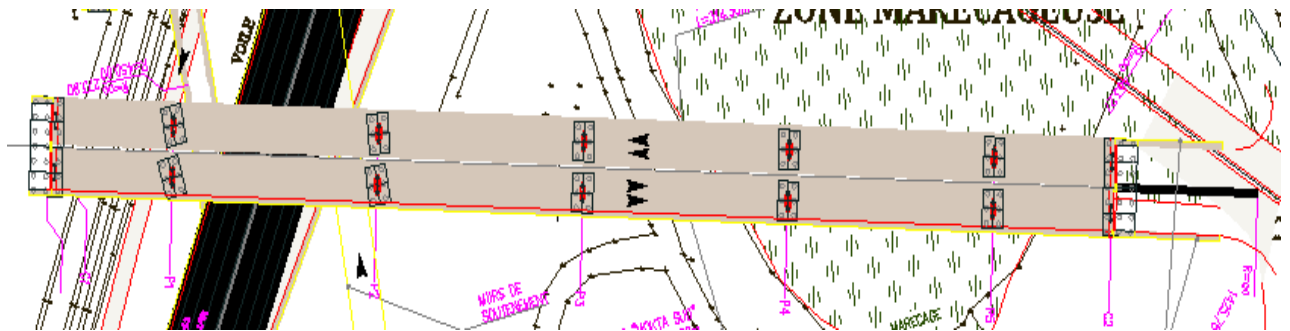


Figure. I.1.Tracé en plan

**b-Profil en long:**

Le profil en long est la ligne située sur l'extrados de l'ouvrage (couche de roulement) 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.

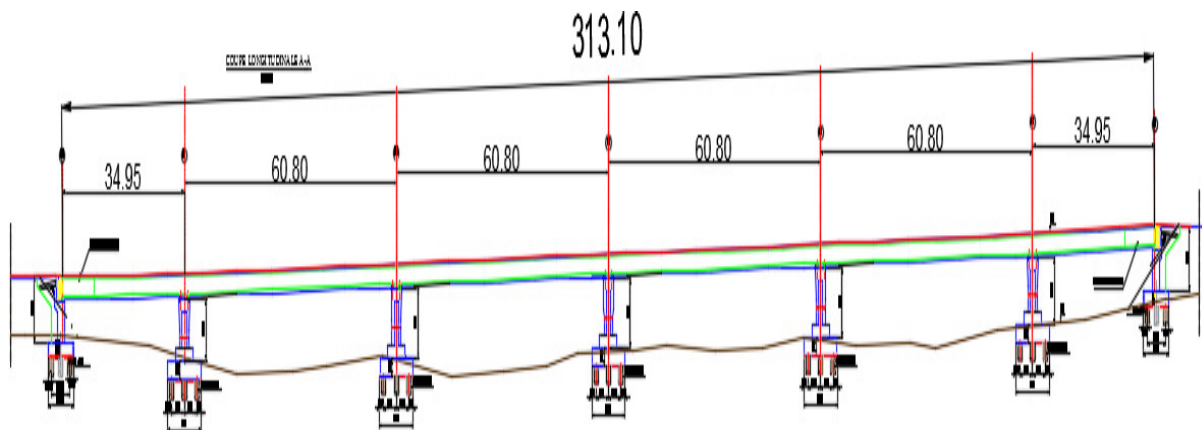


Figure .I.2 : Profil en long

### c-Profil en travers:

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal.

Les composantes du profil en travers de notre chaussée sont :

- Largeur roulable :  $L_r = 9.50$  m
- Largeur utile :  $L_u = 11.40$  m
- Largeur de trottoir :  $l = 1,5$  m
- Nombre de voies de circulations:  $N = 2$  Voies de 3.5m et 1 voie = 2.5m
- divers en toit de 2,5%, et -2,5%

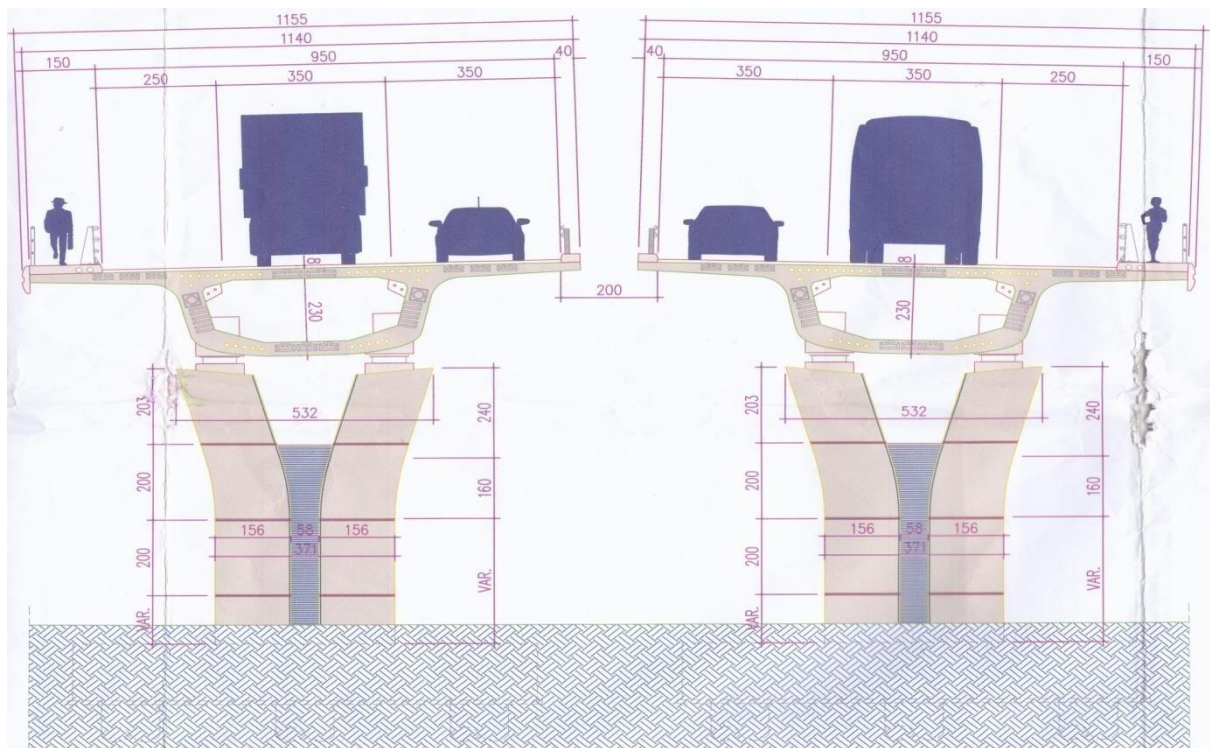


Figure J.3 : Profil en travers

### I.2.2. Données géologiques (géotechniques) :

La connaissance des caractéristiques géotechniques du sol, entraîne les meilleures conditions de stabilité et de rigidité.

Dans le domaine des ouvrages d'art ou de la construction en général, le risque le plus grave est celui de l'insuffisance des études géotechniques lié souvent à l'acceptation des variantes dont la position des appuis.

La reconnaissance du sol est un paramètre fondamental et essentiel pour définir le type d'ouvrage correspondant, ainsi que la proposition des fondations envisagées pour les appuis, et de choisir un bon emplacement dont le but d'avoir un bon comportement mécanique de l'ouvrage.

La zone de notre ouvrage traverse des terrains constitués essentiellement de formations quaternaires, représentées par des sédiments argilo-limoneux, caillouteux renfermant des niveaux sableux et des galets.

Le type de fondation envisagé est profond (fondation sur pieux).

### **I.2.3. Données topographiques :**

Il convient de disposer d'un levé topographique et d'une vue en plan du site indiquant les possibilités d'accès, ainsi que les aires disponibles pour les installations du chantier, les stockages...etc.

A partir du levé topographique, on peut dire que notre site est plat et ne présente aucune difficulté qui peut déranger les travaux d'exécutions.

### **I.2.4. Données sismologiques :**

Un séisme est une succession de déplacements rapides imposés aux fondations d'un ouvrage. En général, le séisme est caractérisé par un spectre de réponses que se soit des déplacements, vitesses ou accélérations.

Sur un ouvrage rigide, les efforts sont identiques à ceux d'une accélération uniforme présentant une composante horizontale de direction quelconque est une composante verticale. La région d'Annaba est classée comme une zone de moyenne sismicité selon le règlement parasismique algérien.

### **I.2.5. Données climatiques :**

#### **a- la température :**

Les effets de température sont bien évidemment pris en compte dans le calcul des constructions, ils interviennent au niveau des joints de chaussées et des appareils d'appui. Avec un gradient thermique de ( $\pm 20^{\circ}\text{C}$ ).

#### **b – la neige :**

Les effets de la neige ne sont pas pris en considération dans le calcul des ponts, mais ils peuvent se produire dans certains cas particuliers (ouvrage en phase de construction).

#### **c – le vent :**

Les efforts engendrés par le vent sur les structures sont fixés par (fascicule 61, titre II), on prend une surcharge du vent répartie de ( $125\text{kg/m}^2$ ).

# CHAPITRE II

---

## Caractéristique des matériaux

**II.1. Béton :**

Le béton est le mélange dans des proportions convenables et de façon homogène de ciment, sable, gravier, eau et éventuellement des adjuvants.

Le béton destiné à la précontrainte ne diffère pas beaucoup de celui destiné au béton armé, sauf qu'il soit utilisé sous des contraintes plus élevées.

**II.1.1. Dosage du béton :**

Le béton est dosé à 400 Kg/m<sup>3</sup> de ciment CPA 325, avec un contrôle strict.

**II.1.2. Densité :**

La masse volumique du béton armé  $\gamma = 2,5$  t/m<sup>3</sup>.

**II.1.3. La résistance à la compression :**

Le caractère de base du béton est la résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise, est notée  $f_{c28}$ . Cette valeur permet de déduire les valeurs des caractères suivants :

- Les résistances à la compression à différents âges de  $j$  jours,  $j$  différent de 28.
- La résistance à la traction à différents âges.
- Le module de déformation longitudinale du béton.

$$f_{c28} = \begin{cases} 35 \text{ MPa pour le béton du tablier} \\ 27 \text{ MPa pour le béton d appui et les fondations} \end{cases}$$

Pour  $j$  jours la résistance caractéristique à la compression

$$\begin{cases} j \geq 28 \text{ jours} & \implies f_{cj} = f_{c28} \\ j < 28 \text{ jours} & \implies f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \end{cases}$$

**II.1.4. La résistance à la traction :**

La résistance à la traction est liée à la résistance à la compression :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} = 0,6 + 0,06(35) = 2,7 \text{ MPa (pour le tablier)}$$

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} = 0,6 + 0,06(27) = 2,22 \text{ MPa (pour les appuis).}$$

$f_{tj}$ ,  $f_{cj}$  sont exprimées en MPa (ou N / mm<sup>2</sup>).

**II.1.5. Contrainte de calcul pour l'E.L.U.R :**

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

Le coefficient  $\theta$  est fixé à « 1 » lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24h, à 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1h.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{en situation durable ou transitoire} \\ 1.15 & \text{en situation accidentelle} \end{cases}$$

**II.1.6. Contrainte limite de service**

$$\sigma = \begin{cases} 0.5 f_{c28} & \text{en service.} \\ 0.6 f_{c28} & \text{en construction.} \end{cases}$$

**II.1.7. Déformation longitudinale du béton E :**

On considère un module de déformation «  $E_{ij}$  » défini par le BPEL comme suit :

- Module de déformation instantanée (courte durée < 24 heures).

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

- Module de déformation différée (longue durée)

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

**II.1.8. Déformation transversale du béton :**

Elle est donnée par la formule suivante :

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

$$\text{Où : } \nu = \frac{\frac{\Delta a}{a}}{\frac{\Delta l}{l}}$$

Avec :  $\nu$ ; coefficient de poisson donné par :  $\nu = 0.2$  pour un béton non fissuré (E.L.S)

$\nu = 0$  pour un béton fissuré (E.L.U)

$a$  ; côte de l'élément considéré.

$L$  ; longueur de l'élément considéré.

## II.2. Les aciers actifs :

Les armatures actives sont des armatures en acier à haute résistance qu'on utilise pour la construction en béton précontraint. Elles sont sous tension même sans aucune sollicitation.

La précontrainte initiale à prendre en considération dans les calculs est donnée par la formule suivante :  $P_0 = \min(0.8 f_{prg}, 0.9 f_{peg})$ .

Où **f<sub>peg</sub>** : limite élastique de l'acier de précontrainte.

**f<sub>prg</sub>** : contrainte de rupture garantie de l'acier de précontrainte.

Le module d'élasticité longitudinale « E<sub>p</sub> », appelé 'Module de Young est pris égal 21000 MPa.

Concernant notre ouvrage, les aciers utilisés pour la précontrainte sont des aciers à très haute résistance qu'on appelle aciers durs et qui ont la plus forte teneur en carbone. Alors on utilise des câbles **12T13**.

## II.3. Caractéristiques des câbles : Selon FREYSSINET

- Unité de précontrainte : 12 torons.

- Section de 12T13 = (1116mm<sup>2</sup>)

- Classe : 1860 Mpa

-Force maximale sous ancrage : 1755 KN

-Poids du câble : 0.76 kg/m Pour 12T13 : 9.12 Kg/m

### II.3.1. La valeur max de la tension à l'origine :

$\sigma_0 < \min(0,8f_{prg}, 0,9f_{peg})$  avec ; - f<sub>peg</sub> = 1656 (MPa)

- f<sub>prg</sub> = 1860 (MPa)

Alors :

$$\sigma_0 < \min(1488 ; 1490.4) = 1488 \text{ MPa}$$

### II.3.2. Gaines :

-  $\Phi_{int}$  : 65 mm.

-  $\Phi_{ext}$  : 72 mm.

**II.3.3. Frottements :**

Coefficient de perte par frottement linière:  $0,003 \text{ m}^{-1}$

Coefficient de frottement de courbure:  $0,1 \text{ rad}^{-1}$

**II.4. Les aciers passifs :**

On utilise pour les aciers passifs des barres à haute adhérence de classe FeE400

On a :  $\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s}$

Avec :  $\gamma_s$  : coefficient de pondération pris égal à 1,15.

D'où :

$$\sigma_s = 400/1,15 = 347,82 \approx 348 \text{ (MPa)}.$$

# Chapitre III

---

## Pré - dimensionnement

**Introduction :**

Le présent chapitre traite les aspects les plus généraux de la conception d'un pont en encorbellement dont :

- La répartition des travées ou (implantation des appuis).
- Le choix d'une section transversale.
- Le dimensionnement des différents éléments constitutifs d'un caisson.
- Les lois de variation de la hauteur du tablier et les différents paramètres géométriques.

Le pré dimensionnement d'un ouvrage d'art joue un rôle très important du point de vue de son comportement, de son économie et de son aspect esthétique. Il est donc primordial, au stade de la conception du projet, de bien réussir le pré dimensionnement.

**III.1. Pré dimensionnement de la structure longitudinale :**

Dans les ouvrages de grande portée, le poids propre du tablier représente une fraction importante de la charge globale qui, en raison de la méthode de construction, est supportée en totalité par les sections voisines des piles. Lors de l'exécution, le tablier se présente sous forme de deux consoles sensiblement égales, qui constituent un fléau dont l'équilibre doit être assuré sous l'action du poids propre et des surcharges du chantier (équipements mobiles, engins et ouvriers).

**III.1.2. Répartition des travées**

En ce qui concerne la répartition des travées, il est généralement préférable de choisir des travées centrales de longueurs égales et d'adopter un rapport travée de rive / travée centrale compris entre 0.5 et 0.7

Notre ouvrage comporte quatre travées intermédiaires et deux travées de rive identiques ayant respectivement les portées suivantes 60.80 m et 34.95 m

Le tablier se compose d'une poutre caisson à hauteur constante en béton précontraint, et poser sur cinq piles et deux culées.

**III.1.3. Hauteur des voussoirs :****Hauteur constante**

Lorsque les portées principales d'un ouvrage sont inférieures à 65/70 m, le tablier le plus économique est en général de hauteur constante. Lorsque celle-ci est envisageable, elle est bien adaptée aux ouvrages de géométrie complexe, notamment les ponts en biais ; il en est de même des ouvrages situés dans des sites complexes (sites urbains, échangeurs, etc.). Pour notre ouvrage, la portée principale est de 60.80 m, alors on est dans le cas de voussoirs à hauteur constante.

Les caractéristiques géométriques de la section retenue :

La hauteur fixe de voussoir ( $H = H_P = H_C$ ) :

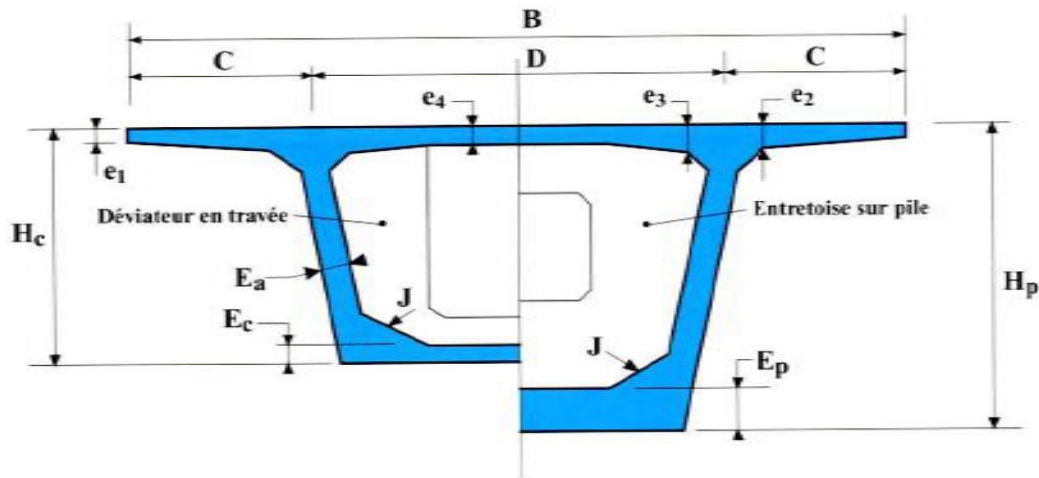


Fig.III.1 : La section transversale

$1/25$  de la portée maximale  $< H < 1/20$  de la portée maximale

$$60.80/25 < H < 60.80/20.$$

$$2.432 < H < 3.04$$

On prend: **H = 2,60m.**

**Hourdis supérieur :**

**B** : la largeur du caisson égale à 11.40m.

$$C = B/4 = 2.85m.$$

Donc : **D = 5.70m.**

$e_1$  dépend du dispositif de retenue choisi.

On prend :  **$e_1 = 20cm$ .**

En première approximation, on pourra retenir pour  $e_2$   $1/7$  à  $1/8$  de la largeur de l'encorbellement mesurée au début du gousset pour un hourdis en béton armé.

On prend :  **$e_2 = 40cm$ .**

$$e_4 = D/25 = 0.25m \text{ avec } e_4 \text{ un minimum de } 20 \text{ cm.}$$

On prend :

$$e_4 = 20cm.$$

$$e_3 \text{ peut être estimée en mètre à } 0,10 + D/25.$$

On prend :

$$e_3 = 35cm.$$

## III.2. Pré-dimensionnement de la section transversale :

### III.2.1. coupe transversale

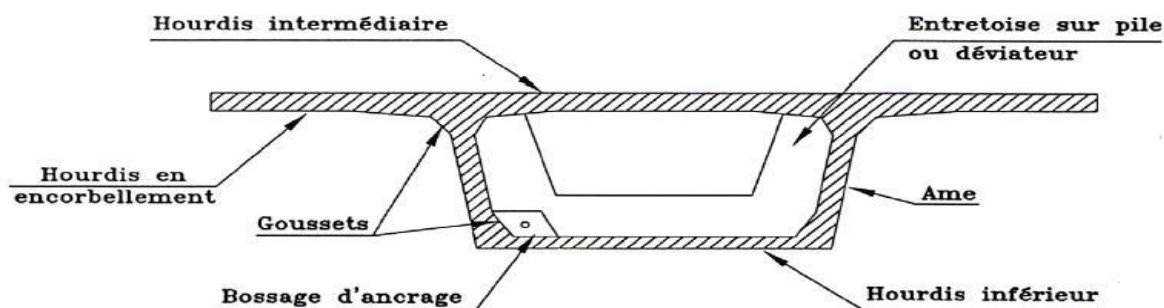


Figure III. 2 : Coupe transversale schématique de l'ouvrage

### III.2.2. Epaisseur de l'âme

Les âmes du caisson sont la plupart du temps inclinées car cette disposition facilite le décoffrage et réduit la largeur des têtes de pile. L'inclinaison couramment adoptée est comprise entre 10 et 30 %, on prend une inclinaison de  $\text{Arctng}(1/5)$ .

$$E_a = L/275 + 1,25 \times B/L - 0,125.$$

L : Portée principale ; B : largeur du hourdis supérieur. ( $E_a$ , L et B exprimés en mètres).

$$E_a = 60.80/275 + 1,25 \times 11.40/60.80 - 0.125$$

$$E_a = 35\text{cm}$$

On prend :  $E_a = 40\text{cm}$ .

On a :

- $e_a = 36\text{cm}$  pour des unités 12 T 13.
- $e_a = 44\text{cm}$  pour des unités 12 T 15.
- $e_a = 59\text{cm}$  pour des unités 19 T 15.

Les câbles de précontrainte choisis dans notre ouvrage sont du type 12T13  $\Rightarrow E_a = 40\text{cm}$

**Inclinaison des âmes :**

L'inclinaison adoptée est de 20 %, soit  $tga = 0,25$  et donc  $\alpha = 14,04^\circ$

**Épaisseur de l'hourdis inférieur :**

L'épaisseur du hourdis inférieur est minimale à la culée et maximale sur pile.

Dans les parties coulées sur cintre, l'épaisseur du hourdis inférieur reste constante et égale à celle de la culée.

**Épaisseur minimale :**

$E_c > 18$  à 22 cm

On prend :  **$E_c = 25\text{cm}$ .**

**Épaisseur maximale :**

Cette valeur dépend beaucoup de la portée et des largeurs des hourdis et varie de 35 à 80 cm voire plus.

On prend :  $E_p = 50\text{cm}$ .

L'épaisseur de l'hourdis inférieur est conditionnée par les paramètres suivants :

1. intensité des efforts de compression en phase de construction et en service
2. logement des câbles de continuité
3. encrage des câbles et diffusion des efforts de précontrainte correspondant
4. la facilité de bétonnage

L'épaisseur du hourdis inférieur est variable entre la section sur pile et la section à la culée

➤ **Épaisseur de la culée**

Elle est conditionnée par les considérations suivantes :

- Les nouvelles règles imposent un ferrailage important du hourdis inférieur pour lequel il est convenable de prévoir une épaisseur minimale de 18 cm.
- Vis-à-vis des câbles de continuité, il est recommandé d'avoir une épaisseur au moins égale à trois fois le diamètre extérieur des gaines de précontrainte (dans notre cas  $\phi = 7.2\text{ cm}$ )
- Pour assurer une bonne répartition des efforts, il convient de prévoir des épaisseurs non disproportionnées pour les âmes et l'hourdis inférieur. à cet égard, il est souhaitable que l'épaisseur du hourdis ne descende pas au dessous du tiers de l'épaisseur des âmes.

L'épaisseur du hourdis inférieur à la clé doit donc satisfaire la condition suivante :

$$e_{ic} (\text{cm}) \geq \max 18\text{cm}, 3 \phi, e_a/3 \quad e_{ic}(\text{cm}) \geq \max 18 ; 21 ; 13.3 \Leftrightarrow \text{Ce qui donne } e_{ic} = 25\text{cm}$$

➤ **Epaisseur sur pile**

L'épaisseur du hourdi inférieur sur pile est en général 2 à 2,5 fois plus grande que celle de la clé.

$$50\text{cm} \leq e_{pi} \leq 75\text{ cm}$$

On choisit  $e_{pi} = 50\text{ cm}$

❖ **dimensionnement des goussets**

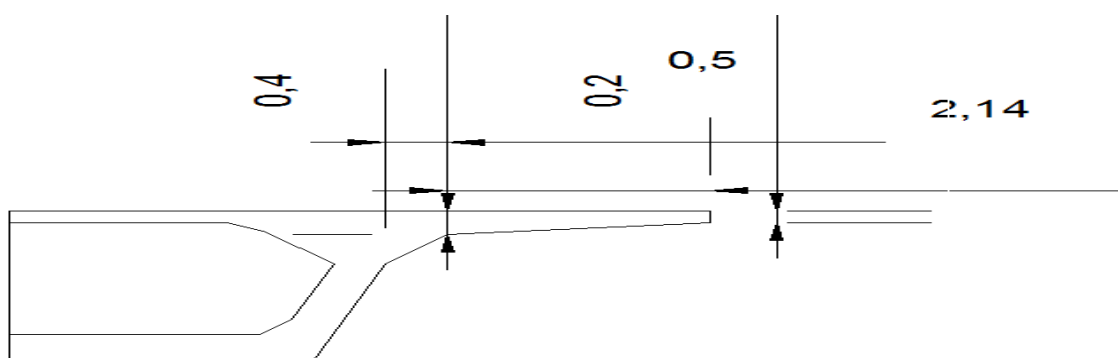
➤ **gousset supérieur**

L'angle d'inclinaison du gousset est compris entre 30 et 45°

$$\text{tg } \alpha = v/h, \quad h = 55\text{ cm}, \quad v = 55\text{cm}$$

$$\text{tg } \alpha = 1$$

$$\alpha = 45$$

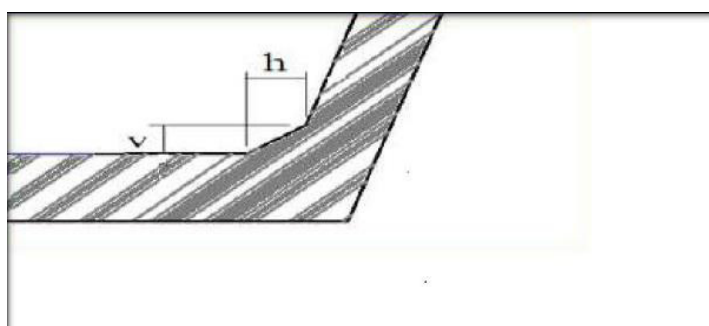


*Figure III.3 : gousset supérieur*

➤ **Gousset inférieur**

Le hourdi inférieur encastré sur les âmes par l'intermédiaire de goussets. L'inclinaison de ces derniers par rapport à l'horizontale ne doit pas être inférieure à 45°, pour ne pas gêner la mise en place du béton.

On opte pour un angle d'inclinaison de 45°, donc on aura  $h = v = 25\text{ cm}$



*Figure III.4 : gousset inférieur*

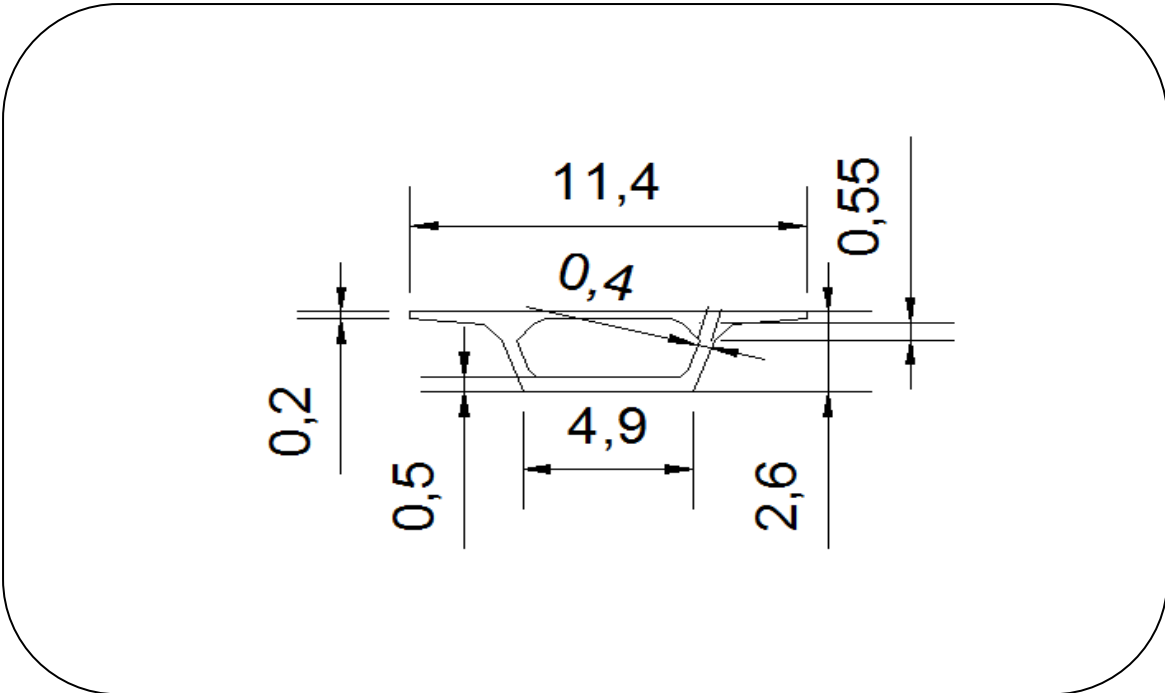


Figure III.5 : coupe du voussoir sur pile

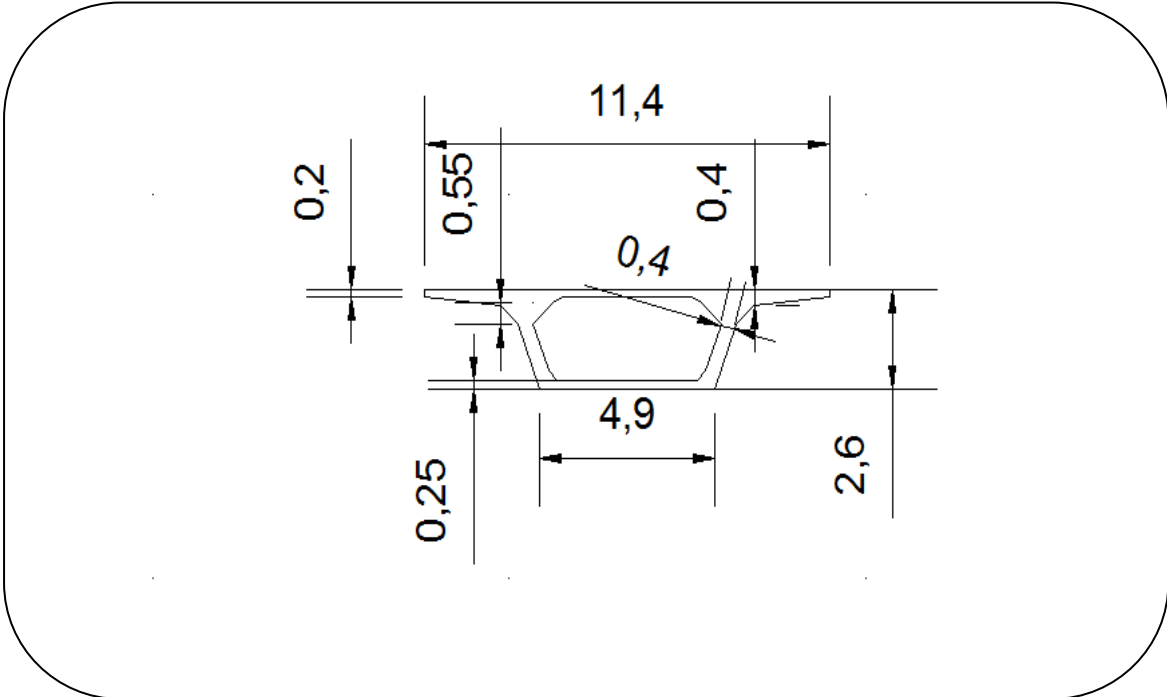


Figure III.6: coupe du voussoir sur culée

### III.3. Découpage en voussoirs :

#### III. 3.1. Voussoirs courants :

La longueur des voussoirs courants est constante et varie de **2.5 à 4m voire 5m** suivant l'ouvrage. Lorsque les voussoirs sont coulés en place, les deux critères de choix sont le temps de bétonnage et la réduction du nombre de cycles et donc de voussoirs.

#### III.3.2. voussoirs sur pile :

Pour les ouvrages coulés sur place, le voussoir sur pile (VSP) mesure en général au moins deux fois la longueur des voussoirs courants, de façon à pouvoir supporter les deux équipages mobiles en position d'exécuter la première paire de voussoirs.

#### III.3.3. Voussoirs de clavage :

La longueur des voussoirs de clavage est légèrement inférieure à celle des voussoirs courants, il ne doit pas être trop petit pour assurer le recouvrement des armatures longitudinales et la mise en tension des câbles des fléaux des derniers voussoirs. Leur longueur minimale est d'environ deux mètres.

On opte pour le découpage suivant :

- Voussoirs sur pile 8m (5 voussoirs)
- Voussoirs courants 3.60 m (70 voussoirs)
- Voussoirs de clavage 2.40 m (6 voussoirs)
- Voussoirs coulés sur cintre 3.35 m (2 voussoirs)

### III.4. Loi de variation des différents paramètres :

Déterminons les différentes caractéristiques géométriques des deux caissons limites.

$I_y(x) = I_{yG} + A(z_G)^2$  (**théorème d'Huygens**).

$I_y(x)$  : Moment d'inertie de la section, par rapport à la fibre supérieure.

$I_{yG}(x)$  : Moment d'inertie de la section, par rapport à son centre de gravité.

$A$  : L'aire de la section.

$Z_G$  : La distance de  $G$  à la fibre supérieure.

**III.4.1.loi de variation de l'épaisseur de l'hourdis inferieur :****a) Travée intermédiaire :**

$$e_i(x) = e_{ic} + \frac{e_{ip} - e_{ic}}{l^2} x^2$$

**b) Travée de rive :**

$$e_i(x) = e_{ic} + \frac{e_{ip} - e_{ic}}{(l - l_c)^2} x^2$$

**III-4-2.Loi de variation de la section :****a) Travée intermédiaire :**

$$s(x) = s_c + \frac{s_p - s_c}{l^2} x^2$$

**b) travée de rive :**

$$s(x) = s_c + \frac{s_p - s_c}{(l - l_c)^2} x^2$$

**III-4-3. Loi de variation du centre de gravité de la section :****a) Travée intermédiaire :**

$$Y_G(x) = Y_{gc} + \frac{Y_{gp} - Y_{gc}}{l^2} x^2$$

**b. Travée de rive :**

$$Y_G(x) = Y_{gc} + \frac{Y_{gp} - Y_{gc}}{(l - l_c)^2} x^2$$

**III-4-4. Loi de variation de l'inertie:****a. Travée intermédiaire :**

$$I(x) = I_c \left[ 1 + k \left( \frac{x}{l} \right)^2 \right]^{5/2}$$

$$\text{Avec : } k = \left[ \left( \frac{I_p}{I_c} \right)^{0.4} - 1 \right]$$

**b. Travée de rive :**

$$I(x) = I_c \left[ 1 + k \left( \frac{x}{l - l_c} \right)^2 \right]^{5/2}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

	h(m)	e(m)	B(m <sup>2</sup> )	Volume(m <sup>3</sup> )	Poids(T)	I <sub>y</sub> (m <sup>4</sup> )	I <sub>z</sub> (m <sup>4</sup> )	v (m)	v' (m)	ρ
VSC	2,6	0,2500	6,7859	22,7328	56,8319	6,0055	56,2815	0.9240	1.6760	0.5715
Clavage	2,6	0,2500	6,7859	16,2862	40,7154	6,0055	56,2815	0.9240	1.6760	0.5715
V7	2,6	0,2551	6,8080	24,5088	61,2720	6,0352	56,3151	0.9276	1.6724	0.5714
V6	2,6	0,2704	6,8742	24,7471	61,8678	6,1248	56,4192	0.9385	1.6615	0.5714
V5	2,6	0,2959	6,9845	25,1442	62,8605	6,2760	56,5916	0.9566	1.6434	0.5716
V4	2,6	0,3316	7,1389	25,7000	64,2501	6,4797	56,8336	0.9819	1.6181	0.5713
V3	2,6	0,3776	7,3375	26,4150	66,0375	6,7560	57,1455	1.0145	1.5855	0.5724
V2	2,6	0,4337	7,5802	27,2887	68,2218	7,1032	57,5282	1.0543	1.5457	0.5750
V1	2,6	0,5000	7,867	28,3212	70,8030	7,5660	57,9824	1.1014	1.4986	0.5827
VSP	2,6	0,5000	7,867	62,9360	157,3400	7,5660	57,9824	1.1014	1.4986	0.5827

**Tableau III.1** caractéristiques des voussoirs

**G** : Le centre de gravité de la section ;

**V** : La distance entre le centre de gravité et la fibre supérieure ;

**V'** : La distance entre le centre de gravité et la fibre inférieure ;

**h** : la hauteur totale de la section ;

**B** : L'aire de la section ;

**I<sub>y</sub>** : Son moment d'inertie (par rapport à un axe horizontal passant par **G**) ;

**I<sub>z</sub>** : Son moment d'inertie (par rapport à un axe vertical passant par **G**) ;

**e** : épaisseur de la table inférieure du voussoir.

**ρ**: le rendement géométrique de la section ;  $\rho = \frac{I_y}{BVV'}$

# CHAPITRE IV

---

## Charges et surcharges

## Introduction :

Dans ce chapitre, nous évaluerons les différentes charges et surcharges qui agissent sur notre ouvrage. Ce dernier doit tenir compte de l'effet des différentes actions (charges routières, surcharges de trottoirs, superstructure) y compris son poids propre.

### IV.1. Caractéristiques du pont :

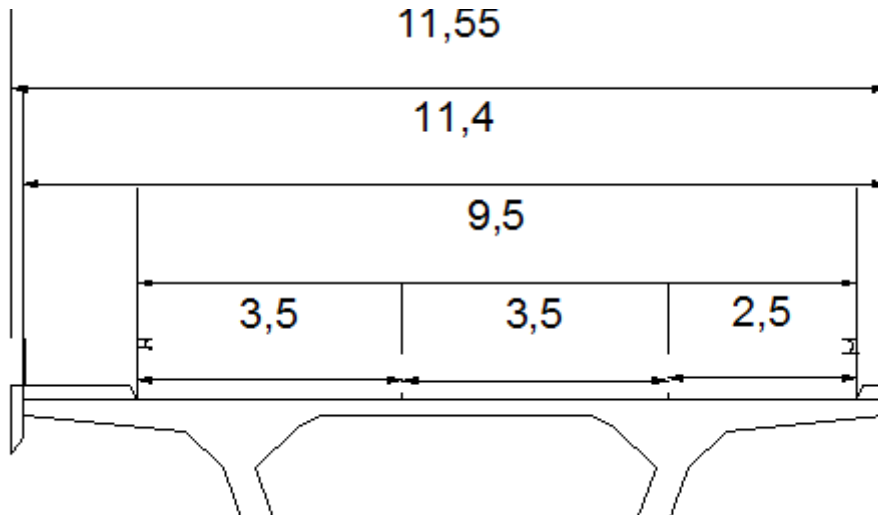


Fig.IV .1 : Schéma explicatif des différentes largeurs du pont.

#### a) - La largeur roulable $L_R$ :

Elle est définie comme étant la largeur comprise entre les dispositifs de retenue ou bordure et comprend également des bandes dérasées, bandes d'arrêt d'urgence (BAU).

- Dans notre cas  $L_R = 11.40m$ .

#### b) - La largeur chargeable $L_C$ :

Elle se déduit de la largeur roulable en enlevant une bande de chaque côté

- Dans notre cas  $L_C = 9.50 m$ .

#### c) - Largeur totale $L_T$ :

- Dans notre cas  $L_T = 11.55m$

#### d) - Nombres de voies de circulation :

$$N_v = \frac{L_c}{3} = 3.166 \quad N_v = 3 \text{ voies.}$$

#### e)- Largeur de la voie :

$$L_v = \frac{L_c}{N_v} = \frac{9.50}{3}$$

$$L_v = \left\{ \begin{array}{l} 2 \text{ voies de } 3.5 \text{ m.} \\ 1 \text{ voie de } 2.50 \text{ m} \end{array} \right.$$

**f)- Classe du pont :**

La classe du pont est donnée par le **fascicule 61 titre II**, et on distingue trois classes de pont en fonction de la largeur roulable **LR**.

**1<sup>ère</sup> classe :** tous les ponts supportant une largeur roulable supérieure ou égale à 7 m c'est à dire  $Lr \geq 7 \text{ m}$  et ceux portant des bretelles d'accès à de telles chaussées, ainsi que les autres ponts éventuellement désignés par le Cahier des Prescriptions Spéciales (C.P.S.), tels que les ponts urbains ou en zone industrielle avec risque d'accumulation de poids lourds quelque soit leur largeur.

**2<sup>ème</sup> classe:** tous les ponts autres que ceux de la 1<sup>ère</sup> classe supportant des chaussées de largeur roulable comprise strictement entre 5,50 m et 7 m, c'est à dire,  $5,5 \text{ m} < Lr < 7 \text{ m}$ .

**3<sup>ème</sup> classe:** les ponts autres que ceux cités avant, portant des chaussées de 1 ou 2 voies de largeur roulable inférieure ou égale à 5,5 m. c'est à dire  $Lr \leq 5,5 \text{ m}$ .

En résumé :

Pont	Classe
$Lr \geq 7,00 \text{ m}$	<b>1er</b>
$5,50 \text{ m} < Lr < 7,00 \text{ m}$	<b>2eme</b>
$Lr \leq 5,50 \text{ m}$	<b>3eme</b>

*TAB.IV.1: tableau de classification des ponts*

Pour notre projet ; il s'agit d'un pont ayant une largeur roulable  $Lr = 11.40 \text{ m}$ , donc c'est un pont de **1<sup>ère</sup> classe**.

**IV.2. Evaluation des charges et surcharges :****IV.2.1. Les charges hors trafic :****Les charges permanentes (CP) :**

Les charges permanentes comprennent le poids propre de la structure porteuse, les éléments non porteurs et des installations fixes. (Charges des trottoirs, revêtement, dispositif de sécurité).

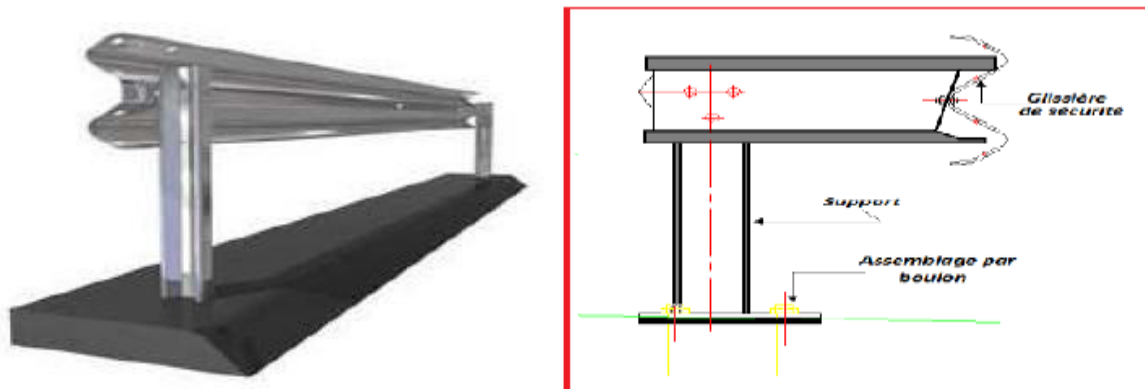
**Les charges complémentaires permanentes (CCP) :****IV.2.1.1. Revêtement :**

La chaussée du pont est composée d'une couche d'étanchéité de 1cm et d'une couche de roulement de 8cm pour le trafic. Avec les densités suivantes : 20 KN/m<sup>3</sup>, 22 KN /m<sup>3</sup>.

$$P \text{ revêtement} = (11.40 \times 0,01 \times 2) + (9.5 \times 0,08 \times 2,2) = \mathbf{1.9 \text{ t/ml.}}$$

**IV.2.1.2. Poids du dispositif de sécurité :**

C'est le poids des glissières de sécurité et les garde-corps.



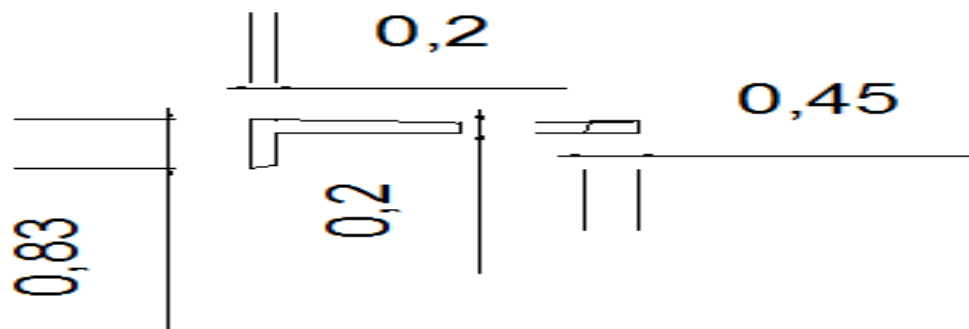
*Figure .IV.2. Glissière de sécurité*

Les glissières souples standards sont les plus utilisées, elles sont composées d'éléments glissants, leurs poids est pris égal à :  **$P_{gl} = 0,06t/ml$** . Pour 2 glissières  **$P_{gl}(2) = 0,12t/ml$**

**IV.2.1.3. Poids du garde corps :**

Sont des barrières métalliques, disposées sur chaque trottoir dont leur poids est estimé selon le fascicule 61, titre II à 0,1 t/ml.

**$P_{gc} = 0,1t/m$** .

**IV.2.1.4. poids de corniche et du trottoir :**

*Figure .IV.3. Coupe transversale des deux trottoirs avec corniche.*

$$P(\text{tr} + \text{cornice}) = x (\text{Strot} + \text{corn-gauche} + \text{Strot})$$

$$P(\text{tr} + \text{cornice}) = 2,5 \times (0,0849 + 0,4748) = 1,3993t/ml.$$

$$\mathbf{P(\text{tr} + \text{cornice}) = 1,3993 t/ml.}$$

Donc :  $CCP = P \text{ revêtement} + P \text{ gli} + P \text{ gc} + P(\text{tr} + \text{cornice})$ .

$$CCP = 1,9 + 0,12 + 0,1 + 1,3993$$

$$\mathbf{CCP = 3,5193 t/ml}$$

➤ **Élément porteur G(x) :**

C'est le poids propre du tablier défini par le produit de la section transversale et le poids volumique du matériau constitutif.

