

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



Université Mouloud MAMMERI Tizi-Ouzou

Faculté de Génie De Construction

Département De Génie Civil

MEMOIRE

de fin d'études

En Vue De L'obtention Du Diplôme De Master En Génie Civil

Option : Voie et Ouvrage D'Arts

THÈME

*Etude d'un pont en béton précontraint construit
par encorbellement successif avec voussoirs
coulés sur place*

Dirigé par :

M^{er} ADJRAD Arezki

Réalisé par :

M^{elle} SALEMKOUR Nadia

M^{elle} BENMOUSSA Hassiba

Promotion : 2012/2013



REMERCIEMENTS

Nous tenons à témoigner notre reconnaissance à DIEU tout puissant, qui nous a aidé et béni par sa volonté durant toute cette période.

Nous tenons à exprimer nos vifs remerciements accompagnés de toute notre gratitude tout d'abord à notre promoteur M^{er} ADJRAD AREZKI, pour avoir accepté de nous encadrer, dirigé et orienté durant toute la durée de ce projet ainsi que pour la marque de confiance qu'il nous a manifestée et ses précieux conseils furent d'un apport considérable.

A tous les enseignants de l'UMMTO, qui ont contribué à notre formation.

Nos plus vifs remerciements vont aussi aux membres du jury pour avoir accepté d'honorer par leur jugement notre travail.

Nos sincères sentiments vont à tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce projet. En particulier nos chères familles et nos amis (es).

« Nadia & Hassiba »



DEDICACES

« Louange à dieu le seul et unique »

*Je dédie ce modeste travail aux êtres qui me sont les
Plus chères au monde ; ma jolie mère et mon père
Témoignage d'affection et de grande reconnaissance
Que dieu le tout puissant les protège.*

*A toute ma famille,
Mes très chers frères Adel, Ahmed, Smail, Karim
Sans oublier ma grande mère*

*A tout mes amis(es) :
Samir, Karim, Brahim, Yousef, fatma, hassen, belkacem, fahim, lyes, sabrina,
A tous ceux que j'aime.*

*Avec l'expression de tous mes sentiments de respect,
je dédie ce modeste travail.*

Hassiba

DEDICACES

« Louange à dieu le seul et unique »

Je dédie ce modeste travail aux êtres qui me sont les plus chères au monde ; ma jolie mère et mon père

*Témoignage d'affection et de grande reconnaissance
Que dieu le tout puissant les protège.*

A toute ma famille,

Mes très chers frères Mokrane et Mohamed

Mes sœurs Saliha, Farida, Hassina, Hayet et Ferroudja,

Mes oncles et tantes,

Atout mes

*amis(es) : youcef, brahim, samir, fatma, karim, ourida, sabrina, samira, ouiza, souad,
azouaou, fahim, ...*

A tous ceux que j'aime.

*Avec l'expression de tous mes sentiments de respect,
je dédie ce modeste travail.*

Nadia

Sommaire

Chapitre I. Généralité

I.1. Introduction	01
I.2. Elément constitutif d'un pont	01
I.2.1. Tablier.....	01
I.2.2. Système porteur	01
I.2.3. Les organes de sécurité.....	03
I.2.4. Appareil d'appui	03
I.2.5. Fondation	03
I.3. But de l'étude	04
I.4. Présentation de projet	04
I.4.1. Les caractéristiques de l'ouvrage.....	04

Chapitre II : Conception générale

II.1. Choix et type d'ouvrage	08
II.2. Comment procéder aux choix	08
II.3. Les trois variantes envisagées	09
II.3.1. Variante N°1: pont mixte	09
II.3.2. Variante N°2 : pont construit en encorbellement	09
II.3.3. Variante N°3 : pont à haubans.....	10
II.4. Analyse multicritères	11
II.5. Conclusion.....	11
II.6. Technique et mode de construction pour La variante retenue	11
II.6.1. Historique	11
II.6.2. Description de la méthode	12
II.6.3. Techniques de la construction	12
II.6.4. Avantages du procédé	12
II.6.5. Domaines d'applications	12
II.6.6. Mode de construction	13

Chapitre III. Matériaux utilisés

III.1. Introduction	15
III.2. Béton	15
III.2.1. Résistance à la compression.....	15
III.2.2. La résistance caractéristique à la traction	15
III.2.3. Contraintes admissibles	16
III.2.4. Module de déformation longitudinale du béton E	17
III.2.5. Déformation transversale du béton	17
III.2.6. Qualités attendues d'un béton pour ouvrages	17
III.3. Aciers	17
III.3.1. Acier actifs	17
III.3.2. Aciers passifs	18

Chapitre IV. Pré-dimensionnement

IV.1. Conception et pré-dimensionnement	20
IV.2. Pré-dimensionnement de la structure longitudinale (élancement usuels).....	20
IV.2.1. Hauteur sur pile	20
IV.2.2. Hauteur à la clé	20
IV.3. Pré-dimensionnement de la structure transversale (Dégrossissage de la section droite).....	20
IV.3.1. Epaisseur des âmes	20
IV.3.2. Hourdis supérieur	21
IV.3.3. Hourdis inférieur.....	21
IV.3.4. Les goussets	22
IV.4. Caractéristiques géométriques	23
IV.4.1. Section sur pile	23
IV.4.2. Section sur culé	25
IV.4.3. Découpage en voussoirs	26
IV.5. Lois de variation des différents paramètres géométrique	26
IV.5.1. Variation de la hauteur	26
IV.5.2. Variation de l'épaisseur du hourdis inferieur.....	28
IV.5.3. Variation de la section	29

IV.5.4. Variation de l'inertie	29
IV.5.5. Variation du centre de gravité de la section du voussoir	29

Chapitre V. charge et surcharge

V.1. Introduction	33
V.2. Caractéristiques du pont	33
V.2.1. La largeur roulable L_R	33
V.2.2. Largeur chargeable (L_c)	33
V.2.3. Largeur totale L_T	33
V.2.4. Nombre de voies de circulation.....	33
V.2.5. Largeur de la voie	33
V.2.6. Classe du pont	34
V.3. Evaluation des charges et surcharge	34
V.3.1. Charge permanente (CP).....	34
V.3.2. Les charges complémentaires permanents (CCP).....	35
V.3.3. Surcharge routiere	36
V.3.4. Charge sur trottoirs.....	45
V.3.5. Le vent.....	45
V.3.6. La température	46
V.3.7. Efforts de freinage.....	46
V.3.8. Effet de gradient thermique	46
V.3.9. Le fluage	48
V.3.10. Le séisme.....	49
V.3.11. Combinaisons des charges (à l'exploitation)	49

Chapitre VI. Efforts dues à l'exécution du fléau

VI.1. Phase de réalisation.....	51
VI.2. Charge appliquées au fléau (phase de construction).....	51
VI.2.1. Effets due au poids propre dans le demi-fléau isostatique	52
VI.2.2. Effets des surcharges de chantier dans le demi-fléau	53

VI.2.3. Effets dus au vent	54
VI.2.4. Effets des surcharges concentrées dans le demi-fléau	55
VI.2.5. Effets de l'équipage mobile	56
VI.2.6. Surcharge accidentelle	57
VI.3. Etude de la stabilité des fléaux	64
VI.3.1. La situation durable à l'état limite ultime	64
VI.3.2. La situation accidentelle à l'état limite ultime	64
VI.3.3. Tableau récapitulatif des combinaisons les plus défavorables pour les deux cas.....	70
VI.4. Etude de l'encastrement.....	71
VI.5. Clavage des travées	72
VI.6. Phase de service	74
VI.6.1. Modélisation	74
VI.6.2. Combinaison de calcul.....	75
VI.6.3. Résultat	75

Chapitre VII. Etude de la précontrainte

VII.1. Notion historique de la précontrainte	86
VII.2. Etude de la précontrainte de fléau	86
VII.2.1. Câble de fléau	86
VII.2.2. Détermination de la précontrainte de fléau	86
VII.3. Tracé des câbles en élévation	90
VII.4. Etude du tracé des câble en plan	93
VII.5. Calcul des pertes de tension de précontrainte.....	94
VII.5.1 Pertes de tension instantanées.	95
VII.5.2. Les pertes différées.....	99
VII.6. Variation des pertes différées dans le temps	101
VII.7. Conclusion.....	102
VII.8. Vérification des contraintes en phase de construction	103
VII.9. Etude de la précontrainte de continuité.	104
VII.9.1. Les surcharge.....	105
VII.9.2. Les combinaison des charges	105
VII.10. Détermination de la précontrainte de continuité	106
VII.11. Les perte de précontrainte	108

VII.11.1. Perte de tension instantanées	108
VII.11.2. Les pertes différées.....	108
VII.11.3. Variation des pertes différées dans le temps	108
VII.11.4. Conclusion.....	108
VII.12. Vérification des contrainte en phase de service..	109
VII.13. Conclusion.	109

Chapitre VIII. Etude transversale

VIII.1. Introduction	110
V.III 2. Modélisation.....	110
VIII.3.Définition des charges.....	112
VIII.3.1.Charges permanentes	112
VIII.3.2. Surcharges d'exploitations	113
VII. 3.3. Surcharges de trottoirs	113
VIII.4. Les combinaison d'actions	115
VII.5. Ferrailage des voussoirs..	120
VII. 5.1. Voussoir sur pile.....	120
VII. 5.2. Voussoir sur culée	123

Chapitre IX. Résistance à l'effort tranchant

IX.1. Introduction.....	126
IX.2. Vérification de l'effort tranchant	126
IX.2.1. Effort tranchant due à la précontrainte	126
IX.2.2. Effet RESAL.....	127
IX.2.3. Justification des âmes.	128
IX.3. Conclusion	129
IX.4. Etude de la diffusion de la précontrainte et encrage	130
IX.4.1. Câble rectiligne centré.	131
IX.4.3. Justification réglementaires	131
IX.4.4. Etude du bossage.	133

Chapitre X. Etude des équipements

X.1. Introduction	136
X.2. Calcul du joint de chaussée	136
X.2.1. Définition	136
X.2.2. Calcul de souffle des joints	137
X.2.3. Type de joint choisit.....	138
X.3. Les appareils d'appui	139
X.3.1. Dimensionnement	140
X.3.2. Réaction vertical dues aux combinaisons d'action.	140
X.3.3. L'aire d'appareil d'appui.....	140
X.3.4. Compression.....	141
X.3.5. Distorsion.....	142
X.3.6. Rotation.....	142
X.3.7. Condition de non cheminement et non glissement	142
X.3.8. Condition de non flambement.....	142
X.3.9. Condition de non soulèvement.....	142
X.3.10. Dimensionnement des frettes	142
X.3.11. Les des d'appui	143
X.4. Evacuation des eaux.....	143
X.5. Autre équipements	144

Chapitre XI .Etude de la pile

XI.1. Généralité.....	145
XI.2. Choix du type de la pile	145
XI.3. Fondation	146
XI.3.1. Choix de type de fondation.....	146
XI.3.2. Nombre de file de pieux.	146
XI.4. La semelle	146
XI.5. Etude et ferrailage de la pile	147
XI.5.1. Les combinaisons de charges.....	147
XI.5.2. Ferrailage de la pile	149

Chapitre XII. Etude de la culée

XII.1. Définition.....	156
XII.2. Fonction des culées.	156
XII.3. Choix de type de la culée.....	156
XII.4. Implantation de la culée.....	157
XII.5. Pré-dimensionnement de la culée	157
XII.5.1. Mur de garde grève.....	157
XII.5.2. Dalle de transition.	157
XII.5.3. Le mur frontal.....	157
XII.5.4. Mur en retours	157
XII.5.5. Corbeau.	158
XII.5.6. Les murs latéraux (murs cachent).....	158
XII.5.7. Sommier d'appui	158
XII.5.8. Semelle	158
XII.6. Evaluation des efforts sollicitant la culée.....	159
XII.7. Vérification de la stabilité de la culée à vide (culée+remblai)	164
XII.8. Ferrailage des éléments de la culée.	164
Conclusion générale.....	179
Bibliographie.....	180