On a :

$$G = 5G_1 + 6G_2 + 5G_3 + 2G_4 + CC_p * L$$

Avec :

**G1** : poids propre du voussoir sur pile.

**G2** : poids propre du voussoir de clavage.

**G3** : poids propre des voussoirs courants par travées

**G4** : poids propre du voussoir coulé sur cintre.

$$G_1 = [\gamma_b \text{ sp.8}] = (2.5 \times 7.867 \times 8) = 157.34 \text{ t}$$

$$G_2 = [\gamma_b \text{ scl.2.4}] = (2.5 \times 6.7859 \times 2.4) = 40.7154 \text{ t}$$

$$G_3 = [\gamma_b \text{ svc.2.4}] = (2.5 \times 101.1806 \times 3.6) = 910.6254 \text{ t}$$

$$G_4 = [\gamma_b \text{ sc.3.35}] = (2.5 \times 6.7859 \times 3.35) = 56.8319 \text{ t}$$

$$G = 6801.3480 \text{ t}$$

$$\Rightarrow G = 5(157.34) + 6(40.7154) + 5(910.6254) + 2(56.8319) + 3.8537 * 313.10 = 6801.3480 \text{ t}$$

Désignation	Valeur
Poids Total en (t)	6801.3480
Longueur Totale en (m)	313.10
Poids Total en (t/ml)	21.7226

Tab IV.2: Récapitulatif des résultats

#### IV.2.2. Les charges dues au trafic :

- Charges routières :

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

- La charge de type A (L).
- Système B (Bc, Bt, Br).
- La surcharge militaire Mc120.
- Le convoi exceptionnel D240.
- Les surcharges sur trottoirs.

## IV.2.2.1. Système de charges A (L) :

D'après le **fascicule 61 titre II**, la chaussée supporte une surcharge uniforme dont l'intensité est définie par la formule suivante en fonction de la longueur chargée L (portée du pont).

$$A(l) = 230 + \frac{36000}{L+12} \quad \text{exprimé en ( kg/m3)}$$

Où L : la longueur chargée en m.

**A<sub>c</sub>** : (A(l) corrigée) obtenu en majorant A(L) par les coefficients a<sub>1</sub> et a<sub>2</sub>, cette nouvelle valeur est notée A<sub>c</sub>(L) tel que : A<sub>c</sub>(L)=a<sub>1</sub>×a<sub>2</sub>×A(L), appliquer uniformément sur toute la largeur de la chaussée des voies considérées. Cette valeur tient compte des effets dynamiques et n'est donc pas à multiplier par un coefficient de majoration dynamique.

Nombre de voies		1	2	3	4	≥5
Classe du pont	1 <sup>ère</sup>	1	1	0.9	0.75	0.7
	2 <sup>ème</sup>	1	0.9	/	/	/
	3 <sup>ème</sup>	0.9	0.8	/	/	/

TAB.IV.3.les valeurs de coefficient a<sub>1</sub>

Donc : a<sub>1</sub> = **0,9** (pont de 1<sup>ère</sup> classe, et avec 03 voies)

La valeur de a<sub>2</sub> est donnée par la formule suivante :

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

V<sub>0</sub> dépend de la classe du pont :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_0 = 3,5 \text{ pour un pont de } 1^{\text{ère}} \text{ classe.} \\ V_0 = 3 \text{ pour un pont de } 2^{\text{ème}} \text{ classe.} \\ V_0 = 2.75 \text{ pour un pont de } 3^{\text{ème}} \text{ classe.} \end{array} \right.$$

Dans notre cas V<sub>0</sub> = 3,5.

V : largeur réelle de la voie

$$V = \frac{Lr}{N} = 3.80$$

$$\text{Donc } a_2 = \frac{3.5}{3.8} = 0.921$$

Ce qui donne : A<sub>c</sub> = 0,9. 0,921. A(l) = 0,8289 A(l).

Le choix de la mise en charge A(l) sur les travées qui donne les moments fléchissants, et les efforts tranchants max ne peut pas être déterminé directement. Pour ce faire, il faut donc envisager les différents cas de chargement possible.

Nous avons 9 cas de charges possible.

Les différentes valeurs de A (l) sont données par le tableau suivant :

cas Travée Chargée	L (m)	A(L) t/m <sup>2</sup>	a <sub>2</sub>	a <sub>1</sub> 1 <sup>ère</sup> et 2 <sup>ème</sup> voies	a <sub>1</sub> 3 <sup>ème</sup> voie	Ac t/m <sup>2</sup> 1 <sup>ère</sup> et 2 <sup>ème</sup> voies	Ac t/m <sup>2</sup> 3 <sup>ème</sup> voie	1 voie 3.5m t/ml	2 voies 7m t/ml	3 voies 9.5m t/ml
1	313.10	0.3407	1	1	0.9	0.3407	0.3066	1.1925	2.3849	2.9130
2	69.90	0.6696	1	1	0.9	0.6696	0.6026	2.3436	4.6872	5.7251
3	243.20	0.3711	1	1	0.9	0.3711	0.3340	1.2989	2.5977	3.1729
4	156.55	0.4436	1	1	0.9	0.4436	0.3992	1.5526	3.1052	3.7928
5	34.95	0.9968	1	1	0.9	0.9968	0.8971	3.4888	6.9776	8.5226
5	95.75	0.5641	1	1	0.9	0.5641	0.5077	1.9744	3.9487	4.8231
6	121.60	0.4995	1	1	0.9	0.4995	0.4496	1.7483	3.4965	4.2707
7	182.40	0.4152	1	1	0.9	0.4152	0.3737	1.4532	2.9064	3.5500
8	60.80	0.7245	1	1	0.9	0.7245	0.6521	2.5358	5.0715	6.1945
9	313.10	0.3407	1	1	0.9	0.3407	0.3066	1.1925	2.3849	2.9130

TAB.IV.4. les valeurs de A(l) pour chaque cas de charge.

Le cas le plus défavorable vaut : **8.5226 t/ml**, sur la travée de rive de **34.95 m**

**Remarque :** L'effet le plus défavorable n'est pas forcément obtenu en chargeant la plus grande longueur possible.

#### IV.2.2.2. Système de charge B :

Le système de charges B comprend trois systèmes distincts (Bc, Bt, Br) dont il y a lieu d'examiner indépendamment les effets pour chaque élément de pont.

Les deux systèmes Bc et Br, s'appliquent à tous les ponts quelle que soit leur classe. Mais le système Bt ne s'applique qu'aux ponts de première ou de deuxième classe.

##### IV.2.2.2.1. Système de charge Bc :

Un camion type du système Bc comporte trois essieux, tous les trois à roues simples munies de pneumatiques, et répond aux caractéristiques suivantes :

Masse totale .....	30 t.
Masse portée par chacun des deux essieux arrières .....	12 t.
Masse portée par l'essieu avant .....	6t.
Distance de l'essieu avant au premier essieu arrière .....	4,5 m.
Distance entre les deux essieux arrières .....	1, 5 m.
Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu .....	2m.

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

**Disposition dans le sens transversal :** Le nombre maximum de files que l'on peut disposer est égal au nombre de voies de circulation ; il ne faut pas en mettre plus, même si cela est géométriquement possible.

**Disposition dans le sens longitudinal :** Le nombre de camions est limité à deux, la distance entre deux camions d'une même file est déterminée de façon à produire l'effet le plus défavorable.

Le sens de circulation peut être dans un sens ou dans l'autre à condition que les deux camions circulent dans le même sens.

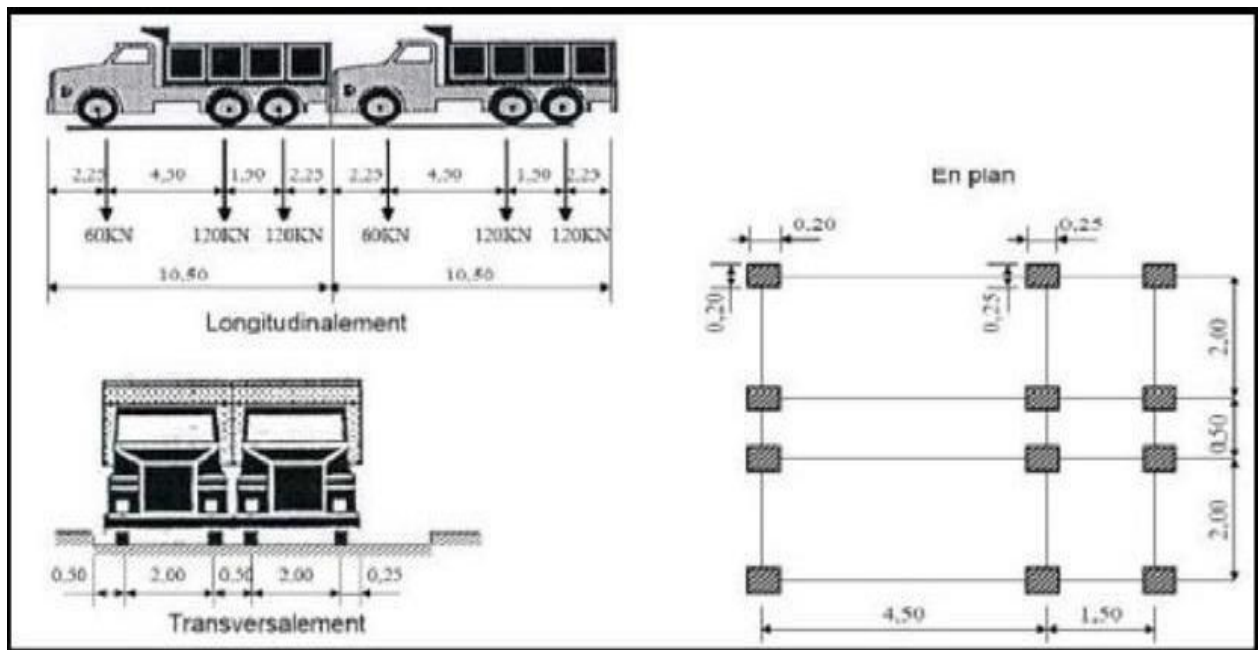


Fig. IV. 4 : Les dimensions de système Bc

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, les valeurs des charges du système Bc prises en compte sont multipliées par le coefficient  $b_c$  qui est donné dans le tableau suivant :

Classe du Pont	Nombre de files				
	1	2	3	4	$\geq 5$
1 <sup>ère</sup>	1.2	1.1	0.95	0.8	0.7
2 <sup>ème</sup>	1	1	/	/	/
3 <sup>ème</sup>	1	0.8	/	/	/

TAB.IV.5. les valeurs de coefficient  $B_c$

**-Coefficient de majoration dynamique :**

Ce coefficient est déterminé par la formule :

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

Avec :

**L** : la longueur de l'élément exprimée en mètres.

**G** : poids propre de la travée considérée.

**S** : La charge de Bc max prise avec pondération.

La valeur de « **S** » à introduire dans la formule est celle obtenue après multiplication par le coefficient **bc** en fonction de la classe du pont et du nombre des files considérées suivant :

$$bc = \begin{cases} 1, 2 \dots \dots \dots \text{Pour 1 file} \\ 1, 1 \dots \dots \dots \text{Pour 2 files} \\ 0, 95 \dots \dots \dots \text{pour 3 files} \end{cases}$$

Donc  $S = n \times 30 \times bc$

[ Un camion.....30t  
n : nombre de camion

Les valeurs de **S** et de  $\delta$  pour les différents cas de la charge **Bc** sont données par le tableau suivant :

Cas travées chargées	L (m)	G (t)	bc1 file	bc 2 files	bc 3 files	S(t) 1file	S(t)2 files	S(t) 3 files	δ 1 file	δ 2files	δ 3 files
1	313.1	6801.3480	1.2	1.1	0.95	72	132	171	1.0079	1.0092	1.0100
2	69.9	1518.4097	1.2	1.1	0.95	72	132	171	1.0337	1.0395	1.0431
3	243.2	5282.9363	1.2	1.1	0.95	72	132	171	1.0101	1.0118	1.0129
4	156.55	3400.6730	1.2	1.1	0.95	72	132	171	1.0155	1.0181	1.0198
5	34.95	759.2049	1.2	1.1	0.95	72	132	171	1.0640	1.0751	1.0820
6	95.75	2079.9390	1.2	1.1	0.95	72	132	171	1.0250	1.0292	1.0319
7	121.6	2641.4682	1.2	1.1	0.95	72	132	171	1.0199	1.0232	1.0254
8	182.4	3962.2022	1.2	1.1	0.95	72	132	171	1.0134	1.0156	1.0171
9	60.8	1320.7341	1.2	1.1	0.95	72	132	171	1.0385	1.0450	1.0492

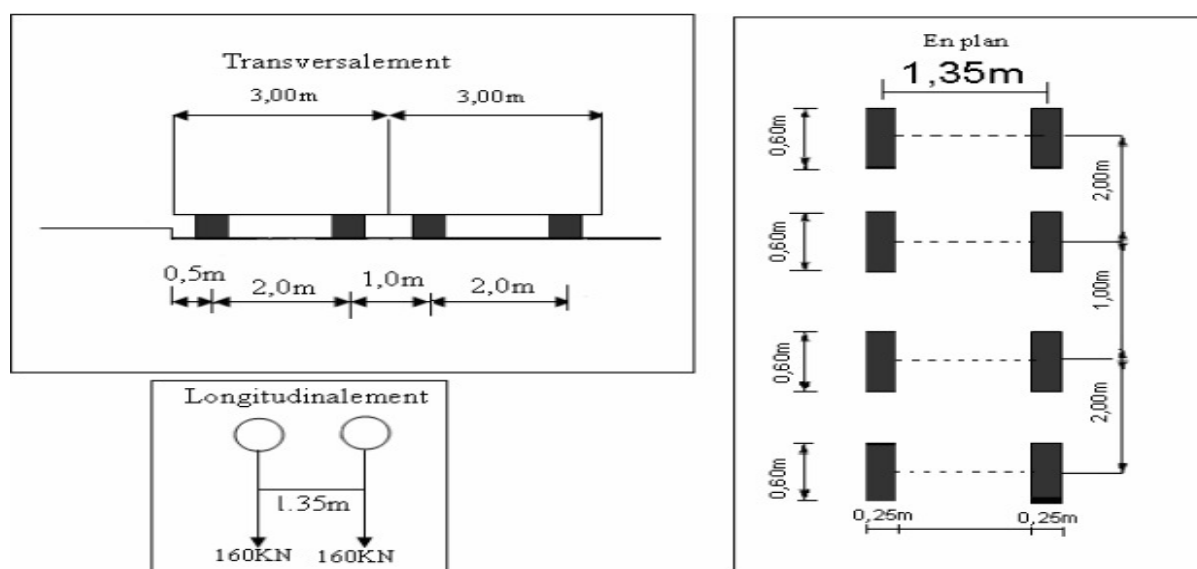
**Tab. IV. 6: Calcul des valeurs de S et δ pour les différents cas de charge Bc.**

**IV.2.2.2.2. Système de charge Bt**

Ce système est applicable seulement pour les ponts de 1<sup>ère</sup> et 2<sup>ème</sup> classes. Un tandem du système comporte deux essieux, tous deux à roues simples munies de pneumatiques. Pour les ponts à une voie, un seul tandem est disposé sur la chaussée ; pour les ponts supportant au moins deux voies, deux tandems au plus sont disposés de front sur la chaussée, les deux bandes longitudinales qu'ils occupent pouvant être continues ou séparées de façon à obtenir la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

- Masse portée par chaque essieu. .... 160 KN
- Distance des deux essieux. ....1,35 m
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu.....2 m.
- Masse totale .....32 t
- Masse portée par chaque essieu .....16 t

Toutes ces indications sont bien illustrées sur la figure ci-dessous



**Fig. IV. 5: Les dimensions de système Bt.**

En fonction de la classe du pont, la valeur des charges du système Bt prise en compte est multipliée par le coefficient bt qui est présenté dans le tableau suivant (**fascicule 61 titre II**) :

Classe de pont	Première	Deuxième
Coefficient	1	0.9

**Tab IV.7: Valeurs de coefficient bt.**

**Coefficient de majoration dynamique**

Les surcharges du système sont multipliées par de coefficient de majoration dynamique. Ce

coefficient est déterminé par la formule :  $\delta = 1 + \beta + \alpha = 1 + \frac{0.6}{1+4 \times \frac{G}{S}} + \frac{0.4}{1+0.2 \times L}$

**L** : la longueur de l'élément exprimée en mètres. **G** : la charge permanente de l'ouvrage

**S**: Surchage Bc maximale.

Avec:

$S = n \times 32 \times bt$  n: nombre de camion, (camion de 32t) pont de première classe  $\Rightarrow bt = 1$

Les calculs sont les suivants :

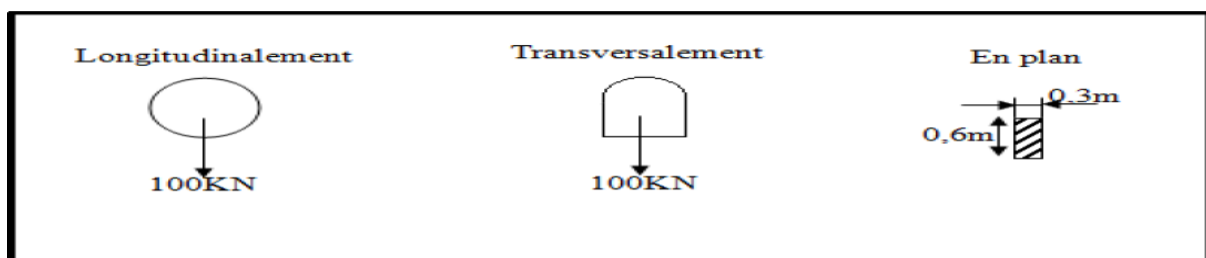
Cas de travées chargées	L (m)	G (t)	Bt	S pour 1 file	S pour 2 files	$\delta$ Pour 1 file	$\delta$ pour 2 files
1	<b>313.1</b>	6801.3480	1	32	64	1.0070	1.0077
2	<b>69.9</b>	1518.4097	1	32	64	1.0298	1.0330
3	<b>243.2</b>	5282.9363	1	32	64	1.0090	1.0099
4	<b>156.55</b>	3400.6730	1	32	64	1.0138	1.0152
5	<b>34.95</b>	759.2049	1	32	64	1.0563	<b>1.0624</b>
6	<b>95.75</b>	2079.9390	1	32	64	1.0222	1.0244
7	<b>121.6</b>	2641.4682	1	32	64	1.0176	1.0194
8	<b>182.4</b>	3962.2022	1	32	64	1.0119	1.0131
9	<b>60.8</b>	1320.7341	1	32	64	1.0340	1.0376

**Tab IV.8: Calcul des valeurs de S et  $\delta$  pour les différents cas de charge Bt.**

**IV.2.2.2.3.Système de charge Br**

La roue isolée, qui constitue le système Br porte une masse de **100 KN**. Sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le coté transversal mesure **0,60 m** et le coté longitudinal **0,30 m**. Le rectangle d'impact de la roue Br disposé normalement à l'axe longitudinal de la chaussée, peut être placé n'importe où sur la largeur roulable

Schématisations des caractéristiques de système Br



**Fig.IV.6: Dimensions du système B**

Coefficient de majoration dynamique :

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

Les calculs sont les suivants :

Cas de travées chargées	L (m)	G (t)	S (t)	$\delta$
1	<b>313.1</b>	6801.3480	10	1.0065
2	<b>69.9</b>	1518.4097	10	1.0277
3	<b>243.2</b>	5282.9363	10	1.0083
4	<b>156.55</b>	3400.6730	10	1.0128
5	<b>34.95</b>	759.2049	10	<b>1.0520</b>
6	<b>95.75</b>	2079.9390	10	1.0206
7	<b>121.6</b>	2641.4682	10	1.0164
8	<b>182.4</b>	3962.2022	10	1.0111
9	<b>60.8</b>	1320.7341	10	1.0315

Tab. IV. 9 : Calcul des valeurs de S et de  $\delta$  pour les différents cas de charge Br

### IV.2.2.3. Système Mc120

Les ponts doivent être calculés d'une manière à supporter les véhicules militaires du type Mc120 susceptibles dans certains cas d'être plus défavorables que les charges A et B. Ces derniers peuvent circuler en convois :

- Dans le sens transversal : un seul convoi.
- Dans le sens longitudinal : le nombre de chars n'est pas limité, mais on doit limiter l'espacement entre deux convois d'environ de **30,5 m**
- Masse totale est de **110 t**
- Longueur d'une chenille est de **6, 10 m**
- Largeur d'une chenille est égale à **1, 0 m**
- Distance d'axe en axe des deux chenilles est de **3,30 m**

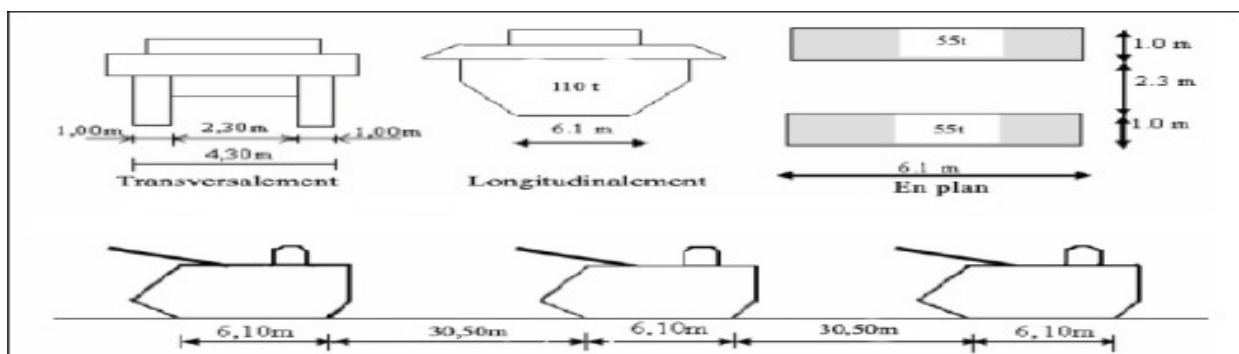


Fig. IV.7. : Les dimensions du système Mc120

Les surcharges militaires sont frappées d'un coefficient de majoration dynamique  $\delta$ . Calcul des valeurs de  $S$  et  $\delta$  pour les différents cas de la surcharge **Mc120**.

$$\delta = 1 + \beta + \alpha = 1 + \frac{0.6}{1+4\frac{G}{S}} + \frac{0.4}{1+0.2 \times L} \quad \text{Avec : } S = n \times 110 \text{ t}$$

Cas de travées chargées	L (m)	G (t)	N	S(t)	$\delta$
1	<b>313.1</b>	6801.3480	9	990	1.0274
2	<b>69.9</b>	1518.4097	2	220	1.0477
3	<b>243.2</b>	5282.9363	7	770	1.0292
4	<b>156.55</b>	3400.6730	5	550	1.0357
5	<b>34.95</b>	759.2049	1	110	<b>1.0710</b>
6	<b>95.75</b>	2079.9390	3	330	1.0427
7	<b>121.6</b>	2641.4682	4	440	1.0398
8	<b>182.4</b>	3962.2022	5	550	1.0308
9	<b>60.8</b>	1320.7341	2	220	1.0544

Tab . IV.10 : Calcul des valeurs de  $S$  et de  $\delta$  pour les différents cas de surcharge MC120.

#### IV.2.2.4. Charge exceptionnelle D240 :

Le convoi de type D240 comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de **240 tonnes** de poids total. Ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément réparti chargé de **3.2 m** de largeur et **18.6 m** de long, le poids par mètre linéaire égale à **12.9 t/ml**. Ce type de convoi est à prendre seul.

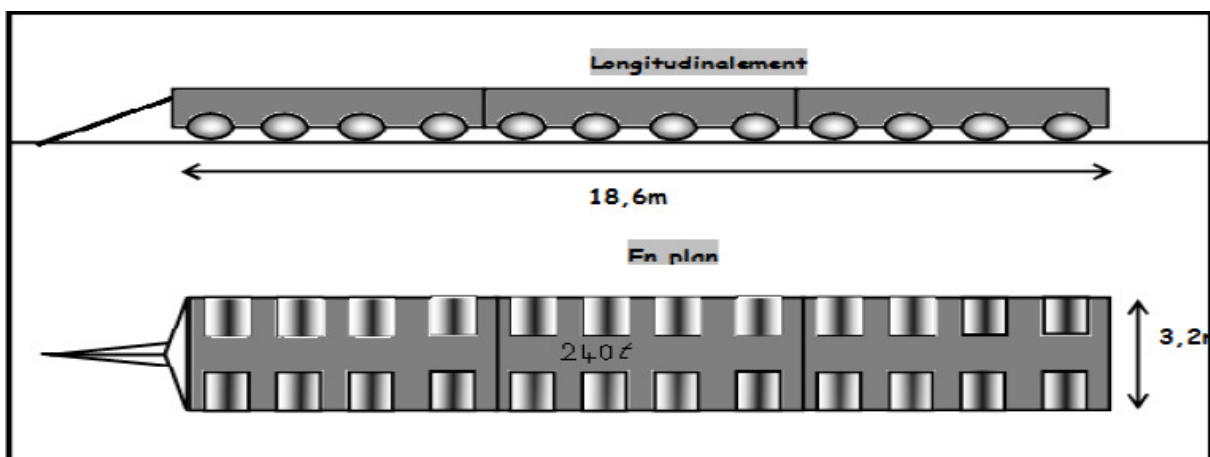


Fig. IV.8.: Les dimensions du système D240

Les charges exceptionnelles D240 ne sont pas frappées de majorations pour effet dynamique, elles sont supposées ne développer aucune réaction de freinage, ni force centrifuge. (Vu la lenteur de ce dernier, sa charge est considérée comme une charge statique).

- **Effort de freinage :**

Les charges de chaussée des systèmes **A(I)** et **Bc** sont susceptibles de développer des réactions de freinage, **Ff** effort s'exerçant à la surface de la chaussée.

- Dans les cas courants, la résultante de ces efforts peut être supposée centrée sur l'axe longitudinal de la chaussée.

- **Effort dû au système A(I) :**

L'effort de freinage dû à la charge A est égal à la fraction du poids de celle-ci :

$$FA(I) = \frac{1}{20+0.0035 S} A(I) = 0.0424t=0.4240KN$$

$$A(I) = A_c = 0.8971 \text{ t/m}^2 \quad (\text{chargement de cas le plus défavorable})$$

S : surface chargée par m<sup>2</sup>

$$S = L.LC = 34.95 * 9.50 = 332.025 \text{ m}^2$$

L = 34.95m : désigne la longueur de la travée considérée.

- **Effort de freinage du a Bc :**

Chaque essieu d'un camion **Bc** peut développer un effort de freinage égal à son poids. Parmi les camions que l'on peut placer sur le pont, un seul est supposé freiner. Les camions sont disposés pour développer l'effet le plus défavorable. Les efforts de freinage développés par le système **Bc** ne sont pas susceptibles de majorations pour effets dynamiques. Les coefficients bc ne s'appliquent pas aux efforts de freinage développés par le système Bc. Donc : **F<sub>Bc</sub> = Bc = 30 t**

### IV.2.3.Charges sur les trottoirs :

Les trottoirs supportent des charges différentes selon le rôle de l'élément structural considéré et selon qu'il s'agisse de ponts portant à la fois une ou des chaussées et un ou deux trottoirs, donc on va les assimiler à des charges réparties de **1,5 KN/m<sup>2</sup>** pour la justification de la flexion longitudinale et **4,5 KN/m<sup>2</sup>** pour la flexion locale.

Elle est disposée tant en longueur qu'en largeur pour produire l'effet maximal envisagé.

Dans notre cas, on charge uniquement un trottoir.

- **Charges locales :**

Le trottoir chargé :  $St = 0.45 \times 1,50 = 0.675 \text{ t/ml}$ .

#### Charges générales :

Le trottoir chargé :  $St = 0.15 \times 1,50 = 0.225 \text{ t/ml}$

**IV.2.4. Effet du vent :**

D'après le fascicule 61 titre II, le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée. Il développe sur toute la surface frappée normalement une pression de :

- $P = 2 \text{ KN/m}^2$  lorsque l'ouvrage est en service.
- $P = 1.25 \text{ KN/m}^2$  lorsque l'ouvrage est en exécution dont la durée excède un mois.
- $P = 1.0 \text{ KN/m}^2$  lorsque l'ouvrage est en exécution dont la durée n'excède pas un mois.

Pour le cas de notre ouvrage, on prendra une pression qui vaut **2 KN/m<sup>2</sup>** car l'ouvrage est en service.

**IV.2.5. Effet du gradient thermique :**

Le gradient thermique est la différence de la température qui s'établit entre les fibres supérieures et inférieures d'une poutre sous l'effet de l'ensoleillement. Logiquement, l'extrados est plus chaud que l'intrados.

Le gradient thermique résulte d'un échauffement ou d'un refroidissement unilatéral de courte durée de la structure porteuse. La variation uniforme de la température se réfère à la température moyenne du lieu, soit : Pour la région de ANNABA  $\Delta T = \pm 20^\circ\text{C}$ .

**IV.2.6. Le séisme :**

Pour un séisme de probabilité d'occurrence donnée, le dommage conçu est dimensionné d'après les dispositions suivantes, situé n'importe où, ne devrait pas dépasser une limite établie. En premier lieu, il s'agit d'assurer la protection des vies humaines et, par conséquent, de garantir la sécurité structurelle.

Notre ouvrage est classé en zone **IIa**. La zone est à *moyen* risque sismique.

**IV.3. Combinaisons des charges :**

Les combinaisons mentionnées ne sont pas à considérer simultanément ; seules sont à étudier, celles qui apparaissent comme les plus agressives.

Action prépondérante	Combinaisons
<b>ELU</b>	$1.35G + 1.6 (A (L) + Qt)$
	$1.35G + 1.6 (Bc + Qt)$
	$1.35G + 1.35 M_{c120}$
	$1.35G + 1.35 D240$
<b>ELS</b>	$G + 1,2 (A (L) + Qt)$
	$G + 1,2 (Bc + Qt)$
	$G + M_{c120}$
	$G + D240$

**Tab. IV. 11 : Combinaisons d'actions à l'ELU et l'ELS.**

# CHAPITRE V

---

## Etude longitudinale

## INTRODUCTION

La construction des ponts par encorbellement successif consiste à réaliser un tablier à partir des piles en confectionnant des voussoirs de part et d'autre à partir de la pile considérée pour ne pas avoir un renversement, soit dans des ateliers de préfabrication est on le met en place avec des engins, soit directement dans des coffrages portés par des équipages mobiles. Ces voussoirs sont fixés, à l'aide de câbles de précontrainte, symétriquement aux extrémités de la portion de tablier déjà construite. Lorsque ces extrémités atteignent le voisinage de la clé des deux travées de part et d'autre de la pile considérée, on dit que l'on a construit un fléau.

### V.1. L'étude du fléau isostatique :

Pour l'évaluation des efforts agissants sur chaque voussoir, on considère seulement le demi-fléau en raison de la symétrie par rapport à l'axe de la pile, en supposant que le demi-fléau est encasturé au niveau de la pile.

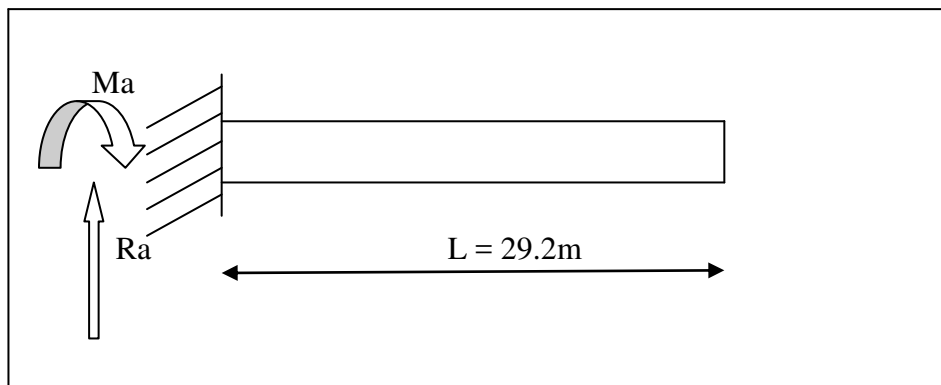


Figure V.1: schéma statique de demi-fléau

### V.2. Effort dus à l'exécution de fléau :

Les charges à prendre en compte dans ces phases sont :

- le poids propre de tablier :  $G$
- les surcharges de chantier : On tient compte des divers matériels de chantier que l'on assimile à une surcharge uniformément répartie de  $Q_{pra1} = 0,02 \text{ T/m}^2$  et une surcharge concentrée  $Q_{pra2} = 10 \text{ T}$  appliquée au bout de fléau.
- Equipages mobile: le poids de l'équipage mobile sensiblement égale à la moitié de poids du voussoir le plus lourd qu'il sert à bétonner (le poids du voussoir = 157.34 t) et en prendra  $P_{em} = Q_{prc1} = 80 \text{ t}$  concentré au bout du dernier voussoir déjà mis en tension, sauf le dernier voussoir de clavage on n'a pas besoins de l'équipage mobile.

- Le vent : D'après le fascicule 61 Titre II on prend une surcharge du vent égale à  $100\text{kg/m}^2$  si la phase de construction n'excède pas un mois, et  $125\text{kg/m}^2$  sinon. Donc pour notre cas on prend  $125\text{kg/m}^2$  soit  $Q_w=0,125\text{ t/m}^2$ .
- Actions accidentelles : des incidents peuvent survenir en cours d'exécution, tels par exemple, la chute d'un équipage mobile, et doivent être pris en compte.

Partie coulé sur cintre

On considère qu'en cours d'une manœuvre, l'équipage vide puisse chuter.  
Le poids correspondant est multiplié par un coefficient de majoration égal à 2.  
Pour notre cas  $FA= 160\text{ t}$

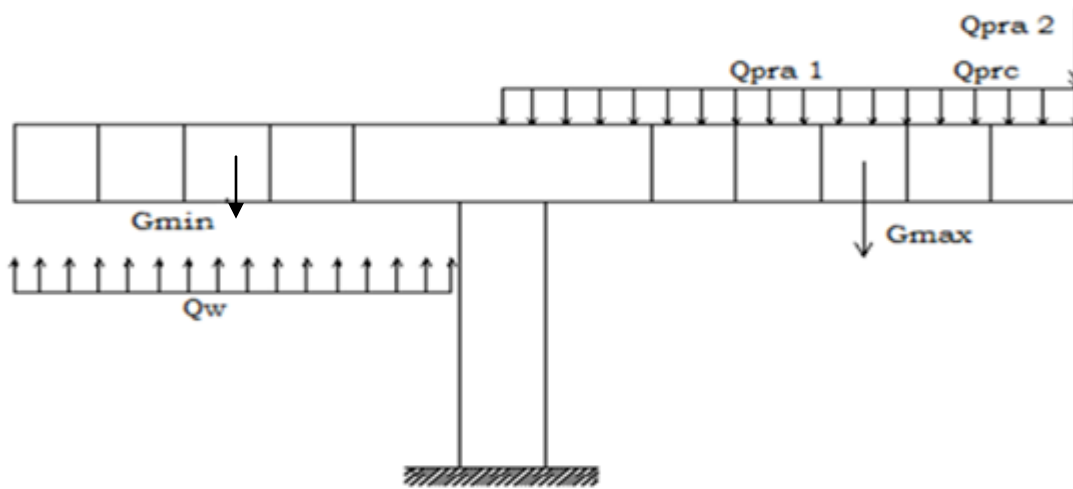


Figure V.2: Charges appliquées au fléau

### V.2.1 Effets dus au poids propre dans le demi-fléau isostatique :

Le poids propre des structures est calculé à partir des dimensions géométriques des coupes transversales du pont, en considérant le poids spécifique du béton égal à  $2.5\text{ t/m}^3$ .

Le tableau suivant montre les longueurs et poids de chaque voussoir :

N° DE VOUSOIR	LONGUEUR (m)	poids (t)
1/2 VSP	4	78.6700
V1	3.6	61.2720
V2	3.6	61.8678
V3	3.6	62.8605
V4	3.6	64.2501
V5	3.6	66.0375
V6	3.6	68.2218
V7	3.6	70.8030

Tab.V.1 : Longueurs et poids de chaque voussoir.

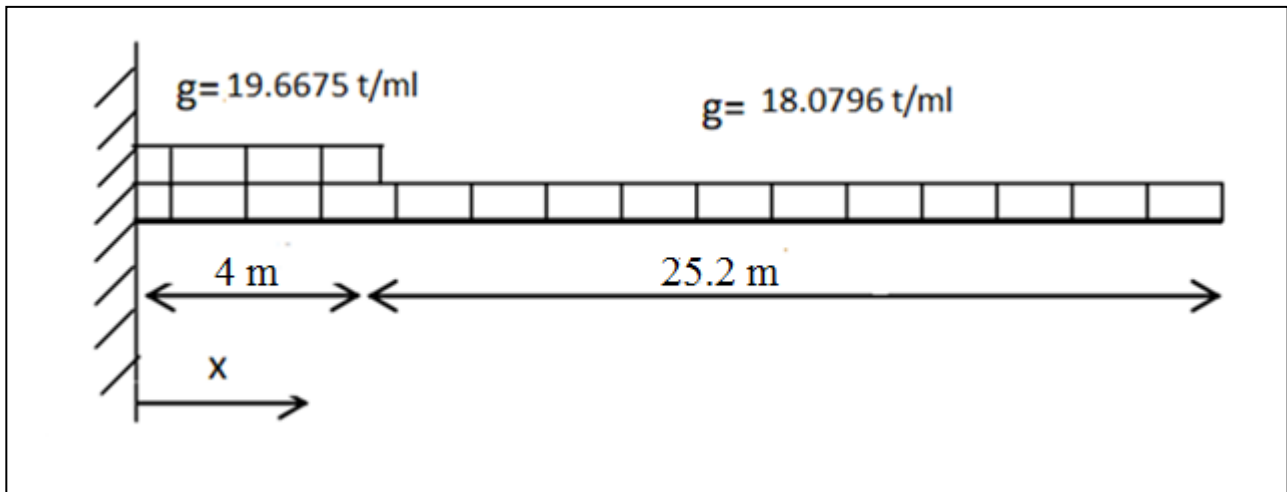


Figure V.3: Effet dus au Poids propre du demi-fléau

**Les équations des sollicitations :**

Pour :  $0 \leq x \leq 4$

**Effort tranchant :**

$$V(x) = -19.6675x + 534.2759$$

**Moment fléchissant :**

$$M(x) = -9.8338x^2 + 534.2759x - 7720.39$$

Pour :  $4 \leq x \leq 29.2$

**Effort tranchant :**

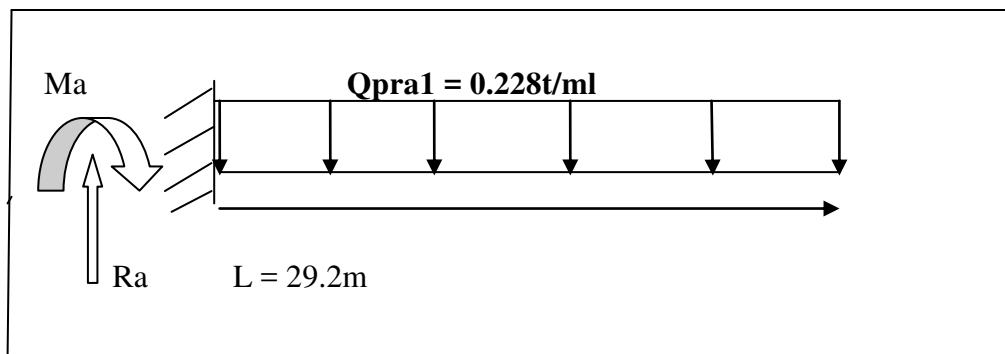
$$V(x) = -18.0796(x-4) + 455.6059$$

**Moment fléchissant :**

$$M(x) = -9.0398(x-4)^2 - 78.67(x-2) + 534.2759x - 7720.39$$

**V.2.2. Effet des surcharges réparties de chantier dans le demi-fléau :**

La surcharge répartie  $Q_{pra1} = 0.02 \text{ t/m}^2 \implies Q_{pra1} = 0.02 \times 11.4 = 0.228 \text{ t/ml}$   
Avec :  $L = 11.4 \text{ m}$  largeur de tablier



**Figure. V.4:** schéma statique de la surcharge répartie de chantier

- **Moment fléchissant « M »:**

$$M(x) = 0.228 \left( -\frac{x^2}{2} + xl - \frac{l^2}{2} \right)$$

- **Effort tranchant T :**

$$T(x) = 0.228(L - X)$$

### V.2.3. Effet des surcharges concentrées dans le demi-fléau isostatique :

#### ➤ Surcharge de l'équipage mobile

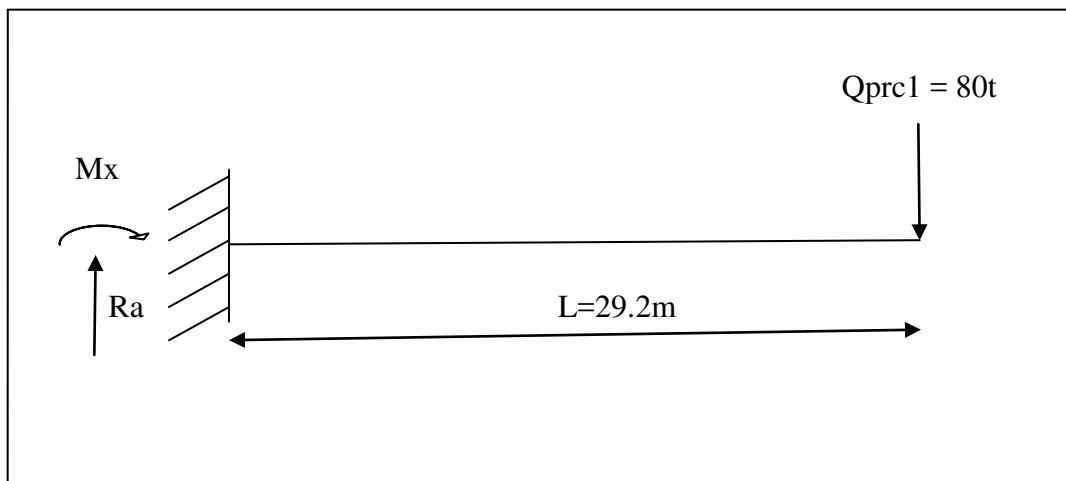


Figure. V.5: schéma statique de la surcharge d'équipage mobile

$Q_{prc1} = 80t$  concentrée au bout du dernier voussoir

#### Les équations des sollicitations :

##### Moment fléchissant M :

$$M(x) = 80x - 2336$$

##### Effort tranchant T :

$$T(x) = 80(t)$$

### V.2.4. Surcharge concentré de chantier ( $Q_{pra2}$ ) :

$$Q_{pra2} = (50 + 5b) = 50 + 5 \times 11.4 = 107 \text{ kn} = 10.70t$$

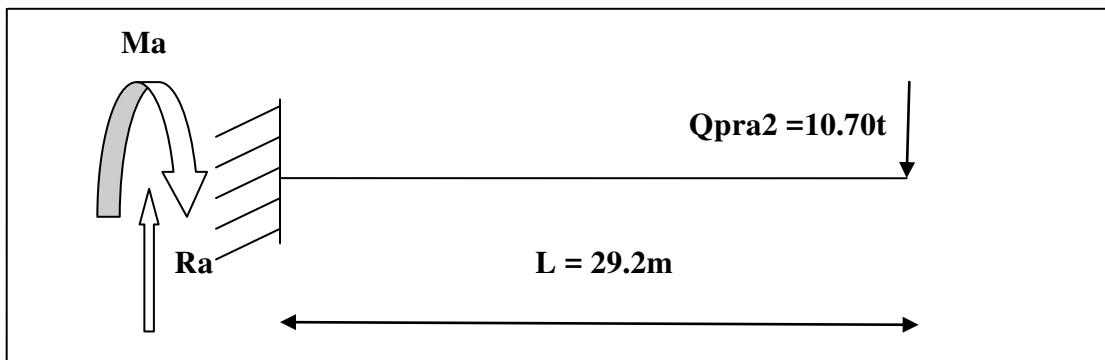


Figure V.6 : schéma statique de la surcharge concentré de chantier

L'effort tranchant et le moment fléchissant dus à la surcharge répartie de chantier (QPRA2) sont donnés par les formules ci-dessous.

➤ **Moment fléchissant M :**

$$M = 10.70 (x - L) \text{ t.m}$$

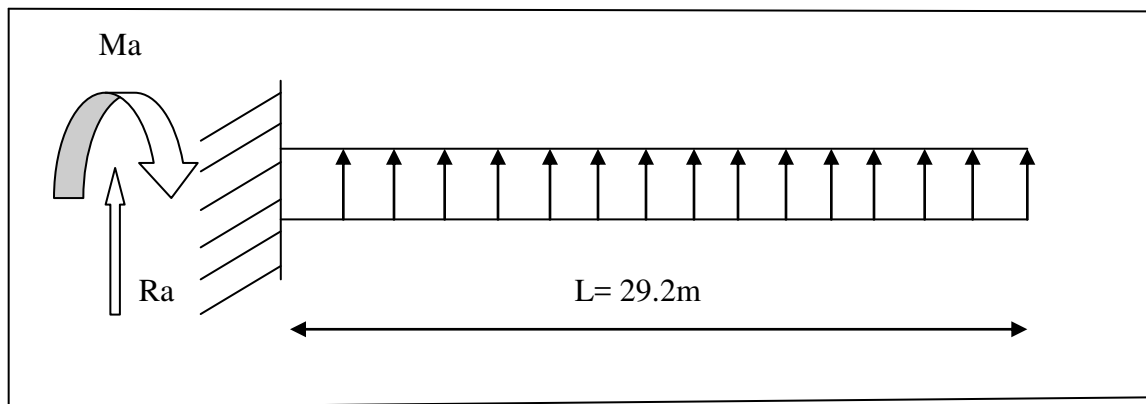
➤ **Effort tranchant T :**

$$T(x) = 10.70 (t)$$

**V.2.5. Le vent :**

D'après le fascicule 61 titre II, la charge du vent est égale à  $125 \text{ kg/m}^2$ , soit  $0.125 \text{ t/m}^2$

$$QW = 0.125 \times 11.4 = 1.425 \text{ t/ml}$$



*Figure V.7: schéma statique de la surcharge répartie du vent*

➤ **Moment fléchissant « M »:**

$$M(x) = 1.425 \left( \frac{x^2}{2} - xL + \frac{L^2}{2} \right)$$

➤ **Effort tranchant T :**

$$T(x) = 1.425 (X - L)$$

Les résultats des efforts tranchant et les moments fléchissant en fonction de la portée du demi-fléau sont donnés dans le tableau suivant :

section	G		Qpra1		Qpra2		Qprc1		QW	
	V(x)	-M(x)	V(x)	-M(x)	V(x)	-M(x)	V(x)	-M(x)	-V(x)	M(x)
0	534,276	7720,390	6,658	97,201	10,7	312,44	80	2336	41,61	607,5
4	455,606	5740,627	5,746	72,395	10,7	269,64	80	2016	35,91	332,4
7.6	390,519	4217,601	4,925	53,188	10,7	231,12	80	1728	30,78	230,9
11.2	325,433	2928,887	4,104	36,936	10,7	192,6	80	1440	25,65	230,9
14.8	260,346	1874,485	3,283	23,639	10,7	154,08	80	1152	20,52	147,7
18.4	195,260	1054,394	2,462	13,297	10,7	115,56	80	864	15,39	83,1
22	130,173	468,615	1,642	5,910	10,7	77,04	80	576	10,26	36,9
25.6	65,087	117,148	0,821	1,477	10,7	38,52	80	288	5,13	9,2
29.2	0	0	0	0	10,7	0	0	0	0	0

Tab.V.2 : la variation des efforts dans le demi-fléau en fonction de la portée

### V.3. Étude de la stabilité des fléaux:

Pendant la construction des ponts construits par encorbellement successifs, il est nécessaire d'assurer la stabilité des fléaux sur leur pile avant clavage. L'accident à éviter à ce stade, est le basculement du fléau sur le chevêtre de la pile.

Pour évaluer ce risque, on considère une situation accidentelle qui correspond à la chute de l'équipage mobile en cours de construction.

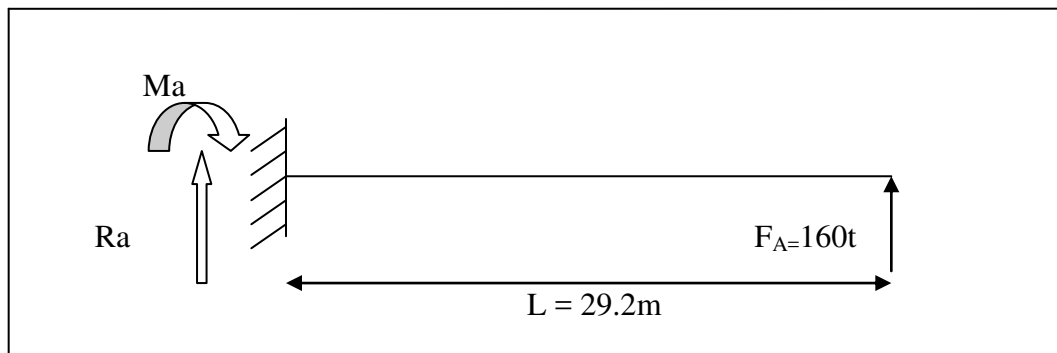


Figure V.8 : schéma statique de la surcharge dans le cas accidentelle

➤ **Moment fléchissant M :**

$$M = 160(L - x) \text{ t.m}$$

➤ **Effort tranchant T :**

$$T(x) = -160 \text{ (t)}$$

Les résultats des efforts tranchants et les moments fléchissant (cas d'une situation accidentelle) sont dans le tableau suivant :

section	0	4	7.6	11.2	14.8	18.4	22	25.6	29.2
M(x)	4672	4032	3456	2880	2304	1728	1152	576	0
T(x)	-160	-160	-160	-160	-160	-160	-160	-160	-160

**Tab.V.3 :** variation des efforts dans le demi-fléau cas de la situation accidentelle

#### V.4. les combinaisons de charges :

##### 1. La situation durable l'état limite ultime

$$1.1 (G_{\max} + G_{\min}) + 1.25 (Q_{\text{prc1max}} + Q_{\text{prc1min}} + Q_{\text{pra1}} + Q_{\text{pra2}} + Q_w)$$

$$0.9 (G_{\max} + G_{\min}) + 1.25 (Q_{\text{prc1max}} + Q_{\text{prc1min}} + Q_{\text{pra1}} + Q_{\text{pra2}} + Q_w)$$

##### 2. La situation accidentelle a l'état limite ultime

$$1.1 (G_{\max} + G_{\min}) + FA + (Q_{\text{pra1}} + Q_{\text{pra2}} + Q_{\text{prc1max}})$$

$$0.9 (G_{\max} + G_{\min}) + FA + (Q_{\text{pra1}} + Q_{\text{pra2}} + Q_{\text{prc1max}})$$

Avec :

- G<sub>max</sub>**: charge permanente défavorable (poids propre d'un demi-fléau majoré par le Coefficient =1.02
- G<sub>min</sub>**: charge permanente favorable minoré par le coefficient =0.98
- Q<sub>prc1max</sub>**: le poids de l'équipage mobile majoré par le coefficient =1.06
- Q<sub>prc1min</sub>**: le poids de l'équipage mobile minoré par le coefficient =0.96

## V.4.1. Situation durable

Tableaux des moments dus a la combinaison d'action de la situation durable à ELU

section	$1,1(MG_{\max}+MG_{\min})$	1.25 ( $Qc1_{\max}+qc1_{\min}+Qp1+Qp2+QW$ )	la somme
0	-16984,858	-4923,8687	-21908,7267
4	-12629,379	-4225,1607	-16854,5405
7.6	-9278,722	-3575,8548	-12854,5769
11.2	-6443,551	-2907,1575	-9350,70923
14.8	-4123,866	-2219,0688	-6342,93569
18.4	-2319,667	-1511,5887	-3831,25631
22	-1030,953	-784,7172	-1815,67108
25.6	-257,725	-38,4543	-296,180006
29.2	0	0	0

TAB.V.4 : Tableau des moments dus à la combinaison d'action de la situation durable à ELU

section	$0,9(M_{\max}+M_{\min})$	1.25 ( $Qc1_{\max}+qc1_{\min}+Qp1+Qp2+QW$ )	la somme
0	-13896,702	-4923,8687	-18820,57
4	-10333,129	-4225,1607	-14558,29
7.6	-7591,68174	-3575,8548	-11167,54
11.2	-5271,99687	-2907,1575	-8179,15
14.8	-3374,07291	-2219,0688	-5593,14
18.4	-1897,90986	-1511,5887	-3409,50
22	-843,50772	-784,7172	-1628,22
25.6	-210,866486	-38,4543	-249,32
29.2	0	0	0

TAB.V.5 : Tableau des moments dus a la combinaison d'action de la situation accidentelle à ELU

**V.4.2. Situation accidentelle:**

Tableaux des moments dus à la combinaison d'action de la situation accidentelle à ELU

section	$1,1(M_{\max}+M_{\min})$	$F_A+(Qp1+Qp2+Qpc1_{\max})$	la somme
0	-16984,858	2091,48	-14893,38
4	-12629,3798	1858,285	-10771,09
7.6	-9278,72213	1645,292	-7633,43
11.2	-6443,55173	1429,344	-5014,21
14.8	-4123,86689	1210,441	-2913,43
18.4	-2319,66761	988,583	-1331,08
22	-1030,95388	763,770	-267,18
25.6	-257,725706	536,003	278,28
29.2	0	0	0

**TAB.V.6 :** Tableaux des moments dus a la combinaison d'action de la situation accidentelle à ELU

section	$0,9(M_{\max}+M_{\min})$	$F_A+(Qp1+Qp2+Qpc1_{\max})$	la somme
<b>0</b>	-13896,702	2091,48	-12801,90
<b>4</b>	-10333,129	1858,285	-8912,81
<b>7.6</b>	-7591,68174	1645,292	-5988,14
<b>11.2</b>	-5271,99687	1429,344	-3584,86
<b>14.8</b>	-3374,07291	1210,441	-1702,98
<b>18.4</b>	-1897,90986	988,583	-342,50
<b>22</b>	-843,50772	763,770	496,59
<b>25.6</b>	-210,866486	536,003	814,28
<b>29.2</b>	0	0	0

**TAB.V.7 :** Tableaux des moments dus à la combinaison d'action de la situation accidentelle à ELU

SITUATION	Combinaisons	M ( t.m)
<b>Situation durable</b>	$1.1(G_{max} + G_{min}) + 1.25 (Q_{prc1max} + Q_{prc1min} + Q_{pra1} + Q_{pra2} + Q_w)$	<b>-21908,7267</b>
	$0.9(G_{max} + G_{min}) + 1.25 (Q_{prc1max} + Q_{prc1min} + Q_{pra1} + Q_{pra2} + Q_w)$	-18820,5707
<b>Situation accidentelle</b>	$1.1(G_{max} + G_{min}) + FA + (Q_{pra1} + Q_{pra2} + Q_{prc1max})$	-14893,38
	$0.9(G_{max} + G_{min}) + FA + (Q_{pra1} + Q_{pra2} + Q_{prc1max})$	-11805,22

*TAB.V.8: combinaisons les plus défavorables.*

# CHAPITRE VI

---

## Etude de la précontrainte

**Généralités :**

La précontrainte longitudinale d'un pont construit par encorbellement se compose de deux famille de câble : les câbles de fléau et les câbles de continuité.

**1-) les câbles de fléau :**

Ces câbles jouent deux rôles : ils assurent la fixation du fléau pendant la construction et aussi ils reprennent les moments négatifs de l'ouvrage en service, et en construction

**2-) les câbles de continuité :**

Ils assurent la résistance aux moments et ils sont enfilés aux voisinages du voussoir de clavage de chaque travée pour assurer la continuité du tablier.

L'objectif de ce présent chapitre est :

- Détermination des efforts de précontraintes et schémas de câblage.
- Calcul des pertes de précontrainte.
- Vérification des contraintes.

**VI.1. Etude de la précontrainte de la console :****VI.1.1. disposition des câbles :**

Les câbles du fléau sont disposés au voisinage de la membrure et ils sont mise en place au fur à mesure de l'avancement de la construction.

Le décroissement des moments à partir de l'encastrement permet d'arrêter les câbles dans chaque voussoir.

**VI.1.2. Câblage**

Les moments dus à l'exécution du fléau engendrent au niveau des fibres supérieures et inférieures des contraintes.

Moment négatif :

$$\sigma_{\text{sup}} = -\frac{|M|V}{I} \quad \sigma_{\text{inf}} = \frac{MV'}{I}$$

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

$\sigma_{\text{inf}}$  : contrainte de traction au niveau des fibres supérieures par l'application de l'effort de précontrainte.

Etant donné que l'effort de précontrainte P reprend le moment négatif maximal à l'encastrement. Il suffit d'équilibrer les contraintes dues à la surcharges avec celle dues à la précontrainte pour avoir cet effort.

$$\sigma_{p \text{ sup}} = \frac{P}{S} + \frac{PeV}{I} \quad : \text{ sur les fibres supérieures.}$$

$$\sigma_{p \text{ inf}} = \frac{P}{S} - \frac{PeV'}{I} \quad : \text{ sur les fibres inférieures.}$$

Avec :

P : effort de précontrainte.

M: moment maximal du au poids propre et surcharge.

V: distance du centre de gravité de la section à la fibre supérieure.

V': distance du centre de gravite de la section à la fibre inférieure.

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

S: la section du voussoir sur l'axe de la pile.

A la limite on aura :

$$\frac{P}{S} + \frac{PeV}{I} = \frac{M.V}{I} \Rightarrow P \left( \frac{1}{S} + \frac{e.V}{I} \right) = \frac{M.V}{I} \Rightarrow P = \frac{M.V/I}{\frac{1}{S} + \frac{e.V}{I}}$$

Dans cette dernière expression « P » et « e » sont des inconnus, pour cela on fixe

« e » et on détermine « P ».

### VI.1.3. Détermination du nombre de câbles de fléau :

Le nombre des câbles est donné par la relation suivante :

$$N \geq \frac{P}{0,8.p_0}$$

- **Calcul de  $A_p$  :**

La précontrainte doit reprendre 100 % du poids propre donc :

soit: 12T13 alors:  **$A_p = 1116 \text{ mm}^2$** .

Avec:

$P_0$  : Effort de précontrainte limite qu'un câble de 1 T13 peut créer et  $P_0$  est estimé à 20% de perte.

$F_{prg} = 1860 \text{ Mpa}$ . pour un câble de 1 T13

$F_{peg} = 1656 \text{ Mpa}$ . pour un câble de 1 T13.

La tension d'origine :

$$\sigma_{p0} = \text{Min} (0.8F_{prg}, 0.9 F_{peg}) = \text{Min} (1488, 1490.4) = 1488 \text{ Mpa}.$$

$$\sigma_{p0} = \frac{P_0}{S} \Rightarrow P_0 = \sigma_{p0} \times S$$

$$P_0 = 1488 \times 1116 \times 10^{-6} = 1.66 \text{ MN}$$

- **Détermination de  $P$  :**

Pour la Détermination de  $P$ , on fait des itérations puisque on a 2 inconnues  $e$  et  $p$

On a :  $e = V - d$

$d$  : distance entre le centre de gravité de l'ensemble des câbles et la fibre supérieure.

Donc, on fixe ' $d$ ' et on calcule le nombre des câbles puis on cherche ' $d$ ', correspondant a la disposition du nombre de câbles, on fait cette opération plusieurs fois jusqu'à ce qu'on trouve le nombre réel.

$$P = \frac{M_{\max} \frac{V}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{eV}{I}}$$

Sur la section de l'encastrement on a :

- Section :  $S = 7.867 \text{ m}^2$
- Inertie :  $I = 57.982 \text{ m}^4$
- Distance du centre de gravité à la fibre supérieure :  $V = 1.1014 \text{ m}$
- $e = V - d$  On prend l'enrobage  $d = 0.15 \text{ m} \Rightarrow e = 1.1014 - 0.15 = 0.9514 \text{ m}$

Pour  $M = 21908.7267 \text{ t.m}$

On trouve que :  $N = 21.585$

**VI.1.4. Répartition des câbles dans chaque voussoir :**

La décroissance des moments fléchissant à partir de la pile permet d'arrêter des câbles dans chaque voussoir, pour éviter le phénomène de torsion.

Soit le nombre nécessaire des câbles pour le caisson :

$$N = \frac{P_i}{P_0} \text{ avec : } P_i = \frac{M_i \frac{V_i}{I_i}}{\frac{1}{S} + \frac{e_i V_1}{I_i}}$$

**Disposition des voussoirs**

Sections	M (t,m)	I <sub>p</sub>	S (m <sup>2</sup> )	V (m)	e (m)	P (Mn)	N=P/0,8P0
½ VSP	21908,7267	57,9824	7,867	1.1014	0.9514	28.664	26
V1	16854,5405	57,9824	7,867	1.1014	0.9514	22.052	26
V2	12854,5769	57,5282	7,5802	1.0543	0.9043	15,865	20
V3	9350,70923	57,1455	7,3375	1.0145	0.8645	10,948	14
V4	6342,93569	56,8336	7,1389	0.9819	0.8319	7,095	10
V5	3831,25631	56,5916	6,9845	0.9566	0.8066	4,130	6
V6	1815,67108	56,4192	6,8742	0.9385	0.7885	1,904	4
V7	296,180006	56,3151	6,808	0.9276	0.7776	0,305	2

Tableau VI-1 : le nombre de câble nécessaire pour chaque voussoir

N° de voussoirs	1	2	3	4	5	6	7
N°de câbles arrêtés.	6	6	4	4	2	2	2

Tableau VI-2 :Le nombre de câbles arrêtés dans chaque voussoir

**Remarque**

- Le nombre de câbles doit être entier et pair étant donné qu'on a deux âmes.
- Le nombre de câbles doit être le même dans chaque gousset supérieur pour éviter le phénomène de torsion.

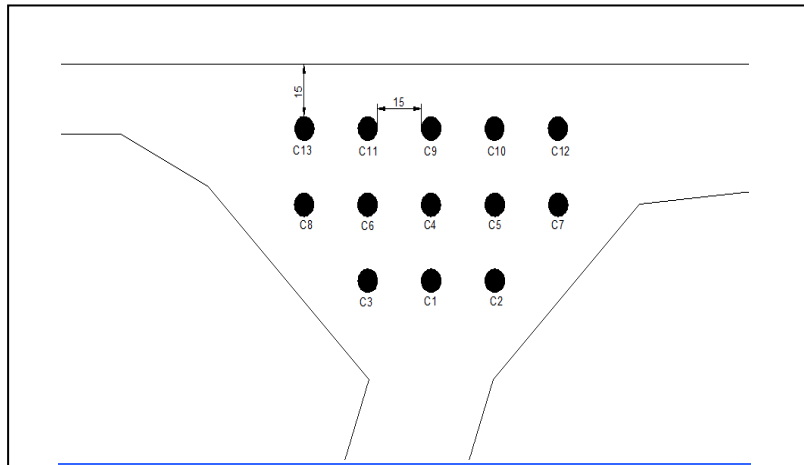


Fig. VI.1 : Disposition des câbles dans le gousset supérieur.

### VI.1.5. Espacement des armatures de la précontrainte :

Pour permettre une mise en place correcte du béton (cheminées de bétonnage) et éviter une interaction d'un paquet de gaines sur un autre paquet lors de la mise en tension, on devra respecter certaines exigences du règlement BPEL.

En se référant à l'article 10.2.2 du BPEL 91 révisé 99 On a :

- ✓ La distance horizontale entre axe des câbles  $\geq 1.5 \phi_{\text{gaine ext}}$
- ✓ La distance verticale entre axe des câbles est  $\geq 1.2 \phi_{\text{gaine ext}}$
- ✓ L'enrobage des gaines est  $\geq \phi_{\text{gaine ext}}$

Avec le diamètre extérieure de la gaine des câble  $12T13 = 7.2 \text{ cm}$

En prend :

$E = 15 \text{ cm}$

$D = 15 \text{ cm}$

Avec :

$E$  : enrobage des gaines.

$D$  : distance entre axe des câbles.

### VI.1.6. Etude du tracé des câbles :

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

Pour les arrêter, on les descend légèrement dans les âmes de manière à bénéficier de la réduction de l'effort tranchant, la plupart des câbles de fléau doivent subir des déviations (en plan et en élévation). Le principe fondamental à respecter est de ne pas dévier un câble simultanément, dans deux plans différents.

**a) Etude du tracé des câbles en élévation :**

Les câbles de fléau sont destinés à reprendre les moments de flexion négatifs engendrés pendant la construction des consoles, de façon à rendre chaque voussoir solidaire avec la partie du tablier déjà exécuté.

Pour l’ancrage des câbles dans les âmes, on laissera une distance de 0,5 m entre axe des câbles. Lorsqu’on arrête un seul câble au niveau de l’âme, son ancrage se fera au niveau du centre de gravité de la section. S’il s’agit d’arrêter deux câbles par âme, ceux-ci seront ancrés à 0,25 m de part et d’autre du CDG de la section.

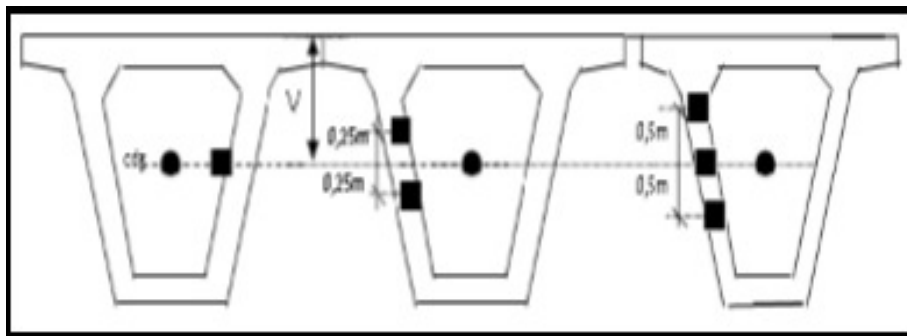


Fig.VI.2 : La disposition des ancrages au niveau des âmes.

**Tracé du câble N° 03 :**

$$R_{\min} = 6 \text{ m pour } 12 \text{ T13}$$

Le rayon de courbure :

$$R = x^2/2y$$

L’inclinaison des câbles par rapport à l’horizontale :

$$\tan \alpha = dy / dx = 2y / x$$

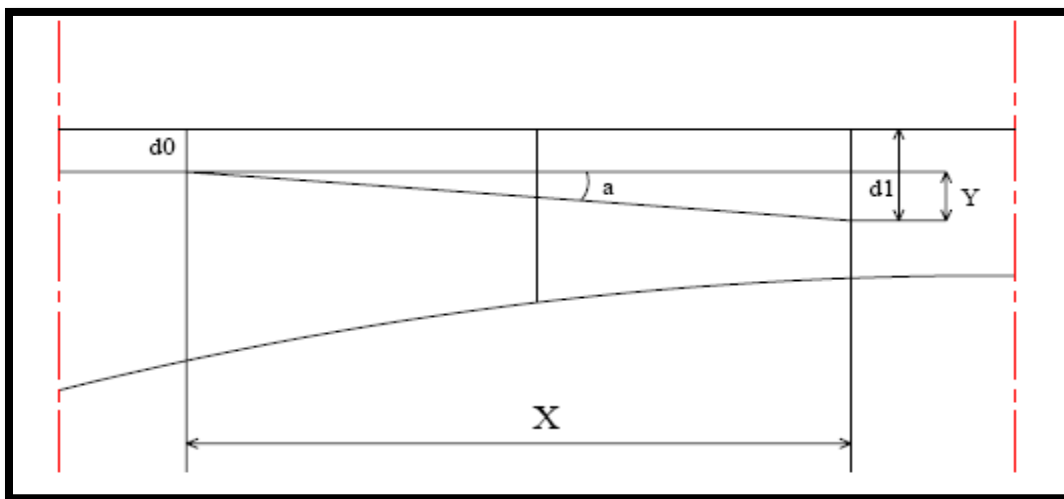


Fig.VI.3 : Tracé d’un câble en élévation

**Câble n°3 :**

Le câble est arrêté dans la section de 3.6m c-a-d à la fin du premier voussoir ;

$$\left\{ \begin{array}{l} x=3.6 \text{ m} \\ d_1=0.9276+0.5=1.4276\text{m} \\ d_0=0.63\text{m} \end{array} \right.$$

on prend  $d_1=V+0.5$

$$R=x^2/ 2(d_1-d_0) =(3.6)^2/ 2(1.4276 - 0,63)=8.12\text{m} \geq 6\text{m}$$

$$\text{Tan}\alpha_3=2y /x =2 \times 0.7976/ 3.6$$

$$\text{Tan}\alpha_3=0,4431$$

$$\alpha_3 =0.4171 \text{ rad}$$

Le câble suit une parabole de la forme :

$$d_x = d_0+ (d_1 - d_0)x^2/ l^2$$

$$d_x = d_0+ y / l^2. x^2$$

donc : pour le câble n°3 :  $d_x = 0.63 + 0.0615 x^2$  (m)

Voussoir	N° de câble	L(m)	V(m)	d0(m)	d1(m)	Y(m)	R(m)	$\alpha$ (rad)	Equation
V <sub>1</sub>	C03	3.6	0.9276	0.6300	1.4276	0.7976	8.12	0.4171	0.6300+0,0615 X <sup>2</sup>
	C011	3.6	0.9276	0.1860	0.4276	0.2416	26.82	0.1334	0.1860+0,0186 X <sup>2</sup>
	C06	3.6	0.9276	0.4080	0.9276	0.5196	12.47	0.2811	0.4080+0,0401 X <sup>2</sup>
V <sub>2</sub>	C02	7.2	0.9385	0.6300	1.4385	0.8085	32.06	0.2209	0.6300+0.0156 X <sup>2</sup>
	C10	7.2	0.9385	0.1860	0.4385	0.2525	102.65	0.0700	0.1860+0.0049 X <sup>2</sup>
	C05	7.2	0.9385	0.4080	0.9385	0.5305	48.86	0.1463	0.4080+0.0102 X <sup>2</sup>
V <sub>3</sub>	C07	7.2	0.9566	0.4080	1.2066	0.7986	32.46	0.2183	0.4080+0.0154 X <sup>2</sup>
	C08	7.2	0.9566	0.4080	0.7066	0.2986	86.81	0.0828	0.4080+0.0058 X <sup>2</sup>
V <sub>4</sub>	C12	7.2	0.9819	0.1860	1.2319	1.0459	24.78	0.2827	0.1860+0.0202 X <sup>2</sup>
	C13	7.2	0.9819	0.1860	0.7319	0.5459	47.48	0.1505	0.1860+0.0105X <sup>2</sup>
V <sub>5</sub>	C01	7.2	1.0145	0.6300	1.0145	0.3845	67.41	0.1064	0.6300+0.0074 X <sup>2</sup>
V <sub>6</sub>	C04	7.2	1.0543	0.4080	1.0543	0.6463	40.11	0.1776	0.4080+0.0125 X <sup>2</sup>
V <sub>7</sub>	C09	7.2	1.1014	0.1860	1.1014	0.9154	28.32	0.2490	0.1860+0.0177 X <sup>2</sup>

Tab.VI.3: Tracé en élévation des câbles de fléau.

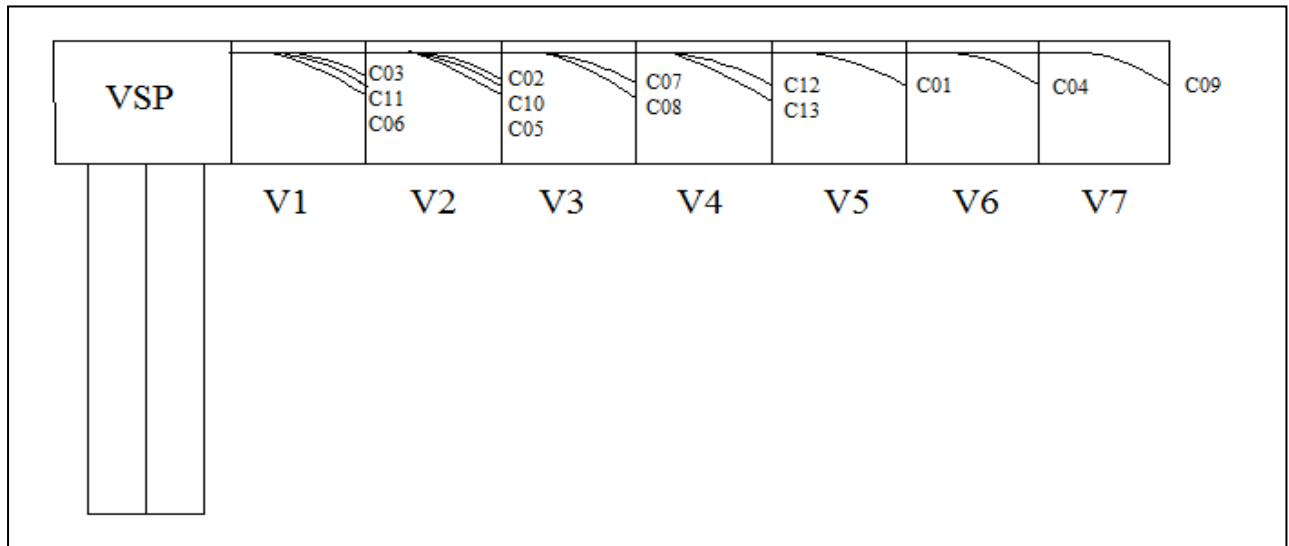


Fig. VI.4 : Tracé des câbles en élévation

**b) Etude du tracé des câbles en plan**

Le tracé en plan des câbles suit une parabole qui commence du début du voussoir jusqu'à l'ancrage, mais avec une variation très lente car le câble subit en même temps deux coupures ; en plan et en élévation, ce qui pose beaucoup de problème au niveau de l'exécution.

Lorsque les courbes augmentent, les pertes par frottement sont importantes, ce qui nous amène à choisir un tracé le plus rectiligne possible.

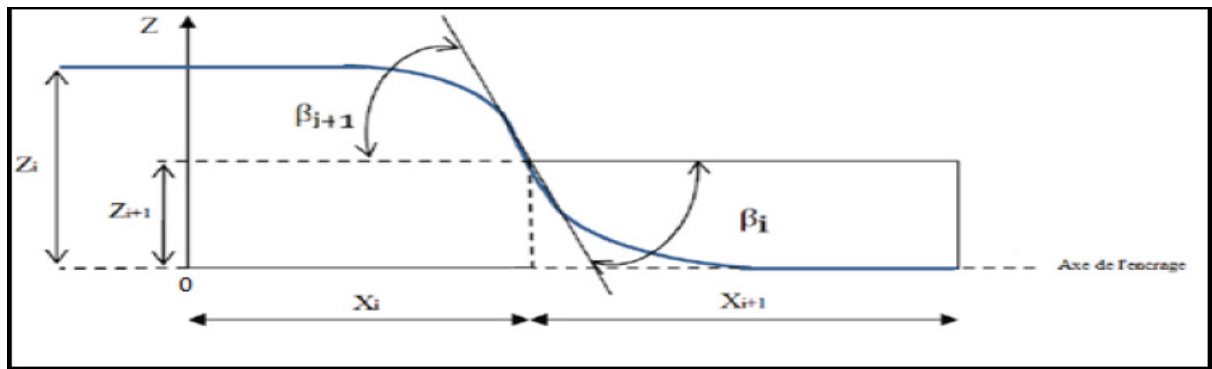


Fig. VI.5 : Tracé en plan d'un câble du fléau

**L'équation de courbure :**

Le tracé suit une équation parabolique de la forme :

$$Z(x) = ax^2 + bx + c$$

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

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

Le rayon de courbure :

$$R_i = \frac{(x_i)^2}{2(Z_i - Z_{i+1})} \quad \text{et} \quad R_{i+1} = \frac{(x_{i+1})^2}{2(Z_{i+1} - Z_{i+2})}$$

L'inclinaison :

$$\tan(\beta_i) = \frac{2(Z_i - Z_{i+1})}{X_i} \quad \text{et} \quad \tan(\beta_{i+1}) = \frac{2(Z_{i+1})}{X_{i+1}}$$

Avec :

$\beta_i$ : L'inclinaison dans la section intermédiaire.  
 $\beta_{i+1}$ : L'inclinaison dans la section d'ancrage  
 $R_i$ : Le Rayon de courbure dans la première section.  
 $R_{i+1}$ : Le Rayon de courbure dans la deuxième section.

**N.B :** Du fait de leur position initiale, les câbles **C1**, **C4** et **C9** sont confondus avec l'axe de l'ancrage, leurs tracés en plan sont rectilignes. Pour le reste des câbles, les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Voussoir	N° de cable	L(m)	L <sub>1</sub> =L <sub>2</sub> (m)	Z <sub>i</sub> (m)	Z <sub>i+1</sub> (m)	R <sub>i</sub> (m)	B <sub>i</sub> (rad)	Equation
V1	C03	3.6	1.8	-0.2220	-0.1110	14.59	0.1227	-0.2220+0.0343 X <sup>2</sup>
	C011	3.6	1.8	-0.2220	-0.1110	14.59	0.1227	-0.2220+0.0343 X <sup>2</sup>
	C06	3.6	1.8	-0.2220	-0.1110	14.59	0.1227	-0.2220+0.0343 X <sup>2</sup>
V2	C02	7.2	3.6	0.2220	0.1110	58.38	0.0616	0.2220-0.0086X <sup>2</sup>
	C10	7.2	3.6	0.2220	0.1110	58.38	0.0616	0.2220-0.0086X <sup>2</sup>
	C05	7.2	3.6	0.2220	0.1110	58.38	0.0616	0.2220-0.0086X <sup>2</sup>
V3	C07	7.2	3.6	0.4440	0.2220	29.19	0.1227	0.4440-0.0171X <sup>2</sup>
	C08	7.2	3.6	-0.4440	-0.2220	29.19	0.1227	-0.4440-0.0171X <sup>2</sup>
V4	C12	7.2	3.6	0.4440	0.2220	29.19	0.1227	0.4440-0.0171X <sup>2</sup>
	C13	7.2	3.6	-0.4440	-0.2220	29.19	0.1227	-0.4440-0.0171X <sup>2</sup>
V5	C01	7.2	3.6	0	0	0.00	0	/
V6	C04	7.2	3.6	0	0	0.00	0	/
V7	C09	7.2	3.6	0	0	0.00	0	/

Tab.VI.4: traces des câbles en plan

## VI.2. Pertes de tension dans les câbles:

Le dimensionnement d'une section en béton précontraint nécessite la détermination de l'intensité de la force de précontrainte exercée en permanence par le câble. Cette force doit tenir compte des pertes de tension le long du câble qui se traduisent par une diminution de la force de précontrainte.

La réduction de l'intensité de la force le long du câble de précontrainte est liée à plusieurs phénomènes instantanés et différés découlant du comportement des matériaux, du mode de précontrainte et du procédé de mise en tension.

Les effets différés qui sont à l'origine de ces pertes sont le fluage et le retrait du béton et la relaxation des aciers de précontraintes.

### VI.2.1. Pertes de tensions instantanées :

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

- Pertes dues au frottement de l'acier dans la gaine
- Pertes dues au relâchement des câbles et aux déplacements des ancrages
- Pertes dues au raccourcissement élastique du béton

#### a - Pertes de tensions dues au frottement :

Elles sont provoquées par le frottement des câbles sur les gaines lors de leurs mises en tension. Les augmentations des pertes par frottement sont essentiellement dues aux irrégularités au niveau des joints de voussoirs

Toute force de contact entre armature et gaine donne lieu par suite du frottement à une réaction qui s'oppose au mouvement et même dans les parties linéaires il y'a des frottements car le tracé réel des câbles présente des déviations parasites.

Selon les règles BPEL91, la tension  $\sigma_p(x)$  (contrainte exercée lors de la mise en tension) d'une armature de précontrainte, dans une section donnée, lors de sa mise en tension, s'obtiens, compte tenu des frottements, à partir de la tension  $\sigma_{p0}$  à l'ancrage actif le plus proche, par la formule suivante :

$$\sigma_p(x) = \sigma_{p0} (1 - e^{-f \cdot \alpha - \varphi \cdot x})$$

X(m) : Est la distance de la section considérée à celle des sorties des organes de mise en tension.

$\alpha$  (rd) : Est la déviation angulaire totale du câble sur la distance x, indépendamment de leur direction et de leur signe considérons son tracé dans l'espace.

$f$  (rd<sup>-1</sup>)=0.2 : Est le coefficient de frottement en courbe.

$\phi$  (m<sup>-1</sup>)=0,003 : Est le coefficient de perte de tension par unité de longueur

**$\sigma_{p0}=1488\text{Mpa}$ .**

Si on raisonne sur les forces de précontraintes, la formule précédente devient :

$$P(x) = P_0 \times e^{-(f\alpha + \phi x)}$$

Si les déviations  $\alpha_e$  en élévation et  $\alpha_p$  en plan se succèdent, la déviation totale à considérer est la somme :  $\alpha = \alpha_e + \alpha_p$

Si les déviations ont lieu simultanément on aura la formule approchée :

$$\text{tg } \alpha = \sqrt{\text{tg}^2 \alpha_e + \text{tg}^2 \alpha_p}$$

Pour calculer les pertes pour chaque câble, on donne le tableau suivant :

X (m)	N° de câble	$\alpha_e$ en élévation	$\alpha_p$ en plan	$\alpha$ (rad)	$1 - e^{-(0,2\alpha + 0,003x)}$	$\sigma_{p0}(1 - e^{-(0,2\alpha + 0,003x)})$
7.6	1	0,4171	0,1227	0,5398	0,1226	182,3866
	2	0,1334	0,1227	0,2561	0,0713	106,1642
	3	0,2811	0,1227	0,4038	0,0984	146,3866
11.2	4	0,2209	0,0616	0,2825	0,0862	128,2064
	5	0,07	0,0616	0,1316	0,0582	86,5423
	6	0,1463	0,0616	0,2079	0,0724	107,7662
14.8	7	0,2183	0,1227	0,341	0,1065	158,4601
	8	0,0828	0,1227	0,2055	0,0819	121,9369
18.4	9	0,2827	0,1227	0,4054	0,1274	189,5738
	10	0,1505	0,1227	0,2732	0,1040	154,7855
22	11	0,1064	0	0,1064	0,0836	124,3664
25.6	12	0,1776	0	0,1776	0,1062	158,0878
29.2	13	0,249	0	0,249	0,1284	191,0272

Tab.VI.5: Pertes dues au frottement

Donc la somme des pertes dus aux frottements est :  $\sum \Delta \sigma_{p0} = 1855,6898 \text{ MPA}$ .

**b- Pertes de tensions dues au recul des ancrages :**

Ces pertes correspondent à un glissement des torons ou fil dans les clavettes et ces dernières dans les plaques d'ancrage lors de détention du vérin et du blocage des clavettes :

$$g = \frac{1}{E_p} \int \Delta \sigma_0 dx.$$

Avec :

$E_p$  : module d'élasticité des aciers = 190000MPa selon BPEL91

$d$  : longueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage.

$\sigma_{p0}$  : contrainte initiale.

$\sigma_{p0}'$  : contrainte après recul d'ancrage.

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

$g$  : l'intensité du recul d'encrage

Dans la pratique, on préfère souvent raisonner de la façon suivante :

La quantité  $gE_p$  représente l'aire du triangle compris entre les diagrammes des tensions avant et après ancrage de l'armature compte tenu des frottements sur la longueur  $d$ , dans la mesure où l'armature de longueur  $l$  est tendue par une seule extrémité et où sa déviation angulaire totale sur la longueur  $l$  est  $\alpha$ , ce qui correspond à une déviation

angulaire moyenne  $\frac{\alpha f}{l}$  sur la longueur  $d$ , on trouve :

$$d = \sqrt{\frac{gE_p}{\sigma_{p0}k}}$$

$\left\{ \begin{array}{l} D < x \text{ les pertes existes.} \\ g = 6\text{mm} \end{array} \right.$

Tel que  $k = \frac{\alpha f}{l} + \phi$

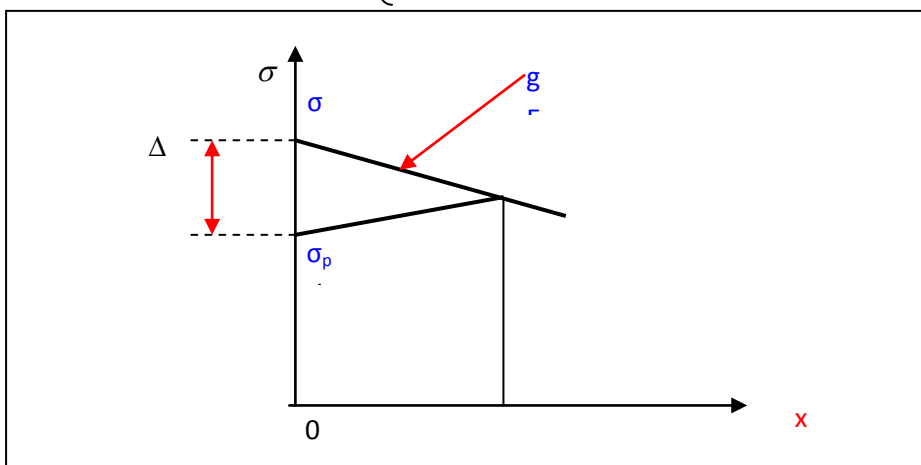


Fig VI-6 : Diagramme des tensions avant et après ancrage de l'armature, effet de rentrée d'ancrage

Les pertes dues au recul d'ancrage sont :

$$\Delta \sigma_0 = 2dk$$

X (m)	N° de câble	K	$\alpha$ (rad)	d (m)	$\Delta \sigma_0$ (MPa)
7.6	1	0,0095	0,5398	9,0027	0,2296
	2	0,0072	0,2561	10,3078	0,1728
	3	0,0083	0,4038	9,5878	0,2043
11.2	4	0,0047	0,2825	12,8260	0,1570
	5	0,0043	0,1316	13,3898	0,1280
	6	0,0045	0,2079	13,0975	0,1434
14.8	7	0,0051	0,341	12,2875	0,1527
	8	0,0048	0,2055	12,6159	0,1331
18.4	9	0,0048	0,4054	12,6696	0,1507
	10	0,0046	0,2732	12,9576	0,1353
22	11	0,0031	0,1064	15,6338	0,1103
25.6	12	0,0032	0,1776	15,4863	0,1160
29.2	13	0,0032	0,249	15,3730	0,1201

Tab VI-6 : Pertes dues au recul d'ancrage

Les pertes dus aux reculs d'ancrages égales à 1,9532MPa

### C) Pertes de tension due au raccourcissement élastique du béton :

Les pertes de tension qui résultent des déformations instantanées du béton dues à l'action des armatures de précontrainte et aux autres actions permanentes peut être assimilée à une perte moyenne affectant chacune des armatures et égale dans une section donnée a :

$$\Delta \sigma_p(x) = \frac{1}{2} \frac{E_p}{E_{ij}} \sigma_b(x)$$

$E_{ij}$ : Module de YOUNG instantané de béton jour j .

$$E_{ij} = 11000 \sqrt{f_{cj}} = 35\,981,7294 \text{ MPa}$$

$E_p$ : Module d'élasticité des aciers de précontrainte.

$\sigma_b(x)$  : contrainte de compression du béton due à l'ensemble des câbles traversant la section d'abscisse x.

$$\sigma_{bn}(x) = n \sigma_b(x) \quad \text{tel que :} \quad \sigma_b(x) = \frac{p}{s} + \frac{pe^2}{I} - \frac{Me}{I}$$

P: Effort de précontrainte réelle après pertes par frottement ;

$$P = p_i - \Delta\sigma_p0(x)$$

n: nombre de câbles

M: Moment fléchissant dû au poids propre et aux surcharges.

-Les pertes dues au raccourcissement élastique du béton sont résumées dans le tableau ci-dessous:

N°voussoi	M (mn,m)	I (m4)	S (m2)	e (m)	p (mn)	$\sigma_b(x)$	$\Delta\sigma_{bn}$
vsp	21,9087	57,9824	7,867	0,9514	34,528	4,5685	12,0617
v1	16,8545	57,9824	7,867	0,9514	26,56	3,5142	9,2782
v2	12,8546	57,5282	7,5802	0,9043	18,592	2,5149	6,6399
v3	9,3507	57,1455	7,3375	0,8645	13,28	1,8421	4,8635
v4	6,3429	56,8336	7,1389	0,8319	10,624	1,5247	4,0255
v5	3,8313	56,5916	6,9845	0,8066	7,968	1,1778	3,1097
v6	1,8157	56,4192	6,8742	0,7885	5,312	0,8059	2,1278
v7	0,2962	56,3151	6,808	0,7776	2,656	0,4146	1,0945

Tableau VI-7 : Résultats Pertes dues au raccourcissement élastique du béton.

La somme des pertes dues au raccourcissement élastique du béton est : 43.2008 MPa

$$\Delta\sigma_{bn}=43,2008\text{MPa}$$

### Conclusion :

Les pertes instantanée sont égales à :

$$\Delta\sigma_{inst} = \Delta\sigma_p0 + \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{bn}$$

$$\Delta\sigma_{inst} = 1855,6898 + 1,9532 + 43,2008$$

$$\Delta\sigma_{inst} = 1900,8438\text{MPa}$$

**VI.2.2. Les pertes différées:**

- ✓ Pertes dus au retrait du béton.
- ✓ Pertes dus au fluage du béton.
- ✓ Pertes dues à la relaxation des aciers de précontrainte.

**A. Pertes dus au retrait du béton :**

Le retrait est le raccourcissement du béton non chargé, au cours de son durcissement. Les armatures de précontrainte, étroitement liées au béton par adhérence, subissent donc les mêmes variations de déformation que le béton adjacent.

Il en découle une diminution de tension dans les câbles de précontrainte. La perte de tension à l'instant  $t$  sera :

$$\Delta\sigma_r = E_p \cdot \varepsilon_r(t) \text{ tel que } \varepsilon_r(t) = \varepsilon_r(t)$$

Avec :

$\varepsilon_r$ : est le retrait totale du béton. ( $2 \cdot 10^{-4}$  en climat humide selon BPEL)

$r(t)$  : Une fonction du temps variant de 0 à 1, quand le  $t$  varie de 0 à l'infini à partir du bétonnage.

$E_p$ : module d'élasticité de l'acier de précontrainte ( $E_p = 190000 \text{ MPa}$ ). Donc :

$$\Delta\sigma_{rt} = 190000 \times 2 \times 10^{-4} = 38 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{rt} = 38 \text{ MPa}$$

**B. Pertes dues au fluage du béton :**

La déformation due au fluage correspond à un raccourcissement différé du béton, dans le cas général, sous l'effet des contraintes de compression. Selon le BPEL91 la perte finale de tension due au fluage est définie par :

$$\Delta\sigma_{fl}(x) = \frac{E_p}{E_{ij}} (\sigma(b) + \sigma_{\max})$$

Avec :

$E_p$ : module d'élasticité de l'acier.

$E_{ij}$ : module de déformation instantanée du béton à l'âge  $j$  jours.

$\sigma_{\max}$ : Contrainte maximale au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte dans la section considérée.

$\sigma_b$ : Contrainte de compression du béton au niveau des câbles en phase finale.

D'après les règlements BPEL on estime que :

$$\sigma_M \leq 1,5 \sigma_b \qquad \frac{EP}{E_{ij}} = 6$$

Donc :  $\Delta\sigma_{fl}(x) = 2,5 \frac{EP}{E_{ij}} \sigma_b(x)$  tel que  $\sigma_b(x) = \frac{p}{s} + \frac{pe^2}{I} - \frac{Me}{I}$

Avec :

M : Moment fléchissant dû au poids propre et aux surcharges.