Liste des figures

Fig. I.1. Les différents éléments constitutifs des appuis	02
Fig. I.2. Les différents éléments constitutifs de terrain traversé par notre ouvrage.....	06
Fig. II.1. Voussoirs coulés sur place	10
Fig. II.2. Pont à haubans	10
Fig. III.1. Diagramme contrainte-déformation	16
Fig. III.2. Diagramme contraintes- déformations des aciers de précontrainte	18
Fig. III.3. Diagramme contrainte-déformation de calcul de l'acier à l'ELU	19
Fig. IV.1. Gousset supérieur	22
Fig. IV.2. Gousset inférieur	22
Fig. IV.3. Voussoir sur pile.....	23
Fig. IV.4. Voussoir sur culée	25
Fig. IV.5. Travée intermédiaire.....	26
Fig. IV.6. Travée de rive	28
Fig. V.1. Schéma explicatif des différentes largeurs dans un pont.....	31
Fig. V.2. Détail de trottoir+corniche.....	33
Fig. V.3. Les différents cas de charge.....	35
Fig. V.4. Les dimensions du système Bc	37
Fig. V.5. Les dimensions du système Br	38
Fig. V.6. Les dimensions du système Mc120	40
Fig. V.7. Les dimensions du système D240.....	43
Fig. V.8. Loi de répartition de la température.....	47
Fig. V.9. Représentation des rotations aux extrémités d'une travée indépendante	48
Fig. VI.1. Schéma statique du demi-fléau.....	51
Fig. VI.2. Figure représentatif de demi-fléau	52
Fig. VI.3. Diagramme des moments fléchissant due aux poids propre	52
Fig. VI.4. Diagramme des efforts tranchants dus aux poids propre.....	53
Fig. VI.5. Surcharge du chantier	53
Fig. VI.6. Découpage	53
Fig. VI.7. Diagramme des moments fléchissant due aux surcharges de chantier.....	54
Fig. VI.8. Diagramme des efforts tranchants dus aux surcharges de chantier.....	54
Fig. VI.9. Surcharge du vent.....	54

Fig. VI.10. Diagramme du moment fléchissant due au vent.....	55
Fig. VI.11. Diagramme des efforts tranchants dus au vent.....	55
Fig. VI.12. Surcharges concentrées	55
Fig. VI.13. Diagramme des moments fléchissant du aux surcharge concentrée	56
Fig. VI.14. Diagramme des efforts tranchant du aux surcharge concentrée.....	56
Fig. VI.15. Diagramme des moments fléchissant du à l'équipage mobile	56
Fig. VI.16. Diagramme des efforts tranchants du à l'équipage mobile	57
Fig. VI.17. Diagramme des moments fléchissant du au surcharge accidentelles	57
Fig. VI.18. Diagramme des efforts dus tranchants dus aux surcharges accidentelles	57
Fig. VI.19. Diagramme des moments fléchissant due aux poids propre	58
Fig. VI.20. Diagramme des efforts tranchants dus aux poids propre.....	59
Fig. VI.21. Surcharge de chantier	59
Fig. VI.22. Découpage	59
Fig. VI.23. Diagramme des moments fléchissant du aux surcharge de chantier	60
Fig. VI.24. Diagramme des efforts tranchant du aux surcharge de chantier.....	60
Fig. VI.25. Surcharge du vent	60
Fig. VI.26. Diagramme des moments fléchissant du au vent	61
Fig. VI.27. Diagramme des efforts tranchant fléchissant du au vent.....	61
Fig. VI.28. Surcharge concentrées	61
Fig. VI.29. Diagramme des moments fléchissant du au surcharge concentrée	62
Fig. VI.30. Diagramme des efforts tranchant du au surcharge concentrée.....	62
Fig. VI.31. Diagramme des moments fléchissant du à l'équipage mobile	62
Fig. VI.32. Diagramme des efforts tranchant du à l'équipage mobile.....	63
Fig. VI.33. Diagramme des moments fléchissant du au surcharge accidentelles	63
Fig. VI.34. Diagramme des efforts tranchant du au surcharge accidentelles.....	63
Fig. VI.35. Diagramme des moments dus à la combinaison en situation durable	65
Fig. VI.36. Diagramme des efforts tranchants dus à la combinaison en situation durable.....	65
Fig. VI.37. Diagramme des moments dus à la combinaison en situation durable	66
Fig. VI.38. Diagramme des efforts tranchants dus à la combinaison en situation durable.....	66
Fig. VI.39. Diagramme des moments dus à la combinaison en situations accidentelles.....	66
Fig. VI.40. Diagramme des efforts tranchants dus à la combinaison en situation accidentelles	67
Fig. VI.41. Diagramme des moments dus à la combinaison en situation accidentelles	67
Fig. VI.42. Diagramme des efforts tranchants dus à la combinaison en situation accidentelles	67
Fig. VI.43. Diagramme des moments dus à la combinaison en situation durable	68

Fig. VI.44. Diagramme des efforts tranchants dus à la combinaison en situation durable.....	68
Fig. VI.45. Diagramme des moments dus à la combinaison en situation durable	68
Fig. VI.46. Diagramme des efforts tranchants dus à la combinaison en situation accidentelles	69
Fig. VI.47. Diagramme des moments dus à la combinaison en situation accidentelles	69
Fig. VI.48. Diagramme des efforts tranchants dus à la combinaison en situation accidentelles	69
Fig. VI.49. Diagramme des moments dus à la combinaison en situation accidentelles	70
Fig. VI.50. Diagramme des moments dus à la combinaison en situation accidentelles	70
Fig. VI.51. Le système de clouage (encastrement provisoire).....	71
Fig. VI.52. Entre axe d'appareil d'appui	71
Fig. VI.53. Diagramme des moments dus au poids propre après clavage de la travée de rive.....	72
Fig. VI.54. Diagramme des efforts tranchants dus au poids propre après clavage de la travée de rive .	73
Fig. VI.55. Diagramme des moments dus au poids propre après clavage de la travée de rive.....	73
Fig. VI.56. Diagramme de efforts tranchants dus au poids propre après clavage de la travée de rive ...	73
Fig. VI.57. Diagramme des efforts tranchants dus au poids propre avant l'enlèvement de l'équipage mobile de clavage de la travée intermédiaire.....	74
Fig. VI.58. Diagramme des efforts tranchants dus au poids propre après clavage de la travée intermédiaire	74
Fig. IV.59. Vue en 3D du modèle de calcul.....	75
Fig. VI.60. Diagramme des moments fléchissant dus au poids propre.....	76
Fig. VI.61. Diagramme des efforts tranchant dus au poids propre	76
Fig.VI.62. Diagrammes des moments fléchissant sous A (l).....	76
Fig.VI.63. Diagrammes des efforts tranchants sous A (l).....	77
Fig.VI.64. Diagrammes des moments fléchissant sous D240	77
Fig.VI.65. Diagrammes des efforts tranchants sous D240	77
Fig. VI.66. Diagramme des moments fléchissant dus au gradient thermique ($\Delta T=6^\circ$).....	78
Fig. VI.67. Diagramme des moments fléchissant dus au gradient thermique ($\Delta T=12^\circ$).....	78
Fig. VI.68. Diagrammes des moments fléchissant sous S(t)	78
Fig. VI.69. Diagrammes des efforts tranchants sous S (t)	79
Fig. VI.70. Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU1	80
Fig.VI.71. Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU1	80
Fig. VI.72. Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU2	80
Fig.VI.73. Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU2.....	81
Fig.VI.74. Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU3	81
Fig. VI.75. Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU3	81

Fig.VI.76. Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU4	82
Fig. VI.77. Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU4	82
Fig.VI.78. Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS1	82
Fig. VI.79. Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS2	83
Fig.VI.80. Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS3	83
Fig.VI.81. Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS4	83
Fig.VI.82. Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS5	84
Fig. VI.83. Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS6	84
Fig. VI.84. Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS7	84
Fig. VI.85. Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS8	85
Fig. VI.86. Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS9	85
Fig. VII.1. Disposition des câbles du fléau dans le gousset supérieur.....	88
Fig. VII.2. Disposition des câbles du fléau dans le voussoir à la clé.....	90
Fig. VII.3. Câblage d'un voussoir en élévation	91
Fig. VII.4. Vue en élévation des câbles dans l'axe de l'âme	93
Fig. VII.5. Allure des câbles de fléau en plan.....	94
Fig. VII.6. Action du glissement à l'ancrage sur la contrainte de l'acier	97
Fig. VII.7. Diagramme des moments fléchissant sous combi.5 à l'ELS	106
Fig. VIII.1. Vue en 3D du caisson sur pile modélisé sur le logiciel Robot Structural.....	110
Fig. VIII.2. Vue en 3D du caisson à la clé modélisé sur le logiciel Robot Structural	111
Fig. VIII.3. Schéma statique de calcul (voussoir sur pile).....	111
Fig. VIII.4. Schéma statique de calcul (voussoir à la clé)	111
Fig. VIII .5. La position charge permanent.....	113
Fig. VIII .6. La position charge ST	113
Fig. VIII. 7. la position charge système A(l)	114
Fig. VIII .8.La position charge système Bc	114
Fig. VIII.9. La position charge système BT.....	114
Fig. VIII .10.la position charge système MC120	115
Fig. VIII .11. La position charge système D240.....	115
Fig. VIII .12. Diagramme des moments fléchissant	116
Fig. VIII .13. Diagramme des efforts tranchants	116
Fig. VIII .14. Diagramme des efforts normaux.....	117
Fig. VIII .15. Diagramme des moments fléchissant	117
Fig. VIII .16.Diagramme des efforts tranchants	117

Fig. VIII .17. Diagramme des efforts normaux.....	118
Fig. VIII .18. Diagramme des moments fléchissant	118
Fig. VIII.19. Diagramme des efforts tranchants	118
Fig. VIII .20. Diagramme des efforts normaux.....	119
Fig. VIII .21. Diagramme des moments fléchissant	119
Fig. VIII .22. Diagramme des efforts tranchants	119
Fig. VIII .23. Diagramme des efforts normaux.....	120
Fig. VIII .24. Ferrailage de voussoir sur pile.....	124
Fig. VIII .25. Ferrailage du voussoir sur culée	125
Fig. IX.1. Effort tranchant dans une section de poutre en béton précontraint	127
Fig. IX.2. Prise en compte de l'Effet RESAL dans les poutres caisson	128
Fig. IX.3. Diffusion de la précontrainte ; Ancrage centré.....	130
Fig. IX.4. Ancrage excentré.....	131
Fig. IX.5. Distribution du ferrailage dans un bossage	134
Fig. IX.6. Détail de ferrailage d'un bossage	134
Fig. X.1. Les joints de chaussé	136
Fig. X.2. Rotation d'extrémité sous chargement	137
Fig. X.3. Appareil d'appui en élastomère fretté.....	139
Fig. X.4. Appareil d'appui en élastomères fretté	140
Fig. X.5. Les dimensions des dés d'appuis	143
Fig. X.6. Système d'évacuation des eaux	144
Fig. XI .1. Vue en plans de la pile3	145
Fig. XI. 2. Coupe transversale	147
Fig. XI.3. Efforts et diagramme du moment sur pile	148
Fig. XI.4. Ferrailage de section de la pile	150
Fig. XI.5. Ferrailage du pieu (2D)	155
Fig. XII.1. Les dimensions de la culée.....	158
Fig. XII.2. Poussée de la charge locale située en arrière du mur	165
Fig. XII.3. Ferrailage du mur garde grève	168
Fig. XII.4. Ferrailage de la dalle de transition.....	171
Fig. XII.5. Ferrailage du corbeau.....	172
Fig. XII.6. Ferrailage du mur en retour.....	175