P : Force de précontrainte.

e : Excentricité du câble moyen

-Les pertes dues au fluage du béton sont résumées dans le tableau ci-dessous:

N°voussoi	M (mn,m)	I (m4)	S (m2)	e (m)	p (Mn)	$\sigma_b(x)$	$\Delta\sigma_{fl}(Mn/m2)$
vsp	21,9087	57,9824	7,867	0,9514	34,528	4,5685	60,3092
v1	16,8545	57,9824	7,867	0,9514	26,56	3,5142	46,3913
v2	12,8546	57,5282	7,5802	0,9043	18,592	2,5149	33,1994
v3	9,3507	57,1455	7,3375	0,8645	13,28	1,8421	24,3177
v4	6,3429	56,8336	7,1389	0,8319	10,624	1,5247	20,1277
v5	3,8313	56,5916	6,9845	0,8066	7,968	1,1778	15,5483
v6	1,8157	56,4192	6,8742	0,7885	5,312	0,8059	10,6388
v7	0,2962	56,3151	6,808	0,7776	2,656	0,4146	5,4732
							216,0056

Tableau VI-8 : Résultats Pertes dues au fluage du béton.

La somme des pertes dues au fluage du béton est  $\Delta\sigma_{fl}=216,0056$  Mpa

**C. Perte dues à la relaxation de l'acier de précontrainte :**

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur constante. Elle n'apparaît dans les aciers à haute limite élastique utilisés en béton précontraint que pour les contraintes supérieures à 30 ou 40% de leur contrainte de rupture garantie. Elle dépend de la nature de l'acier, de son traitement et l'on distingue des aciers :

- ✓ À relaxation normale : RN.
- ✓ À très basse relaxation: TBR.

Dans notre cas on utilise des TBR.

Pour les aciers TBR sont caractérisés par une relaxation à 1000 heures exprimée en ( $\rho_{1000}$ ) en général :  $\rho_{1000} = 2,5\%$ .

Le BPEL91 propose pour le calcul de la perte finale par relaxation, la formule ci-dessous :

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

Avec :

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

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

$\mu_0$  : coefficient pris égal à 0,43 pour les aciers TBR.  $\sigma_{p0}$  : tension à l'origine ;

$$\sigma_{p0} = 1488 \text{ MPa.}$$

$\rho_{1000}$  : valeur garantie de la relaxation à 1000h.

$f_{prg}$  : contrainte limite de rupture garantie = 1860 MPa.

-Les pertes dues à la relaxation des câbles sont résumées dans le tableau suivant :

N°vouss	N°cables	$\Delta\sigma_{inst}$	$\Delta\sigma_{pi}(x)$	$\Delta\sigma_{rlx}(x)$
v1	1	191,8945	1296,1055	51,8762
	2	115,6151	1372,3849	63,3715
	3	155,8691	1332,1309	57,1883
v2	4	135,0033	1352,9967	60,3608
	5	93,3102	1394,6898	66,9102
	6	114,5495	1373,4505	63,5388
v3	7	163,4763	1324,5237	56,0491
	8	126,9335	1361,0665	61,6065
v4	9	193,7500	1294,2500	51,6082
	10	158,9463	1329,0537	56,7263
v5	11	127,5863	1360,4137	61,5054
v6	12	160,3315	1327,6685	56,5189
v7	13	192,2418	1295,7582	51,8260
				759,0861

Tableau VI-9 : Résultats Pertes dues à la relaxation de l'acier.

La somme des pertes dues à la relaxation de l'acier est :  $\Delta\sigma_{rlx} = 759,0861 \text{ MPa}$

- **Conclusion :**

Les pertes différée finale sont égale à :

-D'après le BPEL :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_{rt} + \Delta\sigma_{fl} + 5/6 \Delta\sigma_{rlx}$$

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

$$\Sigma\Delta\sigma_d = 886,5774\text{MPa}$$

$$\Delta\sigma_d = 38 + 216,0056 + 5/6 (759,0861) = 958,2993\text{MPa}$$

- **Calcul des pertes totales :**

Les pertes totales sont :

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

$$\Delta\sigma_T = 1900,8438 + 886,5774 = 2787,4212\text{MPa}$$

$$\Rightarrow \text{Donc on a un pourcentage de perte égale à : } 100 \times \frac{2787,4212 * 2}{26 * 1488} = 14,40\% \leq 25\%$$

Donc, on maintient le nombre de câbles précédent **26 câbles 12T13**

### VI.2.3. Vérification des contraintes :

Cette étape a pour but la vérification de l'ensemble des contraintes engendrées par l'application de l'effort de précontrainte. Les contraintes normales doivent rester dans le domaine des contraintes admissibles dans chaque section.

En phase de construction, on est amené à vérifier que :

$$\sigma_{\text{Sup}} = \frac{P}{S} + \frac{Pev}{I} - \frac{MV}{I} \geq \sigma_{\text{bt}}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{S} - \frac{Pev'}{I} + \frac{MV'}{I} \leq \sigma_{\text{bc}}$$

Avec :

$\sigma_{\text{sup}}$  : Contrainte créée dans la fibre supérieure de la section.

$\sigma_{\text{inf}}$  : Contrainte créée dans la fibre inférieure de la section.

$P$  : Effort de précontrainte Réelle.

$S$  : Section transversale du voussoir.

$e$  : son excentricité.

$I$  : le moment d'inertie de la section.

$M$  : Moment généré par application des charges.

$V$  : Distance du centre de gravité à la fibre supérieure.

$V'$  : Distance du centre gravité à la fibre inférieure.

$\sigma_{\text{bt}}$  : Contrainte admissible de traction

$\sigma_{\text{bc}}$  : Contrainte admissible de compression.

Tel que :

$$\bar{\sigma}_{\text{CI}} = \bar{\sigma}_{\text{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 45 = 27 \text{ MPa}$$

$$\text{Et } \bar{\sigma}_{\text{TS}} = \bar{\sigma}_{\text{bt}} = 0 \text{ MPa (Classe I).}$$

**Vérification des contraintes supérieures pour le demi-fleau :**

Les résultats sont groupés dans le tableau suivant :

N°voussoi	x(m)	I(m4)	S	V'	V	e	p	M	$\sigma_{sup}$	$\sigma_{inf}$	obs
1/2vsp	4	57,9824	7,867	1,1014	1,6724	0,9514	27,6224	21,9087	3,6373	3,4281	ok
v1	7,6	57,9824	7,867	1,1014	1,6615	0,9514	21,248	16,8545	2,7972	2,6371	ok
v2	11,2	57,5282	7,5802	1,0543	1,6434	0,9043	14,8736	12,8546	1,9792	1,9512	ok
v3	14,8	57,1455	7,3375	1,0145	1,6181	0,8645	10,624	9,3507	1,4432	1,4509	ok
v4	18,4	56,8336	7,1389	0,9819	1,5855	0,8319	8,4992	6,3429	1,2108	1,1780	ok
v5	22	56,5916	6,9845	0,9566	1,5457	0,8066	6,3744	3,8313	0,9484	0,8905	ok
v6	25,6	56,4192	6,8742	0,9385	1,4986	0,7885	4,2496	1,8157	0,6590	0,5927	ok
v7	29,2	56,3151	6,808	0,9276	1,4986	0,7776	2,1248	0,2962	0,3482	0,2898	ok

Tableau VI-10 : Vérification des contraintes en construction.

**Remarque :**

D'après le tableau des vérifications des contraintes en construction, on remarque que les contraintes trouvées à la fibre inférieure et supérieure, vérifient les inégalités, ce qui signifie que notre ouvrage travail en sécurité.

**VI.4. Etude de la précontrainte de continuité :**

De façon générale, les câbles de continuité sont destinés à solidarise les fléaux entre eux et la parties coulées sur cintre, et à reprendre toutes les actions complémentaires appliquées à la structure après réalisation des fléaux, c'est-à-dire les actions dus à l'exploitation de à l'ouvrage.

Ils règnent en travée dans les hourdis inférieur et sont ancrés dans des bossages faisant saillie au-dessus de celui-ci.

**VI.4.1. Détermination du nombre de câbles de la précontrainte :**

Les câbles de continuité seront dimensionnés avec les moments positifs dus à la combinaison la plus défavorable donnée par le logiciel Robot Structural après l'analyse de la structure à l'état limite ultime (L'ELU) :

$$1,35 G + 1,35 A(L)$$

**Avec :**

G : charge permanente.

A(L) : Charge exploitation.

Pour la détermination du nombre de câbles de continuités, on procèdera de la même façon que pour le calcul de la précontrainte du fléau.

$$P = \frac{\frac{MV'}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{|e|V'}{I}} \Rightarrow N \geq \frac{P}{0.75 P_0}$$

**a ) Câblage de la travée intermédiaire :**

Le nombre de câbles arrêtés dans chaque voussoir de la travée intermédiaire est donné dans le tableau ci-dessous :

- Travée intermédiaire**

Les résultats de calcul pour la travée intermédiaire sont résumés dans le tableau suivant :

	S(m <sup>2</sup> )	I(m <sup>4</sup> )	V	V'	e'	Mcomb (t.m)	p	N <sub>calculé</sub>	N <sub>choisi</sub>
<b>v4</b>	7.1389	6.4797	0.9819	1.6181	1.4681	10.0954	4.9755	3.7466	8
<b>v5</b>	6.9845	6.276	0.9566	1.6434	1.4934	33.9795	16.6552	12.5416	16
<b>v6</b>	6.8742	6.8742	0.9385	1.6615	1.5115	51.9868	24.5991	18.5234	24
<b>v7</b>	6.808	6.808	0.9276	1.6724	1.5224	64.3078	30.3290	22.8381	28
<b>vc</b>	6.7859	6.0055	0.924	1.676	1.526	71.018	34.5748	26.0352	28
<b>v7</b>	6.808	6.808	0.9276	1.6724	1.5224	72.5253	34.2045	25.7564	28
<b>v6</b>	6.8742	6.8742	0.9385	1.6615	1.5115	52.9957	25.0764	18.8829	24
<b>v5</b>	6.9845	6.276	0.9566	1.6434	1.4934	39.9643	19.5887	14.7505	16
<b>v4</b>	7.1389	6.4797	0.9819	1.6181	1.4681	16.3028	8.0347	6.0502	8

Tableau VI.11. Câbles de continuités de la travée intermédiaire

Le tableau suivant détail le nombre de câbles dans chaque voussoir pour la travée centrale :

N° de voussoir	V (1,2,3)	V4	V5	V6	V7	VC	V'7	V'6	V'5	V'4	V' (3,2,1)
<b>Nombre de câbles</b>	0	8	16	24	28	28	28	24	16	8	0
<b>N<sup>br</sup> des câbles arrêté/ voussoir</b>	0	8	8	8	4	0	4	8	8	8	0
<b>N<sup>br</sup> des câbles arrêté / gousset</b>	0	4	4	4	2	0	2	4	4	4	0

Tableau VI.12. Nombre de câbles par voussoir (travée intermédiaire)

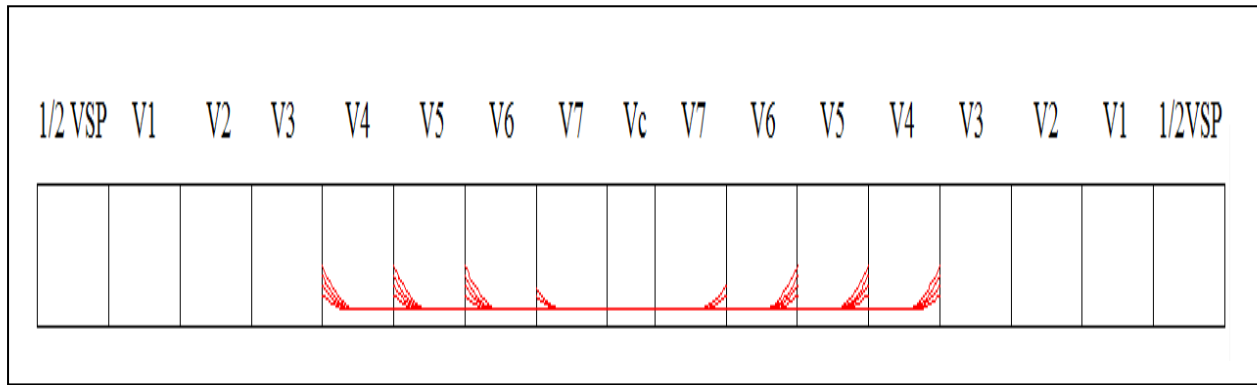


Figure VI.7. Disposition des câbles de continuité pour la travée intermédiaire

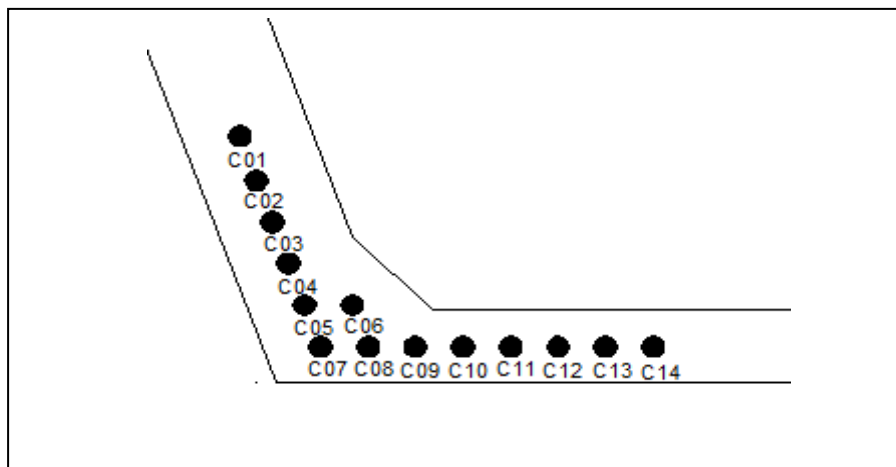


Figure VI.8. Disposition des câbles de précontrainte de continuité

**b) Travée de rive :**

Les résultats de calcul pour la travée de rive sont résumés dans le tableau suivant :

Voussoir	S(m <sup>2</sup> )	I(m <sup>4</sup> )	V	V'	e'	Mcomb (t.m)	P(MN)	N	N° réel
V5	7.3375	6.276	0.9566	1.6434	1.4934	1394.53	6.9246	5.21434101	8
V6	7.5802	6.1248	0.9385	1.6615	1.5115	2089.34	10.4582	7.87512436	10
V7	7.867	6.0352	0.9276	1.6724	1.5224	2266.43	11.4402	8.61459142	10
VCl <sub>a</sub>	6.7859	6.0055	0.924	1.676	1.5260	1845.33	8.9839	6.7649851	10

Tableau VI.13. Câbles de continuités de la travée de rive

Le tableau suivant détail le nombre de câbles dans chaque voussoir pour la travée de rive :

N° de voussoir	V (1,2,3,4)	V5	V6	V7	VC
nombre de câbles	0	8	10	10	10
N <sup>br</sup> des câbles arrêté/ voussoir	0	8	2	0	0
N <sup>br</sup> des câbles arrêté / gousset	0	4	1	0	0

Tableau VI.14. Nombre de câbles par voussoir (travée de rive)

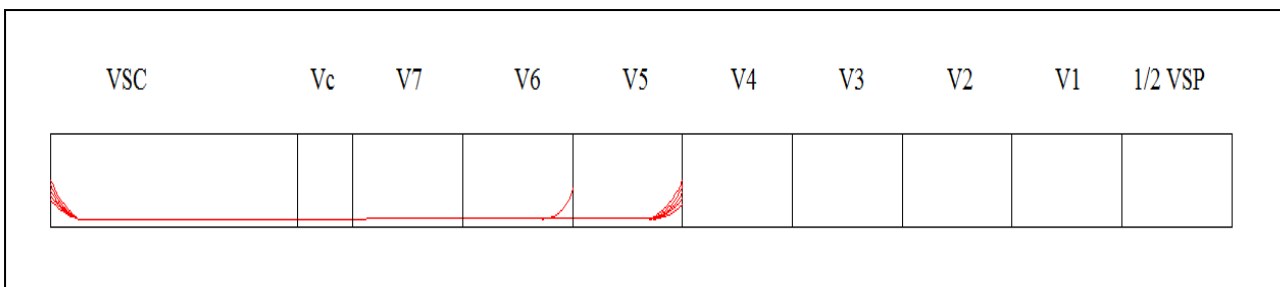


Figure VI.9. Disposition des câbles de continuité pour la travée de rive

#### VI.4.2. Calcul des pertes de tension

La démarche à suivre pour la détermination des pertes est la même que celle de l'étude de la précontrainte du fléau. Les tableaux ci-dessous donnent les résultats des différentes pertes :

a) Travée intermédiaire :

Câble	x(m)	$\alpha$ (rad)	$\Delta\sigma_{p0}$ (MPa)
C1	18.4	0.0054	81.4317
C2	18.4	0.0732	100.3760
C3	18.4	0.0145	83.9893
C4	18.4	0.0146	84.0174
C5	22	0.0364	105.1412
C6	22	0.0421	106.7168
C7	22	0.0376	105.4731
C8	22	0.0285	102.9546
C9	25.6	0.0249	116.8457
C10	25.6	0.0301	118.2710
C11	26.6	0.0164	118.6270
C12	25.6	0.0214	115.8856
C13	29.2	0.0045	126.0290
C14	29.2	0.0058	126.3830
$\Sigma =$			<b>1492.1412</b>

Tableau VI.15. Pertes dues au frottement (travée intermédiaire)

Câble	$\alpha$ (rad)	X(m)	k	$\lambda$ (m)	$\Delta\sigma_r$ (MPa)
C1	0.0054	18.4	0.0031	15.8264	0.0968
C2	0.0732	18.4	0.0038	14.2072	0.1079
C3	0.0145	18.4	0.0032	15.5766	0.0984
C4	0.0146	18.4	0.0032	15.5739	0.0984
C5	0.0364	22	0.0033	15.1659	0.1010
C6	0.0421	22	0.0034	15.0493	0.1018
C7	0.0376	22	0.0033	15.1412	0.1012
C8	0.0285	22	0.0033	15.3321	0.0999
C9	0.0249	25.6	0.0032	15.4863	0.0989
C10	0.0301	25.6	0.0032	15.3887	0.0996
C11	0.0164	26.6	0.0031	15.6619	0.0978
C12	0.0214	25.6	0.0032	15.5530	0.0985
C13	0.0045	29.2	0.0030	15.8990	0.0964
C14	0.0058	29.2	0.0030	15.8757	0.0965
$\Sigma =$					<b>1.3932</b>

Tableau VI.16. Pertes dues au recul d'ancrage (travée intermédiaire)

voussoir	M (MN.m)	$I_y(x)$ [m <sup>4</sup> ]	S(x) [m <sup>2</sup> ]	V'[m]	$e_0(x)$ [m]	P (MN)	$\sigma_b(x)$ (Mpa)	$\Delta\sigma_p(x)$ (Mpa)
V4	10.0954	6.4797	7.1389	1.6181	1.4681	4.9755	0.0646	0.1706
V5	33.9795	6.276	6.9845	1.6434	1.4934	16.6552	0.2177	0.5746
V6	51.9868	6.8742	6.8742	1.6615	1.5115	24.5991	0.3231	0.8530
V7	64.3078	6.808	6.808	1.6724	1.5224	30.3290	0.3996	1.0549
VSC	71.018	6.0055	6.7859	1.676	1.526	34.5748	0.4560	1.2039
V7	72.5253	6.808	6.808	1.6724	1.5224	34.2045	0.4506	1.1897
V6	52.9957	6.8742	6.8742	1.6615	1.5115	25.0764	0.3293	0.8695
V5	39.9643	6.276	6.9845	1.6434	1.4934	19.5887	0.2560	0.6759
V4	16.3028	6.4797	7.1389	1.6181	1.4681	8.0347	0.1043	0.2755
								6.8676

Tableau VI.17. Pertes dues au raccourcissement élastique du béton (travée intermédiaire)

vousoir	M (MN.m)	I <sub>y</sub> (x) [m <sup>4</sup> ]	S(x) [m <sup>2</sup> ]	V'[m]	e <sub>0</sub> (x) [m]	P (MN)	σ <sub>b</sub> (x) (Mpa)	Δσ <sub>flu</sub> (x) (Mpa)
V4	10.0954	6.4797	7.1389	1.6181	1.4681	4.9755	0.0646	0.8529
V5	33.9795	6.276	6.9845	1.6434	1.4934	16.6552	0.2177	2.8733
V6	51.9868	6.8742	6.8742	1.6615	1.5115	24.5991	0.3231	4.2648
V7	64.3078	6.808	6.808	1.6724	1.5224	30.3290	0.3996	5.2747
VSC	71.018	6.0055	6.7859	1.676	1.526	34.5748	0.4560	6.0198
V7	72.5253	6.808	6.808	1.6724	1.5224	34.2045	0.4506	5.9487
V6	52.9957	6.8742	6.8742	1.6615	1.5115	25.0764	0.3293	4.3476
V5	39.9643	6.276	6.9845	1.6434	1.4934	19.5887	0.2560	3.3793
V4	16.3028	6.4797	7.1389	1.6181	1.4681	8.0347	0.1043	1.3773
								33.4854

Tableau VI.18. Pertes de tension dues au fluage du béton (travée intermédiaire)

Câble	Δσ <sub>inst</sub> (MPa)	σ <sub>pi</sub> (Mpa)	Δσ <sub>rlx</sub> (Mpa)
C1	81.6991	1406.3009	68.7841
C2	100.6544	1387.3456	65.7362
C3	84.2582	1403.7418	68.3692
C4	84.2863	1403.7137	68.3647
C5	105.8169	1382.1831	64.9161
C6	107.3932	1380.6068	64.6666
C7	106.1489	1381.8511	64.8635
C8	103.6292	1384.3708	65.2631
C9	117.7976	1370.2024	63.0296
C10	119.2235	1368.7765	62.8066
C11	119.5778	1368.4222	62.7512
C12	116.8370	1371.1630	63.1800
C13	127.1803	1360.8197	61.5683
C14	127.5345	1360.4655	61.5134
Σ=			<b>905.8126</b>

Tableau VI.19. Pertes de tension dues à la relaxation de l'acier (travée intermédiaire)

❖ *Calcul des pertes totales :*

- La somme des pertes instantanées :

$$\Delta\sigma_{inst} = \Delta\sigma_{frot} + \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{racc} \Rightarrow \Delta\sigma_{inst} = 1500.402\text{MPa}$$

- La somme des pertes différées :

$$\Delta\sigma_{dif} = \Delta\sigma_{rt} + \Delta\sigma_{flu} + 5/6 \Delta\sigma_{rlx} \Rightarrow \Delta\sigma_{dif} = 826.3292\text{MPa}$$

- Les pertes totales :

$$\Delta\sigma_{tot} = \Delta\sigma_{inst} + \Delta\sigma_{dif} \Rightarrow \Delta\sigma_{tot} = \text{MPa}$$

- Le pourcentage des pertes :

$$\Delta\sigma_{tot}\% = \frac{2326.73}{1488 * 14} * 100 = \mathbf{11.17\%}$$

⇒ Les pertes de tension sont inférieures à 20%, Donc, on maintient le nombre de câbles précédent à savoir 28 câbles de 12T13. (14 câbles dans chaque gousset)

b) Travée de rive

Câble	x(m)	$\alpha$ (rad)	$\Delta\sigma_{p0}$ (MPa)
C1	18.4	0.1025	108.48369
C2	18.4	0.0963	106.7720
C3	18.4	0.0775	101.5688
C4	18.4	0.0814	102.6498
C5	22	0.0958	121.4723
$\Sigma =$			<b>540.9468</b>

Tableau VI.20. Pertes dues au frottement (Travée de rive)

Câble	x(m)	$\alpha$ (rad)	K	$\lambda$ (m)	$\Delta\sigma_r$ (MPa)
C1	18.4	0.1025	0,0081	13.6462	0.1123
C2	18.4	0.0963	0,0068	13.7594	0.1114
C3	18.4	0.0775	0,0052	14.1205	0.1085
C4	18.4	0.0814	0,0081	14.0432	0.1091
C5	22	0.1102	0,0063	13.8364	0.1107
$\Sigma =$					<b>0.5520</b>

Tableau VI.21. Pertes dues au recul d’ancrage (Travée de rive)

voussoir	M (MN.m)	$I_y(x)$ [m <sup>4</sup> ]	S(x) [m <sup>2</sup> ]	V'[m]	$e_0(x)$ [m]	P (MN)	$\sigma_b(x)$ (Mpa)	$\Delta\sigma_p(x)$ (Mpa)
V5	13.9453	6.276	7.3375	1.4934	6.9246	0.0861	0.2274	1.4934
V6	20.8934	6.1248	7.5802	1.5115	10.4582	0.1246	0.3289	1.5115
								<b>0.5563</b>

Tableau VI.22. Pertes dues au raccourcissement élastique du béton (Travée de rive)

voussoir	M (MN.m)	$I_y(x)$ [m <sup>4</sup> ]	S(x) [m <sup>2</sup> ]	V'[m]	$e_0(x)$ [m]	P (MN)	$\sigma_b(x)$ (Mpa)	$\Delta\sigma_p(x)$ (Mpa)
V5	13.9453	6.276	7.3375	1.4934	6.9246	0.0861	0.2274	1.1368
V6	20.8934	6.1248	7.5802	1.5115	10.4582	0.1246	0.3289	1.6445
								<b>2.7813</b>

Tableau VI..23. Pertes de tension dues au fluage du béton (Travée de rive)

Câble	$\Delta\sigma_{inst}(MPa)$	$\sigma_{pi}(Mpa)$	$\Delta\sigma_{rlx}(Mpa)$
C1	108.8233	1379.1767	64.4405
C2	107.1108	1380.8892	64.7113
C3	101.9047	1386.0953	65.5372
C4	102.9863	1385.0137	65.3652
C5	125.8420	1362.1580	61.7758
			<b>321.8301</b>

Tableau VI.24. Pertes de tension dues à la relaxation de l'acier (Travée de rive)

❖ *Calcul des pertes totales :*

- La somme des pertes instantanées :

$$\Delta\sigma_{inst} = \Delta\sigma_{frot} + \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{racc} \Rightarrow \Delta\sigma_{inst} = 545.9850 \text{ MPa}$$

- La somme des pertes différées :

$$\Delta\sigma_{dif} = \Delta\sigma_{rt} + \Delta\sigma_{flu} + 5/6 \Delta\sigma_{rlx} \Rightarrow \Delta\sigma_{dif} = 219.5758 \text{ MPa}$$

- Les pertes totales :

$$\Delta\sigma_{tot} = \Delta\sigma_{inst} + \Delta\sigma_{dif} \Rightarrow \Delta\sigma_{tot} = 778.3146 \text{ MPa}$$

- Le pourcentage des pertes :

$$\Delta\sigma_{tot} \% = \frac{778.3146}{1488 * 5} * 100 = 10.46 \%$$

⇒ Les pertes de tension sont inférieures à 20%, Donc, on maintient le nombre de câbles précédent à savoir 10 câbles de 12T13.

**VI.4.3. Vérification des contraintes en phase de service :**

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

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

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{S} - \frac{P|e|V}{I} + \frac{|M|V}{I}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{S} + \frac{P|e|V'}{I} - \frac{|M|V'}{I}$$

- **État à vide (sous  $M_{min}$ ):**

$$\begin{aligned} \sigma_{sup} &\geq 0 \\ \sigma_{inf} &\leq 21 \text{ MPa} \end{aligned}$$

- **État en charge (sous  $M_{max}$ ):**

$$\begin{aligned} \sigma_{sup} &\leq 21 \text{ MPa} \\ \sigma_{inf} &\geq 0 \end{aligned}$$

**Avec :**

**Mmax:** le moment maximum agissant sur la section, sous la combinaison G +AL

**Mmin:** le moment minimum agissant sur la section, sous la combinaison G + CCP.

**Tel que :**

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 35 = 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bt} = 0 \text{ MPa (Car on est en classe I)}$$

**a) Travée intermédiaire :**

- **État à vide (sous  $M_{min}$ ):**

Vouss -oir	M (MN.m)	I <sub>y</sub> (x) [m <sup>4</sup> ]	S(x) [m <sup>2</sup> ]	V [m]	V' [m]	e <sub>0</sub> (x) [m]	P (MN)	σ <sub>sup</sub> (MPa)	σ <sub>inf</sub> (M Pa)	Observa tion
V4	13.6821	6.4797	7.1389	0.9819	1.6181	1.4681	4.9755	0.2695	2.2896	Vérifiée
V5	23.0237	6.276	6.9845	0.9566	1.6434	1.4934	16.655	2.6665	1.9004	Vérifiée
V6	29.5590	6.8742	6.8742	0.9385	1.6615	1.5115	24.599	4.6191	1.7361	Vérifiée
V7	33.3962	6.808	6.808	0.9276	1.6724	1.5224	30.329	6.1957	1.3163	Vérifiée
VSC	34.5886	6.0055	6.7859	0.924	1.676	1.526	34.574	7.8911	0.0236	Vérifiée
V7	30.6810	6.808	6.808	0.9276	1.6724	1.5224	34.204	7.9388	0.2308	Vérifiée
V6	24.7850	6.8742	6.8742	0.9385	1.6615	1.5115	25.076	5.4388	0.4773	Vérifiée
V5	16.2141	6.276	6.9845	0.9566	1.6434	1.4934	19.588	4.7921	0.6099	Vérifiée
V4	4.8649	6.4797	7.1389	0.9819	1.6181	1.4681	8.0347	2.1758	0.6053	Vérifiée

Tableau VI.25. Vérification des contraintes de continuité à vide (travée intermédiaire).

- **État en charge (sous  $M_{max}$ ):**

Voussoir	M (MN.m)	$I_y(x)$ [m <sup>4</sup> ]	S(x) [m <sup>2</sup> ]	V [m]	V' [m]	$e_0(x)$ [m]	P (MN)	$\sigma_{sup}$ (MPa)	$\sigma_{inf}$ (MPa)	Observation
V4	10.0954	6.4797	7.1389	0.9819	1.6181	1.4681	4.9755	0.2740	1.3939	Vérifiée
V5	33.9795	6.276	6.9845	0.9566	1.6434	1.4934	16.655	0.9966	4.7692	Vérifiée
V6	51.9868	6.8742	6.8742	0.9385	1.6615	1.5115	24.599	1.5572	7.1569	Vérifiée
V7	64.3078	6.808	6.808	0.9276	1.6724	1.5224	30.329	1.9840	8.9098	Vérifiée
VSC	71.018	6.0055	6.7859	0.924	1.676	1.526	34.574	2.2861	10.190	Vérifiée
V7	72.5253	6.808	6.808	0.9276	1.6724	1.5224	34.204	2.2375	10.048	Vérifiée
V6	52.9957	6.8742	6.8742	0.9385	1.6615	1.5115	25.076	1.5874	7.2958	Vérifiée
V5	39.9643	6.276	6.9845	0.9566	1.6434	1.4934	19.588	1.1721	5.6092	Vérifiée
V4	16.3028	6.4797	7.1389	0.9819	1.6181	1.4681	8.0347	0.4425	2.2510	Vérifiée

Tableau VI.26. Vérification des contraintes de continuité en charge (travée intermédiaire)

## a) Travée de rive

- **État à vide (sous  $M_{min}$ ):**

Voussoir	M (MN.m)	$I_y(x)$ [m <sup>4</sup> ]	S(x) [m <sup>2</sup> ]	V [m]	V' [m]	$e_0(x)$ [m]	P (MN)	$\sigma_{sup}$ (MPa)	$\sigma_{inf}$ (MPa)	Observation
V5	8.7245	6.276	7.3375	<b>0.9566</b>	<b>1.6434</b>	1.4934	6.9246	0.6973	1.3670	Vérifiée
V6	10.7209	6.1248	7.5802	<b>0.9385</b>	<b>1.6615</b>	1.5115	10.458	0.6002	2.7595	Vérifiée
V7	9.9802	6.0352	7.867	<b>0.9276</b>	<b>1.6724</b>	1.5224	11.440	0.3112	3.5148	Vérifiée
VSC	6.6576	6.0055	6.7859	<b>0.924</b>	<b>1.676</b>	1.5260	8.9839	0.2389	3.2919	Vérifiée

Tableau VI.27. Vérification des contraintes de continuité à vide (travée de rive)

- **État en charge (sous  $M_{max}$ ):**

Voussoir	M (MN.m)	$I_y(x)$ [m <sup>4</sup> ]	S(x) [m <sup>2</sup> ]	V [m]	V' [m]	$e_0(x)$ [m]	P (MN)	$\sigma_{sup}$ (MPa)	$\sigma_{inf}$ (MPa)	Observation
V5	13.9453	6.276	7.3375	<b>0.9566</b>	<b>1.6434</b>	1.4934	6.9246	1.4930	1,347	Vérifiée
V6	20.8934	6.1248	7.5802	<b>0.9385</b>	<b>1.6615</b>	1.5115	10.458	2.1589	2,618	Vérifiée
V7	22.6643	6.0352	7.867	<b>0.9276</b>	<b>1.6724</b>	1.5224	11.440	2.2607	3,777	Vérifiée
VSC	18.4533	6.0055	6.7859	<b>0.924</b>	<b>1.676</b>	1.5260	8.9839	2.0537	4,428	Vérifiée

Tableau VI.28. Vérification des contraintes de continuité en charge (travée de rive)

**Conclusion :**

D'après les calculs et les vérifications effectués, on conclut que l'ouvrage travaille en sécurité. On constate que les contraintes sont bien vérifiées, ce qui permet de dire que la précontrainte a été bien dimensionnée.

# CHAPITRE VII

---

## Etude transversale

## Introduction :

Jusqu'à présent, on s'est intéressé uniquement à l'étude longitudinale du tablier. Du coup, on a pu déterminer les câbles longitudinaux de précontrainte en phase de construction ainsi qu'à la phase d'exploitation, il s'agit des armatures actives. Dans ce chapitre, on va déterminer les armatures passives transversales et longitudinales de chaque élément de voussoir (âmes, hourdis...). Pour ce faire, il y a lieu d'appréhender les moments défavorables engendrés par les différents chargements. A cause de la variation de la hauteur des caissons, le ferrailage diffère d'un voussoir à l'autre, raison pour laquelle on se contente de ferrailer uniquement le voussoir sur pile et le voussoir sur culée.

## VII. 1. Modélisation :

La modélisation est effectuée par le logiciel **Robot Structural**. Le caisson est modélisé par un portique fermé (cadre) appuyé au niveau de la partie inférieure des âmes par deux appuis simples à l'extrémité de chaque âme. On prendra une largeur du caisson égale à **1 m**, les sections des différents éléments du caisson sont prises comme des sections équivalentes en termes de poids et d'inertie.

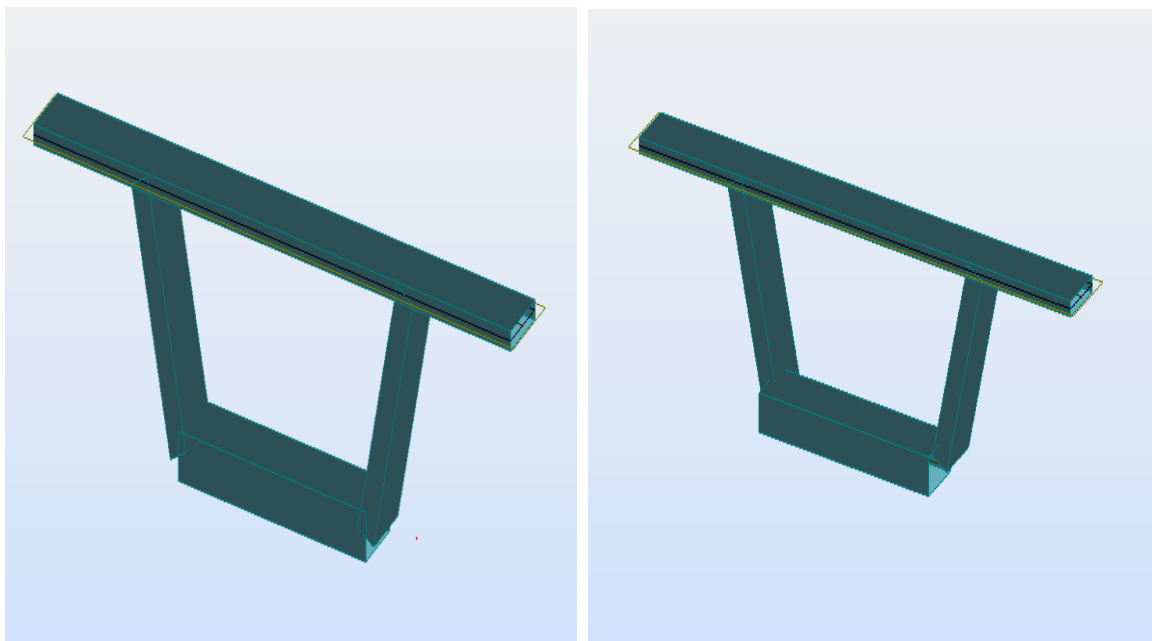


Fig. VII.1-2: Vue en 3D du caisson prêt de la pile et de la de la culée modélisé sur le logiciel Robot Structural

## VII. 2. Définition des charges

La section doit être justifiée sous l'ensemble des charges permanentes, ainsi que les différents systèmes de chargement routiers établis. D'après le « **Fascicule N°61 Titre II** », les charges appliquées à l'ouvrage sont dues à :

### VII. 2. 1. Charges permanentes

#### VII. 2. 1. 1. Poids propre (Pp) :

Il est pris automatiquement par le logiciel.

### VII. 2. 2. Les charges complémentaires permanentes (CCP) :

#### VII. 2. 2. 1. Poids du revêtement :

$$P_{rev} = L \times e \times \gamma_{BB} = (11.40 \times 0,01 \times 2) + (9.50 \times 0,08 \times 2.2) = 1.9 \text{ t/ml}$$

#### VII. 2. 2. 2. Poids du dispositif de sécurité :

- Poids des glissières de sécurité :  $P_{gli} = 0,06 \text{ t/ml}$  (disposés aux deux extrémités du tablier)

Les glissières souples standards sont les plus utilisées, elles sont composées d'éléments glissants, leur poids est pris égal à :  $P_{gli} = 0,06 \text{ t/ml}$ . Pour 2 glissières  $P_{gli}(2) = 0,12 \text{ t/ml}$

- Poids de garde-corps :  $P_{gc} = 0,1 \text{ t/ml}$  (placé à l'extrémité gauche du tablier).

#### VII. 2. 2. 3. Poids du trottoir + poids de la corniche :

$$P(\text{tr+corniche}) = x (\text{Strot+corn-gauche} + \text{Strot})$$

$$P(\text{tr+corniche}) = 2,5 \times (0,0849 + 0,4748) = 1.3993 \text{ t/ml.}$$

$$P(\text{tr} + \text{corniche}) = 1,3993 \text{ t/ml.}$$

### VII. 2. 3. Surcharges d'exploitation :

On considérera les charges suivantes : **A(L)**, **Bc**, **Bt**, **Mc120** et **D240**. Ces dernières seront disposées de manière à obtenir les situations les plus défavorables.

#### VII. 2. 3. 1. Chargement A(L) :

$$A(L) = 230 + 36000/(L+12) = 1904.4186 \text{ kg/m}^2 = 1.904 \text{ t/m}^2 \text{ avec } L = 9.50 \text{ m (longueur chargeable).}$$

#### VII. 2. 3. 2. Sous système Bc :

On considérera trois camions, mais avec un seul essieu, disposés sur le voussoir, soit **Bc=6t**(charge ponctuelle).

#### VII. 2. 3. 3. Sous système Bt :

De même que pour le système Bc, deux tandems, mais avec un seul essieu, sont disposés sur le voussoir, soit **Bt = 16 t** (charge ponctuelle).

**VIII. 2. 3. 4. Système Mc120 :**

On considère le poids d'une des deux chenilles appliqué sur le voussoir, Soit

$$M_{c120} = (550 / (6,1 \times 1)) = 9.0164 \text{ t/m}^2 .$$

Tableau qui caractérise les différents coefficients de majorations de chaque système :

Système de charge	Bc (t)	Bt (t)	Mc120 (t/m <sup>2</sup> )
$\delta$	1.0820	1.0624	1.0710
Valeur finale	6.4920	16.9984	9.6566

Tab. VII. 1 : Coefficient de majoration de chaque système.

**VII. 2. 3. 5. Convoi exceptionnel D<sub>240</sub> :**

Convoi de 240 t avec 3,20 m de large et 18,60 m de long, donc  $D_{240} = 4.032 \text{ t/m}^2$ .

**VII. 2. 3. 6. Charges sur les trottoirs :**

Pour l'étude de la flexion locale, on considère une charge  $S_t = 0.45 \text{ t/m}^2$  appliquée sur les trottoirs (selon le fascicule 61 titre II, [Réf.11]).

**VII. 3. Les combinaisons de charges :**

Les combinaisons de charges à adopter pour l'étude transversale sont indiquées dans le **BPEL**, et sont résumées dans le tableau suivant :

Action prépondérante	Numéro de la combinaison	Combinaison
ELU	1	$1.35G + 1.6(A(L) + Qt)$
	2	$1.35G + 1.65B_c + Qt$
	3	$1,35G + 1,6 (B_t + Q_t)$
	4	$1,35G + 1,6 M_{c120}$
	5	$1,35G + 1,5D_{240}$
ELS	6	$G + 1,2 (A(L) + Qt)$
	7	$G + 1,2 (B_c + Q_t)$
	8	$G + 1,2 (B_t + Q_t)$
	9	$G + 1,2M_{c120}$
	10	$G + D_{240}$

Tab. VII. 2 : Combinaisons de charges étudiées en flexion

**Les résultats (après calcul) :**

Les combinaisons d'action qui donnent les effets les plus défavorables sont les suivantes :

$$A \text{ l'ELU} : 1,35G + 1,6 (B_t + S_t)$$

$$A \text{ l'ELS} : G + 1,2 (B_t + S_t)$$

Les diagrammes des moments fléchissants et efforts tranchants sont annexés

**VII. 4. Récapitulatif des résultats :**

Les tableaux suivants récapitulent les moments et les efforts les plus défavorables pour les différents éléments du voussoir (en *t* et *t.m*)

***Section sur pile :***

		E.L.U	E.L.S
Dalle supérieure	Moment à l'appui	-32.57	-24.48
	Moment en travée	16.18	12.35
Dalle inférieure	Moment à l'appui	-16.10	-12.06
	Moment en travée	2.32	1.76
Ame droite	Moment positif	22.17	16.62
	Moment négatif	0.00	0.00
	Effort normal	23.03	17.20
Ame gauche	Moment positif	23.20	17.40
	Moment négatif	-16.10	-12.06
	Effort normal	42.73	31.97

**Tableau VII.3. Récapitulatif des efforts et moments max pour la section sur pile**

***Section sur culée :***

		E.L.U	E.L.S
Dalle supérieure	Moment à l'appui	32.47	24.33
	Moment en travée	16.49	12.36
Dalle inférieure	Moment à l'appui	17.19	12.89
	Moment en travée	22.30	1.05
Ame droite	Moment positif	22.30	16.73
	Moment négatif	0.00	0.00
	Effort normal	22.93	17.13
Ame gauche	Moment positif	23.20	17.32
	Moment négatif	17.19	12.89
	Effort normal	42.56	31.85

**Tableau VII.4. Récapitulatif des efforts et moments max pour la section sur culée**

**VII.5. Vérification de l'effort tranchant :**

La formule de vérification est donnée par le (BAEL 91) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec la fissuration préjudiciable on a :

$$\bar{\tau}_u = \min [(0,15 \times f_{c28} / \gamma_b), 4 \text{ MPa}] = (0,15 \times 35) / 1,5 = 3,5 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL 91})$$

**Avec :**

$\tau_u$ : Contrainte de cisaillement ultime.

$\bar{\tau}_u$ : Contrainte de cisaillement admissible.

**b** : largeur de la section.

**d** : hauteur utile.

$f_{c28}$  : résistance caractéristique à 28 jours : **35MPa**.

$\gamma_b$ : coefficient de sécurité:  $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \text{ situation durable ou transitoire.} \\ \gamma_b = 1,15 \text{ situation accidentelle.} \end{array} \right.$

La vérification de l'effort tranchant est récapitulée dans les tableaux ci-dessous:

➤ **Voussoir sur pile :**

section	/	b mm	D mm	$V_{ut}$	$\tau_u$	$\bar{\tau}_u$	Obs
console	appuis	1000	200	15.31	1.0207	3,5	Vérifiée
dalle supérieur	appuis	1000	200	26.20	1.7467	3,5	Vérifiée
dalle inférieur	appuis	1000	500	7.86	0.1747	3,5	Vérifiée
âme	appuis	1000	400	14.86	0.4246	3,5	Vérifiée

**Tableau VII-5 : Vérification de l'effort tranchant (Voussoir sur pile).**

➤ **Voussoir sur culée :**

section	/	b mm	d mm	$V_u$	$\tau_u$	$\bar{\tau}_u$	Obs
console	<b>appuis</b>	1000	200	15.31	1.0207	3,5	<b>Vérifiée</b>
dalle supérieur	<b>appuis</b>	1000	200	26.61	1.7740	3,5	<b>Vérifiée</b>
dalle inférieur	<b>appuis</b>	1000	250	6.04	0.302	3,5	<b>Vérifiée</b>
âme	<b>appuis</b>	1000	400	15.22	0.4349	3,5	<b>Vérifiée</b>

**Tableau VII-6 : Vérification de l'effort tranchant (Voussoir sur culée).**

### VII-6- Vérification au poinçonnement :

Nous allons vérifier la zone d'impact d'une roue d'un camion. Dans le cas d'une charge localisée et éloignée des bords de la dalle, nous admettons qu'aucune armature transversale n'est requise que si la condition suivante est satisfaite : **(BAEL 91)**

$$Q_u \leq 0,045 U_c \times H \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

**Avec :**

**Q<sub>u</sub>** : valeur de la force concentrée en MN ; **Q<sub>u</sub> = 0,1MN = 10t**

**H** : hauteur de la section.

**D** : Longueur de la surface d'impact de la roue.

**U<sub>c</sub>** : Le périmètre de la zone d'impact au niveau du feuillet moyen de la section.

$$U_c = d + 2 \times h/2 = 0,15 + 0,20 = 0,35\text{m.}$$

$$Q_u \leq 0,045 U_c \times H \times f_{c28} / \gamma_b$$

$$0,045 U_c \times H \times f_{c28} / \gamma_b = 0,045 \times 0,35 \times 0,20 \times \frac{35}{1,5} = 0,114 \text{ MN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La condition est satisfaite pour les trois systèmes, donc il n'y a pas de risque de poinçonnement.

**VII.7. Vérification des âmes au flambement :**

Dans le but d'éviter le risque de flambement des âmes, l'élançement  $\lambda$  de celles-ci devra satisfaire l'inéquation suivante :

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

**Avec :**

$\lambda$ : élançement du poteau.

$l_f$ : longueur de flambement

La longueur de flambement  $l_f$  est évaluée en fonction de la longueur libre  $l_0$ ;

$l_f = 0,5 l_0$  : Car les âmes sont encastées à ses extrémités ;

$l_0$ : Est la hauteur libre de l'âme qui est égale à  $\cos \alpha \times l_0 = 2.60$  m

$i$  : rayon de giration :  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

$I$  : moment d'inertie de la section

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \times 0.4^3}{12} = 0,0053 \text{ m}^4$$

$$B = bh = 1 \times 0,4 = 0,4 \text{ m}^2$$

$$i = \sqrt{\frac{0.0053}{0.40}} = 0.1151 \text{ m}$$

**Donc :**

$$\lambda = \frac{0,5 \times 2.60}{0.1151} = 11.295 < 50 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La condition est satisfaite, donc il n'y a pas de risque de flambement des âmes.

**VII.8. Ferrailage :**

Le calcul du ferrailage se fera selon les règles (**BAEL 91**) à l'état limite ultime « ELU », et sera vérifié à l'état limite de service « ELS »

Les voussoirs sont subdivisés en trois éléments : les âmes, dalles supérieure et inférieure.

**❖ Données du problème :**

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

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 35 = 2,7 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1,5 \text{ (Situation courante)}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$\theta = 1$  car  $t > 24$  heure (le temps de chargement)  $\gamma_b = 1.5$  dans le cas durable

$\eta = 1,6$  : Fissuration préjudiciable

$c = c' = 5 \text{ cm}$  : On prend le même enrobage pour toutes les sections :

**VII.8.1. Ferrailage en flexion simple pour les dalles :**

Sens transversal :

❖ à l'E.L.U:

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 35}{1 \times 1.5} = 19.83 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{16.48 \cdot 10^7}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0.370 < 0.392 \text{ (S.S.A)}$$

**Ast**: La section de l'acier qui est égale à:

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{16.48 \cdot 10^7}{0.755 \cdot 150 \cdot 348} = 41.82 \text{ cm}^2$$

Avec :

**M<sub>u</sub>** : moment fléchissant.

$\bar{\sigma}_s$  : Contrainte limite à la traction :

$$\bar{\sigma}_s \left\{ \begin{array}{l} \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347,826 \text{ MPa} \ll \text{ELU} \\ \text{Min}(2/3f_e, 110\sqrt{\eta}x f_{tj}) = \text{Min}(2/3 \times 400, 110\sqrt{1.6 \times 2.7}) = 228.63 \text{ MPa} \ll \text{ELS} \end{array} \right.$$

A l'ELS :

$$\mu = \frac{M_S}{\beta \cdot d^2 \cdot \sigma_{st}} = \frac{12.35 \cdot 10^7}{1000 \cdot 150^2 \cdot 228.63} = 0.0240$$

Si :  $\sigma_b > \bar{\sigma}_b$  alors (S.D.A)

$$A_{st1} = \frac{M_{sl}}{\beta l \cdot d \cdot \sigma_{st}} = 39.82 \text{ cm}^2$$

$$A_{st2} = \frac{\Delta M_s}{(d - c') \cdot \sigma_{st}} = 5.82 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = A_{st1} + A_{st2} = 45.64 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc} = 5.82 \text{ cm}^2$$

➤ Sens longitudinal (armature de répartition) :

$$A_{sl} = \frac{A_{st}}{3}$$

### VII.8.2. Condition de non fragilité:

Selon le règlement (BAEL 91) on a :

$$A_s \geq A_{s_{min}} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{s_{min}} = 0.23 \times 100 \times 15 \times \frac{2.7}{400} = 2.33 \text{ cm}^2$$

**VII.8.3. Ferrailage en flexion composé pour les âmes :**

La section est partiellement comprimée si la condition suivante est satisfaite :

$$e_u = \frac{M_U}{N_U} \geq \left( \frac{h}{2} - C' \right)$$

➤ **Calcul du moment fictif :**

$$M_f = M_U + N_U \left( \frac{h}{2} - C' \right) = 23.20 + 42.73 \times \left( \frac{0.4}{2} - 0.05 \right) = 29.61 \text{ t.m}$$

➤ **Calcul du moment réduit :**

$$u_b = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}} = \frac{29.61}{1 \times (0.4 - 0.05)^2 \times 1983} = 0.1219$$

$$u_b \leq u_f = 0,392 \Rightarrow \text{section simplement armé (A'=0)}$$

➤ **Armatures fictives:**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_r \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{29.61}{0.935 \times 0.35 \times 348} \times 100 = 26.00 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures réelles :**

Selon le règlement (**BAEL 91**) on a :

$$A = A_f - \frac{N}{\sigma_{st}} = 26.00 - \frac{59.589}{228.63} = 25.88 \text{ cm}^2$$

Donc on prend **6HA25**.

**VII-8-4- Ferrailage des voussoirs****VII.8.4-1 Ferrailage de voussoir près de la pile:**

Au stade de calcul, on subdivise le voussoir en plusieurs éléments et on a :

➤ **Console, dalle supérieure :**

Hauteur de la dalle :  $h = 20 \text{ cm}$

La largeur de la dalle :  $b = 100 \text{ cm}$

➤ **Dalle inférieure :**

Hauteur de la dalle :  $h = 50 \text{ cm}$

La largeur de la dalle :  $b = 100 \text{ cm}$

➤ **Les âmes :**

Hauteur de l'âme :  $h = 40 \text{ cm}$

La largeur de l'âme :  $b = 100 \text{ cm}$

**Remarque :**

Quand la section calculée est inférieure à la section minimale  $A_s \leq A_{s\min}$  on prend directement  $A_{s\min}$ , et on applique le même principe sur les armatures transversales «  $A_t$  ».

Moment sur		MU (t.m)	MS (t.m)	H (m)	D(m)	Ast (ELU) (cm <sup>2</sup> )	As min (cm <sup>2</sup> )	Ast (ELS) (cm <sup>2</sup> )	Ac	Armatures transversales		AsL (cm <sup>2</sup> )	Armatures longitudinales /ml
										At(cm <sup>2</sup> )	Ac(cm <sup>2</sup> )		
<b>Dalle sup</b>	Appuis	32.57	24.48	0,2	0,15	89.10	2.33	98.69	58.87	8HA Ø40	8HA Ø32	32.90	<b>7HA25</b>
	travée	16.48	12.35	0,2	0.15	41.82	2.33	45.64	5.82	6HA Ø32	4HA Ø16	15.21	<b>5HA20</b>
<b>Dalle inf</b>	Appuis	<b>16.10</b>	<b>12.06</b>	0.50	0,15	<b>10.49</b>	<b>3.11</b>	<b>12.80</b>	/	7HA Ø16	/	<b>4.27</b>	<b>4HA Ø14</b>
	travée	<b>2.32</b>	<b>1.76</b>			<b>1.49</b>	<b>3.11</b>	<b>6.99</b>	/	5HA Ø14	/	<b>3.11</b>	<b>4HA Ø14</b>
<b>Aile</b>	M <sub>max</sub>	<b>9.37</b>	<b>7.01</b>	0.20	0.15	<b>20.37</b>	<b>2.33</b>	<b>24.49</b>	/	5HA Ø25	/	<b>8.16</b>	<b>5HA Ø16</b>

**Tableau VII-7 : ferrailage du voussoir près de la pile.**

➤ **L'âme :**

Moment	M (t.m)	H (m)	d (m)	As (cm <sup>2</sup> )	As min (cm <sup>2</sup> )	As adopté (cm <sup>2</sup> )	Armatures transversales	Asl (cm <sup>2</sup> )	Armatures longitudinales
<b>M<sub>max</sub></b>	23.10	0,4	0,35	25.88	5.43	25.88	<b>6HA Ø 25</b>	8.63	<b>6HA Ø14</b>
<b>N<sub>max</sub></b>	42.73								

**Tableau VII-8 : ferrailage de l'âme du voussoir près de la pile.**

**VIII-8-4-2- Ferrailage de voussoir près de la culée :**

On donne les caractéristiques géométriques pour chaque élément :

➤ **Console ; dalle supérieure :**

Hauteur de la dalle :  $h = 20 \text{ cm}$

La largeur de la dalle :  $b = 100 \text{ cm}$

➤ **Dalle inférieure :**

Hauteur de la dalle :  $h = 25 \text{ cm}$

La largeur de la dalle :  $b = 100 \text{ cm}$

➤ **Les âmes :**

Hauteur de l'âme :  $h = 40 \text{ cm}$

La largeur de l'âme :  $b = 100 \text{ cm}$

Moment sur		MU (t.m)	MS (t.m)	H (m)	D(m)	Ast (ELU) (cm <sup>2</sup> )	As min (cm <sup>2</sup> )	Ast (ELS) (cm <sup>2</sup> )	Ac	Armatures transversales		ASL (cm <sup>2</sup> )	Armatures longitudinales /ml
										At(cm <sup>2</sup> )	Ac(cm <sup>2</sup> )		
<b>Dalle sup</b>	Appuis	32.47	24.33	0.20	0.15	88.82	2.33	98.04	58.22	8HA Ø40	8HA Ø32	32.68	<b>7HA25</b>
	travée	16.49	12.36	0.20	0.15	41.84	2.33	44.66	/	6HA Ø32	/	14.89	<b>5HA20</b>
<b>Dalle inf</b>	Appuis	<b>17.19</b>	<b>12.89</b>	0.25	0.20	<b>28.18</b>	<b>2.33</b>	<b>33.86</b>	/	5HA Ø25	/	<b>11.29</b>	6HA Ø16
	travée	<b>1.39</b>	<b>1.05</b>	0.25	0.20	<b>2.69</b>	<b>2.33</b>	<b>2.43</b>	/	4HA Ø12		<b>2.33</b>	4HA Ø12
<b>Aile</b>	$M_{max}$	<b>9.37</b>	<b>7.01</b>	0.20	0.15	<b>20.37</b>	<b>2.33</b>	<b>24.49</b>	/	5HA Ø25	/	<b>8.16</b>	<b>5HA Ø16</b>

**Tableau VII-9 : ferrailage du voussoir près de la culée.**

➤ **L' âme :**

Moment	M (t.m)	H (m)	d (m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s \min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ adopté (cm <sup>2</sup> )	Armatures transversales	$A_{sI}$ (cm <sup>2</sup> )	Armatures longitudinales
$M_{max}$	17.32	0,4	0,35	21.86	5.43	21.86	5HA Ø 25	7.29	5HA Ø14
$N_{max}$	42.56								

**Tableau VII-10 : ferrailage de l'âme du voussoir près de la culée.**

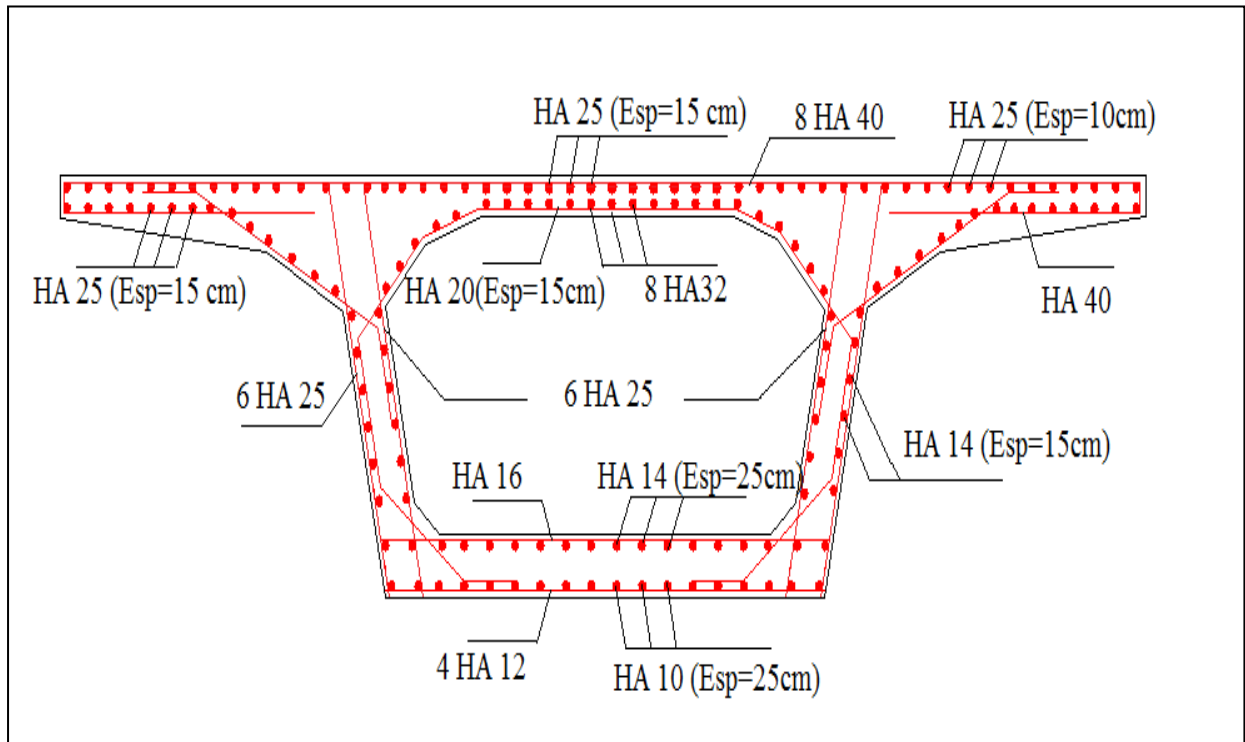


Fig.VII.3 : Schéma du Ferrailage du voussoir près de la pile

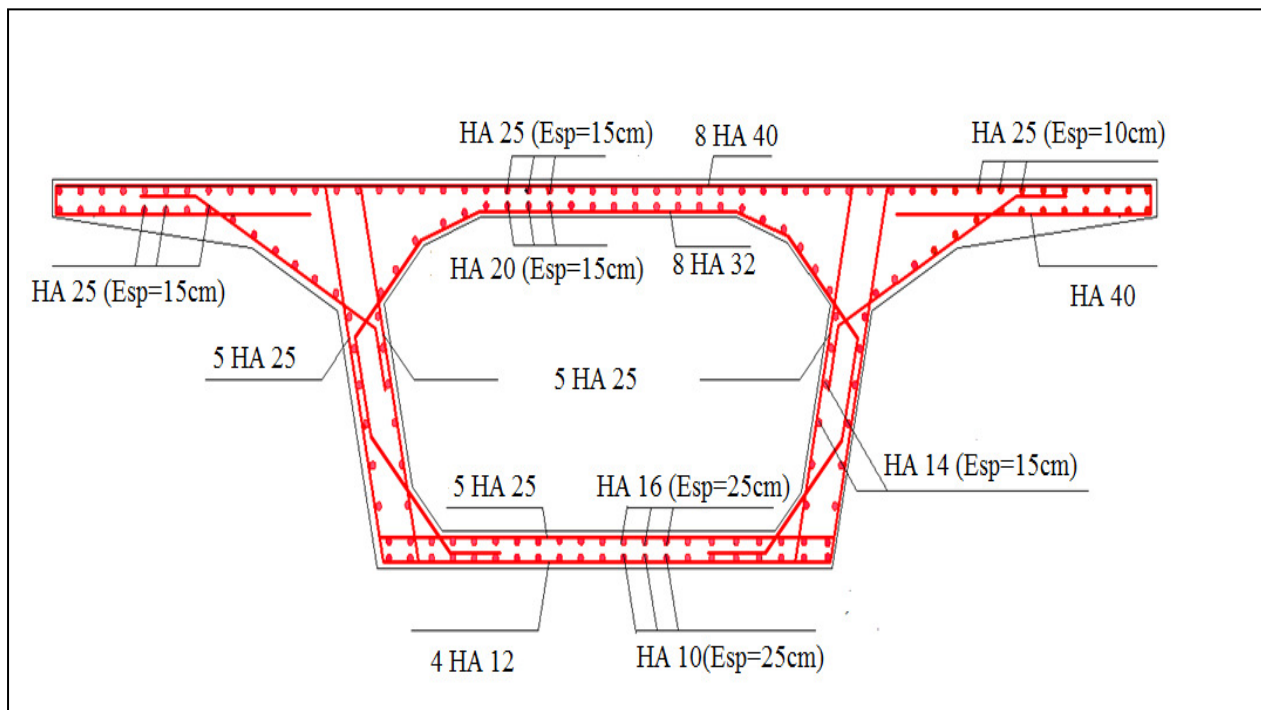


Fig.VII.4 : Schéma du Ferrailage du voussoir près de la culée.

# CHAPITRE VIII

---

## Résistance à l'effort tranchant

## Introduction

La partie résistante d'une poutre caisson à l'effort tranchant est représentée par l'âme ; les membrures supérieures et inférieures, du fait de leur inertie, par rapport au C.D.G de la section sont les éléments résistants à la flexion.

L'âme du caisson sera donc dimensionnée pour :

- Résister aux efforts de cisaillement.
- Permettre un bétonnage correct à travers la cage d'armature et les gaines de précontraintes avec, en cas de pervibration, des espaces suffisants pour y introduire les vibreurs.

## VIII.1.Détermination des efforts tranchants

### VIII.1.1.Effort tranchant due a la précontrainte

L'évaluation de la réduction de l'effort tranchant due à l'inclinaison des câbles est évidemment liée au tracé du câblage. Cet effort est de signe contraire à l'effort tranchant dû aux charges extérieures.

L'effort tranchant provoqué par la précontrainte (H.THONIER 92, [Réf.8]) est :

$$V_P = P \sin \alpha$$

On suppose que sur les 26 câbles du fléau, les six premiers ancrés à l'extrémité du premier voussoir ont subit une inclinaison moyenne de  $15.88^\circ$

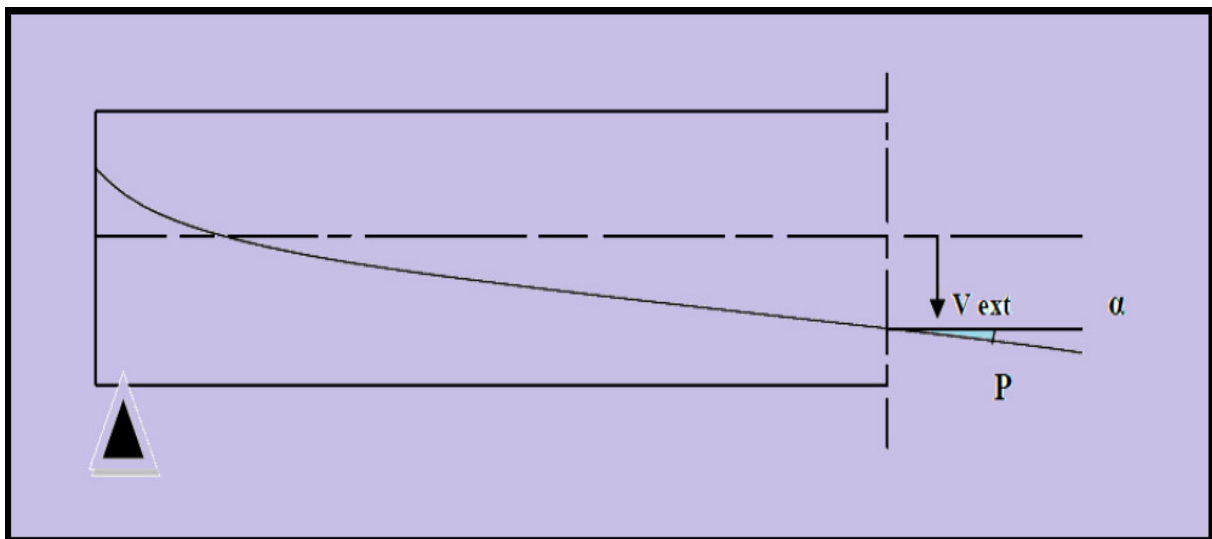
Avec :

$$P = n P_0$$

**n**: nombre de câbles arrêtés dans le voussoir considéré.

**P<sub>0</sub>**: contrainte dans le câble comptée avec 20% de pertes

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



*Figure. VIII.1:schéma d'effort tranchant dans une section de poutre en béton précontraint.*

La réduction de l'effort tranchant dans cette section vaut :  $V_f = 6 \times P_0 \times \sin 15.88^\circ$  Avec

$P_0 = 166$  t. pour les câbles **12T13**  $V_f = 6 \times 166 \times \sin 15.88 = 272.5290$ t. Le moment dû à la précontrainte est :

$$M_p = n_f \cdot P_0 \cdot (V - 0, 15) \Rightarrow M_p = 26 \times 166 \times (1.1014 - 0, 15) = 4106.24 \text{ t. m}$$

**Les effets totaux :**

$$V_T = V_{ser} - V_f \Rightarrow V_T = 60.55 - 272.5290 = -211.979 \text{ t}$$

$$M_T = M_{ser} - M_p \Rightarrow M_T = 1686.43 - 4106.24 = -2419.81 \text{ t. m}$$

-  $n_f$  : Nombre total de câble du fléau.

-  $P_0$  : Effort de précontrainte limite qu'un câble de 12 T13 peut créer,  $P_0$  est estimé à 20% de perte.

### VIII.2. Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis des contraintes de cisaillement :(BPEL 91, [Réf.13])

L'effort de cisaillement à l'ELS est :

$$\tau = \frac{V_R}{Z \cdot b_n} \qquad Z = \frac{I}{S_y}$$

Avec :

$V_R$  : effort tranchant réduit.

$I$  : Moment d'inertie de toute la section,

$S(y)$  : Moment statique de la section située au-dessus de l'axe passant par le centre de gravité,

$b_n$  : épaisseur nette de l'âme, elle est égale à la différence entre l'épaisseur totale de l'âme et le diamètre des câbles qui traversent cette âme

$$b_n = 2(e_{ame} - \Phi_{gaine}) = 2(0,4 - 0,072) = 0,656 \text{ m}$$

La vérification à faire est la suivante :  $\tau \leq \bar{\tau}$

Tel que :

$$\bar{\tau} = \min(\bar{\tau}_1; \bar{\tau}_2)$$

$$\bar{\tau}_1^2 = 0.4 f_{tj} (f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x)$$

$$\bar{\tau}_2^2 = 2 \frac{f_{tj}}{f_{cj}} (0.6 f_{cj} - \sigma_x) (f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_t)$$

Avec :

$\sigma_x$  : Contrainte normale au niveau de la section de calcul  $\sigma_x = \frac{P}{S}$

$\sigma_t$  : Contrainte normale transversale agissant sur la facette parallèle à la fibre moyenne de la poutre et perpendiculaire au plan moyen de l'élément évaluée avec la largeur nette normale transversale. En l'absence d'armature transversale de précontrainte :  $\sigma_t = 0$

$$f_{cj} = 35 \text{ MPa} \text{ et } f_{tj} = 2,7 \text{ MPa}$$

Les résultats obtenus pour la travée intermédiaire sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Voussoir	Psina	Nbre de câbles arrêtés	vf	Z (m)	$V_{ext}$	$M_{ext}$	$V_{resal}$	$V_r$	$\tau$	$\bar{\tau}_1$	$\bar{\tau}_2$	Obs
V1	7.2674	6	272.528	6.69	99.818	678.4876	0	99.818	0.23	2.31	2.71	Vérifiée
V2	2.6999	6	144.6388	7.20	134.8312	34.9288	0	134.8312	0.29	2.16	2.78	Vérifiée
V3	1.9927	4	99.6352	7.68	298.2748	1202.982	0	298.2748	0.59	2.05	2.83	Vérifiée
V4	2.2832	4	142.6974	8.11	381.1826	2839.4104	0	381.1826	0.72	2.00	2.85	Vérifiée
V5	0.8467	2	35.2797	8.47	601.4003	2059.2756	0	601.4003	1.08	1.93	2.88	Vérifiée
V6	0.9388	2	58.6781	8.75	714.1919	671.514	0	714.1919	1.24	1.86	2.90	Vérifiée
V7	0.6547	2	81.8352	8.92	808.2548	3788.3284	0	808.2548	1.38	1.79	2.93	Vérifiée

**Tab. VIII.1. Vérification des contraintes de cisaillement dans la travée intermédiaire**

Les résultats obtenus pour la travée de rive sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Voussoir	Psina	Nbre de câbles arrêtés	vf	Z (m)	$V_{ext}$	$M_{ext}$	$V_{resal}$	$V_r$	$\tau$	$\bar{\tau}_1$	$\bar{\tau}_2$	Obs
V1	7.2674	6	272.528	6.69	211.978	2419.8124	0	211.978	0.48	2.31	2.71	Vérifiée
V2	2.6999	6	144.6388	7.20	80.6588	2347.6888	0	80.6588	0.17	2.16	2.78	Vérifiée
V3	1.9927	4	99.6352	7.68	75.3648	2693.6120	0	75.3648	0.15	2.05	2.83	Vérifiée
V4	2.2832	4	142.6974	8.11	159.4226	3517.9004	0	159.4226	0.30	2.00	2.85	Vérifiée
V5	0.8467	2	35.2797	8.47	380.1203	2180.3856	0	380.1203	0.68	1.93	2.88	Vérifiée
V6	0.9388	2	58.6781	8.75	484.1619	277.1560	0	484.1619	0.84	1.86	2.90	Vérifiée
V7	0.6547	2	81.8352	8.92	577.8748	2016.6384	0	577.8748	0.99	1.79	2.93	Vérifiée

**Tab.VIII.2 : Vérification des contraintes de cisaillement pour la travée de rive.**

**Conclusion :**

D'après les deux tableaux, on remarque que la condition  $\tau \leq \bar{\tau}$  est toujours vérifiée. On peut donc conclure que l'épaisseur de l'âme est suffisante du point de vue cisaillement.

A titre indicatif, et dans le cas contraire, lorsqu'il y a des valeurs des contraintes qui ne vérifient pas la condition précédente, on préconise les deux solutions suivantes :

- Soit augmenter l'épaisseur de l'âme.
- Soit disposer des étriers actifs (précontrainte transversale).

# CHAPITRE IX

---

## Equipements de pont

**Introduction :**

Les équipements de pont sont souvent considérés comme des éléments secondaires et jouent un rôle essentiel dans la vie d'un pont : durabilité, bon fonctionnement et confort des usagers, mais aussi par rapport au poids non négligeable qu'ils représentent, parmi ces équipements, citons:

- ✓ Appareils d'appuis.
- ✓ Joints de chaussée.
- ✓ Revêtement du tablier.
- ✓ Trottoir.
- ✓ Système d'évacuation des eaux.
- ✓ Corniche (qui joue un rôle esthétique).

Trop souvent considérés comme accessoires, les équipements remplissent un certain nombre de fonctions dont on cite :

- La sécurité (bordures des trottoirs, dispositifs de retenues, grilles).
- La protection et la maintenance des éléments structuraux (étanchéité, évacuation des eaux).
- Le bon fonctionnement de la structure (appareils d'appui et joints de chaussées).
- Le confort de la chaussée (dalle de transition, joint de chaussée).
- L'esthétique (corniche et garde-corps).
- La possibilité de visite et d'entretien du pont (échelles, portes, passerelles).

Les équipements peuvent subir une usure accidentelle (dispositif de retenue) ou normale (corrosion). C'est pourquoi, ils font souvent l'objet d'un entretien ou même d'un remplacement.

Par conséquent, ils doivent être conçus de manière à pouvoir les réparer ou les changer facilement.

**IX.1.-Calcul du joint de chaussée :****a. Définition:**

Un joint de chaussée est un dispositif permettant d'assurer une continuité de la circulation au droit d'une coupure du tablier. Afin de rendre ce dernier librement dilatable, en évitant les variations dimensionnelles longitudinales subit, qui sont dues aux variations de température, aux rotations sur appui du fait de la flexion du tablier, aux tassements éventuels, au retrait, au fluage et aux déformations d'exploitation.

Tout en satisfaisant un certain nombre d'autres exigences non moins essentielles :

- **Confort et esthétique :**

- Souple, il assure la continuité de la surface de roulement quelle que soit l'importance de l'hiatus.
- Absence de bruits de vibrations.

- **Résistance :**

- Le choix des matériaux constitutifs (nature et qualité), est garant de bon comportement sous une circulation sans cesse croissante.

- **Etanche :**

- En assurant la continuité de l'étanchéité, il participe activement à la protection de l'ouvrage, qu'il équipe et aussi une bonne évacuation des eaux.

- **Fiable:**

- La pureté de sa conception et la simplicité de ces principes de fonctionnement lui confèrent son efficacité à long terme.

**b. Calcul du souffle des joints :**

Le souffle est la variation maximale d'ouverture que peut tolérer un joint. Les variations maximales de la longueur  $\Delta l$  des tabliers définissant donc le souffle du tablier.

Elles sont la somme algébrique de plusieurs facteurs : les rotations d'extrémités des poutres, la température, le retrait et le fluage.

**-Rotation d'extrémité sous chargement :**

La rotation d'extrémité d'une poutre sous charge crée, au niveau du joint de chaussée, un déplacement horizontal,  $\Delta l = h \cdot \tan \alpha$ , on accepte pour le dernier voussoir une rotation de 0.02 rad ce qui crée un déplacement de **5,2 cm**.

Selon le **RPOA** on dimensionne le joint de chaussée avec la combinaison suivante :

$$W = W_D + 0.4W_T + W_S/3$$

Avec :

$W$  : Souffle total du joint

$W_D$  : Souffle des déformations différées (retrait+fluage)

$W_T$  : Souffle thermique.

$W_S$  : Souffle sismique

- **Dilatation thermique :**

La température étant considérée comme action de courte durée, on prend généralement un raccourcissement relatif à :

$$\frac{\Delta L}{l/2} = 2 * 10^{-4}$$

. L étant la longueur du tablier.

Pour notre cas  $l/2 = 156.55 \text{ m} \Rightarrow \Delta L = 31.31 \text{ mm}$

- **Retrait :**

Le raccourcissement spontané du béton au cours de son durcissement en l'absence de toute contrainte. On l'évalue à :

$$\frac{\Delta L}{l/2} = 3.5 * 10^{-4} \Rightarrow \Delta L = 54.79 \text{ mm}$$

- **Fluage :**

Les raccourcissements dus au fluage sont fonction des contraintes normales appliquées. On pourra prendre en première approximation

$K_{fl} = 3$  : Coefficient du fluage à  $t=0$  (au moment où il subit la contrainte  $\sigma_b$ ) et il varie 2 à 3.

$l/2 = 156.55 \text{ m} : \frac{\Delta L}{l/2} = K_{fl} * 10^{-4} \Rightarrow \Delta L = 46.97 \text{ mm}.$

- Donc le soufflé total du joint est :  $W = W_D + 0.4W_T + W_s/3$

$$W = 101.76 + 0.4 * 31.31 + \frac{100.4}{3} \Rightarrow W = 147.75 \text{ mm}.$$

Suivant  $\Delta l$  et la rotation  $\alpha$  la rotation d'extrémité, on choisit le joint FT150 (Freyssinet).

Les souffles admissibles pour ce genre de joint, permettent des déplacements transversaux admissibles en service  $\pm 10 \text{ mm}$ , et des déplacements longitudinaux de 20 à 170 mm.

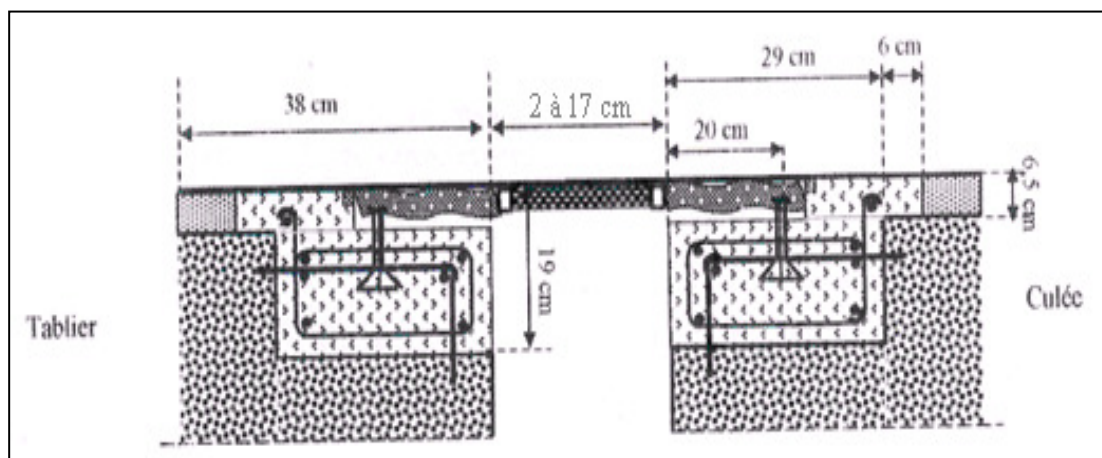


Fig IX.1. Coupe transversale sur le joint de chaussée

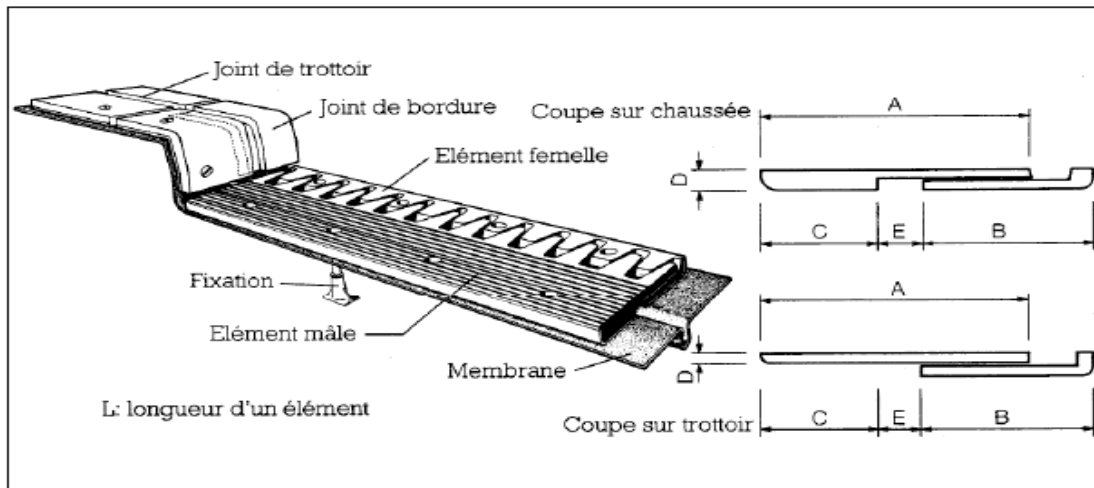


Fig. IX.2. Joint de chaussée type FT150.

### IX.2 - Appareil d'appui :

Le rôle d'un appareil d'appui, placé à la liaison d'une structure et son support est de permettre dans certaines limites et sous certaines conditions :

- La transmission des efforts normaux avec un ou deux degrés de liberté dans le plan perpendiculaire.
- La liberté des déplacements et rotations tout en garantissant la stabilité d'ensemble.

Pour tout pont, un appareil d'appui au moins est fixé, afin d'éviter le basculement des appareils d'appuis mobiles.

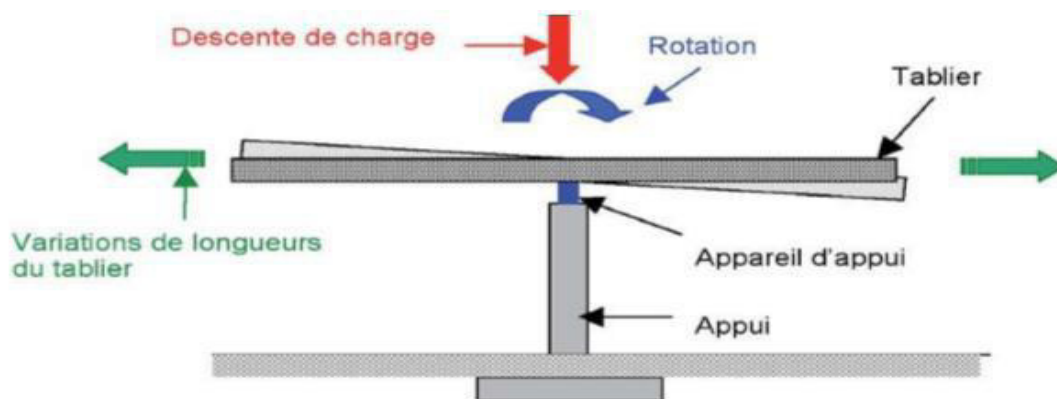


Fig. IX.3. Fonction d'un appareil d'appui

Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appui qui sont :

- Les appareils d'appuis en béton.
- Les appareils d'appuis spéciaux.
- Les appareils d'appuis en acier.
- Les appareils d'appuis en élastomère fretté.

Ce dernier type est compatible avec notre ouvrage pour les raisons énumérées ci-dessous :

### IX.2.1. Les appareils d'appuis en élastomère fretté :

Ils sont constitués de feuillets d'élastomère (en général de néoprène) empilés avec interposition de tôles d'acier jouant le rôle de frettes (appui semi-fixe). Ils ne sont donc ni parfaitement fixes ni parfaitement mobiles.

Ce type d'appareils d'appuis est plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton à cause des avantages qu'ils présentent à savoir :

- Une facilité de mise en œuvre.
- Une facilité de réglage et de contrôle.
- Une répartition des efforts horizontaux entre plusieurs appuis.
- Une non exigence d'aucun entretien.
- Un coût relativement modéré.
- Ils transmettent les charges normales à leur plan, et ils permettent en même temps d'absorber par rotation et distorsion les déformations et translations de la structure.

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

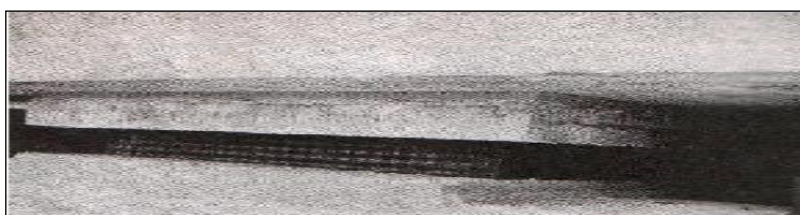


Fig. IX.4. Appareil d'appui en élastomère fretté.

Pour ce faire, le tablier repose sur quatre appareils d'appui fixes sur la culée (ne permettant pas les translations destinées à équilibrer les efforts horizontaux tel que le freinage), l'autre appareil d'appui est mobile afin de permettre les translations.

### IX.2.2. Dimensionnement :

Le dimensionnement des appareils est essentiellement basé sur la limitation des contraintes de cisaillement qui se développent dans l'élastomère au niveau des plans de frettage et qui sont dues aux efforts appliqués ou aux déformations imposées à l'appareil. On suppose l'incompressibilité de l'élastomère.

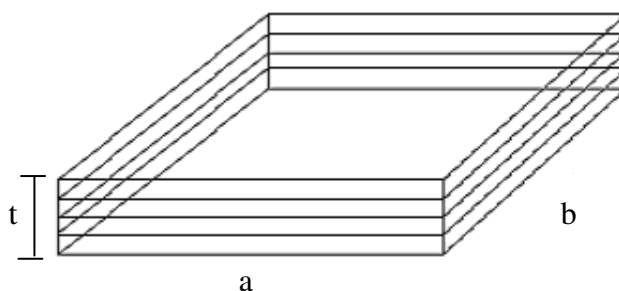
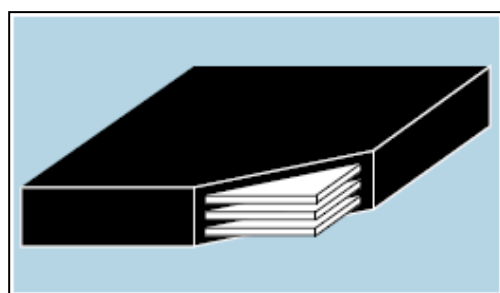


Fig. IX.5. Dimensions d'un appareil d'appuis.

Le module de déformation transversale  $G$  est de 0,8MPa pour les ponts routes.

On considère que  $a = b$ , l'épaisseur totale d'élastomère non compris les frettes  $T = n \times t$   
D'où  $n$  : est le nombre de feuillets élémentaires et  $t$  : leur épaisseur.

- **Compression : sous réaction verticale :**

$$\sigma_m = \frac{R}{ab}$$

Les contraintes maximales de cisaillement se développent sur les bords de chaque feuillet est de :

$$\tau_N = \frac{3t(a+b)R}{a^2b^2}$$

La réaction totale maximale sur l'appui est de 2083,17 répartie sur deux appareils d'appuis :

$$R = \frac{2083,17}{4} = 520,7925 \text{ T}$$

- On prend  $a = b = 700\text{mm}$ ,  $t = 10\text{mm}$ .

$$\tau_N = \frac{3 \times 10(700+700)5207925}{700^2 \times 700^2} = 0,91\text{MPa}$$

$$\sigma_m = \frac{5207925}{700 \times 700} = 10,63\text{MPa} \leq 15\text{MPa}$$

- **Distorsion : déformation angulaire :**

La distribution des contraintes au niveau du plan de frettage est uniforme, deux cas se présentent :

- La déformation  $u_1$  de l'appareil est lente (effort horizontal  $H_1$  de dilatation, fluage)

$$\tau_{H1} = \frac{H_1}{ab} = \frac{G \times u_1}{T}$$

tel que :  $G = 0,8 \text{ MPa}$  module de déformation transversale d'élastomère.

$u_1 = 46,9 \text{ mm}$  (calculé lors le calcul des joints de chaussée pour la dilatation thermique).

On prend 10 élastomères, donc  $T = 100\text{mm}$ .

$$\tau_{H1} = \frac{0,8 \times 46,9}{100} = 0,38 \text{ MPa}$$

- L'appareil est soumis à un effort dynamique  $H_2$  (freinage, vent) provoque  $u_2$  :  $G$  est doublé sous l'effort dynamique.

L'effort de freinage dû à un camion  $B_C$  est de  $H_2 = \frac{30}{2} = 15 \text{ t}$

$$\tau_{H2} = \frac{H_2}{ab} = \frac{2G \times u_2}{T} = \frac{150000}{700 \times 700} = 0,306\text{MPa}$$

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul sous déformation lente et rapide est de :

$$\tau_H = \tau_{H1} + \frac{\tau_{H2}}{2} = 0,375 + \frac{0,306}{2} = 0,53 \text{ MPa}$$

• **Rotation : compression partielle :**

La contrainte de cisaillement sous la rotation  $\alpha_T$  vaut :

$$\tau_{\alpha T} = \frac{G}{2} \left( \frac{a}{T} \right)^2 \alpha_T \quad \text{Avec : } \alpha_T = \alpha + \alpha_0$$

$\alpha_0$  : rotation supplémentaire pour tenir compte des imperfections de pose est de 0,02rad.

$\alpha$  : égale à 0.003rad.

$$\tau_{\alpha T} = \frac{0,8}{2} \left( \frac{700}{100} \right)^2 \times (0,02 + 0,003) = 0,45 \text{ MPa}$$

On doit vérifier :

▪ **limitation de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_{\alpha T} \leq 5G \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$\tau_{H1} \leq 0,5G \quad \dots\dots\dots (2)$$

$$\tau_H \leq 0,7G \quad \dots\dots\dots (3)$$

$$\tau_{\alpha} \leq \tau_N \quad \dots\dots\dots (4)$$

1<sup>ière</sup> condition :  $0,91 + 0,53 + 0,45 = 1,89 \text{ MPa} \leq 5 \times 0,8 = 4 \text{ MPa}$ , condition vérifiée.

2<sup>ième</sup> condition :  $0,38 \leq 0,5 \times 0,8 = 0,4 \text{ MPa}$ , condition vérifiée.

3<sup>ième</sup> condition :  $0,53 \leq 0,7 \times 0,8 = 0,56 \text{ MPa}$ , condition vérifiée.

4<sup>ième</sup> condition :  $0,45 \leq 0,86 \text{ MPa}$ , condition vérifiée.

▪ **Condition de non cheminement et non glissement :**

$$\sigma'_{m,\min} \geq 2 \text{ MPa}$$

$$H \leq f \cdot R$$

$$f = 0,10 + \frac{0,6}{\sigma_m} = 0,10 + \frac{0,6}{12,85} = 0,146$$

Avec :

$$H = H_1 + H_2 = (\sigma_{H1} + \sigma_{H2}) ab = 0,467 \times 700 \times 700 = 228830 \text{ N}$$

$$H = 228830 \text{ N} \leq f \cdot R = 1520714,1 \text{ N}, \text{ condition vérifiée.}$$

▪ **Condition de non flambement :**

Elle consiste à limiter la hauteur nette d'élastomère en fonction de la plus petite dimension en plan

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} \quad \text{D'où : } 70 \leq 100 \leq 140 \quad \text{condition vérifiée}$$

▪ **Condition de non soulèvement :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\alpha_T \leq \frac{3}{\beta} \times \frac{T^2}{a^2} \times \frac{\sigma'_m}{G^2}$$

$$\beta = \frac{ab}{2t \times (a+b)} = \frac{700 \times 700}{2 \times 10 \times 1400} = 17,5$$

La relation devient :

$$\frac{3}{17,5} \times \frac{100^2}{700^2} \times \frac{10,63}{0,8^2} = 0,058 \text{ rad} \geq 0,023 \text{ rad}$$

➤ **Dimensionnement des frettes :**

L'épaisseur des frettes devra respecter les deux conditions suivantes :

$$t_s \geq \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma'_m}{\sigma_e} \quad \text{Tel que, } t_s \geq 2 \text{ mm, } \sigma_e = 245 \text{ MPa pour l'acier inox.}$$

$$t_s \geq \frac{700}{17,5} \times \frac{10,63}{245} = 1,73 \text{ mm}$$

On prend  $t_s = 2 \text{ mm}$

La hauteur totale de l'appareil d'appui est de :  $10 \times 10 + 10 \times 2 = 120 \text{ mm}$ .