Liste des tableaux

Tab. II.1. Tableau de comparaison entre les trois variantes envisagé	11
Tab. III.1. Contrainte limite de traction	19
Tab. IV.1. Tableau résumant les caractéristiques géométriques du voussoir sur pile	24
Tab. IV.2. Tableau résumant les caractéristiques géométriques du voussoir sur culée	25
Tab. IV.3. Tableau récapitulatif pour la travée de rive	30
Tab. IV.4. Tableau pour la travée de rive	30
Tab. IV.5. Voussoir sur pile pleine	31
Tab. V.1. Tableau donnant les valeurs de a_1	36
Tab. V.2. Tableau donnant les valeurs de $A(l)$ pour chaque cas de charge	38
Tab. V.3. Valeurs de bc en fonction de la classe du pont et de nombre de files charg�es	39
Tab. V.4. Valeurs de S et δ pour les différents cas de la surcharge B_c pour une travée	39
Tab. V.5. Valeurs de S et δ pour les différents cas de la surcharge B_c pour deux travées	39
Tab. V.6. Valeurs de S et δ pour les différents cas de la surcharge B_c pour trois travées	40
Tab. V.7. Valeurs de S et δ pour les différents cas de la surcharge B_c pour quatre travées	40
Tab. V.8. Valeurs de S et δ dans le cas ou toutes les travées sont charg�es	40
Tab. V.9. Tableau donnant les valeurs de b_t	40
Tab. V.10. Valeurs de S et δ pour les différents cas de la surcharge B_t pour une seule travée	41
Tab. V.11. Valeurs de S et δ pour les différents cas de la surcharge B_t pour deux travées	41
Tab. V.12. Valeurs de S et δ pour les différents cas de la surcharge B_t pour trois travées	41
Tab. V.13. Valeurs de S et δ pour les différents cas de la surcharge B_t pour quatre travées	41
Tab. V.14. Valeurs de S et δ dans le cas ou toutes les travées sont charg�es	42
Tab. V.15. Valeurs de S et δ pour les différents cas de la surcharge B_r pour une seule travée	42
Tab. V.16. Valeurs de S et δ pour les différents cas de la surcharge B_t pour deux travée	42
Tab. V.17. Valeurs de S et de δ pour les différents cas de la surcharge B_r pour travée	42
Tab. V.18. Valeurs de S et δ pour les différents cas de la surcharge B_r pour quatre travées	43
Tab. V.19. Valeurs de S et δ dans le cas ou toutes les travées sont charg�es	43
Tab. V.20. Valeurs de S et δ pour les différents cas de la surcharge M_{c120} pour une seule travée	44
Tab. V.21. Valeurs de S et δ pour les différents cas de la surcharge M_{c120} pour deux travées	44
Tab. V.22. Valeurs de S et δ pour les différents cas de la surcharge M_{c120} pour trois travées	44
Tab. V.23. Valeurs de S et δ pour les différents cas de la surcharge M_{c120} pour quatre travées	44
Tab. V.24. Valeurs de S et δ dans le cas ou toutes les travées sont charg�es	44

Tab. V.25. Combinaisons des charges	50
Tab.VI.1. Tableau donnant les résultats pour chaque effort	58
Tab.VI.2. Tableau donnant les résultats pour chaque effort	64
Tab.VI.3. Tableau donnant les combinaisons les plus défavorables	70
Tab.VI.4. Tableau donnant les combinaisons les plus défavorables	70
Tab.VII.1. Tableau donnant les paramètres du tracée en élévation des câbles de fléau	88
Tab.VII.2. Tableau donnant le nombre de câble arrêté dans chaque voussoir	89
Tab.VII.3. Tableau donnant les paramètres du tracée en élévation des câbles de fléau	92
Tab.VII.4. Tableau donnant les paramètres du tracé en plan des câbles de fléau.....	94
Tab.VII.5. Tableau donnant les pertes par frottement pour chaque câble	96
Tab.VII.6. tableau donnant les pertes par recul d'ancrage pour chaque câble	97
Tab.VII.6. tableau donnant les pertes par raccourcissement pour chaque câble	98
Tab.VII.8. Tableau résumant les pertes par fluage pour chaque câble	100
Tab.VII.9. Tableau donnant les pertes par relaxation pour chaque câble	101
Tab.VII.10. Tableau donnant la somme de pertes différées	102
Tab.VII.11. Tableau donnant les pertes totales.....	103
Tab.VII.12. Tableau résumant la vérification des contraintes	104
Tab.VII.13. Câbles de continuité	107
Tab.VII.14. Tableau résumant la vérification des contraintes en phase de service	109
Tab. VIII.1. Tableau donnant le coefficient de majoration de chaque système.....	112
Tab. VIII.2. Tableau des différentes combinaisons selon le Fascicule 61	115
Tab VIII.3. Ferrailage du hourdis supérieur	121
Tab. VIII .4. Ferrailage du hourdis inférieur	121
Tab. VIII .5. Ferrailage des consoles	122
Tab. VIII.6. Ferrailage des âmes.....	123
Tab VIII .7. Ferrailage du voussoir sur culée	123
Tab. IX.1. Travée intermédiaire.....	129
Tab. IX.2. Travée de rive	130
Tab. IX.3. Résumé des résultats.....	133
Tab. X.1. Différents modèles des joints Wd	138
Tab .X.2. Caractéristiques physiques des joints Wd.....	138
Tab. XI.1. Tableau des sollicitations maximales sur la pile	148
Tab. XII. 1. Implantation de la culée	157
Tab.XII.2. Tableau résumant les déférentes valeurs de Ka en conditions normales et sismique	159

Tab.XII.3. Poussée des terres et surcharges.....	161
Tab.XII.4. Résultats du calcul de la poussée à vide.....	164
Tab.XII.5. Evaluation des surcharges sur la dalle de transition.....	168
Tab.XII.6. Moments et efforts agissants sur le mur frontal	176
Tab.XII.7. Tableau récapitulatif des efforts	177

Chapitre I. Généralité

I.1. Introduction

Les ouvrages d'art sont des constructions les plus importantes utilisées dans La vie. D'une façon générale, on appelle un pont tout ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation. Selon le cas, on distingue de nombreux types de ponts en fonction de leur utilisation et de leur époque de construction : pont-route, pont-rail, pont-canal.

La conception des ponts existe depuis des siècles mais était sous forme d'idée personnelles et réflexion, leur sécurité dépendait de l'expérience et l'intuition (capacité de comprendre, de deviner) des constructeurs.

Le développement de la construction des ponts à commencé avec l'évolution industriel, lorsque le développement des échanges commerciaux à nécessité la construction d'une grande quantité de réseaux (chemin de fer, routes, ponts) ou parallèlement les connaissances théorique on fait des progrès considérable et leurs formes évolue en fonction des matériaux disponible.

De nos jours, la conception d'un pont résulte le plus souvent d'une démarche itérative dont l'objectif est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage de franchissement projeté, en tenant compte de l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées, avec l'intégration d'un certain nombre d'exigences de qualité architecturale.

L'étude d'un projet de pont est l'apanage d'un ingénieur expérimenté et imaginatif, avec une bonne connaissance des divers types d'ouvrages, de leurs pré- dimensionnements et de leurs sujétions d'exécutions ; l'ingénieur concepteur doit élaborer une solution en assurant parfaitement sont service avec un cout optimale. Pour cela, le concepteur doit faire recours à une conception visant l'optimisation entre plusieurs paramètres déterminants (l'économie, la sécurité des usages, l'esthétique de l'ouvrage et les délais de réalisation) en tenant toujours compte des contraintes naturelles et fonctionnel.

I.2. Elément constitutif d'un pont

Un pont est constitué d'une structure résistante capable de porter la charge permanente et les charges d'exploitation, comme il possède des équipements spécifiques concourant à son bon fonctionnement ; à la sécurité des usagers et à la durabilité de l'ouvrage.

Ces constituent se réduise finalement aux :

I.2.1. Tablier : qui est la partie d'ouvrage qui porte directement la voie et assure la continuité parfaite.

I.2.2. Système porteur : transmet au sol les actions provenant du tablier. Ils sont généralement en béton armé.

a. Les piles

Elles comportent au minimum deux parties :

- La superstructure ou fût, reposant éventuellement sur une nervure.
- La fondation

Elle comporte des éléments verticaux qui peuvent être :

- Des voiles-éléments longs, de section allongée. Ils comportent au moins deux points d'appui pour supporter le tablier.
- Des colonnes (section circulaire) ou des poteaux (section rectangulaire) - éléments courts, de faible section -. Chaque élément comporte un point d'appui ou bien les éléments sont reliés en tête par un chevêtre sur lequel repose les points d'appui du tablier.

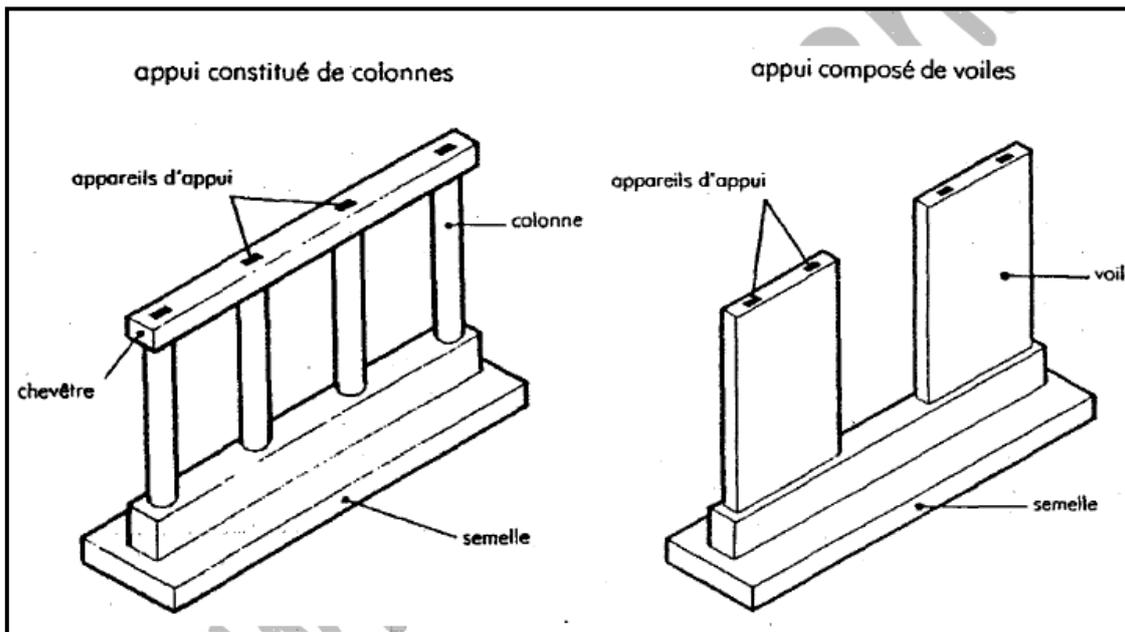


Fig. I.1. Les différents éléments constitutifs des appuis

b. Les culées

Appuis d'extrémité, elles assurent le soutènement du remblai d'accès à l'ouvrage. Les culées comportent 4 parties :

- Une fondation
- Un mur de front, sur lequel s'appuie le tablier et qui assure la stabilité du remblai d'accès.
- Un mur de tête, qui assure le soutènement des remblais latéralement.
- Une partie supérieure (chevêtre) sur laquelle s'appuie le tablier.

c. Les piles-culées

Ce sont des appuis d'extrémité, enterrés dans le remblai d'accès (complètement ou partiellement).