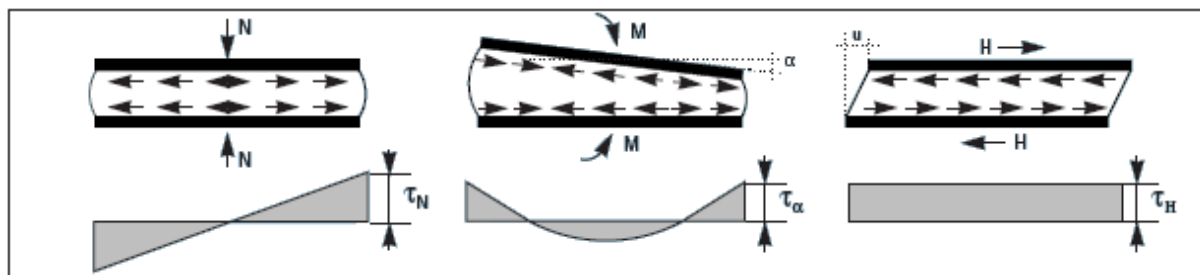


Fig IX.6. Déformation d'appareil d'appuis.

**Conclusion :**

Toutes les conditions sont vérifiées, donc les appareils d'appuis choisis peuvent reprendre les contraintes normales et tangentielles.

**IX.3-Les dés d'appuis :**

Les dés d'appuis ont pour but de diffuser, localiser et de prévoir d'éventuelles fissures.

**IX.3.1. Les dimensions des dés d'appuis :**

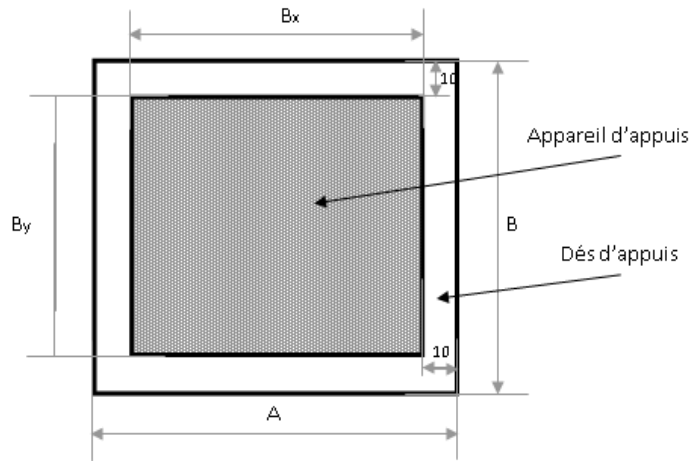


Fig. IX.7. Dimensions d'un dé d'appuis.

$$A = B_x + 100 = 700 + 100 = 800 \text{ mm}$$

$$B = B_y + 100 = 700 + 100 = 800 \text{ mm}$$

$$B_0 = A \cdot B = 0,64 \text{ m}^2$$

$$P_0 = 2(A + B) = 3,2 \text{ m} \quad h = \frac{2B_0}{P_0} = 0,4 \text{ m.}$$

**IX.3.2. Ferrailage des dés d'appuis :**

➤ **Armature de chaînage :**

$R_{\text{max}} = 520,7925 \text{ t}$ , Les armatures doivent vérifier à 25 % de  $R_{\text{max}}$ .

$$R = 0,25 \times 520,7925 \text{ t} = 130,20 \text{ t}$$

$$A_u = \frac{130,20 \cdot 10^2}{266,66} = 48,83 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc} = 48,33 \text{ cm}^2$$

Soit : 10HA25.  $A_{sc} = 49,09 \text{ cm}^2$

➤ **Armatures de profondeur :**

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures ; on dispose des armatures :

$$A_p = 0,125 R_{\text{max}} / 266,66 = 24,41 \text{ cm}^2$$

Soit : 8HA20.  $A_p = 25,12 \text{ cm}^2$

➤ **Armatures de diffusion :**

**a- Ferrailage de surface « frettes sup » :**

Ce sont des armatures capables de reprendre 4%  $R_{max}$

$$A_{fs} = 0.04 R_{max} / \bar{\sigma}_s = 7,81 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA16  $A_{fs}=8,04 \text{ cm}^2$

**b- Ferrailage inférieur ou d'éclatement « frettes inf » :**

Les frettes sont disposées sur une profondeur Z tel que :  $h/3 < Z < h$

$$A_{fi} = 0.1 R_{max} / \bar{\sigma}_s = 19,53 \text{ cm}^2.$$

Soit ; 4HA25  $A_{fi}=19,64$

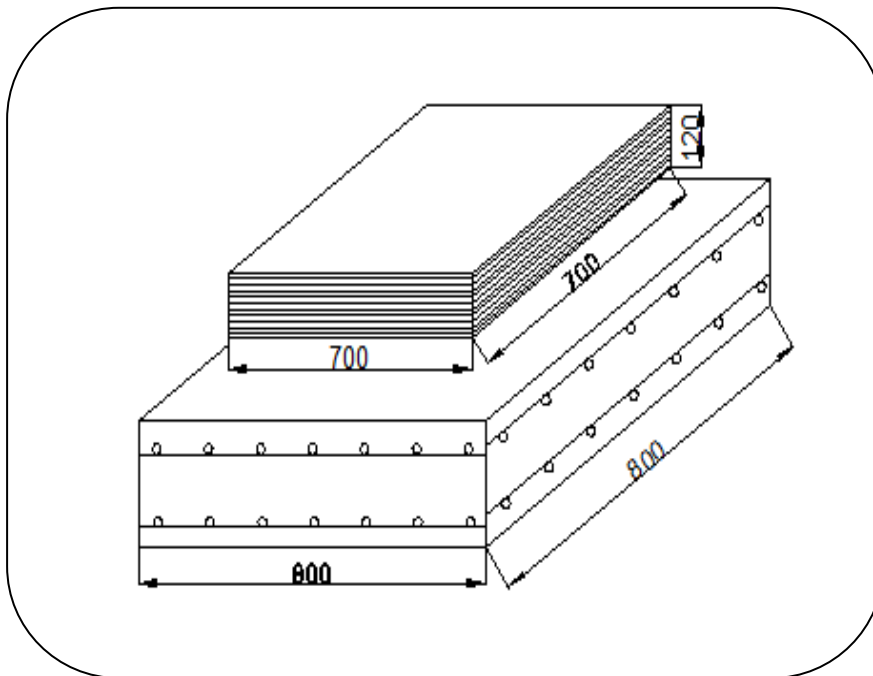


Fig. IX.8. Schéma représentatif d'un appareil et un dé d'appui

# CHAPITRE X

---

## Etude de la pile

**Introduction :**

Une pile est un appui intermédiaire qui a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations, elle intervient dans la résistance globale du pont et la conception des piles est fonction d'un très grand nombre de paramètres :

- Le mode de construction du tablier.
- La nature du site (urbain ou rurale) afin d'assurer un certain esthétique.
- La hauteur de la pile.
- Le mode d'exécution des fondations
- Le mode de liaison entre la pile et le tablier.

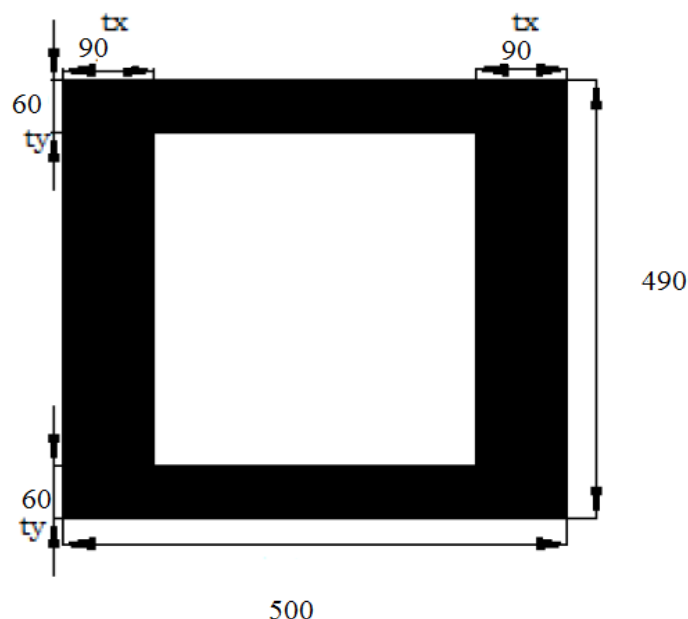
Les piles peuvent jouer un rôle plus ou moins important dans le fonctionnement mécanique du tablier selon que ce dernier est simplement appuyé sur elles, ou partiellement ou totalement encastré.

C'est pour cela qu'un bon dimensionnement est plus que nécessaire, dans le cas contraire on engendre la ruine de ce dernier.

**X.1. Choix du type de pile**

Les formes des piles font l'objet d'études très importantes pour assurer leur conception dans le site et affirmer leur élancement. Leur stabilité en construction et en service, notamment leur résistance vis-à-vis des effets générés par le lancement des voussoirs ainsi que ceux dus au vent turbulent.

Le choix du type de la pile dépend essentiellement des caractéristiques géométriques, mécanique du site d'implantation de l'ouvrage et des différents types pour notre ouvrage. On a opté pour le modèle de base poteau de section carré évidé, car elle pose moins de problème pour sa mise en œuvre (simple exécution du coffrage et ferrailage), et pour offrir une meilleure sécurité. Les piles sont de types caissons, à épaisseur 0,60 m constante sur toute la hauteur dans le sens transversal et 0.90 m le sens longitudinal.



**Fig. X.1: vue en plan de la pile**

**X.2 : Dimensionnement et ferrailage de la pile**

La pile étant soumise à une flexion composée, elle est sollicitée que par un effort vertical appliqué au centre de gravité de la section et un effort horizontal.

Pour estimer les efforts de dimensionnement des piles, des semelles et des pieux, nous avons pris la pile la plus grande de hauteur  $H = 7.85$  m.

**X. 2.1. Le pré-dimensionnement de la pile****• Epaisseur de voile e:**

$$e = \max \left\{ 0.5\text{m}, \frac{4HL}{100}, 0.1\text{m} \right\}$$

avec :

H : est la hauteur de la pile.=

L : la portée de travée centrale

On a :

H= 7.85 m

L = 60.80 m

Donc :  $E_1 = 0.90$  m,

$$E_2 = 0.60 \text{ m}$$

**X.2.2. Evaluation des efforts agissant sur la pile**

Les efforts agissant sur la pile sont :

**G** : La charge permanente de la pile.

**V** : Le poids propre du tablier (la réaction d'appuis verticale sur la pile la plus élancée).

**W** : La charge du vent.

**FF**: La force de freinage.

**Ex** : La composante horizontale du séisme suivant l'axe x.

**Ey** : La composante horizontale du séisme suivant l'axe y.

**- Combinaisons de charge**

Selon SETRA les combinaisons à prendre en compte sont :

- Etat Limite de Service **E.L.S** :  $GP + V + W + FF$
- Etat Limite Ultime **E.L.U**:  $1, 35(GP + V) + 1, 5(W+FF)$

- Etat Limite Admissible **E.L.A**:  $\left\{ \begin{array}{l} Gp + V + Ex \\ Gp + V + Ey \end{array} \right.$

**Application numérique****➤ La charge permanente G**

$$S = 12.66 \text{ m}^2 ; H = 7.85 \text{ m}$$

$$GP = S \times H \times \gamma = (12.66 \times 7.85) \times 2, 5 = 248.4525 \text{ t}$$

- **La charge verticale V**

La réaction verticale  $V = 1141.08 \text{ t}$

- **La charge du vent W**

$W = 0,2 \text{ t/m}^2$ .

- **La force de freinage  $F_F$**

$F_F = 30 \text{ t}$

- **La composante horizontale du séisme suivant l'axe x :  $E_x$**

$G = G_{\text{tablier}} + G_{\text{pile}} = 1141.08 + 248.4525 = 1389.5325 \text{ t}$

$E_x = 20\% G$

$E_x = 0,2 \times 1389.5325 = 277.9065 \text{ t}$

- **La composante horizontale du séisme suivant l'axe y :  $E_y$**

$E_y = 14\% G$

$E_y = 0,14 \times 1389.5325 = 194.5346 \text{ t}$

Le tableau suivant résume les sollicitations maximales obtenues par le calcul de la pile la plus sollicitée dans le cas le plus défavorable :

Combinaison	ELS	ELU	ELA
N(t)	5201.27	5893.36	6143.41
T(t)	46.79	55.21	453.22
M (t.m)	2329.11	3147.04	4084.18

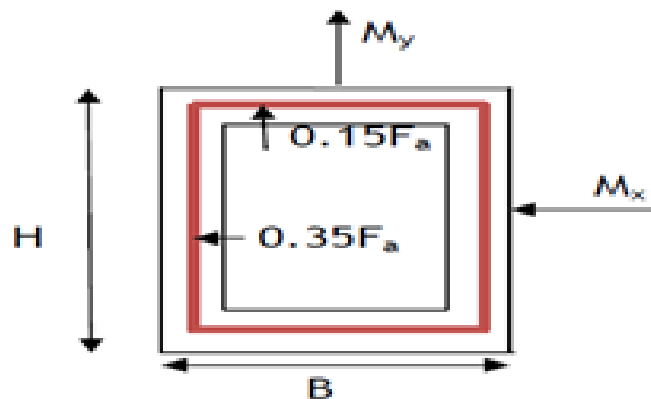
*Tab. X.1: Les sollicitations maximales sur la pile.*

### LE FERRAILLAGE :

La pile est soumise à la flexion Composée (un effort normal(N) et un moment de flexion autour de l'axe (XOX) «  $M_y$  »).

#### X.2.3.Armatures longitudinales

Utilisant les abaques de **Walther**, pour le dimensionnement des sections creuses en béton armé :



*Fig. X.2 : schéma de répartition des armatures de la pile*

• **Section**

$$B = 500 \text{ cm } h = 400 \text{ cm } c = c' = 5 \text{ cm}$$

$$\frac{ty}{h} < \frac{tx}{b} \quad \longrightarrow \quad \frac{0.6}{4.9} < \frac{0.9}{5} \quad \text{la condition est vérifiée}$$

Calcul les paramètres **n** et **my**

$$\text{On a } N_{\min} = N_r = 5201.27 \text{ t}$$

$$M_x = M_{yr} = 4084.18 \text{ t}$$

$$n = \frac{N}{b \cdot h \cdot \beta w} = \frac{5201.27}{5 \cdot 4.9 \cdot 2700} = 0.079$$

$$my = \frac{M_{yr}}{b \cdot h^2 \cdot \beta w} = \frac{4084.18}{5 \cdot 4.9^2 \cdot 2700} = 0.013$$

$$\omega = \frac{Fa \cdot \sigma_f}{b \cdot h \cdot \beta w} \quad Fa = \frac{\omega \cdot b \cdot h \cdot \beta w}{\sigma_f}$$

De l'abaque (figure)  $\omega = 0.115$

$$Fa = \frac{0.115 \cdot 5 \cdot 4.9 \cdot 2700}{400} \cdot 10^2 = 1901.81 \text{ cm}^2$$

Tel que :

- n : Effort intérieur relatif sans dimension.
- b : Longueur de la pile dans le sens longitudinal du tablier = 5 m
- H : Longueur de la pile dans le sens transversal du tablier = 4 m
- $\beta W = \beta W_{28} = 27 \text{ MPa}$  : résistance du béton sur cube à 28 jours.
- $\omega$  : Degré mécanique d'armature totale
- Fa : La section des armatures.
- $\sigma_f = 400 \text{ MPa}$  (on utilise des FeE400).

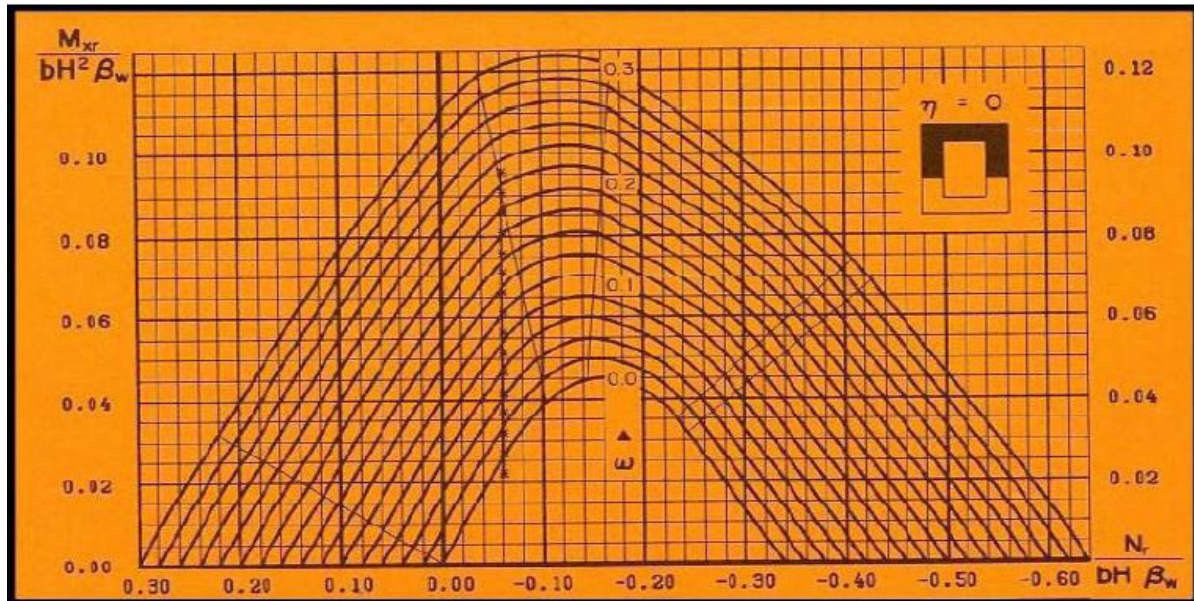


Fig. X.3: Abaque de Walther pour la flexion composée

Donc

$$\left\{ \begin{array}{l} As_1 = 0.35 Fa = 665.63 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 83\Phi 32 \\ As_2 = 0.15 Fa = 285.27 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 36 \Phi 32 \end{array} \right.$$

**-Vérification de condition de non fragilité :**

Selon le règlement BAEL 91 on a :

$$As \geq As_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

Avec :  $f_{tj} = 2,22 \text{ MPa}$  ;  $f_e = 400 \text{ MPa}$  ;  $b = 5.0 \text{ m}$  ;  $d = 0,9 \times h = 0,9 \times 4.9 = 4.41 \text{ m}$

$$As_{min} = 0.23 \times 500 \times 441 \times \frac{2.22}{400} = 281.47 \text{ cm}^2$$

$As > As_{min} \implies$  Donc, la condition de non fragilité est vérifiée.

**X.2.4. Armatures transversales :**

La section d'armature transversale à mettre en place est au moins égale à 0,05% de la section verticale de béton :

$$A_{st} = 0,05\% \times hp \times E = 0.05 \times 785 \times 0.9 = 35.33 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 35.33 \text{ cm}^2; \text{ Soit : 12 HA20}$$

**Espacement des armatures d'effort tranchant**

Uniquement en zones critiques, l'espacement maximum des armatures d'effort tranchant devra satisfaire la condition suivante :

$$S_t = \min [24\Phi_t; 8\Phi_l; 0.25 d]$$

Avec :

**d** : hauteur utile,

$\Phi_t$  : diamètre des armatures transversales.

$\Phi_l$  : diamètre des armatures longitudinales.

Donc :

$$S_t = \min [(24 \times 2) ; (8 \times 3.2) ; (0.25 \times 0.9 \times 4.9)] = \min [48 ; 25.6 ; 110] = \mathbf{25.6 \text{ cm}}$$

- **Section minimale des armatures d'effort tranchant**

La section  $A_t$  d'une armature transversale assurant le maintien d'une barre longitudinale ou d'un groupe de barres de section  $A_L$ , doit satisfaire la condition suivante :

$$A_t \geq \frac{A_L \cdot f_{eL}}{16 \cdot f_{eT}} * \frac{S_t}{100}$$

Avec :

$S_t$ : représente l'espacement des armatures transversales en mm,

$A_L$  : est la section totale des armatures longitudinales,

$f_{eL}, f_{eT}$  : caractéristiques de l'acier des armatures respectivement longitudinales et transversales.

$$A_t \geq \frac{1901.81 \cdot 400}{16 \cdot 400} * \frac{256}{100} = 304.29 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{A_t = 304.29 \text{ cm}^2 \text{ soit: 62 HA } \Phi 25.}$$

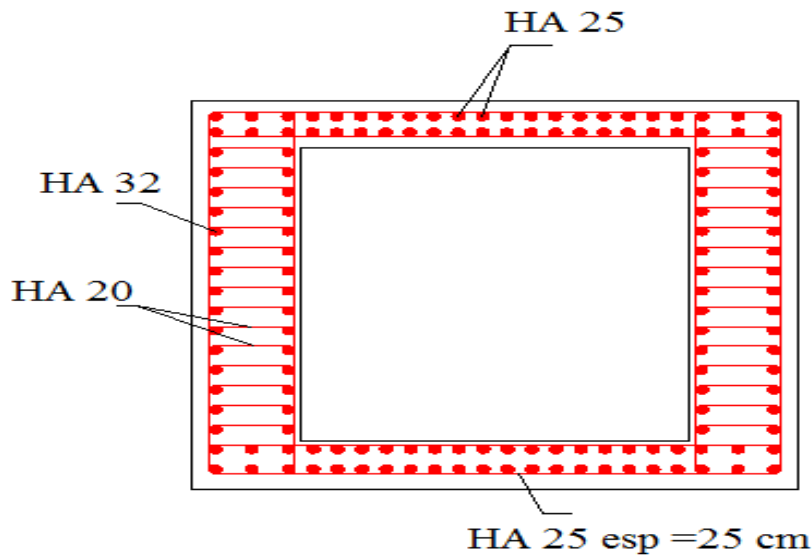


Figure X.4: ferrailage de la pile

**XI.2.5. Vérification de la stabilité au flambement de la pile**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\lambda \leq 50 \quad \text{Avec} \quad \lambda = \frac{l_f}{i}$$

et la longueur de flambement est donnée par :

$$l_f = \sqrt{2H \left( 1 - \frac{2 \cdot P_{pile}}{\pi \cdot N} \right)^2}$$

N : le poids transmis par la pile

le rayon de giration :  $i = \sqrt{\left( \frac{I}{S} \right)}$

Avec :  $I = 35.51 \text{ m}^4$ ,  $S = 12.66 \text{ m}^2$ ,  $H = 7.85 \text{ m}$

AN :

$$l_f = 2 \cdot 7.85 \left( 1 - \frac{2 \cdot 248.4525}{\pi \cdot 1141.08} \right)^2 = 11.65 \text{ m}$$

$$i = \sqrt{\left( \frac{35.51}{12.66} \right)} = 1.675$$

$$\lambda = \frac{11.65}{1.675} = 6.96 < 50$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de flambement

**X-3- Les Fondations :**

On appelle fondation, la partie d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges permanentes et variables supportées par cet ouvrage au sol afin d'assurer la stabilité de l'ensemble.

**X-3-1- Choix du type de fondation :**

En absence de rapport géotechnique, le mode de fondation estimé pour les appuis de l'ouvrage est de type profond: pieux de 25 m de longueur, et de diamètre  $\Phi = 1.2$  m, avec une portance d'un pieu de 550 t.

Les pieux forés sont le type de pieux le plus couramment utilisé dans les ouvrages neufs, il convient de ne pas descendre en dessous d'un diamètre minimal de 0,8m.

**X-3-2- La semelle :**

La semelle est destinée à transmettre au sol, par l'intermédiaire des pieux les sollicitations provenant de la structure de l'ouvrage sous l'action des charges et surcharges.

On admet que les semelles de liaison sont toujours considérées comme étant infiniment rigides ; Il convient donc de les dimensionner comme suite (**SETRA1977**) :

**X-3-2-1- La largeur :**

$$B = (N - 1) \times L + 2 \Phi$$

**N** : étant le nombre des files des pieux (04).

**L** : la distance entre deux files ( $L = 3\Phi$ ).

**$\Phi$**  : diamètre des pieux (1,20m).

$$B = 13.20\text{m}$$

**XI-3-2-2- La longueur :**

$$L_s = (N-1) \times L + 2\emptyset$$

$$L_s = 9.60 \text{ m}$$

**N** : étant le nombre des files des pieux (4).

**X-3-2-3- La hauteur :**

$$h_t = \frac{L}{2,6}$$

on prend **ht = 2,00 m**

Les efforts transmis de la semelle à la fondation induisent dans les pieux des forces axiales et, le plus souvent, des moments. Pour que ces moments soient transmis, il faut que les pieux soient mécaniquement encastrés dans la semelle. Ceci s'obtient facilement avec des pieux forés.

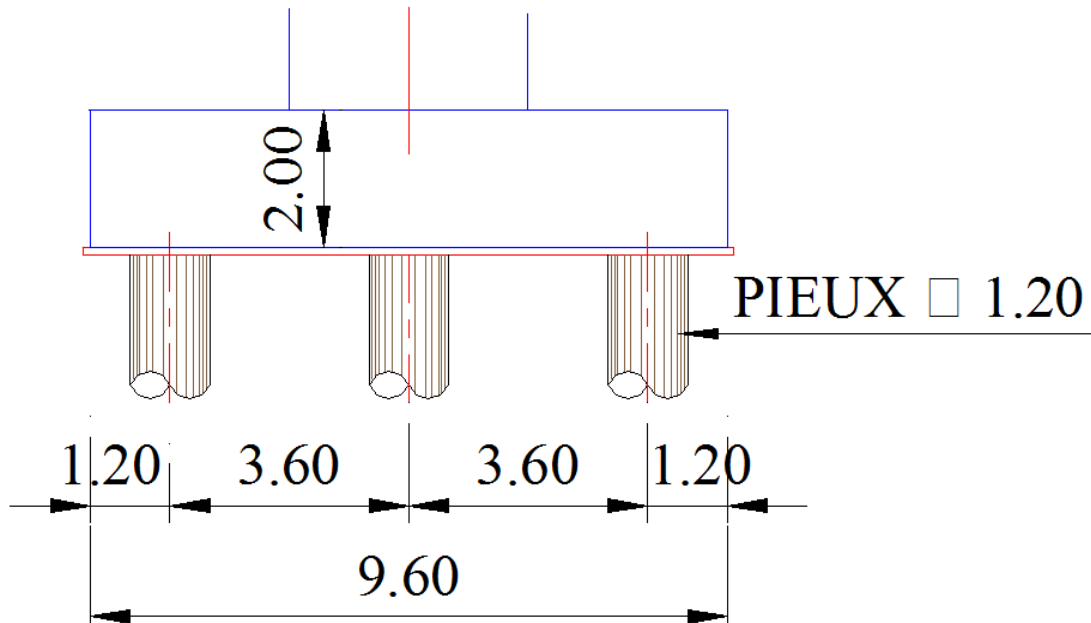


Figure X-5 : Coupe transversale (pile + semelle de liaison + pieux).

### X-3-3- Nombre de files de pieux :

Le nombre de files de pieux est essentiellement lié au choix du schéma mécanique de résistance, ces éléments vont essentiellement travailler à la pointe.

Pour le choix de l'entraxe et le nombre de files de pieux, il est préférable de faire un espacement trop grand entre les pieux ; en général  $3\Phi$  car un espacement trop faible présente des inconvénients tant à l'exécution que sur le plan mécanique.

Puisque la charge descendante est assez importante, on opte pour trois files de quatre pieux au niveau des piles .

Le nombre de pieux est déterminé à l'aide de la formule suivante :

$$n = \frac{N}{q}$$

Avec :

$q$  : portance d'un pieu égale à **550 t**. (En l'absence d'un rapport géotechnique la portance d'un pieu est prise égale à 550 t).

$N = V + \text{Poids de la pile} + \text{Poids de la semelle}$

$N = 5141.08 + 248.4525 + 633.6 = \mathbf{2023.1325 t}$

Donc :  **$n=12$  pieux**

**X-3-4- Etude et ferrailage de la semelle :****X-3-4-1- Caractéristiques de la semelle :**

Longueur L = 9.60m.

Largeur B = 13.20 m.

Epaisseur E = 2.00 m.

Poids propre de la semelle :  $9.60 \times 13.20 \times 2 \times 2,5 = 633.6 \text{ t}$ .

**X-3-4-2- Effort revenant à chaque pieu :**

En admettant les hypothèses suivantes :

- Déformation pieu semelle proportionnelle à la charge,
- Semelle infiniment rigide,
- Pieux identiques.

Et sachant que les pieux représentent une symétrie par rapport à (XOY), l'effort revenant à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$R_i = \frac{N}{n} \pm \frac{Mx \times y}{\Sigma y^2} \pm \frac{My \times x}{\Sigma x^2}$$

✓ Conditions normales :

**Nmax = 5893.36 t.**

**Mmax = 3147.04 t.m**

$$R_i = \frac{5893.36}{12} + \frac{3147.04}{(3.6)^2 \times 8} = 521.47 \text{ t}$$

$$R_i = \frac{5893.36}{12} - \frac{3147.04}{(3.6)^2 \times 8} = 460.76 \text{ t}$$

✓ Conditions sismiques :

**Nmax = 5909.55 t**

**Mmax = 4084.18 t.m**

$$R_i = \frac{5909.55}{12} + \frac{4084.18}{(3.6)^2 \times 8} = 531.85 \text{ t}$$

$$R_i = \frac{5909.55}{12} - \frac{4084.18}{(3.6)^2 \times 8} = 453.07 \text{ t}$$

**Conclusion :**

On constate que : **Rmax = 531.85 < 550 t** Condition de poinçonnement vérifiée

**Rmin = 453.07 > 0** Condition de non soulèvement vérifiée

**X-3-4-3- Ferrailage de la semelle (méthode des consoles) :****A. Armatures transversales inférieures :**

D'après le document "SETRA", la section d'armature transversale inférieure est déterminée par la formule suivante :

$$A_s = \frac{R_{max}}{\sigma_s} \times \frac{L}{2} - \frac{b}{4} d$$

Avec :

$$L = 9.6 \text{ m,}$$

$$b = 5 \text{ m,}$$

$$h = 2 \text{ m,}$$

$$d = 1,95 \text{ m}$$

$$N_{max} = 5893.36 \text{ t}$$

$\sigma_s$ : La contrainte limite à la traction

On a le moment qui est donné par la formule suivante :  $M_x = R_{max} \times \left( \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \right)$

$$M_{max} = 3.55 R_{max}$$

**1) Condition normale :**

$$\bar{\sigma}_s = \frac{2}{3} \sigma_e = \frac{2}{3} 40000 = 26667 \text{ t/m}^2$$

$$A_1 = \frac{R_{max}}{\sigma_s} \times \frac{3.55}{d} = \frac{521.47}{26667} \times \frac{3.55}{1.95} = 356.00 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = 356.00 \text{ cm}^2$$

**2) Condition sismique :**

$$\bar{\sigma}_s = 40000 \text{ t/m}^2$$

$$A_2 = \frac{R_{max}}{\sigma_s} \times \frac{3.55}{d} = \frac{531.85}{40000} \times \frac{3.55}{1.95} = 242.06 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 242.06 \text{ cm}^2$$

**Conclusion :**

On constate que la condition la plus défavorable est la condition normale ; alors la section adoptée est :  $A_s = 356.00 \text{ cm}^2$ .

Ces armatures transversales inférieures sont placées sur une section ( $b_0 \times h$ ) avec :

$$b_0 = \Phi + h_{semelle} = 1,2 + 2 = 3,2 \text{ m}$$

$$\frac{A_s}{b_0} = 111.25 \text{ cm}^2$$

Soit : **23 HA  $\Phi 25$  ( $A_{si} = 112.93 \text{ cm}^2$ )**

✓ **Condition de non fragilité** : selon le règlement *BAEL91* on a :

$$A_{smin} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{F_e}$$

$$A_{min} = 93.57 \text{ cm}^2 \leq A_{si} = 112.93 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition de non fragilité est vérifiée}$$

3) *L'espacement* :

$$S_t = \frac{\Phi + H - c}{n - 1} = \frac{1200 + 2000 - 50}{22} = 150 \text{ mm}$$

Avec :

**n**: Nombre de barre.

**c**: Enrobage = 5 cm.

**Φ**: Diamètre de pieu=1.2m

4) *Armatures de répartition*:

Entre les différentes bandes, on placera des armatures de répartition tel que :

$$A_r = \frac{A_s}{3} = \frac{111.25}{3} = 37.08 \text{ cm}^2$$

soit : 12HA Φ20/ ml (A1=37.68 cm<sup>2</sup>), St=15cm

**B. Armatures longitudinales inférieures dans la semelle** :

Elles ont pour rôle de transmettre les efforts entre la semelle et les pieux. Leur section est donnée par :

$$A_r = \frac{A_s}{3} = \frac{111.25}{3} = 37.08 \text{ cm}^2$$

soit : 12HA Φ20/ ml (A1=37.68 cm<sup>2</sup>), St=15cm

**C. Armatures de construction** :

1) *Armatures transversales supérieures*:

$$A_{ts} = \frac{A_s}{10}$$

$$A_{ts} = \frac{111.25}{10} = 11.125 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } 6\text{HA } \Phi 16/\text{ml} (A_{ts} = 12,06 \text{ cm}^2), S_t = 15 \text{ cm}.$$

2) *Armatures longitudinales supérieures :*

$$A_{ls} = \frac{A_s}{3} = \frac{111.25}{3} = 37.08 \text{ cm}^2$$

soit : 12HA  $\Phi 20$ / ml ( $A_1=37.68 \text{ cm}^2$ ),  $S_t=15\text{cm}$

3) *Armatures latérale :*

$$A_{la} = \frac{A_s}{10}$$

$A_{la} = \frac{111.25}{10} = 11.125 \text{ cm}^2$  Soit : 6HA  $\Phi 16$ /ml ( $A_{ts}= 12,06\text{cm}^2$ ),  $S_t = 15\text{cm}$ .

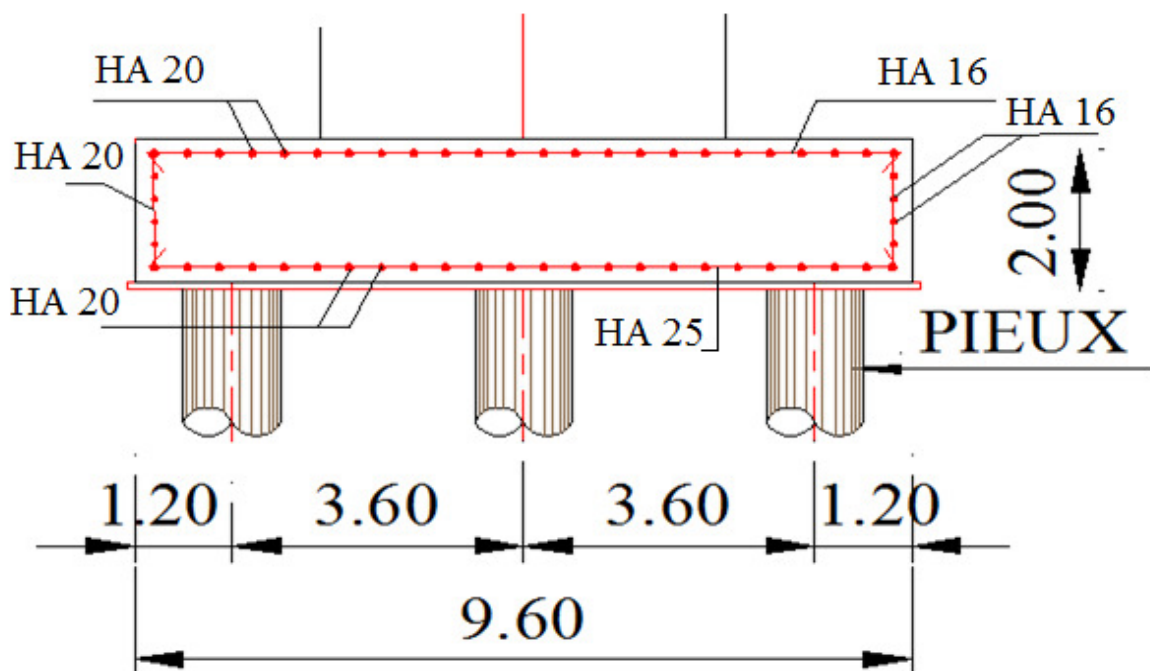


Figure X-6: Ferrailage de la semelle

### X-3-5- Etude et ferrailage des pieux :

Quand le sol en surface ne présente pas une bonne portance, ce qui implique de descendre à une grande profondeur jusqu'au sol support (substratum). Lors de la disposition des pieux, il est recommandé de les disposer d'une façon symétrique afin d'éviter les tassements différentiels et centrer sous les efforts pour assurer une diffusion directe des charges. Dans les calculs des pieux, on ne tiendra pas compte du flambement car la butée des terres est toujours suffisante pour s'y opposer.

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section, ce moment est déterminé par la méthode **WERNER**, le pieu étant encastré en tête, ce qui implique que le déplacement ou la rotation sont nuls.

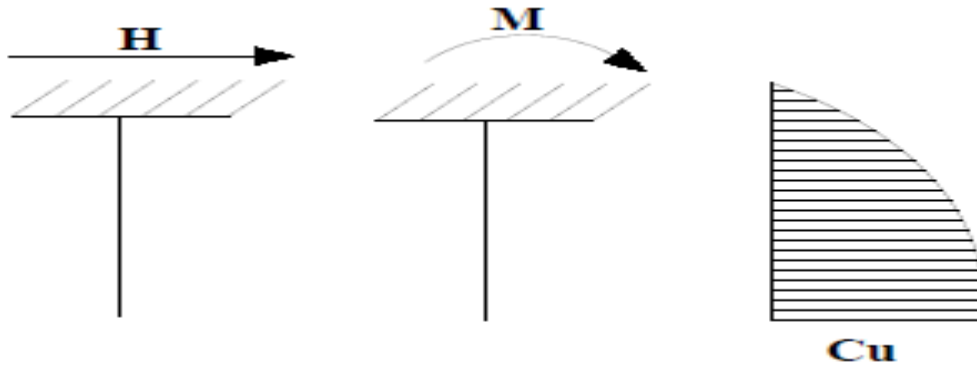


Figure X-7: Sens positif des efforts et des moments

**X-3-5-1- Calcul des moments par la formule de WARNER :**

La méthode de WARNER permet de donner les moments fléchissant auquel, le pieu est soumis en différents points par la formule suivante :

$$\bar{M} = -\frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

$\bar{M}$ : Moment en tête du pieu

$\bar{P}$ : Effort horizontal en tête du pieu

$\lambda$ : Coefficient d'amortissement égale à

$\chi_{\theta M}$  et  $\chi_{\theta P}$ : Tirés des abaques de WARNER en fonction de  $\lambda L$ .

**A. Calcul de «  $\lambda$  » :**

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{Cu b}{4EI}}$$

Avec :

$\lambda$ : Coefficient d'amortissement du module de WARNER.

$b = \Phi$  pieu = 120 cm.

$Cu = 3,5$  Kg/cm<sup>3</sup>.

$E$ : module d'élasticité du béton.  $E = 11000 \sqrt[3]{27} = 33\,000$  MPa

$I$ : moment d'inertie du pieu.

$$I = \frac{\pi D^4}{64}$$

$$I = \frac{3.14 \times (1.2)^4}{64} = 0.1017 \text{ m}^4$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{35 \times 1.2}{4 \times 33000 \times 0.1017}} = 0.237 \text{ m}^{-1}$$

$$\lambda L = 0.237 \times 25 = 5.925$$

**B. Effort horizontal maximum en tête du pieu « $\bar{P}$ »:**❖ *Condition normale :*

$$T_y = 55.21 \text{ t} \quad (\text{page Tableau X-1})$$

$$\bar{P} = \frac{T_y}{12}$$

$$\bar{P} = \frac{55.21}{12} = 4.60 \text{ t/pieu}$$

❖ *Condition sismique :*

$$T_y = 453.22 \text{ t} \quad (\text{page Tableau X-1})$$

$$\bar{P} = \frac{453.22}{12} = 37.77 \text{ t/pieu}$$

**C. Détermination des coefficients « $\chi_{\theta P}$ » et « $\chi_{\theta M}$ »:**

Pour les pieux encastrés en tête de la semelle comme le cas de notre projet, la seule déformation qui peut se produire est le déplacement avec rotation nulle

$$\lambda L = 4 \longrightarrow \chi_{\theta P} = 1.68 \text{ et } \chi_{\theta M} = 1.26$$

$$\lambda L = 6 \longrightarrow \chi_{\theta P} = 2.09 \text{ et } \chi_{\theta M} = 1.45$$

Donc :

$$\lambda L = 5.925 \longrightarrow \chi_{\theta P} = 2.075 \text{ et } \chi_{\theta M} = 1.443$$

**D. Calcul de M :**❖ *Condition normale :*

$$\bar{P} = 4.60 \text{ t/pieu} \longrightarrow M = -27.91 \text{ t.m}$$

❖ *Condition sismique :*

$$E. P = 37.77 \text{ t/pieu} \longrightarrow M = -229.17 \text{ t.m}$$

Donc le moment maximal dans le pieu est  $M = -229.17 \text{ t.m}$

### XI-3-5-2- Ferrailage des pieux :

#### A. Ferrailage longitudinal :

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée ; le ferrailage du pieu se fera à l'aide des **abaques de Walther** :

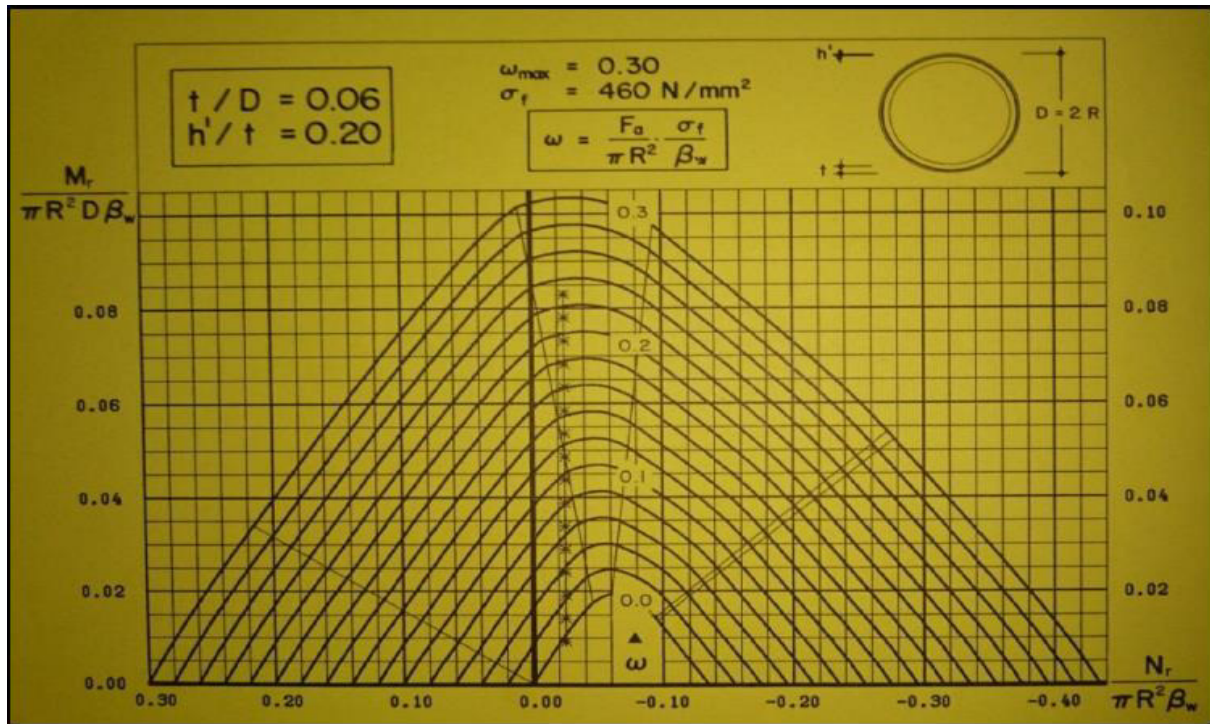


Figure X-8: abaques de Walther

#### a) Données d'entrée de l'abaque

$$N_{\min} = 74,52 \text{ t.}$$

$$M_{\max} = - 229.17 \text{ t.m.}$$

#### ❖ Définition des armatures :

On doit calculer les valeurs suivantes :

$$h/D = 0,05/1,2 = 0,04$$

Avec :

**D** : Diamètre du pieu

**h** : L'enrobage de l'acier.

Donc :

$$\frac{Mr}{\pi \cdot R^2 \cdot D \cdot \beta_w} = \frac{-229.17}{3.14 \cdot 0.6^2 \cdot 1.2 \cdot 2700} = 0.063$$

$$\frac{Nr}{\pi \cdot R^2 \cdot \beta_w} = \frac{74.52}{3.14 \cdot 0.6^2 \cdot 2700} = 0.024$$

Avec:

$\beta_w$ : Résistance caractéristique du béton sur cube à 28 jours ( $\beta_w = 27 \text{ MPa} = 2700 \text{ t/m}^2$ ).

$R$ : Rayon du pieu.

$D$ : Diamètre du pieu

Alors, on tire de l'abaque :  $\omega = 0,18$

$\omega$ : Degré mécanique des armatures totales.

$$\omega = \frac{Fa * fe}{\pi * R^2 * \beta_w}$$

$$Fa = \frac{\omega * \pi * R^2 * \beta_w}{fe}$$

$Fa$ : la section des armatures.

$fe = 400 \text{ MPa}$  (on utilise des FeE400).

$$Fa = 0.18 \times \frac{3.14 * 0.6^2 * 27}{400} = 137.34 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage minimal de la zone fléchie d'un pieu est égal à **1%** de la surface du pieu. D'après le CPC (**fascicule 68 art. 36**).

Alors :

$$A_{min} = 0,01 \times 120^2 \times \frac{\pi}{4} = 113.04 \text{ cm}^2$$

On prendra **28HA  $\Phi$  25** avec un espacement de **15 cm**.