La pile culée n'assure pas la fonction de soutènement du remblai d'accès (sauf en tête de remblai dans certains cas).

Les piles-culées comportent trois parties :

- Une fondation
- Une partie intermédiaire constituée par des éléments verticaux (voiles, poteaux, colonne)
- Une partie supérieure (chevêtre) sur laquelle s'appuie le tablier.

d. Le remblai d'accès

Le maintien du remblai est ici généralement assuré par la technique de la terre armée (procédé Freyssinet), le remblai est bordé par des écailles auxquelles sont fixées des armatures plates crantées en acier galvanisé (ou en fibres polyester-polyéthylène) qui sont disposées dans le remblai fortement compacté. Le système fonctionne grâce aux frottements importants entre les armatures (réparties tout les 75 cm environ) et le remblai pulvérulent mis en œuvre par couche de 40 cm environ d'épaisseur. Les écailles sont imbriquées les une dans les autres par boulons centreurs.

I.2.3. Les organes de sécurité : (garde-corps, glissières et barrières de sécurité).

a. Les garde-corps

Les garde-corps sont retenue pour protégées les piétons ; et aussi on point de vue d'esthétique surtout dans les zones urbaines ; Ils sont classés en trois catégories les suivantes

- Les garde-corps de type **S**
- Les garde-corps de type **I**
- Les garde-corps de type **U**

b. Les glissières de sécurités

Le rôle de ces glissières est de diminué les conséquences des accédants de la route, elles aident les véhicules pour le freinage et elles agissent essentiellement au niveau des roues des véhicules, elles sont relativement esthétiques et résistantes.

Elles sont classées en trois catégories les suivantes :

- Les glissières rigides
- Les glissières souples
- Les glissières élastiques

c. Les barrières des sécurités

Sont considérées comme dispositifs de retenu pour retenir les véhicules d'un poids en ordre de marchent supérieur ou égale à 3,5t.

I.2.4. 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.

I.2.5. Fondation

Lorsque la capacité du sol de surface est trop faible, les tassements prévus sont préjudiciables à la construction, on fait appel à des fondations profondes.

Les fondations, sont celles qui permettent de reporter les charges dues à la construction qu'elles supportent sur des couches situées depuis la surface Jusqu'à une profondeur variant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres .

On distingue :

a. Fondation superficielle

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

b. Fondation profonde

Lorsqu'il n'existe pas dans le sol à faible profondeur une couche de résistance suffisante, dans ce cas il faut ancrer plus profond les fondations afin de pouvoir supporter l'ouvrage.

Il ya deux types de fondation profonde :

- ✓ Fondation par puits (semi profonde)
- ✓ Fondation par pieux (profonde) : il ya des pieux qui travail par frottement, des pieux résiste par pointe, des pieux forés , et des pieux battus.

c. La semelle

La semelle solidarise l'ensemble des pieux en assurant la liaison entre eux, et permet de répartir uniformément les efforts provenant du tablier.

Leur rôle est multiple, à la fois mécanique et fonctionnel.

I.3. But de l'étude

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

I.4. Présentation de projet

L'ouvrage d'art OA.2 qui a fait l'objet de notre étude consiste à concevoir et à calculer un pont du PK10+840 au PK11+420 qui rentre dans le cadre du projet reliant la ville de BOUIRA et la ville de TIZI-OUZOU ; ce dernier est situé près de la localité de **MAAMER** dans la daïra de **DRAA EL MIZANE**.

Au stade de la conception du pont, trois variantes seront proposées et par une analyse multicritère qualitatif, une variante sera retenue pour une étude plus détaillée.

I.4.1. Les caractéristiques de l'ouvrage

- Longueur : 570 m.
- Largeur de tablier : 27.4m.
- La pente : 0,53%.

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

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

a. Données fonctionnelles

Elles constituent l'ensemble des caractéristiques relatives à la voie portée (tracé en plan ; profil en travers ; profil en long) et à l'obstacle franchi (le gabarit et les ouvertures), permettant d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage.

➤ **Tracé en plan**

Le tracé en plan caractérise la projection verticale sur un plan horizontal de la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessiné sur un plan de situation et repéré par les coordonnées de ses points caractéristiques telle que cette axe n'est pas forcément l'axe de symétrie de la structure ou de la chaussée et dans notre cas on a un biais de 100gr qui n'est pas un biais prononcé.

➤ **profil en long**

Le profil en long constitue la coupe effectuée en élévation dans le sens longitudinal au niveau de la ligne située sur l'axe de l'ouvrage, définissant en élévation du tracé en plan, il doit être défini en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle franchi, aux contraintes naturelles et en fonction du type prévisible de l'ouvrage de franchissement ; le tracé de la voie présente une pente de 0.53% ,en partant de niveau 266.14m au 262.09m.

➤ **profil en travers**

Le profil en travers présente l'ensemble des éléments qui définissent les caractéristiques géométriques et les équipements de la voie dans le sens transversal. Il doit être soigneusement étudié car il est très difficile de le modifier.

Le profil en travers de notre chaussée est défini par :

- Largeur utilisée: **13m**
- Largeur roulable : **10m** \implies **pont de première classe**
- Nombre de voies de circulations : **3voies**
- Largeur de trottoir : **1.5 m** (pour le trottoir à droite) et **0.5m** (pour le trottoir à gauche)
- Le divers versant : **2.5 %**

b. Données naturelles

La visite des lieux par l'ingénieur chargé d'un projet est plus qu'une simple formalité : C'est une étape essentielle de ce projet. Les principaux renseignements à recueillir sur place sont rappelés ci-après.

➤ **Données géotechniques**

Les données géotechniques sont fondamentales dans l'étude d'un ouvrage, non seulement elle entraîne les meilleures conditions de stabilité et rigidité et conditionne les types des fondations des appuis mais aussi constitue l'une des conditions de choix de la solution pour le franchissement projeté.

Elles sont obtenues à partir de reconnaissances qui doivent donner les informations les plus complètes possibles sur le terrain naturel aussi il est nécessaire de connaître avec précision la topographie du terrain naturel afin d'implanter correctement l'ouvrage.

La reconnaissance géotechnique doit donner des indications quantitatives sur la nature des terrains rencontrés par le biais des :

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

La zone de notre ouvrage traverse des terrains constitués essentiellement de formations :
MICA SHISTE de teinte grise, ARGILE grise très plastique surmonté de tout VENANT D'OUED et tout recouvert par des REMBLAIS d'après les résultats de sondage carotté.

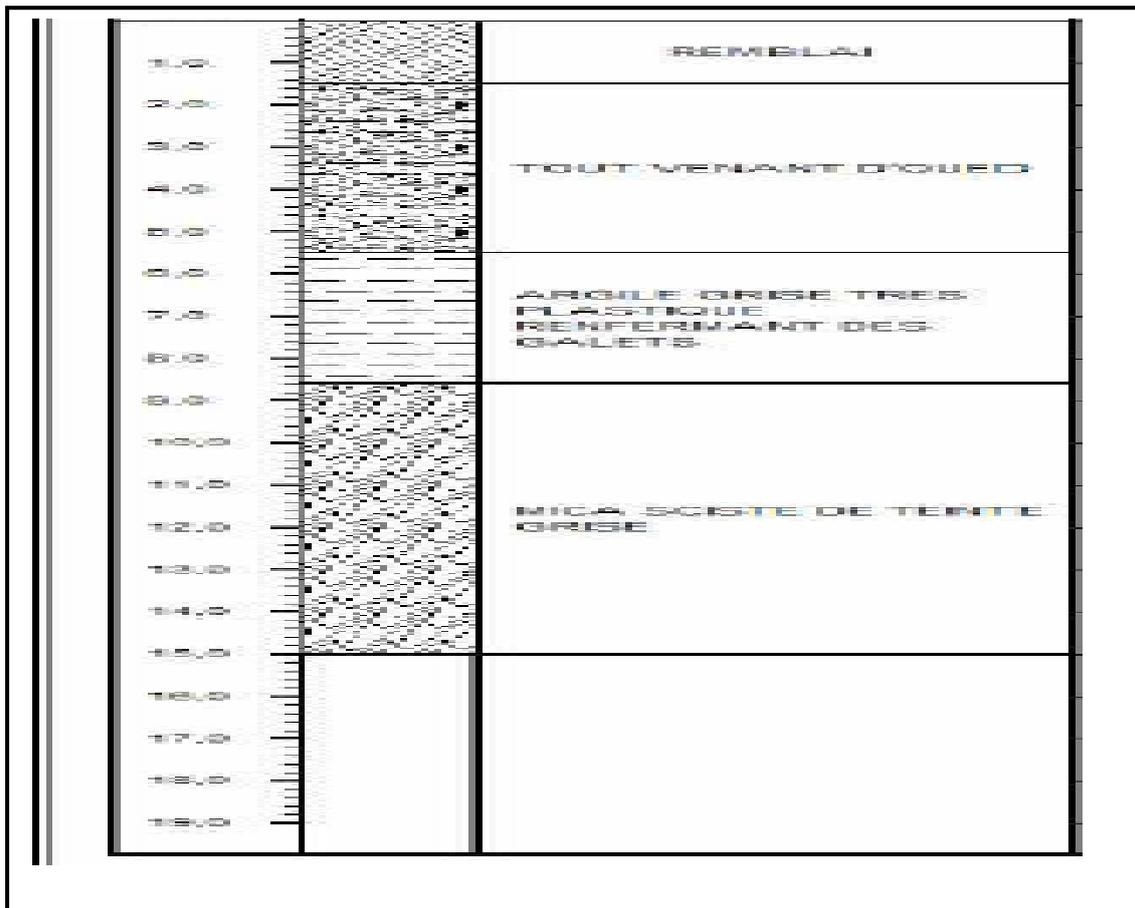


Fig. I.2. Les différents éléments constitutifs de terrain traversé par notre ouvrage

Essai pressiométrique

Le module pressiométrique (E) qui définit le comportement pseudo-élastique du sol : varie de E=59.67bars à 2m jusqu'à 274.82 bars à 14m de profondeur.

La pression limite (P_L) qui définit la résistance du sol à la rupture : varie de 11.90bars à 2m jusqu'à 67.18bars à 14m de profondeur.

➤ Données climatiques

La Température

Les effets de variation de la température sont évidemment pris en compte dans le calcul des structures, ils entrent en action dans le dimensionnement du joint de chaussée et des appareils d'appuis.

La Neige

Les effets de la neige ne sont pas pris en compte dans les calculs des ponts mais ils peuvent intervenir dans quelque cas particulier (ouvrage en phase de Construction)

Le vent

Les efforts engendrés sur les structures par le vent, sont fixés par le règlement de charge (fascicule 61, Titre II).

➤ **Données sismologique**

Un séisme est une succession de déplacements rapides imposés aux fondations d'un ouvrage on l'appelle aussi accélération à la base.

Sur un ouvrage rigide, les efforts sont identiques à ceux d'une accélération uniforme présentant une composante horizontale et une composante verticale.

Notre ouvrage se situe près de MAAMER, elle est classée par le Règlement Parasismique Algérien dans la (**zone III**) donc la vitesse est de 200m/s.

Chapitre II. Conception générale

II.1. Choix et type d'ouvrage

L'objectif est de déterminer le type d'ouvrage le plus économique capable de satisfaire le mieux possible à toutes les conditions imposées.

Il faut pour cela connaître à la fois l'ensemble des contraintes à respecter et l'ensemble des types d'ouvrages qui peuvent être envisagés.

La comparaison de ces deux ensembles (contrainte et type d'ouvrage) permet de retenir la solution, ou les solutions, qui apparaissent à première vue comme les meilleures, et qui feront ensuite l'objet d'études plus approfondies.

C'est une opération de synthèse dans laquelle interviennent de nombreux paramètres et qui fait essentiellement appel au jugement et à l'expérience de l'ingénieur. Pour le choix du type d'ouvrage, on prend en considération les éléments Principaux suivants :

- ❖ Les conditions aux sites.
- ❖ La nature du terrain.
- ❖ Le profil en long.
- ❖ La position possible pour les appuis.
- ❖ Portée de l'ouvrage
- ❖ Délais de réalisation
- ❖ durée de l'utilisation

Pour valider notre choix il est possible de résumer notre étude sur quatre points

- ❖ Economie
- ❖ Entretien.
- ❖ Exécution
- ❖ Esthétique

II.2. Comment procéder aux choix

Il n'existe aucun type de pont qui puisse être construit n'importe où et qui peut être parfait dans sa conception, c'est pour cela qu'ils existent des différents types de pont de par le monde. On choisit le type de pont selon les avantages qu'il présente par rapport à l'endroit où il doit être construit.

Plusieurs facteurs influencent sur le choix de type de pont qui sera construit à un endroit voulu, Notamment la distance sur laquelle doit s'étendre ainsi que celle qu'il doit y avoir en dessous de pont. On doit aussi prendre en compte les matériaux nécessaires et la main d'œuvre disponible. De plus on doit calculer le type de circulation qu'il doit y avoir sur ce pont, le coût relié à sa construction et finalement l'apparence de pont en relation avec son environnement.

II.3. Les trois variantes envisagées

- ✚ Variante N°1 : pont mixte
- ✚ Variante N°2 : pont construit en encorbellement
- ✚ Variante N°3 : pont haubans

II.3.1. Variante N°1: pont mixte

Ce tablier constitué à des poutres métalliques continues en I de longueur total de 570m de six travées non identique, 110m de porté pour les quatre travées intermédiaires et 65m de porté pour les deux travées de rive, supportant une dalle de roulement en béton armé Connecté aux semelles supérieures par des éléments de liaison appelés connecteurs (petits élément métallique soudés sur la semelle supérieure du profilé) dont le rôle est d'éviter tout glissement relatif à la dalle par rapport aux poutres

Les avantages

- Légèreté par rapport aux tabliers des autres types de ponts qui va rendre le transport aisé, on raison du poids peu élevé qui permet de transporter loin en particulier à l'exécution.
- La rapidité d'exécution globale (diminution des coûts).
- Le peu d'échafaudage nécessaire.
- La précision dimensionnelle des structures.
- Des possibilités d'extension et de réparation.

Les inconvénients

- Le problème majeur des ponts mixtes est la maintenance contre la corrosion et le phénomène de fatigue dans les assemblages.
- La résistance et la stabilité de la structure en place doivent être vérifiées à tous les stades importants du montage, ainsi qu'un contrôle strict sur le chantier.
- Demande des mains d'œuvre qualifiées (surtout les soudeurs).
- Le risque de voilement.
- L'exigence de la surveillance avec des visites périodiques.
- Le coût est plus élevé.

II.3.2. Variante N°2 : pont construit en encorbellement (voussoir coulé sur place)

Ce type de pont est utilisé pour les grands portés dont il faut construire le tablier avec des hauteurs variables. Il est constitué par un ou plusieurs caissons qui forment un profil fermé comprenant un hourdis supérieur qui sert de dalle de couverture et des âmes reliées entre elles à leurs parties basse par un hourdis inférieur.

L'hourdis supérieur déborde des âmes de rive par un élément de dalle en encorbellement.

La liaison entre les âmes et les hourdis est renforcée par des goussets.

Dans les ponts à poutres caissons, on supprime généralement les entretoises intermédiaires pour ne conserver que les entretoises sur appuis.

En plus de leur rôle de dalle de couverture, l'hourdis supérieur comme l'hourdis inférieur fonctionnent en tant que membrue comprimées ou tendues suivant le signe du moment sollicitant la section considérée.

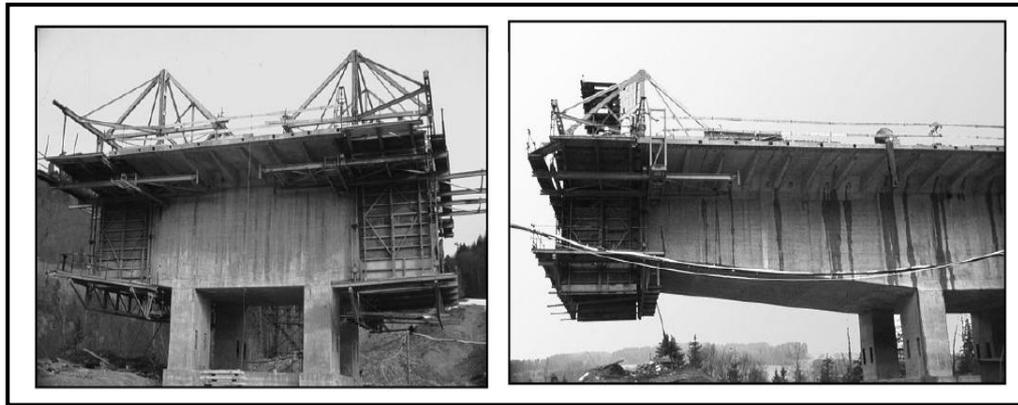


Fig. II.1. Voussoirs coulés sur place

Les avantages

- La durée d'utilisation est plus longue
- Sa structure de pont donne la belle forme esthétique
- La portée de ce pont est plus grande
- Rapidité de construction dans le cas des ouvrages à voussoirs préfabriqués dont la vitesse d'avancement
- La torsion est nettement plus faible que celle d'un caisson.

Les inconvénients

- d'étude laborieuse (demande de temps)
- Les ponts construits par encorbellements successifs présentent des difficultés de calcul inhabituel.
- Le volume des calculs nécessaires est bien plus considérable que celui des autres types d'ouvrages.
- Les effets de fluage du béton et de la relaxation des aciers

II.3.3. Variante N°3 : pont à haubans

Dans la portage par haubannage, l'étude du franchissement et la conception des ponts changent de registre .le pont haubanais c'est un pont très esthétique et qui franchir des grands portées , a notre conception on a un tablier métallique continué a trois travées identique de **190m** de portée ,qui assure leur équilibre par deux culées d'extrémités et une pylône unique centrale qui supporte toutes les charges affectant le tablier (poids propre, surcharge de chaussée et climatique) par les câbles qui sont fixé a la tête de pylône et les bords de tablier par convergence .

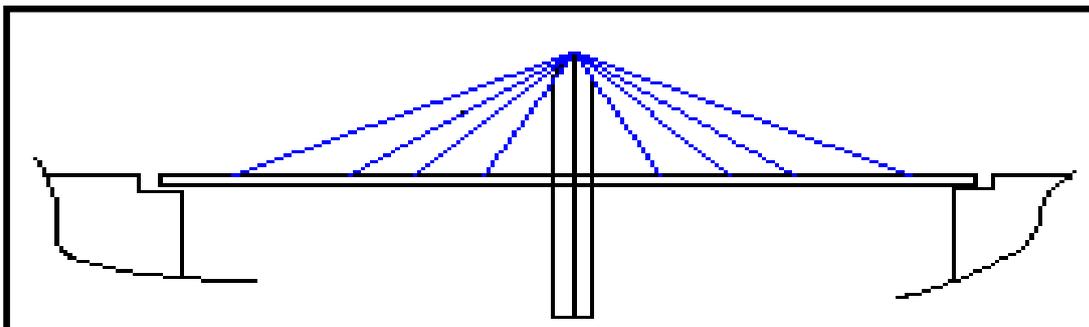


Fig. II.2. Pont à haubans

Avantage

- Le franchissement de très grandes portées (généralement supérieur à 200m).
- Ils représentent une grande importance esthétique
- La libération totale de l'espace intérieur.
- L'élancement exceptionnel des tabliers. cette qualité n'a d'intérêt bien sur que si la souplesse et la déformabilité du tablier satisfont les critères d'exploitation de l'ouvrage

Inconvénients

- En grande portée, les problèmes changent non seulement d'échelle mais aussi de nature.
- Le montage est la première difficulté à résoudre.
- Les grandes déformations induisent un comportement non linéaire de la structure
- L'état des forces extérieures est complexe: aux surcharges d'exploitation s'ajoutent les effets du vent sur la structure qui augmentent avec la portée.
- Les forces dynamiques prennent le dessus sur les charges statique.

II.4. Analyse multicritères

	Pont en encorbellement	Pont mixte	Pont haubans
Economie	+	-	-
Entretien	+	-	-
Esthétique	+	+	+
Exécution	+	-	-

Tab. II.1. Tableau de comparaison entre les trois variantes envisagé

+ Favorable , - peu favorable

II.5. Conclusion

Le type de pont retenu est le pont construit par encorbellement (voussoir coulé sur place)

II.6. Technique et mode de construction pour La variante retenue**II.6.1. Historique**

L'idée de la construction par encorbellement est très ancienne, on construisait des ponts en encorbellement en bois en avançant des troncs d'arbre à partir des deux rives de la brèche à franchir. Plusieurs ouvrages de ce type ont été retrouvés dans plusieurs régions (Himalaya, Caucase, chine...), le même principe à été exploité pour la construction des fausses voûtes en pierre.

Mais ce n'est qu'en 1950, en Allemagne avec le développement de la technique du béton précontraint, que la construction par encorbellement successif a pris naissance dans sa forme moderne.

II.6.2. Description de la méthode

La technique de construction par encorbellement successifs consiste à exécuter l'essentiel du tablier d'un pont sans cintre ni échafaudages au sol, ce qui permet d'éviter l'étaieement et le coffrage de tablier, en réalisant par tronçons successif qu'on appelle voussoirs, dont chacun est construit en encorbellement par rapport à celui qui le précède.

Après exécution d'un voussoir, les câbles de précontrainte qui aboutissent à ses extrémités sont mis en tension, ce qui permet de les plaquer (fixer) contre les voussoirs précédents et de constituer ainsi une console autoporteuse pouvant servir d'appui pour la suite des opérations.

II.6.3. Techniques de la construction

La construction par encorbellement consiste à réaliser le tablier en console au dessus du vide, sans l'aide d'échafaudage, en opérant par tronçon successif dit voussoir, et en faisant supporter à la partie déjà réalisée le poids des tronçons suivants.

La construction des consoles peut être effectuée à partir des piles ou à partir des culées.

A partir des piles, on peut procéder symétriquement (c'est le cas le plus fréquent) afin de ne pas soumettre ces dernières à des moments renversant. On construit d'abord le voussoir sur pile, puis de part et d'autre, on réalise les autres voussoirs successivement, avec mise en tension des câbles de précontraintes qu'on appelle câbles de fléau, la double console ainsi obtenue et appelée fléau.

Une fois la construction des fléaux terminée, on les solidarise par clavage, et on obtient ainsi la construction complète. Dans certains cas, il peut être intéressant d'effectuer la construction dissymétrique par rapport aux piles. Plusieurs solutions se présentent pour stabiliser les fléaux:

- Réalisation d'appuis provisoires.
- Lestage en béton léger.
- Réalisation d'ancrage par tirants précontraints.

La construction à partir des culées peut être faite soit par utilisation d'appuis provisoires, soit par solidarisation du tablier par ancrage au niveau des culées, ou en équilibrant la structure par une culée contre poids.

En fin, la construction par encorbellement peut s'effectuer exceptionnellement à partir d'échafaudages provisoires.

II.6.4. Avantages du procédé

Le principal avantage de la construction par encorbellement est la suppression des cintres et échafaudages, libérant ainsi l'espace situé au-dessous de l'ouvrage, ce procédé est donc particulièrement adapté aux conditions locales suivantes :

- L'ouvrage comporte des piles très hautes et franchissant des vallées larges et profondes (cintres onéreux).
- Rivières à crues violentes et soudaines (cintres dangereux).