### B. Armatures transversales :

Pour s'opposer au flambement, éventuel, des armatures longitudinales par éclatement du béton, on dispose d'armatures transversales sous forme de cadre ou d'épingle de telle sorte que toutes les barres longitudinales soient tendues au moins dans deux directions perpendiculaires.

$$At = \frac{Al}{3}$$

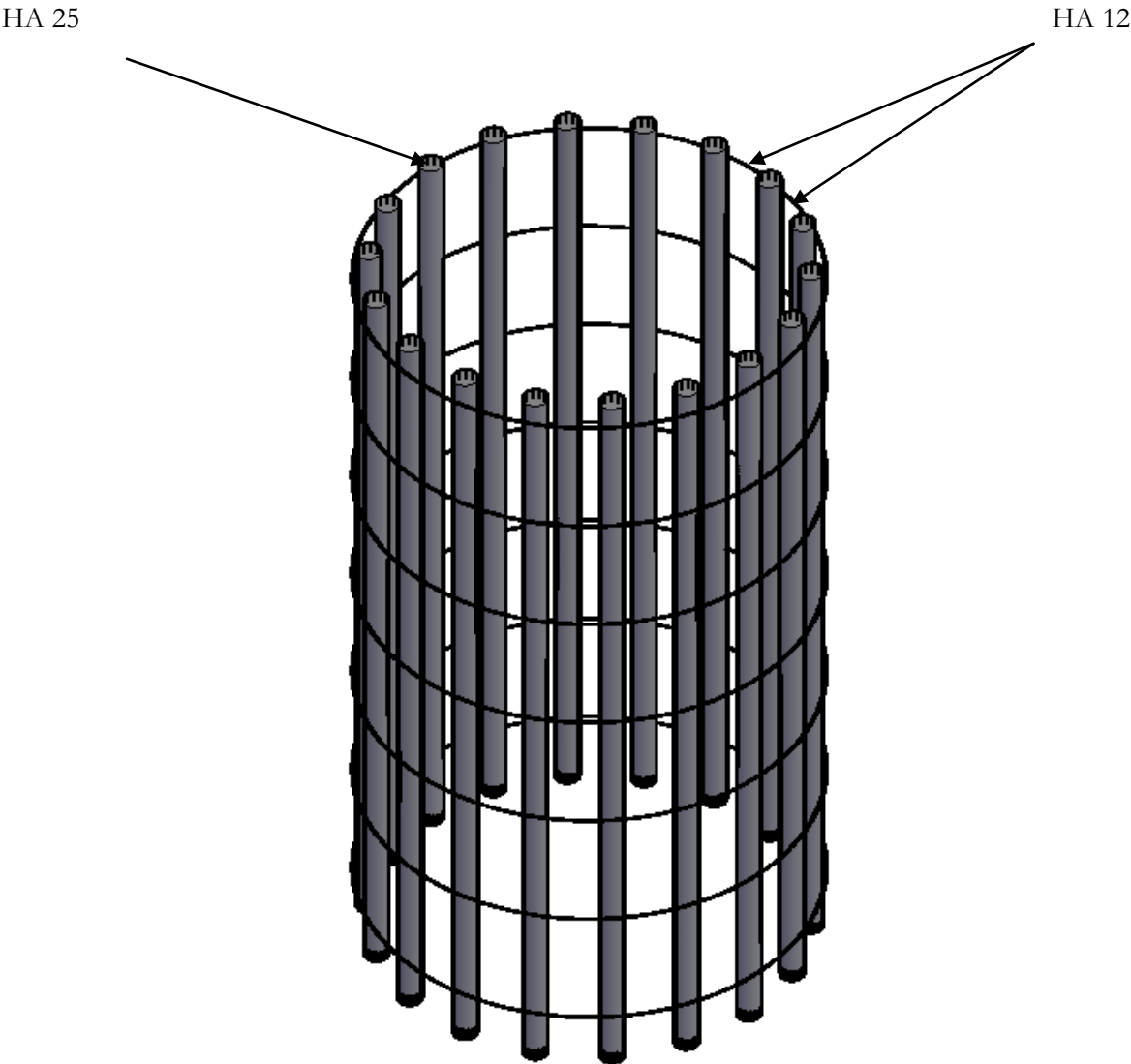
$$At = \frac{137.34}{3} = 45.78 \text{ cm}^2$$

Donc on prendra **HA  $\Phi$  12**

$At$ : Diamètre des armatures transversales ;

$Al$ : Diamètre des armatures longitudinales ;

Un enrobage de 10cm en zone critique et de 20cm en zone courante.



*Figure X-9 : Ferrailage du pieu de la pile*

# CHAPITRE XI

---

## Etude de la culée

**Introduction :**

La culée est un élément fondamental de la structure de l'ouvrage, le rôle d'une culée est d'assurer la liaison entre le tablier du pont et le milieu environnant ; une culée assure donc à la fois les fonctions d'appui de tablier et de mur de soutènement. En tant qu'appui de tablier une culée est soumise aux mêmes efforts que les piles. En tant que mur de soutènement, elle subit la poussée des terres et des surcharges de remblais. La culée doit satisfaire aux deux exigences importantes qui sont:

**a) La fonction mécanique :**

- Assurer une bonne transmission des efforts au sol de fondation.
- Limiter les déplacements verticaux de tablier ainsi que les déplacements horizontaux en tête de façon à ne pas gêner le fonctionnement des appareils d'appui.

**b) La fonction technique :**

- Accéder par la culée à l'intérieur de l'ouvrage.
- Pouvoir associer une chambre de tirage lorsqu'une conduite ou une canalisation passe à l'intérieur de l'ouvrage.

**XI.1. Choix de la morphologie :**

Il existe deux types de culées :

- Culée à mur de front (Remblai).
- Culée enterrée.

Le choix de la culée peut se faire progressivement ; il résulte d'une analyse englobant :

- La nature et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles du site.

Vu les données géotechniques du site, on a opté pour une culée fondée sur pieux. La culée comporte les éléments constitutifs suivants :

- Un mur frontal sur lequel s'appuie le tablier.
- Deux murs en retour qui ont pour rôle d'assurer le soutènement des terres de remblais.
- Un mur de garde grève destiné à protéger l'about du tablier en retenant les terres et assurer la fixation de joint de chaussée.
- Corbeau arrière sur lequel s'appuie la dalle de transition.
- Dalle de transition qui limite les tassements de chaussée et assure le confort des usagers lors de déplacement d'un milieu souple qui est la route à un milieu rigide qui est le pont.

**Avantages :**

Les culées remblayées sont les plus répandues à l'heure actuelle : elles présentent les avantages suivants :

- Leur conception et exécution sont particulièrement simples.
- Les culées remblayées jouent le double rôle de soutènement et de structure porteuse.
- Le tablier s'appuie sur un sommier solidaire d'un mur de front massif qui soutient les terres du remblai.

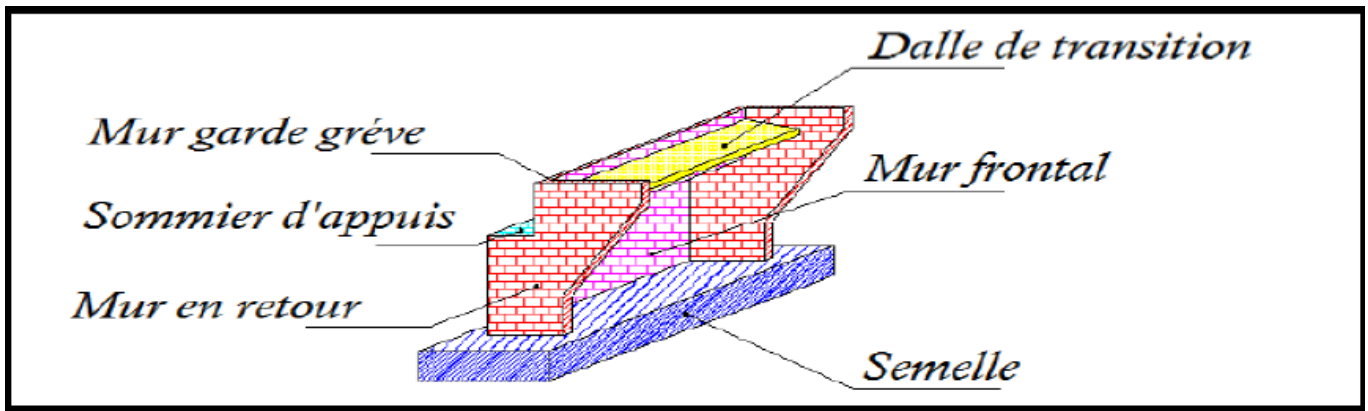


Fig. XI.1 : Les éléments constitutifs d'une culée.

## XI.2. Pré-dimensionnement de la culée :

Le pré-dimensionnement a été fait selon l'ouvrage de Mr Jean-Armand CALGARO intitulé : Projet et construction des ponts « Généralités ; Fondations ; Appuis ; Ouvrages courants ».

### XI.2.1. Mur de garde grève :

- **La hauteur du mur garde grève « h » :**

$h = h_{\text{voussoir sur culée}} + h_{\text{appareil d'appui}} + h_{\text{dé d'appui}}$

$$h = 2.6 + 0.14 + 0.52 = 3.26 \text{ m}$$

- **L'épaisseur du mur :**

Selon SETRA :  $e = \text{Max}(0.30 \text{ m}, h/8) \Rightarrow$

On prend :  $e = 0.50 \text{ m}$

- **La longueur du mur garde grève :**

$$L = 11.4 \text{ m}$$

### XI.2.2. Le mur de front :

$H = \text{hauteur de la culée} - \text{hauteur du mur garde grève}$

- La hauteur du mur de front est :  $H = 1.91 \text{ m}$

- L'épaisseur du mur est :  $e = 2.40 \text{ m}$

- La longueur est :  $L = 11.4 \text{ m}$

### XI.2.3. Les murs en retour :

Les murs en retour sont des voiles d'épaisseur constante de 1 m pour un bon ferrailage et un bon bétonnage. Le mur en retour prend les dimensions suivantes :

- La longueur du Mur:  $L = 2.00 \text{ m}$

- La hauteur:  $h = 5.17 \text{ m}$ .

### XI.2.4. Les murs latéraux (murs cachés)

- La hauteur du mur est :  $h = h_{\text{MGG}} - h_{\text{Corniche}}$  (à l'extrémité encastree)  $h = 2,43 \text{ m}$

- L'épaisseur du mur latéral est :  $e = 0.80 \text{ m}$ .

**XI.2.5. Dalle de transition :**• **La longueur de la dalle :**

$L = \text{Min} [6\text{m}, \text{Max} (3\text{m}, 0.6H)]$  H : étant la hauteur du remblai H = 6.67m.

$L = \text{Min} [6\text{m}, \text{Max} (3\text{m}, 0.6 \times 6.67)] = \text{Min} [6\text{m} ; 4.00\text{m}] \Rightarrow L = 4 \text{ m}$  on prend  $L = 4.00 \text{ m}$ .

• **L'épaisseur de la dalle de transition :**

-Elle est prise égale à :  $\Rightarrow e = 30 \text{ cm}$

- La dalle de transition suit une pente de  $P = 3\%$ .

**XI.2.6. La semelle :**

• L'épaisseur de la semelle :  $e = 1.60 \text{ m}$ .

• La longueur de la semelle:  $L = 24.00 \text{ m}$ . (Six pieux de 1.2 m de diamètre)

• La largeur de la semelle :  $B = 7.30 \text{ m}$ . (Trois pieux de 1.2 m de diamètre)

**XI.2.7. Sommier d'appui :**

Le sommier d'appui est un élément sur lequel repose l'about du tablier, il est intégré au mur frontal. Sa surface doit être aménagée de façon à permettre l'implantation des appareils d'appui et la mise en place des vérins pour changer ces derniers.

• **La longueur du sommier :**

$L = \text{largeur du pont} - 2x$  (épaisseur de mur cache)

$L = 9.80\text{m}$ .

• **La largeur du sommier:  $B = 1.90 \text{ m}$ .**

L'épaisseur du sommier varie de 0,60 à 1,40 m.

Les appareils d'appui ne doivent pas être implantés trop près du bord extérieur du sommier.

**XI.2.8. Les corbeaux :**

Le corbeau sert d'appui pour la dalle de transition. Il a une forme de trapèze ayant une base de **1m**, une petite base de **75 cm** et une hauteur de **25cm**.

**La largeur des corbeaux :**

$L = \text{longueur du mur garde grève} - 2 \times \text{épaisseur du mur en retour}$ .  $L = 9.40\text{m}$

**XI.3. Evaluation des efforts sollicitant la culée :**

Le présent chapitre s'occupera de la vérification de la stabilité interne des éléments de la superstructure des culées, en faisant :

- Un dimensionnement sous charges de service,
- Un dimensionnement sous charges sismiques.

On choisira au final le dimensionnement le plus défavorable.

**XI.4. Caractéristiques des matériaux de la culée :****Béton constituant la culée :**

•  $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$

•  $f_{t28} = 2,22 \text{ MPa}$

•  $\gamma_b = 25 \text{ kN/m}^3$

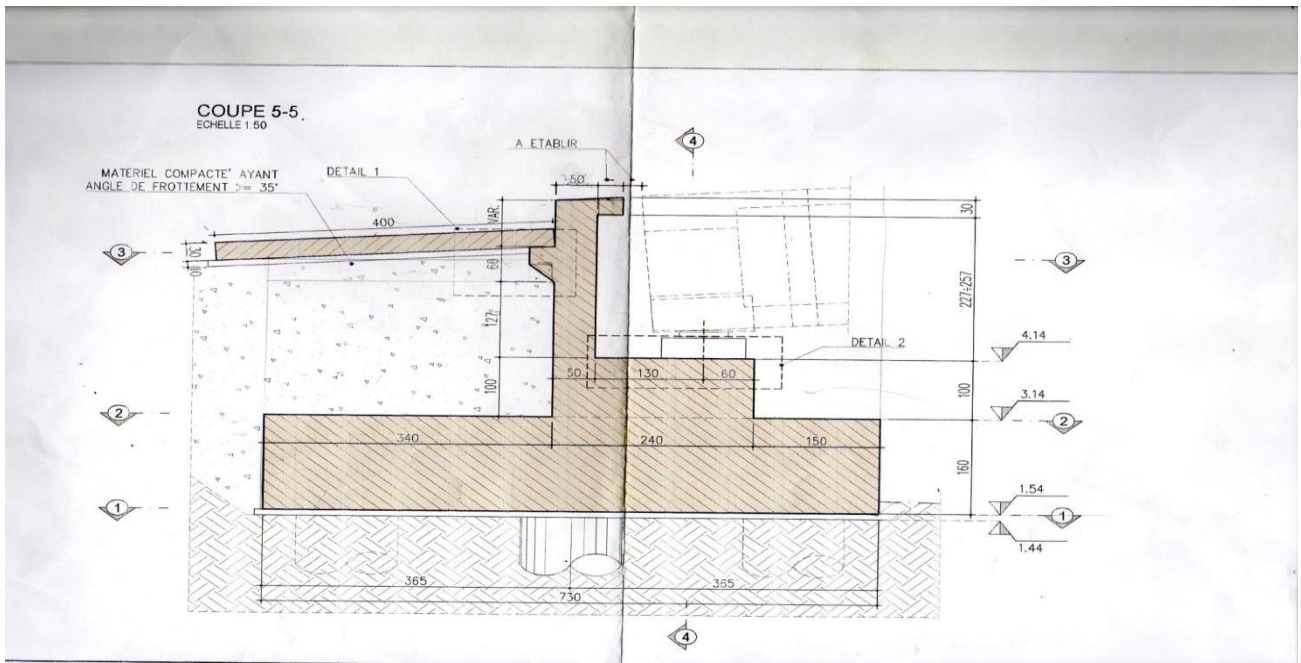


Fig. XI.2 : Dimensions de la culée.

**XI.5. 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.

**XI.5.1. Calcul du coefficient de poussée :**

Dans les conditions normales :

$$K_{\alpha} = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)$$

Dans les conditions sismiques (d’après le **RPOA** ; règlement parasismique algérien des ouvrages d’art établi en 2008): le coefficient de poussée sera déterminé par la formule suivante :

$$K_{ah} = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha - \theta)}{\left[1 + \frac{\sqrt{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi + \alpha - \delta)}}{\sqrt{\cos(\delta - \alpha + \theta) \cos(\alpha + \beta)}}\right]^2 \cos^2 \alpha} \times K \times \frac{\cos(\delta - \alpha)}{\cos(\delta - \alpha + \theta)}$$

$\varphi = 35^\circ$  : Angle de frottement interne

$\delta = 0$  : Angle de frottement remblai – culée (sol – béton)

$\alpha = 0$  : Angle de talus avec l’horizontal

$\beta = 0$  : Inclinaison de la culée ( $\beta = 0$ ).

$\theta$  : Angle entre la direction du séisme et la verticale :

**K** : coefficient caractérisant le séisme :  $K = \sqrt{\varepsilon H^2 + (1 \pm \varepsilon v)}$

$\varepsilon H = 0,1$  : accélération du séisme dans le sens horizontal.

$\varepsilon v = 0,07$  : accélération du séisme dans le sens vertical. (**RPOA**)

L'effort sismique horizontal :  $H_s = \epsilon_H \cdot G$ .

L'effort sismique vertical :  $V_s = (1 \pm \epsilon_V) \cdot G$

En conditions sismiques on prend :

$$\left\{ \begin{array}{l} \epsilon_h = 0,5A = 0,5 \times 0,2 \\ \epsilon_v = 0,3 \text{ et } \epsilon_h = 0,07 \\ \epsilon_H = 0,1 \text{ et } \epsilon_v = 0,07 \\ \epsilon_H = 0,1 \text{ et } \epsilon_v = 0,07 \\ \epsilon_H = 0,1 \text{ et } V = - 0,07 \end{array} \right. \quad (\mathbf{RPOA})$$

Pour les conditions normales :

$$\epsilon_H = \epsilon_V = 0,00$$

$$K = 1$$

$$\theta = 0^\circ$$

$$K_{ah} = 0,3$$

- *Poussée des surcharges de remblai :*

L'intensité  $q = 1 \text{ t/m}^2$ , qu'on majore par 20 % :

$$P = q \cdot S$$

Avec :

$S$  : surface de contact.

Poussée des terres agissant sur une hauteur  $H$  et sur une largeur  $L$  :

Récapitulation des coefficients pour les 04 cas du séisme

Action de séisme	Notation	$\epsilon_H$	$\epsilon_V$	K	$\theta^\circ$	$K_{ah}$
<b>Condition normale (pas de séisme)</b>	Cas 1	0.00	0.00	1.00	0.00	0.457
<b>Horizontal Vertical +</b>	Cas 2	0.10	0.07	1.039	5.339	0.526
<b>Horizontal</b>	Cas 3	0.10	0.00	1.005	5.711	0.512
<b>Horizontal Vertical -</b>	Cas 4	0.10	-0.07	0.970	6.137	0.499

**Tab.XI.1 : Coefficients pour les quatre (04) cas du séisme**

$$P = \frac{1}{2} K_{ah} \gamma H^2 L$$

Avec :

$\gamma = 2 \text{ t/m}^3$ , poids volumique des terres.

Le calcul des efforts sur la culée se fait par rapport au point A.

$M_s$  : désigne le moment stabilisant

$M_r$  : désigne le moment renversant.

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Sollicitation Désignation	Calcul des P	Efforts horizontaux $\epsilon_H \times P$	Efforts verticaux $(1 \pm \epsilon_V) \times P$	Bras de levier « H »	Bras de levier « V »	Moment de renversement $MR = F_H \times V$	Moment stabilisateur $MS = F_V \times H$
mur de garde grève	$(3.26 \times 11.4 \times 0.50) \times 2.5$	0	46.455	3.650	3.935	0.000	169.561
	46.455	4.6455	49.707	3.650	3.935	18.280	181.431
		4.6455	46.455	3.650	3.935	18.280	169.561
		4.6455	43.203	3.650	3.935	18.280	157.691
mur frontal	$(11.4 \times 2.40 \times 1.91) \times 2.5$	0	130.644	2.700	2.100	0.000	352.739
	130.644	13.0644	139.789	2.700	2.100	27.435	377.43
		13.0644	130.644	2.700	2.100	27.435	352.739
		13.0644	121.499	2.700	2.100	27.435	328.047
mur en retour	$(5.17 \times 2 \times 1) \times 2.5$	0	25.85	3.107	2.814	0.000	80.316
	25.850	2.585	27.66	3.107	2.814	7.274	85.94
		2.585	25.85	3.107	2.814	7.274	80.316
		2.585	24.041	3.107	2.814	7.274	74.695
semelle	$(24 \times 7.3 \times 1.60) \times 2.5$	0	700.8	3.650	0.800	0.000	2557.92
	700.800	70.08	749.856	3.650	0.800	56.064	2736.974
		70.08	700.8	3.650	0.800	56.064	2557.92
		70.08	651.744	3.650	0.800	56.064	2378.866
dalle de transition	$(4 \times 0.30 \times 9.5) \times 2.5$	0	28.5	5.900	4.620	0.000	168.15
	28.500	2.85	30.495	5.900	4.620	13.167	179.921
		2.85	28.5	5.900	4.620	13.167	168.15
		2.85	26.505	5.900	4.620	13.167	156.38
Sommier d'appui	$(9.80 \times 1.90 \times 0.80) \times 2.5$	0	37.24	2.450	2.600	0.000	91.238
	37.240	3.724	39.847	2.450	2.600	9.682	97.625
		3.724	37.24	2.450	2.600	9.682	91.238
		3.724	34.633	2.450	2.600	9.682	84.851
Les corbeaux	$((1+0.75) \times 0.25 \times 9.40) \times 2.5$	0	10.281	4.010	4.153	0.000	41.227
	10.281	1.0281	11.001	4.010	4.153	4.270	44.114
		1.0281	10.281	4.010	4.153	4.270	41.227
		1.0281	9.561	4.010	4.153	4.270	38.34
Poids des terres sur la dalle de transition	$(0.50 \times 4 \times 9.5) \times 2$	0	38	5.020	5.600	0.000	190.76
	38.000	3.8	38	5.020	5.600	21.280	190.76
		3.8	40.66	5.020	5.600	21.280	204.113
		3.8	35.34	5.020	5.600	21.280	177.407

Poids des terres sur la semelle	$\sum P_i = \frac{15.12 + 52.92 + 1.8 + 370.46}{4}$	0	440.304	5.595	2.953	0.000	2463.501	
		44.0304	471.125	5.595	2.953	130.022	2635.944	
	440.304	44.0304	440.304	5.595	2.953	130.022	2463.501	
		44.0304	409.483	5.595	2.953	130.022	2291.057	
Poids des surcharges	$(4 \times 9.50) \times 1.2$	0	45.6	5.900	4.770	0.000	269.04	
		4.56	48.792	5.900	4.770	21.751	287.873	
	45.6	4.56	45.6	5.900	4.770	21.751	269.04	
		4.56	42.408	5.900	4.770	21.751	250.207	
Poussée des terres	Mur GG + Mur de front	$0.5 \times 0.457 \times 2 \times (6.67)^2 \times 11.4$	2.3178	231.778	/	2.951	6.840	/
		$0.5 \times 0.526 \times 2 \times (6.67)^2 \times 11.4$	2.6677	266.773	/	2.951	7.872	
		$0.5 \times 0.512 \times 2 \times (6.67)^2 \times 11.4$	2.5967	259.673	/	2.951	7.663	/
		$0.5 \times 0.499 \times 2 \times (6.67)^2 \times 11.4$	2.5308	253.08	/	2.951	7.468	/
	Semelle	$0.5 \times 0.457 \times 2 \times (1.6)^2 \times 24$	2.8078	28.078	/	0.800	2.246	
		$0.5 \times 0.526 \times 2 \times (1.6)^2 \times 24$	3.2317	32.317	/	0.800	2.585	/
		$0.5 \times 0.512 \times 2 \times (1.6)^2 \times 24$	3.1457	31.457	/	0.800	2.517	/
		$0.5 \times 0.499 \times 2 \times (1.6)^2 \times 24$	3.0659	30.659	/	0.800	2.453	/
Poussée des surcharges	Mur GG Mur de front	$6.67 \times 11.4 \times 1.2 \times 0.457$	4.1699	41.699	/	3.420	14.261	/
		$6.67 \times 11.4 \times 1.2 \times 0.526$	4.7995	47.995	/	3.420	16.414	/
		$6.67 \times 11.4 \times 1.2 \times 0.512$	4.6718	46.718	/	3.420	15.978	/
		$6.67 \times 11.4 \times 1.2 \times 0.499$	4.5532	45.532	/	3.420	15.572	/
	Semelle	$1.60 \times 24 \times 1.2 \times 0.457$	2.1059	21.059	/	4.220	8.887	
		$1.60 \times 24 \times 1.2 \times 0.526$	2.4238	24.238	/	4.220	10.228	/
		$1.60 \times 24 \times 1.2 \times 0.512$	2.3593	23.593	/	4.220	9.956	/
		$1.60 \times 24 \times 1.2 \times 0.499$	2.2994	22.994	/	4.220	9.703	/
Total	Cas 1	<b>322.614</b>	<b>1503.674</b>			<b>32.234</b>	<b>6384.452</b>	
	Cas 2	<b>521.69</b>	<b>1608.932</b>			<b>346.326</b>	<b>6831.365</b>	
	Cas 3	<b>511.808</b>	<b>1503.674</b>			<b>345.339</b>	<b>6384.452</b>	
	Cas 4	<b>502.632</b>	<b>1398.417</b>			<b>344.422</b>	<b>5937.541</b>	

Tab.XI.2 : Calcul des moments et des efforts globaux

**XI.6. Vérification de la stabilité de la culée à vide (culée + remblais) :**

Le tableau suivant donne la somme des efforts agissant sur la culée (à vide) tout en vérifiant les deux conditions de stabilité au renversement et au glissement:

Cas	H ( t )	V( t )	Mr ( t.m )	Ms ( t.m )	$\frac{Ms}{Mr}$	$\frac{V}{H \tan \phi}$
1	322.614	1503.674	144.233	6384.452	44.265	3.264
2	521.690	1608.932	346.324	6831.365	19.725	2.159
3	511.808	1503.674	345.339	6384.452	18.487	2.057
4	502.632	1398.417	347.353	5937.541	17.094	1.948

**Tableau XI-3 : Résultats du calcul de la poussée à vide.**

➤ **Stabilité au renversement :**

$$\frac{MS}{MR} \geq 1.5 \text{ Condition normale}$$

$$\frac{MS}{MR} \geq 1 \text{ Condition sismique}$$

➤ **Stabilité au glissement :**

$$\frac{V}{H} \tan \phi \geq 1.5 \text{ Condition normale}$$

$$\frac{V}{H} \tan \phi \geq 1.0 \text{ Condition sismique}$$

**Conclusion :**

Dans les quatre (04) cas, on remarque bien que les deux conditions (stabilité au renversement et au glissement) sont vérifiées, donc la stabilité de la culée est assurée.

# CHAPITRE XII

---

## Etude sismique

**Introduction :**

Parmi les exigences que la conception d'un ouvrage d'art doit satisfaire, on trouve la résistance à l'effet du séisme. La prise en compte des effets sismiques dès le stade de la conception du projet du pont est importante, même pour les régions à faible sismicité.

Dans ce présent chapitre, on va s'intéresser au calcul des effets sismiques sur notre ouvrage en se basant sur le Document Technique Réglementaire **RPOA 2008** (règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art).

**XII.1 Calcul de la masse de la structure (M) :**

Pour notre pont, on a un tablier qui repose sur des appareils d'appuis en élastomère fretté, donc on néglige la masse des piles et culées.

Notre ouvrage est un pont routier dans une voie expresse, donc on ajoute 20% des charges d'exploitation routière à la masse du tablier.

$$M = M_{\text{tablier}} + 20\%P_{\text{exploitation}}$$

- $M_{\text{tablier}} = 6801.3480 \text{ t}$  (Déjà calculé).
  - $P_{\text{exploitation}} = A(l) + S_{\text{trottoir}} = (8.5226 + 1.3993) * 313.10 \Rightarrow P_{\text{exp}} = 3106.5469 \text{ t}$
- $M = 6801.3480 + 0.2 * 3106.5469 \Rightarrow M = 7422.6574 \text{ t}$

**XII.2 Analyse de la structure****XII.2.1 Caractéristiques de l'ouvrage et du site d'implantation**

- **Zone sismique** : Zone II a (zone de moyenne sismicité) ;
- **Classe de pont** : l'ouvrage est classé en groupe 2 (pont important) ;
- **Coefficient d'accélération de zone** ;  $A=0.20$  ;
- **Catégorie du sol** : le sol est classé en catégorie S3 (site meuble).

✚ **Remarque** : toutes ces caractéristiques sont justifiées dans le chapitre I (Présentation du projet).

**XII.2.2 Méthode d'analyse**

Pour l'analyse de la structure, on utilise la méthode d'analyse simplifiée dite monomodale qui n'est, d'ailleurs, utilisée que si les conditions suivantes sont vérifiées :

- La masse modale (masse totale mise en mouvement par le mode fondamental) doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation (fut et chevêtre)

- $M = 7422.6574 \text{ t}$
  - $70\%M_{\text{st}} = (M_{\text{tablier}} + M_{\text{piles}}) * 0.7 = (6801.3480 + 248.4525 * 5) * 0.7 = 5630.5274 \text{ t}$
- $\Rightarrow M > 70\%M_{\text{st}} \rightarrow$  cette condition est donc vérifiée.

- La distance entre le centre de masse et le centre élastique ne doit pas excéder 5% de la distance entre extrémité du tablier : l'ouvrage étant symétrique aussi bien géométriquement que mécaniquement, donc l'excentricité est nulle → donc la condition est vérifiée.

Il n'y a pas d'autre condition à vérifier parce que l'ouvrage étudié étant un pont droit et non biais.

Toutes les conditions sont vérifiées, donc on calcule par la méthode monomodale.  
Détermination des actions sismiques

Le tablier est considéré comme infiniment rigide dans le plan horizontal (longitudinal). Notre modèle se résume à une masse reliée par un ressort, sa masse est celle du tablier plus 20% des charges routières et sa raideur est la somme des raideurs des appareils d'appuis, des piles et des fondations.

### Calcul de la période fondamentale de l'ouvrage (T)

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}} \quad \text{Avec : } M : \text{masse de la structure}$$

K : la raideur de la structure

#### Calcul de la raideur de la structure

$$K = n_{\text{pile}} \times K_{\text{appui}} \quad \text{Avec : } n_{\text{pile}} = 5 \text{ (nombre de piles)}$$

$$K_{\text{appui}} = \frac{1}{\frac{1}{K_{\text{appareil}}} + \frac{1}{K_{\text{pile}}} + \frac{1}{K_{\text{fondation}}}}$$

✚ Remarque :

- Les culées sont infiniment rigides ( $\frac{1}{K_{\text{culé}}} = 0$ )
- On néglige la raideur des fondations (appareils d'appuis souples).

#### ✓ Raideur d'une pile

$$K_{\text{pile}} = n * \frac{3EI}{l^3} \quad \text{Avec :}$$

**E** : Module de déformation longitudinale du béton = **36000 MPa**

**n** : Nombre de futs de la pile = **1**

**l** : Hauteur de la pile = **7.85 m**

**I** : Moment d'inertie de la section de la pile dans le sens longitudinal = **35.51 m<sup>4</sup>**

$$K_{\text{pile}} = 1 * \frac{3 * 36000 * 35.51}{7.85^3} = 7928.0332 \text{ MN/m}$$

#### ✓ Raideur des appareils d'appuis

$$K_{\text{appareil}} = n * \frac{G * a * b}{e}$$

**G** : Module de cisaillement de l'appareil = **1.2 Mpa**

**a, b** : Les dimensions en plan de l'appareil = **700 \* 700 mm<sup>2</sup>**

**e** : L'épaisseur totale du caoutchouc de l'appareil = **120 mm**

**n** : Nombre d'appareil d'appuis pour élément porteur = **4**

$$K_{\text{appareil}} = 4 * \frac{1.2 * 0.7 * 0.7}{0.12} = 39.2 \text{ MN/m}$$

✓ **Raideur total par appui**

$$K_{\text{appui}} = \frac{1}{\frac{1}{39.2} + \frac{1}{7928.0332}} = 39.0071 \text{ MN/m}$$

la raideur totale de la structure

$$K = 5 * 39.0071 = 195.0355 \text{ MN/m}$$

✚ Donc la période fondamentale de l'ouvrage est de :

$$T = 2 * 3.14 \sqrt{\frac{7422.6574 * 10^3}{195.0355 * 10^6}} \Rightarrow T = 1.23 \text{ s}$$

### Spectre de réponse élastique

✓ **Composante horizontale**

Le spectre de réponse élastique (Sae) pour les deux composantes horizontales est donné en fonction de la période (T) et du taux d'amortissement ( $\xi$ ) de l'ouvrage par l'équation (3.1) du RPOA

$$Sae^h(T, \xi)_{(m/s^2)} = \begin{cases} AgS \left( 1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta AgS & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta AgS \left( \frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta AgS \left( \frac{3T_2}{T} \right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

g : accélération de la pesanteur (=9.81m/s<sup>2</sup>)

T<sub>1</sub>, T<sub>2</sub> : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (T<sub>1</sub>=0.2 s ; T<sub>2</sub>=0.5 s)

S : coefficient de site (S = 1.2)

A : coefficient d'accélération de zone (A = 0.20)

$\eta$  : Facteur de correction de l'amortisseur  $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = 1$

$\xi$  : taux d'amortissement ( $\xi=5\%$  ouvrages avec des piles en béton armé).

La période du système se situe entre 0.5s et 3s  $\Rightarrow T_2=0.5 \text{ s} < T = 1.23 \text{ s} < 3 \text{ s}$

Donc on utilise la 3<sup>ème</sup> formule de l'équation (3.1) du RPOA.

- $Sae^h(T, \xi) = 2.5 * 1 * 0.2 * 9.81 * 1.2 \left( \frac{0.5}{1.23} \right) \Rightarrow Sae^h(T, \xi) = 2.393 \text{ (m/s}^2\text{)}$

✓ *Composante verticale*

Le spectre de réponse élastique pour la composante verticale est donné en fonction de la période ( $T$ ) et du taux d'amortissement ( $\xi$ ) de l'ouvrage par l'équation (3.2) du RPOA

$$Sae^V(T, \xi)_{(m/s^2)} = \begin{cases} \alpha Ag \left( 1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\alpha Ag\eta & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\alpha Ag\eta \left( \frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\alpha Ag\eta \left( \frac{3T_2}{T} \right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

$\alpha$ : coefficient qui tient compte de l'importance de la composante verticale en zone de forte sismicité. ( $\alpha=0.7$  pour la zone sismique II a).

Pour la composante verticale, les valeurs de  $T_1$  et  $T_2$  pour le site S3 sont :  $T_1=0.2$  s,  $T_2=0.4$  s

La période fondamentale du système se situe entre  $T_2$  et  $3s$   $\Rightarrow T_2=0.4$  s <  $T=1.23$  s <  $3$  s

Donc on utilise la 3<sup>ème</sup> formule de l'équation 3.2 du RPOA

- $Sae^V(T, \xi) = 2.5 * 0.7 * 0.2 * 9.81 * 1 \left( \frac{0.4}{1.23} \right) \Rightarrow Sae^V(T, \xi) = 1.117 (m/s^2)$

**XII.3.Spectre de dimensionnement**

Le spectre de dimensionnement pour les deux composantes horizontales est donné par l'équation (3.3) du RPOA

$$Sad(T, \xi)_{(m/s^2)} = \begin{cases} 2.5\eta AgS & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta AgS \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta AgS \left( \frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left( \frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

On a:  $T_2=0.5$  s <  $T=1.23$  s <  $3.0$  s

Donc, on utilise la 2<sup>ème</sup> formule de l'équation (3.3) du RPOA.

$$Sad(T, \xi) = 2.5 * 1 * 0.2 * 9.81 * 1.2 \left( \frac{0.5}{1.23} \right)^{2/3} \Rightarrow Sad(T, \xi) = 3.230 (m/s^2)$$

## XII.4 Effet sismique dans le sens longitudinal

### XII.4.1 Calcul élastique (q=1)

#### ✓ Effort longitudinal global

La force horizontale statique équivalente F est donnée par l'expression :

$$F_{\text{longitudinal}} = M * Sae^h(T)$$

Avec : **M** : la masse effective totale de la structure.

**Sae<sup>h</sup>(T)** : L'accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à la période fondamentale (T).

- $F_{\text{longitudinal}} = 7422.6574 * 10^3 * 2.393 \Rightarrow F_{\text{longitudinal}} = 17762.4192 \text{ KN}$

#### ✓ Répartition des efforts longitudinaux

La redistribution par élément porteur se fait au prorata des raideurs

$$F_{\text{longitudinal}}^i = \frac{K_i}{K} F_{\text{longitudinal}}$$

Sur pile :

$$F_{\text{longitudinal}}^{\text{pile}} = \frac{39.0071 * 10^6}{195.0355 * 10^6} * 17762.4192 \Rightarrow F_{\text{longitudinal}}^{\text{pile}} = 3552.4838 \text{ KN}$$

(F<sup>pile1</sup> = F<sup>pile2</sup> = F<sup>pile3</sup> = F<sup>pile4</sup> = F<sup>pile5</sup>)

#### ✓ Déplacement du tablier par rapport au sol

$$d_{\text{longitudinal}}^{\text{tablier}} = \frac{T^2}{4\pi^2} * Sae^h(T)$$

- $d_{\text{longitudinal}}^{\text{tablier}} = \frac{1.23^2}{4\pi^2} * 2.393 \Rightarrow d_{\text{longitudinal}}^{\text{tablier}} = 0.092 \text{ m}$

#### ✓ Déplacement de la tête de pile par rapport au sol

$$d_{\text{longitudinal}}^{\text{pile}} = \frac{F_{\text{longitudinal}}^{\text{pile}}}{K_{\text{appui}}}$$

- $d_{\text{longitudinal}}^{\text{pile}} = \frac{3552.4938 * 10^3}{39.0071 * 10^6} \Rightarrow d_{\text{longitudinal}}^{\text{pile}} = 0.092 \text{ m}$   
(d<sup>pile1</sup> = d<sup>pile2</sup> = d<sup>pile3</sup> = d<sup>pile4</sup> = d<sup>pile5</sup>)

### XII.4.2 Calcul inélastique (dimensionnement q > 1)

#### ✓ Effort longitudinal global

$$F_{\text{longitudinal}} = M * Sad(T)$$

- $F_{\text{longitudinal}} = 7422.6574 * 10^3 * 3.230 \Rightarrow F_{\text{longitudinal}} = 23975.1834 \text{ KN}$

## ✓ Effort par élément porteur (pile)

$$F_{\text{longitudinal}}^{\text{pile}} = \frac{K_{\text{appui}}}{K} F_{\text{longitudinal}}$$

- $F_{\text{longitudinal}}^{\text{pile}} = \frac{39.0071 \cdot 10^6}{195.0355 \cdot 10^6} * 23975.1834 \Rightarrow F_{\text{longitudinal}}^{\text{pile}} = 4795.0367 \text{ KN}$   
( $F^{\text{pile1}} = F^{\text{pile2}} = F^{\text{pile3}} = F^{\text{pile4}} = F^{\text{pile5}}$ )

## ✓ Déplacement du tablier par rapport au sol

$$d_{\text{longitudinal}}^{\text{tablier}} = \frac{T^2}{4\pi^2} * \text{Sad}(T)$$

$$d_{\text{longitudinal}}^{\text{tablier}} = \frac{1.23^2}{4\pi^2} * 3.230 \Rightarrow d_{\text{longitudinal}}^{\text{tablier}} = 0.12 \text{ m (q>1 dimensionnement)}$$

## ✓ Déplacement de la tête de pile par rapport au sol

$$d_{\text{longitudinal}}^{\text{pile}} = \frac{F_{\text{longitudinal}}^{\text{pile}}}{K_{\text{appui}}}$$

- $d_{\text{longitudinal}}^{\text{pile}} = \frac{4795.0367 * 10^3}{39.0071 * 10^6} \Rightarrow d_{\text{longitudinal}}^{\text{pile}} = 0.12 \text{ m (q>1 dimensionnement)}$   
( $d^{\text{pile1}} = d^{\text{pile2}} = d^{\text{pile3}} = d^{\text{pile4}} = d^{\text{pile5}}$ )

**XII.5.Effet sismique dans le sens transversal**

Dans le sens transversal, le tablier peut être supposé comme étant flexible car :

$$\frac{L}{B} = \frac{313.10}{11.40} = 27.46 > 5 \quad \text{Avec} \quad \begin{array}{l} L : \text{longueur du tablier} \\ B : \text{largeur du tablier} \end{array}$$

La période fondamentale de la structure dans le sens transversal est calculée par la méthode de Rayleigh utilisant un système généralisé à un seul degré de liberté :

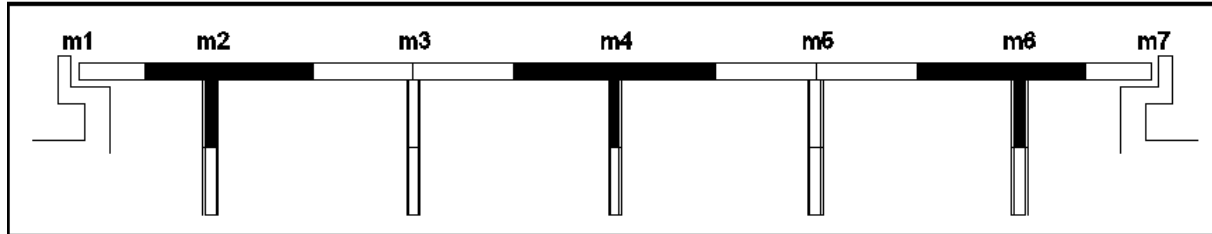
$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum m_i (u_i)^2}{\sum f_i u_i}}$$

- $m_i$  : La masse concentrée au  $i^{\text{ème}}$  point nodal
- $u_i$  : Le déplacement dans la direction étudiée, lorsque la structure est soumise aux forces  $f_i = m_i g$  agissant à tous les points nodaux dans la même direction.

**✚ Calcul des  $m_i$  et  $u_i$**

La masse du tablier par mètre linéaire = 21.7226 t/ml.

Le masse d'une pile = 248.4525 t .



**Figure XII.1. Discrétisation de la structure**

- $m_1 = 4.55 * 21.7226 = 98.8378$  t
- $m_2 = 60.80 * 21.7226 + \frac{248.4525}{2} = 1444.9603$  t
- $m_3 = m_4 = m_5 = m_6 = m_2 = 1444.9603$  t
- $m_7 = m_1 = 98.8378$  t

✓  $u_i$  : est le déplacement absolu horizontal, il est donné dans le tableau 3.5 du RPOA:

$u_i = 0.07$  m (pour un site S3).