Nécessité de dégager sur la vois franchie un gabarit de circulation ou de navigation pendant la construction (cintres gênants).

II.6.5. Domaines d'applications

Le domaine d'application de l'encorbellement couvre couramment les portées de 60 à 150m.

II.6.6. Mode de construction

a. Voussoirs préfabriqués

Ce mode de construction est intéressant dans le cas où l'ouvrage est important, pour un délai d'exécution minimum. Il présente les avantages suivants:

- La vitesse de réalisation.
- La facilité du contrôle de la qualité du béton et sa mise en œuvre (possibilité de vibration), ce qui donne des éléments résistants et plus légers et laisse au béton le temps de durcir et d'effectuer son retrait avant la mise en tension.

En revanche, la préfabrication pose des problèmes pendant l'assemblage, ainsi que des problèmes d'étanchéité et de résistance vis-à-vis de l'effort tranchant au niveau des joints.

Afin d'assurer un bon assemblage, on colle les deux voussoirs par de la résine époxyde, et on ménage au niveau des âmes des clés de cisaillement qui empêchent le glissement relatif entre voussoirs.

b. Voussoirs coulés sur place

C'est la technique la plus ancienne. Plusieurs procédés peuvent être utilisés selon le mode de support du coffrage du voussoir à bétonner :

- ◆ Un échafaudage se déplaçant sur le sol ou sur une estacade en rivière fondée sur pieux. Ce mode de construction n'est retenu que dans le cas d'un tablier situé à faible hauteur au-dessus d'un terrain accessible et horizontal.
- ◆ Une poutre métallique provisoire reposant sur les appuis du pont en cour de construction sur laquelle sont suspendue les coffrages qui peuvent se déplacer après exécution de chaque voussoir. Cette solution est intéressante pour les ouvrages à grand nombre de travées.
- ◆ L'équipage mobile est constitué de coffrages suspendus à une charpente métallique portée par la partie du tablier déjà construite. De façon conventionnelle, on désigne habituellement par équipage mobile : l'ensemble des deux coffrages nécessaires à l'exécution d'une paire de voussoir.

Un équipage mobile de bétonnage doit jouer deux rôles :

- ◆ Assurer le positionnement géométrique du voussoir dans l'espace.
- ◆ Supporter le poids du voussoir avant durcissement du béton et solidarisation par précontrainte à l'élément précédent.

Chaque voussoir, une fois durcit, est mis en tension, et l'équipage mobile se déplace pour permettre la construction du voussoir suivant.

C'est la technique retenue pour les hauteurs de brèche importantes.

Enfin, la construction par voussoirs coulés sur place implique une limitation de la vitesse d'avancement (nécessité d'avoir un béton suffisamment résistant pour la mise en tension des câbles généralement après le septième jour).

Le cycle complet d'exécution d'un voussoir est d'une semaine (un à chaque extrémité du fléau).

D'où l'idée d'accélérer l'avancement par le recours à la préfabrication des voussoirs mais malheureusement, vu à la non disponibilité actuelle des moules assez grand comme celui de notre ouvrage, et aussi la préfabrication pose des problèmes d'étanchéité et de résistance vis L'effort tranchant au niveau des joints ainsi que des problèmes durant l'assemblage donc on à choisit de couler les voussoirs sur place.

Chapitre III. Matériaux utilisés

III.1. Introduction

Le choix des matériaux de construction conditionne en grande partie la conception et le calcul du pont, On donne ici les caractéristiques du béton, des aciers actifs et passifs de construction en relation directe avec le calcul.

III.2. Béton

Le béton est un matériau constitué à partir d'un mélange de proportions bien déterminées de ciment, de sable, de granulats et d'eau, conformément aux prescriptions du BAEL ou du BPEL. Elle est caractérisé par :

III.2.1. Résistance a la compression

La résistance du béton à la compression simple est mesurée par des éprouvettes cylindriques âgées de 28 jours, après la conservation dans les conditions idéales.

La résistance caractéristique du béton se déduit des valeurs mesurées et de leur dispersion, suivant une loi statique variables suivant les pays.

Les règles BAEL et BPEL donnent pour f_{cj}

$$f_{cj} = \begin{cases} \left. \begin{array}{l} 35\text{MPa} \\ 27\text{MPa} \end{array} \right\} & \text{si } j \geq 28 \text{ j.} \\ f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{Si } j < 28 \text{ j.} \end{cases}$$

A l'âge de 28 jours

$$f_{c28} = \begin{cases} 35\text{MPa.} & \text{Pour le béton de la superstructure.} \\ 27\text{MPa.} & \text{Pour le béton d'appuis et la fondation.} \end{cases}$$

III.2.2. La résistance caractéristique à la traction

Les bétons en générale caractérisé par leur résistance à la compression mais leur résistance à la traction f_{tj} joue aussi un rôle très important dans leur comportement mécanique : c'est le cas en particulier pour tout ce qui concerne l'adhérence.

Les règles BAEL et BPEL donnent les relations suivantes.

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

La résistance à la traction à 28jours est :

$$f_{t28} = \begin{cases} 0,6+0,06f_{cj} = 0,6+ 0,06(35) = 2,7\text{MPa. (Pour } f_{c28} = 35\text{MPa)} \\ 0,6+0,06f_{cj} = 0,6+0,06 (27) = 2.22\text{MPa. (Pour } f_{c28} = 27\text{MPa)} \end{cases}$$

III.2.3. Contraintes admissibles

On se fixe à la valeur de contrainte qui ne peut être dépassée en aucun point de l’ouvrage, cette Contrainte est appelée contrainte admissible.

a. Contrainte admissibles à la compression (E.L.U)

Les règles B.A.E.L donnent la valeur de la contrainte admissible à la compression à "ELU" est égale :

$$F_{bu} = 0,85 f_{cj} / \theta. \gamma_b$$

Le coefficient θ est fixé à :

- 1 lorsque la durée probable d’application de la combinaison d’action considérée est supérieure à 24h.
- 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h, et à 0.85 lorsqu’elle est inférieure à 1h.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 \text{ en situations durables ou transitoires} \\ 1,15 \text{ en situations accidentelles.} \end{cases}$$

D’où :

$$f_{bu} = \begin{cases} 19,83\text{Mpa. En situations durables ou transitoires pour } f_{c28} = 35\text{MPa.} \\ 25,86\text{Mpa. En situations accidentelles pour } f_{c28}=35\text{MPa} \\ 15.3\text{Mpa. En situations durables ou transitoires pour } f_{c28} = 27\text{MPa.} \\ 19.95\text{Mpa. En situations accidentelles pour } f_{c28} = 27\text{MPa} \end{cases}$$

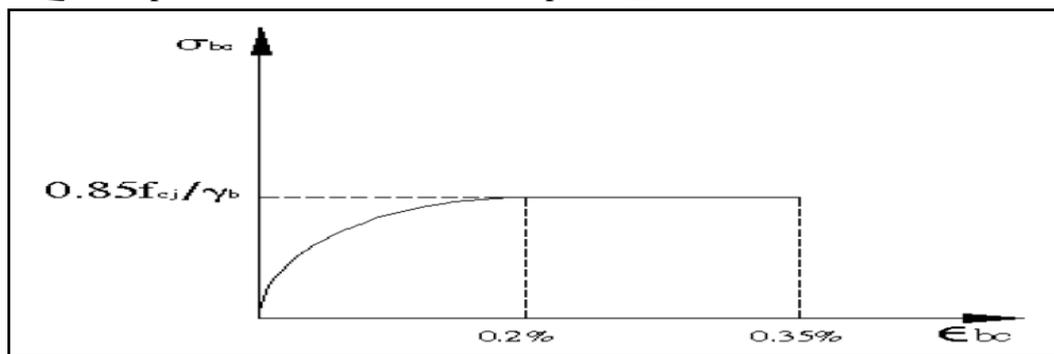


Fig. III.1. Diagramme contrainte-déformation

b. Contrainte admissibles à la compression (E.L.S):

$$\bar{\sigma}_b = \begin{cases} 0,5 f_{c28} & \text{En service.} \\ 0,6 f_{c28} & \text{En construction.} \end{cases}$$

III.2.4. Module de déformation longitudinale du béton E

A l'inverse de celle de l'acier, la courbe contrainte déformation du béton ne présente pas de partie rectiligne, si bien que le module d'élasticité longitudinale n'a pas une valeur constante, ce qui amené à distinguer le module tangent du module sécant .cependant, pour les valeurs usuelles des contraintes, c'est-à-dire jusqu'à 40 à50 % de la contrainte ultime, on prend généralement en compte une seule valeur E_{ij} du module instantané.

Le module E_{ij} est une fonction croissante de la résistance à la compression ; les règles **BPEL** donnent les relations suivantes.

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

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

- Module de déformation **différée** (longue durée) :

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

III.2.5. Déformation transversale du béton

Elle est donnée par la formule suivante : $G = E / 2(1+\nu)$

ν : Coefficient de poisson

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

$\nu = 0,2$ pour un béton non fissuré (ELS)

$\nu = 0$ pour un béton fissuré (ELU)

III.2.6. Qualités attendues d'un béton pour ouvrages

Ses qualités sont :

- Une très bonne résistance à la compression à court terme (quelques jours) et à long terme (28 jours et plus).
- Une très bonne résistance aux agents agressifs, aux intempéries à l'eau de mer, éventuellement aux eaux séléniteuse.
- Une maniabilité pour mise en œuvre aussi bonne que possible

III.3. Aciers

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

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

III.3.1. Acier actifs

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

- Les armateurs actifs de précontrainte sont sous tension même sans aucune sollicitation extérieure.

- Les aciers de précontraints ont été classés par catégories : fils, barres, Torons.

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

$$\sigma_{P0} = \min (0,8 f_{prg}, 0,9 f_{peg}).$$

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

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

L'évolution des contraintes en fonction des déformations est définie dans le diagramme suivant conformément aux règles du BPEL :

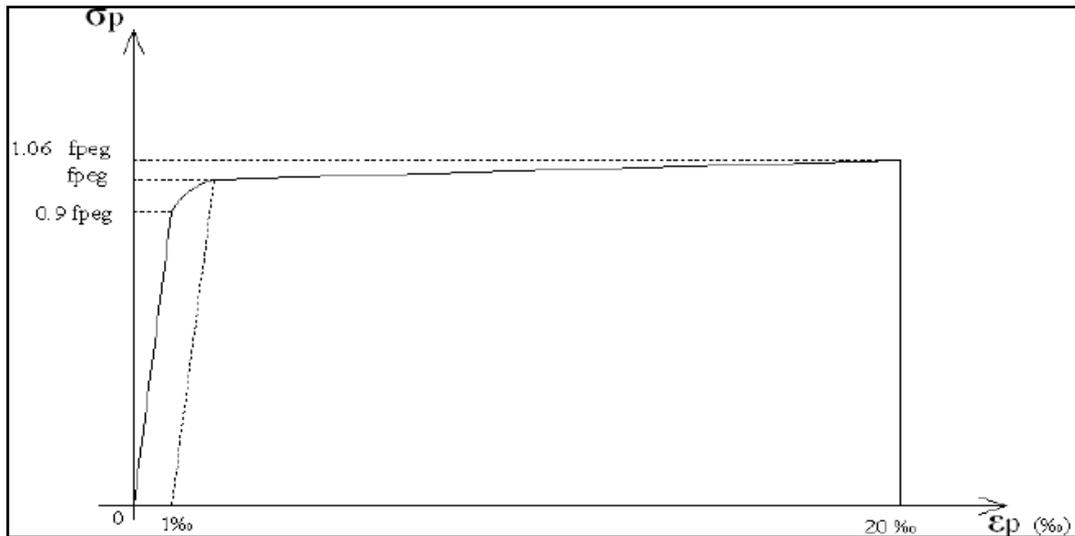


Fig. III.2. Diagramme contraintes- déformations des aciers de précontrainte

a) Caractéristiques géométriques

- ✓ Nombre de torons par câble : 19T15
- ✓ Section nominale de l'acier : $A_p = 2850 \text{ mm}^2$
- ✓ diamètre extérieur de la gaine: $\varnothing_{ext} = 107 \text{ mm}$
- ✓ diamètre intérieur de la gaine $\varnothing_{int} = 100 \text{ mm}$

b) Caractéristiques mécaniques

- ✓ Contrainte de rupture garantie : $f_{prg} = 1860 \text{ MPa}$
- ✓ Contrainte limite élastique garantie : $f_{peg} = 1660 \text{ MPa}$
- ✓ Coefficient de frottement angulaire : $f = 0.18 \text{ rd}^{-1}$.
- ✓ coefficient de frottement linéaire : $\phi = 0.002 \text{ m}^{-1}$
- ✓ Le module de d'élasticité longitudinal (E_p) pour les torons : $E_p = 1.9 \cdot 10^5 \text{ MPa}$.

c) Module de Yong

Le module d'élasticité longitudinal "EP" des aciers de précontrainte est Pris égal à :

- 200 000 MPa pour les barres.
- 190 000 MPa pour les torons.

III.3.2. Aciers passifs

Les armatures passives sont celles utilisées dans le béton armé (Elles sont tendues sous l'effet des sollicitations extérieures).

a) La limite élastique

Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence pour les classes

FeE 40 et FeE 50, la limite élastique est respectivement 400 MPa et 500 MPa Dans les calculs relatifs à l'E.L.U on introduit un coefficient γ_s tel que :

$\gamma_s = 1$ situation accidentelle.

$\gamma_s = 1,15$ situation durable ou transitoire.

Dans notre cas on a des aciers Fe E40 d'où la limite élastique est de 400MPa

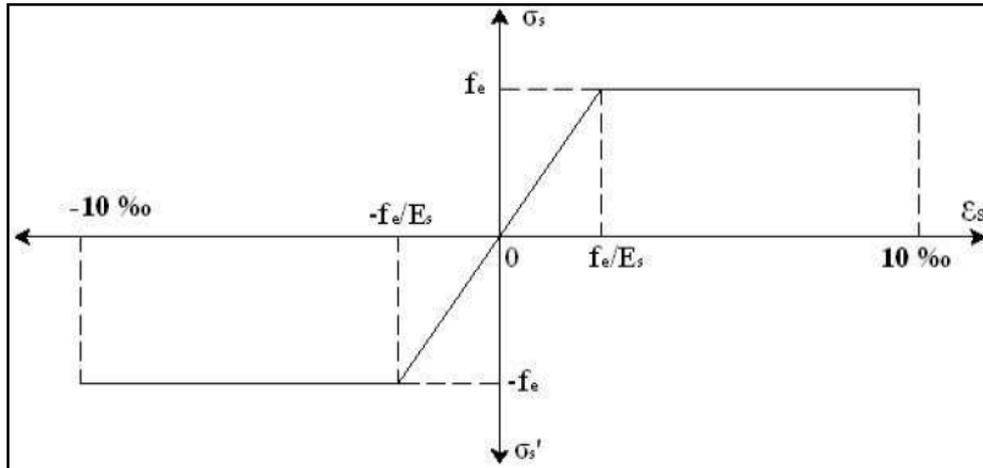


Fig. III.3. Diagramme contrainte-déformation de calcul de l'acier à l'ELU.

b) Contrainte limite de traction

Etat considéré	ELS
Fissuration peu nuisible	Pas de limitation
Fissuration préjudiciable	$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ty}} \right]$ où $\eta = 1$ pour RL et $\eta = 1.6$ pour HA
Fissuration très préjudiciable	$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left[\frac{f_e}{2} ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{ty}} \right]$

Tab. III.1. Contrainte limite de traction

- En fissuration peu nuisible :

$$\bar{\sigma}_{st} \leq f_e / \gamma_s \text{ rien à vérifier.}$$

- En fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e, 110 (nftj)^{1/2})$$

- En fissuration très préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (1/2 f_e, 90 (nftj)^{1/2})$$

Avec :

n = 1 treillis soudés et ronds lisses.

n = 1,6 aciers à haute adhérence.

$$\bar{\sigma}_{st} = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPa}$$

c) Module d'élasticité longitudinale de l'acier

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$$

Chapitre IV. Pré-dimensionnement

IV.1. Conception et pré-dimensionnement

Dans les ouvrages de portée supérieure à 60m, 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. Les sections en travée sont par conséquent beaucoup moins sollicitées que les sections sur appui, ce qui conduit logiquement au choix d'un tablier de hauteur variable, décroissante de piles vers la clé.

IV.2. Pré-dimensionnement de la structure longitudinale(élancement usuels)

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, les efforts décroissent de l'encastrement (sur appuis) jusqu'à l'extrémité libre, ce qui conduit au choix d'un tablier de hauteur variable qui offre un certain nombre d'avantage, dont le plus important est celui de l'économie des matériaux.

- L : la portée déterminante =150 m
- H_p : la hauteur du tablier sur pile
- H_c : la hauteur de tablier à la clé de la portée déterminante.

IV.2.1. Hauteur sur pile

La hauteur sur pile H_p est due à l'effort tranchant qui est max au niveau de la pile, on générale égale :

$$H_p = \frac{l}{14+l/45} = 8.65 \text{ m}$$

Avec :

- $L/16 \leq H_p \leq L/18$
- $8.33\text{m} \leq H_p \leq 9.375\text{m}$

Dans notre projet on va prendre $H_p = 9\text{m}$

IV.2.2. Hauteur à la clé

La hauteur à la clé H_c est généralement égale :

$$H_c = \frac{l}{19+\frac{l}{7}} = 3.71\text{m}$$

Dans notre projet on va prendre $H_c = 3.75\text{m}$

IV.3. Pré-dimensionnement de la structure transversale (Dégrossissage de la section droite)

IV.3.1. Epaisseur des âmes

L'épaisseur des âmes doit être déterminée:

- Pour reprendre dans des conditions acceptables les efforts tranchants et les moments de torsion.
- Pour permettre un bétonnage aisé.

- Pour vérifier les conditions au cisaillement.
- Pour permettre la mise en œuvre des organes d'ancrage de la précontrainte.

Le choix d'épaisseur des âmes dépend de celui du principe de câblage.

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.

Dans notre cas, on utilise des câbles 19T15, donc on prendra une épaisseur minimale de 59cm.

On peut ajouter que la résistance à l'effort tranchant impose une épaisseur utile d'âme :

$$e_a = 0.26 + \frac{L}{500} = 0.26 + \frac{150}{500} ; \text{ Avec } L \text{ portée principale (en m).}$$

Ce qui donne : $e_a = 0.56 \text{ m} = 56 \text{ cm}$

Dans notre projet on fixe : $e_a = 60 \text{ cm}$

IV.3.2. Hourdis supérieur

L'épaisseur du hourdis supérieur est déterminée par sa résistance à la flexion transversale sous l'effet des charges roulantes.

Son épaisseur en extrémité e' dépend du dispositif de retenue choisi, on prend :

- $e' = 25 \text{ cm}$
- $e_s = 0.10 + l/25 = 22.9 \text{ cm}$

Avec :

l : la portée de l'ouvrage

$e_s = 25\text{cm}$ (25cm minimum en cas d'encrage d'une barrière de type BN4)

Dans notre projet on fixe $e_s = 25 \text{ cm}$

IV.3.3. Hourdis inférieur

Elles sont fixées suivant plusieurs paramètres :

1. Intensité des efforts de compression en phase de construction et en service.
2. Logement des câbles de continuité.
3. Poussée au vide due à ces câbles.
4. Encrage de ces câbles et diffusion des efforts de précontrainte correspondants.
5. Facilite le bétonnage.

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

➤ À la clé

L'épaisseur inférieure à la clé est généralement supérieure ou égale à la plus restrictive des valeurs suivantes :

- 18cm
- $3\Phi = 3 * 107 = 321\text{mm} = 32.1\text{cm}$
- $\frac{e_a}{3} = \frac{60}{3} = 20\text{cm}$

Avec :

Φ : le diamètre des conduits de la précontrainte s'ils sont logés partiellement ou totalement, dans le hourdis inférieur

e_a : épaisseur des âmes

Dans notre projet on fixe e_i (clé) = 25cm

➤ **Sur pile**

L'épaisseur inférieure sur pile est généralement égale à :

- $e_i(\text{pile}) = 2 \text{ à } 2.5 e_i(\text{clé})$ pour le tablier de hauteur variable
- $e_i(\text{pile}) = 2.5 \text{ à } 3 e_i(\text{clé})$ pour le tablier de hauteur constante

Pour notre tablier de hauteur variable : $e_i(\text{pile}) = 50 \text{ à } 62.5 \text{ cm}$

Remarque

C'est la limitation de la compression en fibre inférieure en service qui détermine l'épaisseur de l'hourdis inférieur sur pile e_p , cette valeur qui dépend beaucoup de la portée et de la longueur des hourdis varie de 35 à 80 cm ; il est conseillé d'adopter une marge de sécurité sur la contrainte limite afin de diminuer les redistributions par fluage c'est pour ça dans notre projet on va prendre : $e_p = 90 \text{ cm}$

IV.3.4. Les goussets

Les goussets facilitent la mise en place du béton, et permettent de loger les câbles du fléau ainsi que les ancrages éventuels des câbles de continuité relevés en travée.

➤ **Gousset supérieur**

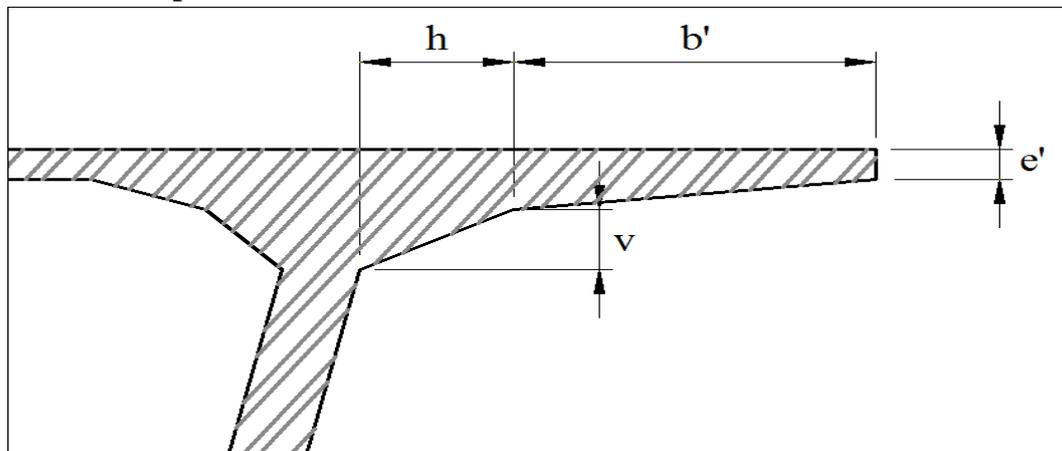


Fig. IV.1. Gousset supérieur

-L'épaisseur e' est comprise entre 20 et 25 cm. On prend : $e' = 25 \text{ cm}$

-La valeur de (e'') est comprise entre $b'/5$ et $b'/7$

Avec $b' = 1,60\text{m}$ on aura : $23 \leq e'' \leq 32\text{cm}$ On choisit : $e'' = 30\text{cm}$