On n'a pas de discontinuité mécanique (même site)

Donc :  $u_1 = u_2 = u_3 = u_4 = u_5 = u_6 = u_7 = 0.07$  m

**XII.5.1 Calcul de la période transversale**

point nodal	$m_i$ (kg)	$u_i$ (m)	$F_i = m_i * g$ (N)	$m_i * u_i^2$	$F_i * u_i$
$m_1$	98837.8	0.07	969598.818	484.30522	67871.9173
$m_2$	1444960.3	0.07	14175060.5	7080.30547	992254.2380
$m_3$	1444960.3	0.07	14175060.5	7080.30547	992254.2380
$m_4$	1444960.3	0.07	14175060.5	7080.30547	992254.2380
$m_5$	1444960.3	0.07	14175060.5	7080.30547	992254.2380
$m_6$	1444960.3	0.07	14175060.5	7080.30547	992254.2380
$m_7$	98837.8	0.07	969598.818	484.30522	67871.9173
$\Sigma$	/	/	/	X=36370.1378	Y=5097015.0246

**Tableau XII.1. Valeurs du calcul de la période transversale**

$$\triangleright T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum m_i(u_i)^2}{\sum f_i u_i}} = 2\pi \sqrt{\frac{X}{Y}}$$

$$\Leftrightarrow T = 2\pi \sqrt{\frac{36370.1378}{5097015.0246}} \Leftrightarrow T = 0.53 \text{ s}$$

### XII.5.2. Calcul des efforts sismiques transversaux

#### ✓ Calcul élastique (q=1)

La force de séisme ( $F_i$ ) pour chaque point nodal est déterminée par l'expression suivante :

$$F_{yi} = \frac{4\pi^2}{T^2} * \frac{Sae^h(T, \xi)}{g} u_i m_i$$

$$F_{yi} = \frac{4 * 3.14^2}{0.53^2} * \frac{2.393}{9.81} u_i m_i \Leftrightarrow F_{yi} = 34.2832 * u_i m_i$$

- Pour le point 1:  $F_{y1} = 34.2832 * 0.07 * 98.8378 * 10^3 \Leftrightarrow F_{y1} = 237.1933 \text{ KN}$
- Pour le point 2:  $F_{y2} = 34.2832 * 0.07 * 1444.9603 * 10^3 \Leftrightarrow F_{y2} = 3467.6504 \text{ KN}$
- Pour le point 3:  $F_{y3} = 34.2832 * 0.07 * 1444.9603 * 10^3 \Leftrightarrow F_{y3} = 3467.6504 \text{ KN}$
- Pour le point 4:  $F_{y4} = 34.2832 * 0.07 * 1444.9603 * 10^3 \Leftrightarrow F_{y4} = 3467.6504 \text{ KN}$
- Pour le point 5:  $F_{y5} = 34.2832 * 0.07 * 1444.9603 * 10^3 \Leftrightarrow F_{y5} = 3467.6504 \text{ KN}$
- Pour le point 6:  $F_{y6} = 34.2832 * 0.07 * 1444.9603 * 10^3 \Leftrightarrow F_{y6} = 3467.6504 \text{ KN}$
- Pour le point 7:  $F_{y7} = 34.2832 * 0.07 * 98.8378 * 10^3 \Leftrightarrow F_{y7} = 237.1933 \text{ KN}$

✓ Les déplacements correspondants ont pour valeur :

$$d_r = \frac{u_r}{\sum m_i u_i} M \left( \frac{T}{2\pi} \right)^2 Sae^h(T, \xi) \text{ Avec : } M = \sum m_i$$

$$M = (2 * 98.8378 + 5 * 1444.9603) * 10^3 \Leftrightarrow M = 7422.4771 * 10^3 \text{ Kg}$$

Le déplacement pour chaque point nodal est le même car  $u_i$  ne change pas pour tous les points

$$\text{Donc : } d_r = \frac{0.07}{519573.397} 7422.4771 * 10^3 \left( \frac{0.53}{2 * 3.14} \right)^2 * 2.393$$

$$d_r = 0.017 \text{ m}$$

✓ Calcul inélastique (dimensionnement  $q > 1$ )

L'effort pour chaque point nodal est déterminé par l'expression :

$$F_{yi}^d = \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 * \frac{S_{ad}^h(T, \xi)}{g} u_i m_i$$

( $u_i$  est le même (pas de discontinuité mécanique),

Donc : 
$$F_{yi}^d = \left(\frac{2*3.14}{0.53}\right)^2 * \frac{3.230}{9.81} * 0.07 * m_i \Rightarrow F_{yi}^d = 3.239 * m_i$$

- Pour le point 1:  $F_{y1}^d = 3.239 * 98.8378 * 10^3 \Rightarrow F_{y1}^d = 320.1356 \text{ KN}$
- Pour le point 2:  $F_{y2}^d = 3.239 * 1444.9603 * 10^3 \Rightarrow F_{y2}^d = 4680.2264 \text{ KN}$
- Pour le point 3:  $F_{y3}^d = 3.239 * 1444.9603 * 10^3 \Rightarrow F_{y3}^d = 4680.2264 \text{ KN}$
- Pour le point 4:  $F_{y4}^d = 3.239 * 1444.9603 * 10^3 \Rightarrow F_{y4}^d = 4680.2264 \text{ KN}$
- Pour le point 5:  $F_{y5}^d = 3.239 * 1444.9603 * 10^3 \Rightarrow F_{y5}^d = 4680.2264 \text{ KN}$
- Pour le point 6:  $F_{y6}^d = 3.239 * 1444.9603 * 10^3 \Rightarrow F_{y6}^d = 4680.2264 \text{ KN}$
- Pour le point 7:  $F_{y7}^d = 3.239 * 98.8378 * 10^3 \Rightarrow F_{y7}^d = 320.1356 \text{ KN}$

## ✓ Les déplacements correspondants ont pour valeur :

$$d_r = \frac{u_r}{\sum m_i u_i} M \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 S_{ad}^h(T, \xi)$$

$$\Rightarrow d_r = \frac{0.07}{519573.397} 7422.4771 * 10^3 \left(\frac{0.53}{2*3.14}\right)^2 * 3.230 \rightarrow d_r = 0.023 \text{ m}$$

## XII.6 Effet sismique dans le sens vertical

### XII.6.1 Calcul de la période dans le sens vertical

Elle est estimée par la méthode de Rayleigh en utilisant un système généralisé à un seul degré de liberté.

$$T^{\text{vertical}} = 2\pi \sqrt{\frac{\sum m_i (v_i)^2}{\sum f_i v_i}}$$

$v_i$  : est le déplacement absolu vertical, il est donné dans le tableau 3.5 du RPOA:

$\Rightarrow v_i = 0.06 \text{ m}$  (pour un site S3).

$$\Rightarrow T^{\text{vertical}} = 2 * 3.14 \sqrt{\frac{(2*98.8378 + 5*1444.9603)*10^3*0.06^2}{(2*969.598818 + 5*14175060.5)*10^3*0.06}}$$

$$T^{\text{vertical}} = 0.49 \text{ s}$$

**XII.6.2 Calcul des forces correspondantes pour chaque point nodal**

L'effort pour chaque point nodal est déterminé par l'expression :

$$F_{zi} = \left(\frac{2\pi}{T^v}\right)^2 * \frac{Sae^V(T, \xi)}{g} v_i m_i$$

Pas de discontinuité mécanique  $v_i = 0.06$  pour chaque point nodal

$$F_{zi} = \left(\frac{2*3.14}{0.49}\right)^2 * \frac{1.117}{9.81} * 0.06 * m_i \Rightarrow F_{zi} = 1.123 * m_i$$

- Pour le point 1:  $F_{z1} = 1.123 * 98.8378 * 10^3 \Rightarrow F_{z1} = 110.9948 \text{ KN}$
- Pour le point 2:  $F_{z2} = 1.123 * 1444.9603 * 10^3 \Rightarrow F_{z2} = 1622.6904 \text{ KN}$
- Pour le point 3:  $F_{z3} = 1.123 * 1444.9603 * 10^3 \Rightarrow F_{z3} = 1622.6904 \text{ KN}$
- Pour le point 4:  $F_{z4} = 1.123 * 1444.9603 * 10^3 \Rightarrow F_{z4} = 1622.6904 \text{ KN}$
- Pour le point 5:  $F_{z5} = 1.123 * 1444.9603 * 10^3 \Rightarrow F_{z5} = 1622.6904 \text{ KN}$
- Pour le point 6:  $F_{z6} = 1.123 * 1444.9603 * 10^3 \Rightarrow F_{z6} = 1622.6904 \text{ KN}$
- Pour le point 7:  $F_{z7} = 1.123 * 98.8378 * 10^3 \Rightarrow F_{z7} = 110.9948 \text{ KN}$

**XII.6.3. Calcul des déplacements verticaux :**

Les déplacements correspondants ont pour valeur :

$$d_r^z = \frac{v_r}{\sum m_i v_i} M \left(\frac{T^v}{2\pi}\right)^2 Sae^V(T, \xi)$$

$$M = \sum m_i = 7422.4771 * 10^3 \text{ Kg}$$

Le déplacement pour chaque point nodal est le même car  $v_i$  ne change pas pour tous les points

Donc :

$$d_r^z = \frac{0.06}{519573.397} 7422.4771 * 10^3 \left(\frac{0.49}{2 * 3.14}\right)^2 * 1.117$$

$$d_r^z = 0.005 \text{ m}$$

### XII.7. Récapitulatif des résultats

#### ✓ Les accélérations

- Composante horizontale :  $\rightarrow Sae^h(T, \xi) = 2.393 \text{ (m/s}^2\text{)}$
- Composante verticale :  $\rightarrow Sae^V(T, \xi) = 1.117 \text{ (m/s}^2\text{)}$
- Spectre de dimensionnement :  $\rightarrow Sad(T, \xi) = 3.230 \text{ (m/s}^2\text{)}$

#### ✓ Les périodes

- Période du système dans le sens longitudinal :  $T^{\text{longitudinal}} = 1.23 \text{ s}$
- Période du système dans le sens transversal :  $T^{\text{transversal}} = 0.53 \text{ s}$
- Période du système dans le sens vertical :  $T^{\text{vertical}} = 0.49 \text{ s}$

#### ✓ Les déplacements

- Le déplacement de la tête de pile selon la direction longitudinale :  $d^x = 92 \text{ mm}$
- Le déplacement pour chaque point nodal dans la direction transversale :  $d_r^y = 23 \text{ mm}$
- Le déplacement pour chaque point nodal selon la direction verticale :  $d_r^z = 5 \text{ mm}$

### XII.8. Combinaison des composantes de l'action sismique

La combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme.

L'effet probable de l'action maximale  $E$ , dû à l'apparition simultanée des actions sismiques le long des axes horizontaux  $X$  et  $Y$  et de l'axe vertical  $Z$ , peut être estimé, à partir des effets d'actions maximales  $E_x$ ,  $E_y$  et  $E_z$  dus à l'action sismique indépendante le long de chaque axe, comme suit :

Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble sont combinés de la manière suivante :

$$E = E_x \pm 0.3 E_y \pm 0.3 E_z$$

$$E = E_y \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_z \text{ (RPOA (4.15))}$$

$$E = E_z \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_y$$

Où :

$E_x$ ,  $E_y$  et  $E_z$  sont les effets des actions sismiques dans chacune des directions respectives  $X$ ,  $Y$  et  $Z$ .

**XII.8.1 Calcul des déplacements**

Soit  $E = d$  ;

Donc :  $E_x = dx = 92\text{mm}$

$E_y = dy = 23\text{ mm}$

$E_z = dz = 5\text{ mm}$

➤  $E = E_x \pm 0.3 E_y \pm 0.3 E_z$  nous donne :

$$\begin{cases} E = 92 + 0.3 * 23 + 0.3 * 5 \rightarrow E = 100.4\text{ mm} \\ E = 92 - 0.3 * 23 - 0.3 * 5 \rightarrow E = 83.6\text{ mm} \\ E = 92 + 0.3 * 23 - 0.3 * 5 \rightarrow E = 97.4\text{ mm} \\ E = 92 - 0.3 * 23 + 0.3 * 5 \rightarrow E = 86.6\text{ mm} \end{cases}$$

➤  $E = E_y \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_z$  nous donne :

$$\begin{cases} E = 23 + 0.3 * 92 + 0.3 * 5 \rightarrow E = 52.1\text{ mm} \\ E = 23 - 0.3 * 92 - 0.3 * 5 \rightarrow E = 21.5\text{ mm} \\ E = 23 + 0.3 * 92 - 0.3 * 5 \rightarrow E = 49.1\text{ mm} \\ E = 23 - 0.3 * 92 + 0.3 * 5 \rightarrow E = -3.1\text{ mm} \end{cases}$$

➤  $E = E_z \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_y$  nous donne :

$$\begin{cases} E = 5 + 0.3 * 92 + 0.3 * 23 \rightarrow E = 39.5\text{ mm} \\ E = 5 - 0.3 * 92 - 0.3 * 23 \rightarrow E = -29.5\text{ mm} \\ E = 5 + 0.3 * 92 - 0.3 * 23 \rightarrow E = 25.7\text{ mm} \\ E = 5 - 0.3 * 92 + 0.3 * 23 \rightarrow E = -15.7\text{ mm} \end{cases}$$

✓ La combinaison la plus défavorable est :

$$E = E_x + 0.3 E_y + 0.3 E_z \Rightarrow E_{\max} = 92 + 0.3 * 23 + 0.3 * 5$$

Donc le déplacement le plus défavorable est :

$$\Rightarrow E_{\max} = 100.4\text{ mm}$$

**Conclusion**

La procédure à suivre pour évaluer l'effort sismique dans l'ouvrage paraît simple, mais en réalité un calcul très lourd et inévitable doit être effectué pour évaluer l'action maximale probable qui peut solliciter l'ouvrage.

Les résultats trouvés dans ce chapitre sont utilisés dans le dimensionnement du joint de chaussée et aussi dans le ferrailage de la structure.

# CONCLUSION GENERALE

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation d'élève ingénieur et c'est la meilleure occasion pour l'étudiant de mettre en évidence ses connaissances théoriques acquises durant les cinq années de formation.

Cette étude nous a permis d'acquérir les différentes techniques d'assimilation des phénomènes physiques, le passage vers le logiciel à partir d'une modélisation correcte, la maîtrise de la réglementation régissant les principes de calcul des structures dans le domaine des ouvrages d'art, ainsi que l'approfondissement de nos connaissances, à la fois, théoriques et pratiques. Ceci se fait à partir de la consultation des différentes références bibliographiques, l'utilisation du logiciel comme moyen de calcul et surtout grâce au côtoiement d'ingénieurs et de chercheurs dans le domaine de génie civil.

En général, l'étude d'un pont met en évidence la maîtrise de plusieurs domaines des sciences de l'ingénieur telles que la résistance des matériaux, la mécanique des milieux continus, la rhéologie des matériaux, les procédés de la précontrainte ainsi le calcul numérique par ordinateur.

Au final, nous espérons, vivement, que le présent mémoire aura répondu aux objectifs qui lui ont été assignés et qu'il puisse constituer un support didactique, enrichissant, avantageux et bénéfique aux promotions à venir.

# BIBLIOGRAPHIE

- [Réf.1] Les ponts : histoire et techniques : DAVID BENNETT, Traduit de l'anglais par Lynn Lempérière et Didier Don « Eyrolles, 2000 » ;
- [Réf.2] Projet et construction des ponts : Généralités, Fondations, Appuis, Ouvrages courants : J.A. CALGARO « Presses de l'école nationale des ponts et chaussées, 2000 »;
- [Réf.4] Projet et construction des ponts : Analyse structurale des tabliers de ponts : J.A CALGARO & M.VIRLOGEUX « Presses de l'école nationale des ponts et chaussées, 1994 »
- [Réf.5] Bulletins techniques de la SETRA : « Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs, 1972 »;
- [Réf.6] Guide de conception de la SETRA : « Pont en béton précontraint construits par encorbellements successifs, 2003 »;
- [Réf.8] Le béton précontraint aux états limites : HENRY THONIER « Presses de l'école nationale des ponts et chaussées, 1992 »;
- [Réf.9] Construction par encorbellement des ponts en béton précontraint : J.MATHIVAT « Eyrolles, Paris, 1979 » ;
- [Réf.10] Document technique règlementaire : "Règles parasismiques applicables aux ouvrages d'art (RPOA) " (Edition 2008) ;
- [Réf.11] Fascicule n° 61 titre II du CPC : "Programme de charges et épreuves des ponts-routes "(Edition 1971) ;
- [Réf.12] B.A.E.L 91 (Béton armé aux états limites) modifié 99 et DTU associés : J.P MOUGIN « Eyrolles, 2000 » ;
- [Réf.13] Règles B.P.E.L 91 (Béton précontraint aux états limites) : Collectif Eyrolles « Eyrolles, 1993 » ;
- [Réf.14] Abaque pour le dimensionnement des sections en béton armé prof ; Dr René Walther.

**Logiciels :**

- AutoCad 2009 (dessin assisté par ordinateur) ;
- Robot Structural Analysis 2010 (Conception assisté par ordinateur) ;
- Microsoft Word 2007. (pour ce qui est du traitement de texte).
- Microsoft Excel 2007. (pour tout ce qui est calcul).

**Sites Internet :**

- [Réf.14] [www.setra.fr](http://www.setra.fr)
- Réf.15] [www.freyssinet.com](http://www.freyssinet.com)
- [Réf.16] [www.dywidag-systemes.fr](http://www.dywidag-systemes.fr)
- [Réf.17] [www.techniques-ingenieur.fr](http://www.techniques-ingenieur.fr)

**Thèses :**

- Etude et dimensionnement d'un pont en béton précontraint construit par encorbellement successif, étudié par Mr : SAIM B, Mr NAIT ABDERRAHMANE A; encadré par Mr : KACHI (soutenu à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou. (Promotion juin2016).
- Etude d'un pont en béton précontraint construit par encorbellement successif, étudié par M<sup>elle</sup> : SADOUN N; encadré par Mr : KACHI (soutenu à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou. (Promotion Septembre 2016).
- Etude et conception d'un pont précontraint construit par encorbellement successifs, étudié par M<sup>elle</sup> : SLIMANI M; encadré par Mr : ADJERAD (soutenu à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou. (Promotion Septembre 2016).
- Etude et dimensionnement d'un pont en béton précontraint construit par encorbellement successif, étudié par Mr: BENELHADJ T, Mr; BOUBRIT M encadré par Mr : MERAKEB (soutenu à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou. (Promotion juin2016).
- Etude d'un Viaduc caisson construit par encorbellement successif sur la RN73 (TIZI-OUZOU) étudié par Mr :HAMENI A, Mr : KEDD CHE.A encadré par Mr KIBBOUA ( Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics *Garidi. Kouba.* (Promotion juin2014).
- Etude d'un pont construit par encorbellement successif avec des voussoirs coulés sur place, étudié par Mr: LOULI DJ, Mr; BAHLOUL B encadré par Mr : BOUAFIA (soutenu à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou. (Promotion juin 2015).

# ANNEXES

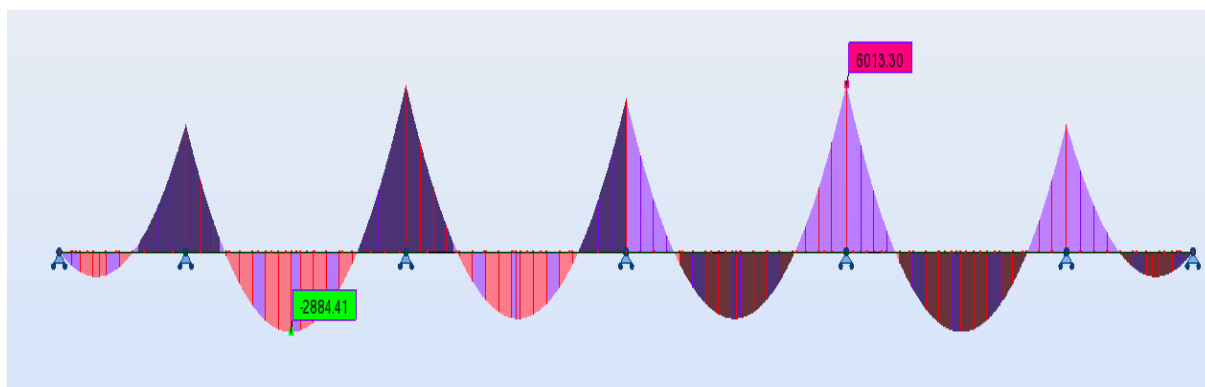
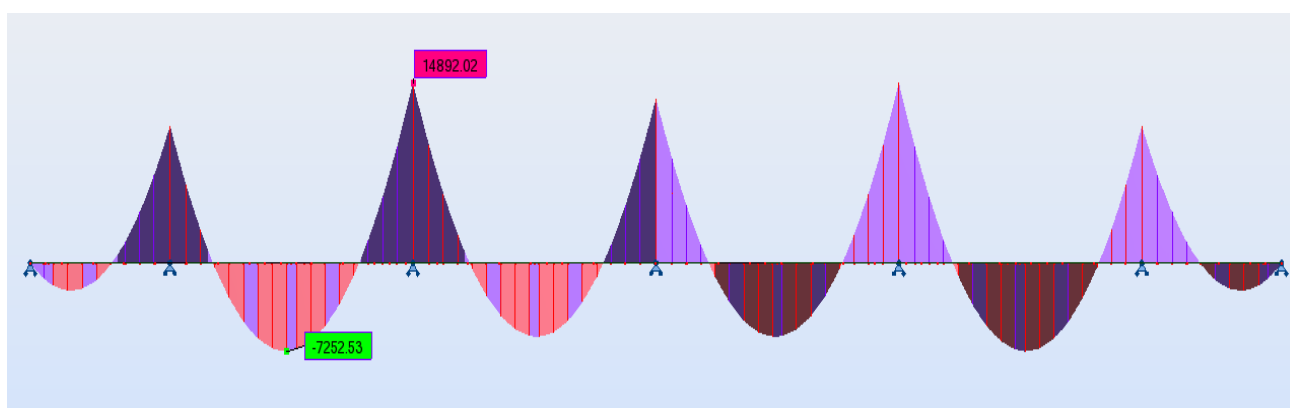
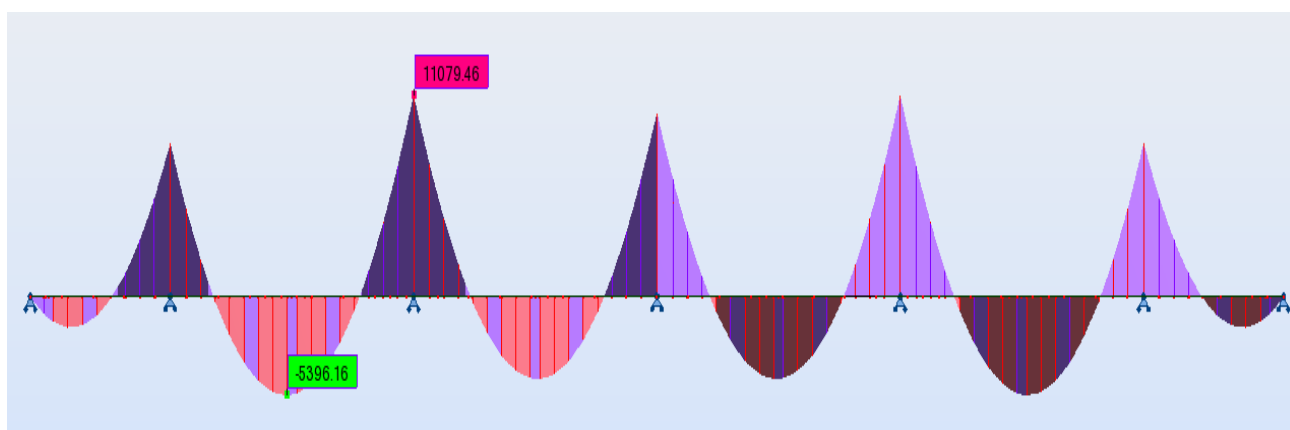


Diagramme du moment longitudinal sous poids propre : G

Diagramme du moment longitudinal sous :  $1.35G + 1.6 (A (L) + Qt)$  à l'ELUDiagramme du moment longitudinal sous :  $G + 1,2 (A (L) + Qt)$  à l'ELS

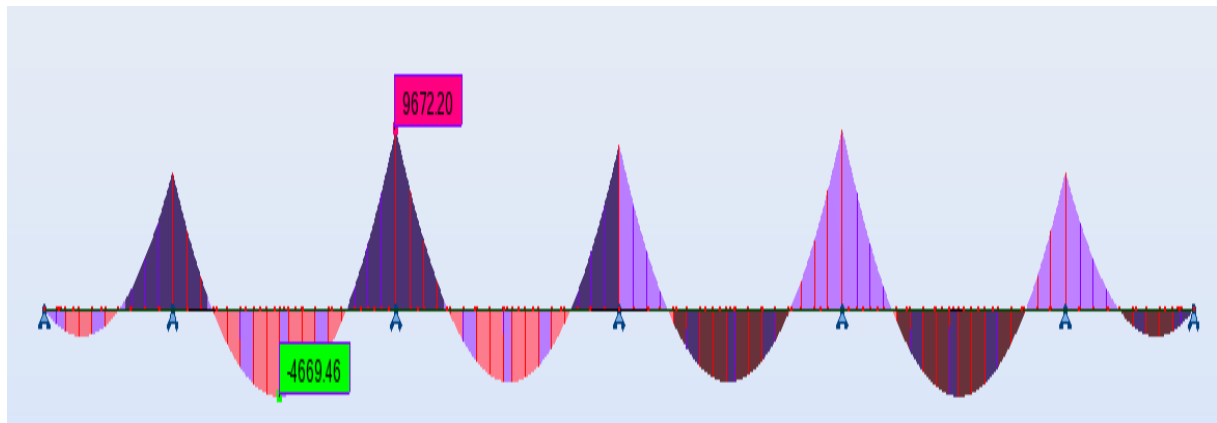


Diagramme du moment longitudinal sous :1.35(G+CCP) à l'ELU

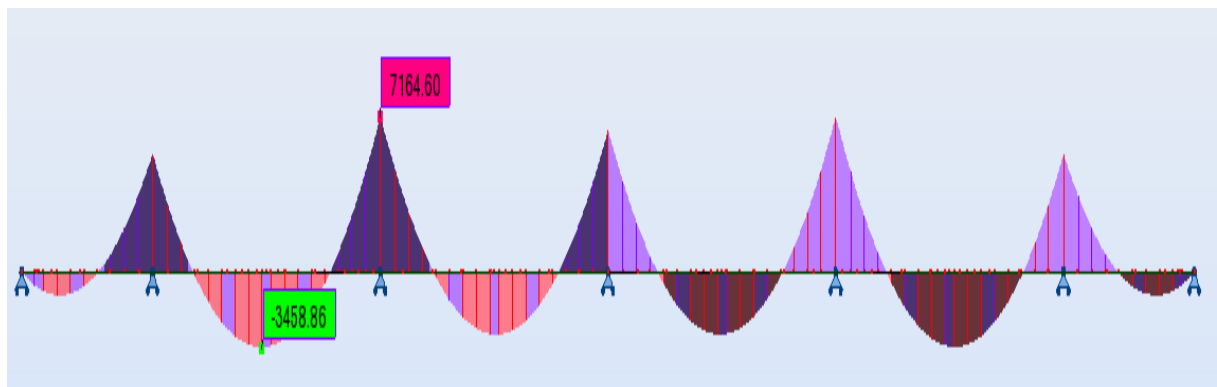


Diagramme du moment longitudinal sous :(G+CCP) à l'ELS

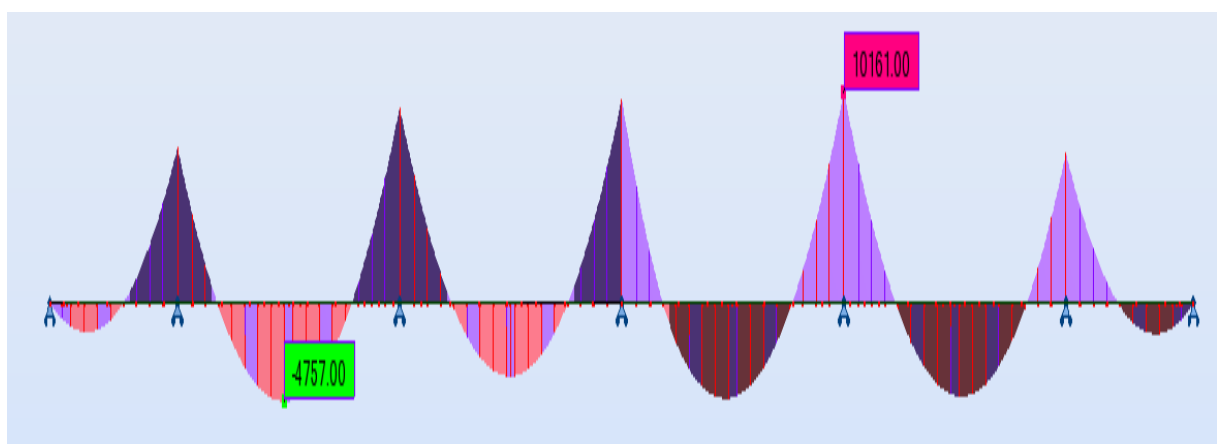


Diagramme du moment longitudinal sous : 1.35G + 1.35 D240 à l'ELU

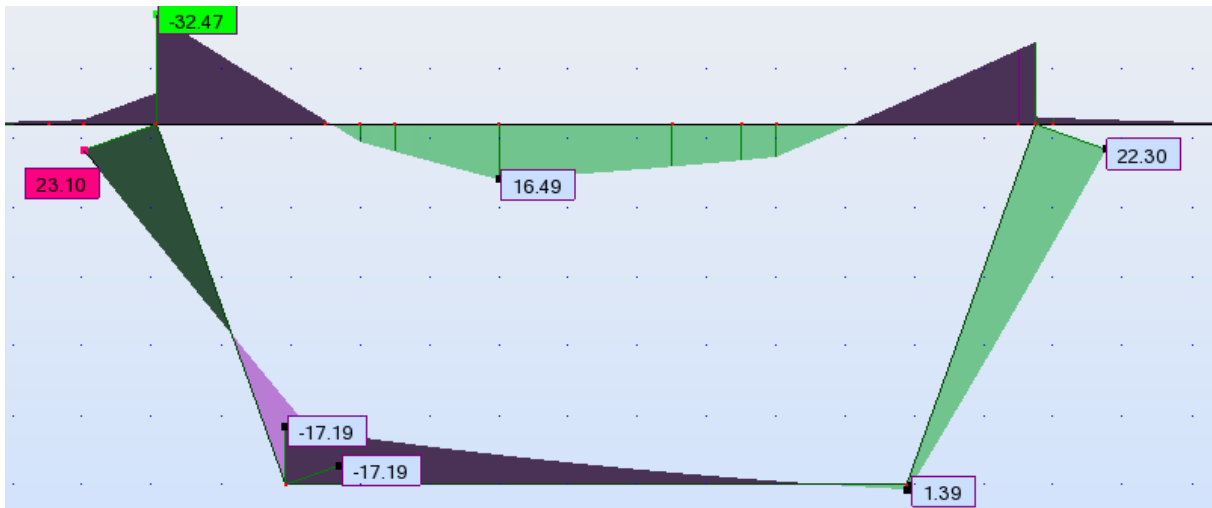


Diagramme du moment transversal du voussoir sur culée (VSC) sous :  $1,35G + 1,6 (B_t + Q_t)$  à l'ELU

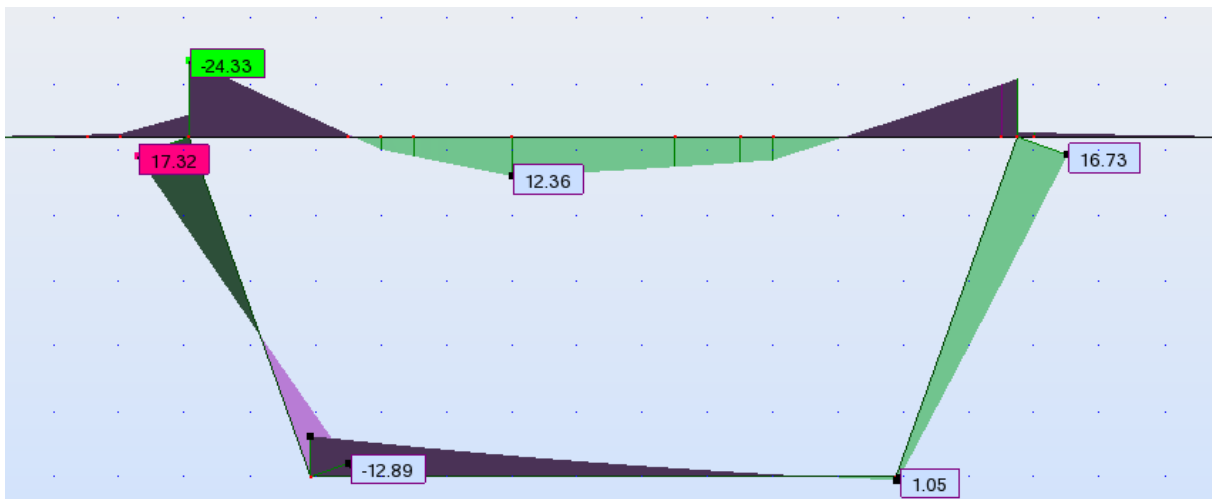


Diagramme du Moment transversal du voussoir sur culée (VSC) sous :  $G + 1,2 (B_t + Q_t)$  à l'ELS

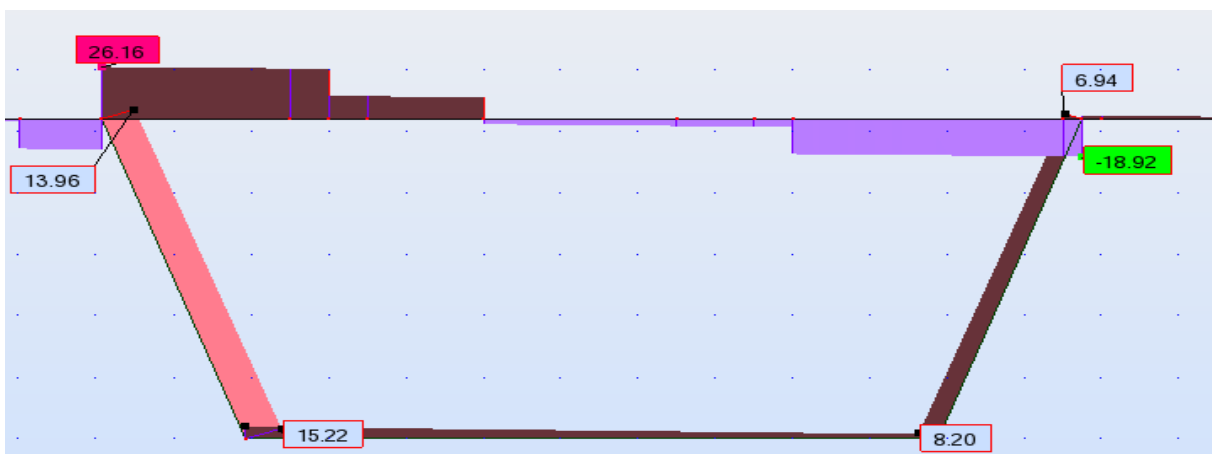


Diagramme de l'effort tranchant du voussoir sur culée (VSC) sous :  $1,35G + 1,6 (B_t + Q_t)$  à l'ELU

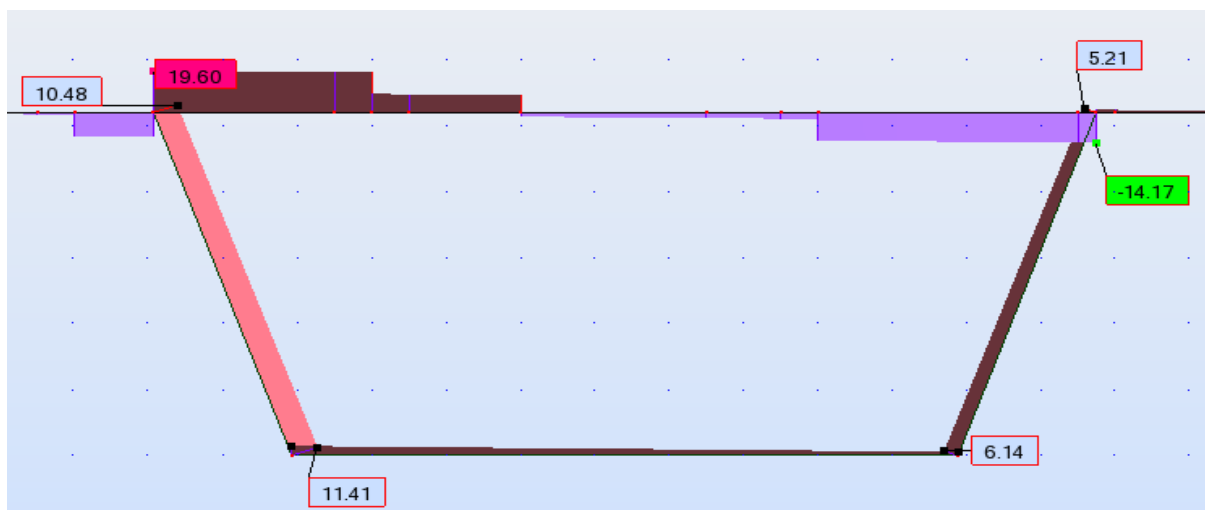


Diagramme de l'effort tranchant du voussoir sur culée (VSC) sous :  $G + 1,2 (B_t + Q_t)$  à l'ELS

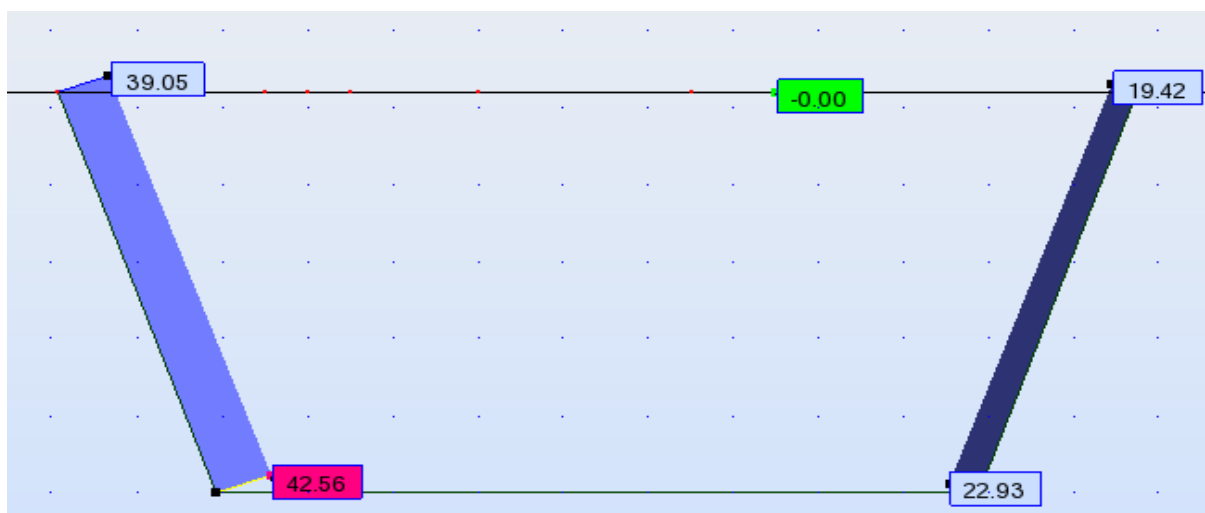


Diagramme de l'effort normal du voussoir sur culée (VSC) sous :  $1,35G + 1,6 (B_t + Q_t)$  à l'ELU

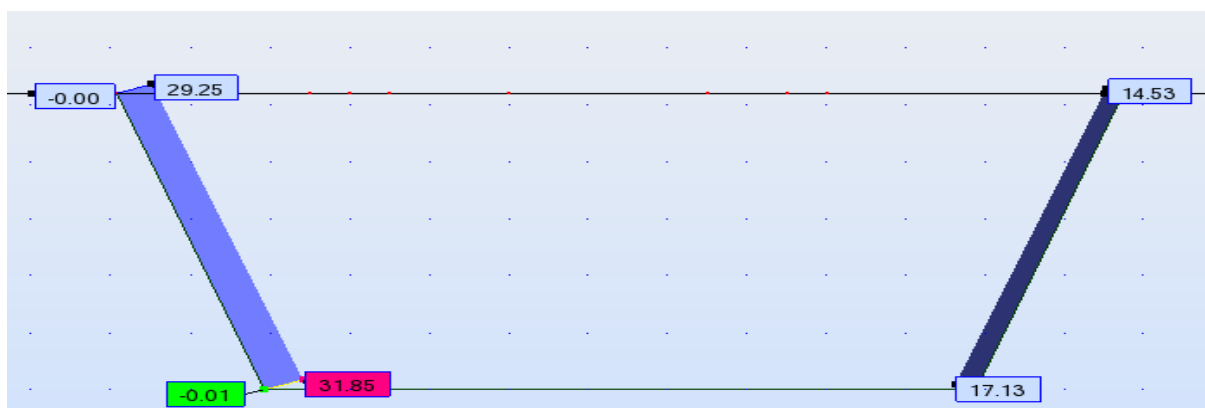


Diagramme de l'effort normal du voussoir sur culée (VSC) sous :  $G + 1,2 (B_t + Q_t)$  à l'ELS

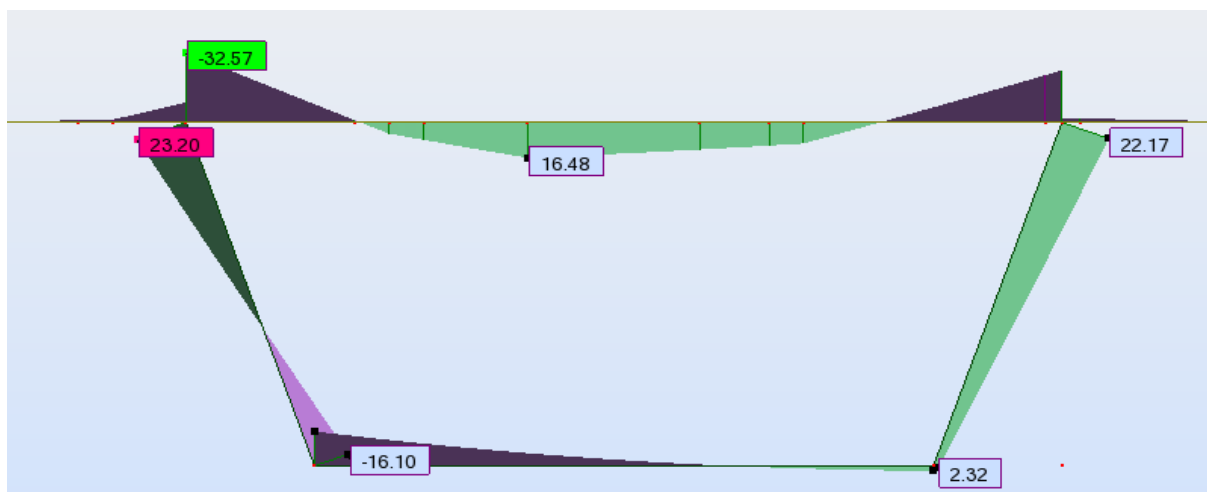


Diagramme du Moment transversal du voussoir sur pile (VSP) sous : 1,35G + 1,6 (B<sub>t</sub> + Q<sub>t</sub>) à l'ELU

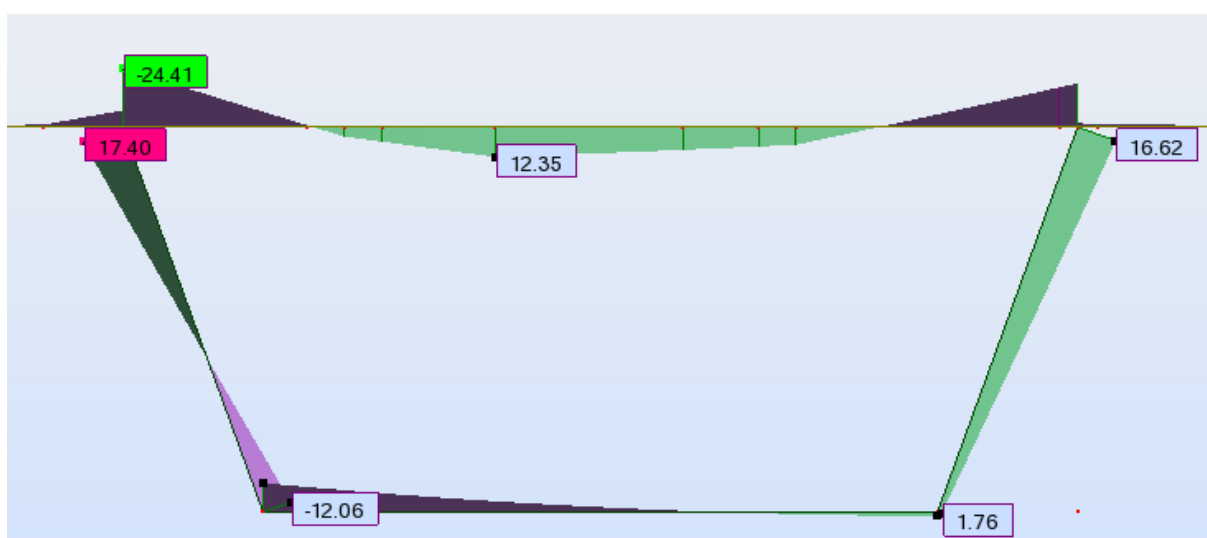


Diagramme du Moment transversal du voussoir sur pile (VSP) sous : G + 1,2 (B<sub>t</sub> + Q<sub>t</sub>) à l'ELS



Diagramme de l'effort tranchant du voussoir sur pile (VSP) sous : 1,35G + 1,6 (B<sub>t</sub> + Q<sub>t</sub>) à l'ELU



Diagramme de l'effort tranchant du voussoir sur pile (VSP) sous :  $G + 1,2 (B_t + Q_t)$  à l'ELS

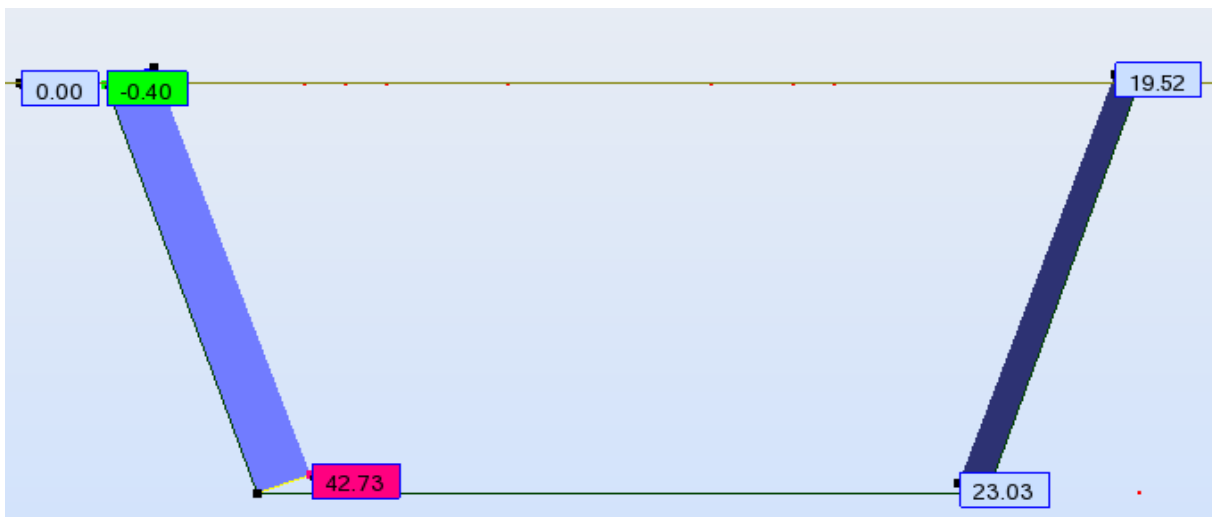


Diagramme de l'effort normal du voussoir sur pile (VSP) sous :  $1,35G + 1,6 (B_t + Q_t)$  à l'ELU

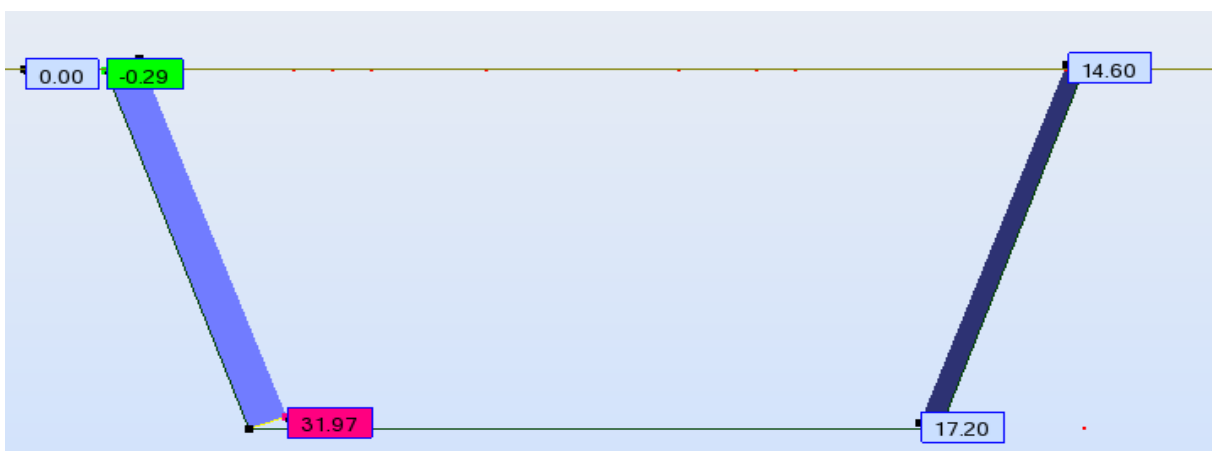


Diagramme de l'effort normal du voussoir sur pile (VSP) sous :  $G + 1,2 (B_t + Q_t)$  à l'ELS