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

$\text{tg } 30.14^\circ = v/h$, $h = 77.5\text{cm}$, $v = 45\text{cm}$

➤ **Gousset inférieure**

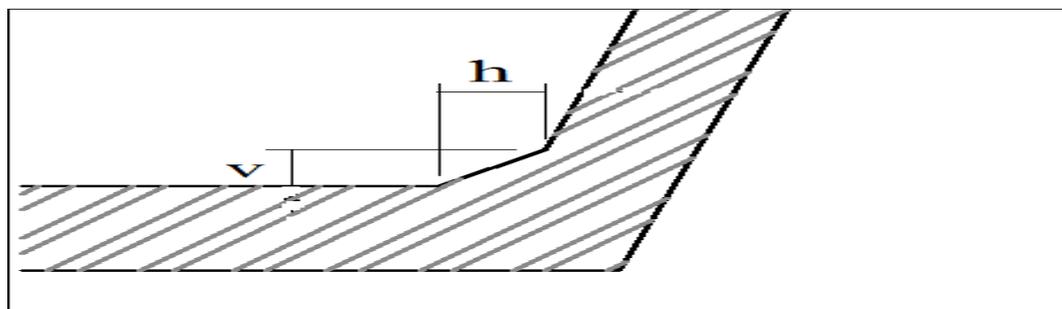


Fig. IV.2. Gousset inférieure

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

	b(m)	h(m)	S (m ²)	Y _G (m)	SY _G (m ³)	d(m)	d ² (m ²)	S d ² (m ⁴)	I _G (m ⁴)	I _G /X' (m ⁴)
	6,5	0,25	1,625	8,875	14,4219	3,785	14,32623	23,280124	0,00846354	23,2885873
	2,03	0,25	0,2538	8,667	2,19968	3,577	12,79493	3,2473532	0,00088108	3,24823431
	1	0,25	0,25	8,625	2,15625	3,535	12,49623	3,1240575	0,00130208	3,12535958
	1	0,5	0,25	8,334	2,0835	3,244	10,52354	2,630885	0,00347222	2,63435722
	0,6	0,75	0,45	8,375	3,76875	3,285	10,79123	4,8560535	0,02109375	4,87714725
	0,5	0,2	0,1	8,65	0,865	3,56	12,6736	1,26736	0,00033333	1,26769333
	0,5	0,2	0,05	8,684	0,4342	3,594	12,91684	0,645842	0,00011111	0,64595311
	0,5	0,5	0,125	8,384	1,048	3,294	10,85044	1,356305	0,00520833	1,36151333
	0,6	0,11	0,033	7,926	0,26156	2,836	8,042896	0,2654156	2,21E-05	2,65E-01
	0,01	0,05	0,00025	8,016	0,002	2,926	8,561476	0,0021404	3,47E-08	2,14E-03
	0,6	6,86	4,116	4,68	19,2629	0,41	0,1681	0,6918996	5,38048093	6,07238053
	0,35	0,35	0,0613	1,017	0,06234	4,073	16,58933	5,8062655	0,00041684	5,80668234
	0,59	0,11	0,03245	1,176	0,03816	3,914	15,3194	0,4971145	6,54E-05	4,97E-01
	0,38	0,24	0,0912	1,02	0,09302	4,07	16,5649	1,5107189	0,00043776	1,51115664
	0,21	1,14	0,119	0,76	0,09044	4,33	18,7489	2,2311191	0,00864234	2,23976144
	2	0,9	1,8	0,45	0,81	4,64	21,5296	38,75328	0,1215	38,87478
Σ	/	/	9,357	/	47,5977	/	/	90,165934	/	95,7
2*Σ	/	/	18,714	/	95,188	/	/	180,33187	/	191,4

Tab .IV.1. Tableau résumant les caractéristiques géométriques du voussoir sur pile

Avec :

Y_G : L'ordonnée du centre de gravité (CDG) :

$$Y_G = \frac{\sum Y_G S_i}{S_i} = \frac{95,188}{18,704} = 5,09 \text{ m}$$

S : aire de la section :

$$S=18,714\text{m}^2$$

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

$$V = H - Y_G = 9 - 5,09 = 3,91\text{m}$$

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

$$V' = Y_G = 5,09 \text{ m}$$

I_{GX} : Moment d'inertie total du voussoir par rapport à l'axe X :

$$I_{GX} = \sum (I_{GX} + S_i \cdot D_i^2) = 191,4\text{m}^4$$

ρ : Rendement mécanique de la section :

$$\rho = \frac{I_{GX}}{S \cdot V \cdot V'} = \frac{191,4}{372,36} = 0,514$$

C : L'ordonnée (par rapport à G) du point le plus haut de noyau central :

$$C = \rho \cdot V = 0,514 \cdot 3,91 = 2,01$$

C' : L'ordonnée (par rapport à G) du point le plus bas de noyau central :

$$C' = \rho \cdot V' = 0,514 \cdot 5,09 = 2,62$$

I_{GX} : Moment d'inertie total du voussoir par rapport à l'axe X.

$$I_{GX} = \sum (I_{GX} + S_i \cdot D_i^2) = 19.3469 \text{ m}^4$$

ρ : Rendement mécanique de la section :

$$\rho = \frac{I_{GX}}{S \cdot V \cdot V} = \frac{19.3469}{10.826 \cdot 1.31 \cdot 2.44} = 0.559$$

C : L'ordonnée (par rapport à G) du point le plus haut de noyau central

$$C = \rho \cdot V = 0.559 \cdot 2.44 = 1.3639 \text{ m}$$

C' : L'ordonnée (par rapport à G) du point le plus bas de noyau central

$$C' = \rho \cdot V' = 0.559 \cdot 1.31 = 0.7324 \text{ m}$$

IV.4.3. Découpage en voussoirs

➤ Voussoirs sur pile

Pour les ouvrages coulés en place, le voussoir sur pile (VSP) mesure en général au moins 8m, de façon à pouvoir supporter les deux équipages mobiles en position d'exécuter la première paire de voussoirs.

➤ Voussoirs courants

La longueur des voussoirs courants est constante et varie de 2,50 à 4 m, voire 5 m, suivant les ouvrages.

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.

➤ Voussoirs de clavage

La longueur des voussoirs de clavage varie considérablement selon la technique utilisée. Pour les ouvrages coulés en place, la longueur des voussoirs de clavage est légèrement inférieure à celle des voussoirs courants car l'un des équipages mobiles est généralement utilisé pour leur exécution. Leur longueur minimale est ainsi d'environ deux mètres.

Dans notre cas on à :

- Voussoir sur pile : **5 voussoirs de 11.5m**
- Voussoirs courant : **102 voussoirs de 4 m et 24 voussoirs de 3 m**
- Voussoir de clavage : **4 voussoirs de 2.5 m et deux voussoirs de 2.25 m**

IV.5. Lois de variation des différents paramètres géométrique

IV.5.1. Variation de la hauteur

✓ Travée intermédiaire symétrique

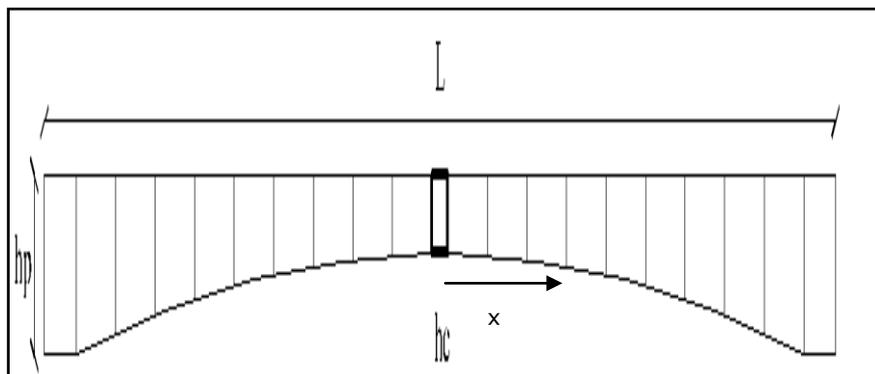


Fig. VI.5. Travée intermédiaire

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

$$x = 0$$

$$h(x) = hc$$

$$c = hc$$

$$x = L$$

$$h(L) = hp,$$

$$aL^2 + bL + hc = hp$$

$$x = -L$$

$$h(-L) = hp$$

$$aL^2 - bL + hc = hp$$

Ce qui donne :

$$a = \frac{hp - hc}{l^2}, b = 0$$

$$h(x) = hc + \frac{hp - hc}{l^2} x^2$$

Avec :

hc : hauteur de la poutre à la clé

hp : hauteur de la poutre sur pile

- **La travée intermédiaire de 150m**

Puisque elle est symétrique donc on va seulement calculer la variation de la hauteur seulement pour la demi-travée.

$$150/2 = 75\text{m}$$

1 voussoir de clavage de 2.5m (1.25m dans chaque demi-travée)

$$L = 75 - 1.25 - 5.75 = 68\text{m}$$

$$68/4 = 17 \implies 17 \text{ voussoirs courant de } 4\text{m}$$

On à :

$$hc = 3.75\text{m}$$

$$hp = 9\text{m}$$

$$h(x) = hc \quad \text{pour} \quad -1.25 \leq x \leq 0$$

$$h(x) = hc + \frac{hp - hc}{l^2} x^2 \quad \text{pour} \quad 0 \leq x \leq l$$

$$\text{D'où : } h(x) = 3.75 + 5.25 * \left(\frac{x}{l}\right)^2$$

- **La travée intermédiaire de 100m**

25m de hauteur constante

75m de hauteur variable

Un voussoir de clavage de 2.5m (1.25m dans les 25m et 1.25 dans les 75m)

$$L = 75 - 5.75 - 1.25 = 68\text{m}$$

$$68/4 = 17 \implies 17 \text{ voussoirs courant de } 4\text{m}$$

$$L = 25 - 5.75 - 1.25 = 18\text{m}$$

$$18/3 = 6 \implies 6 \text{ voussoirs courant de } 3\text{m}$$

On à :

$$hc = 3.75\text{m} \quad ; \quad hp = 9\text{m}$$

$$h(x) = hc \quad \text{Pour} \quad -1.25 \leq x \leq 0$$

$$h(x) = 3.75 + 5.25 * \left(\frac{x}{l}\right)^2 \quad \text{Pour} \quad 0 \leq x \leq l$$

✓ Travée de rive

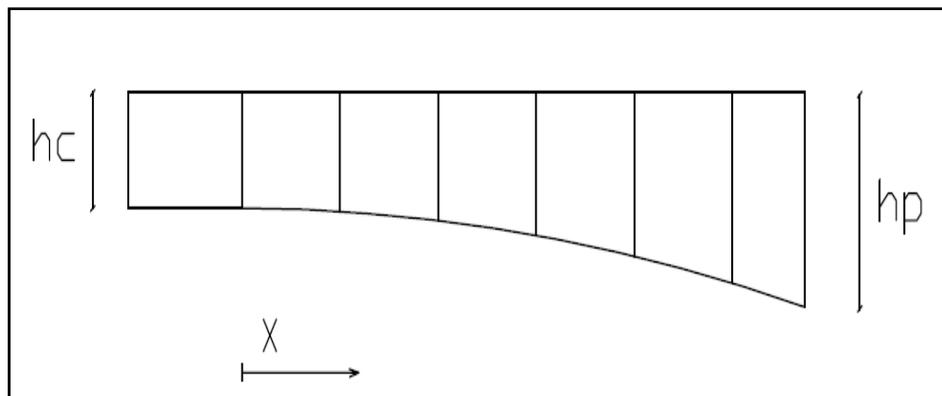


Fig. VI.6. Travée de rive

$$h(x) = hc \quad \text{Pour } -16.25 \leq x \leq 0$$

$$h(x) = ax^2 + bx + c \quad \text{Pour } 0 \leq x \leq l$$

$$\text{D'où : } h(x) = hc + (hp - hc) * \left(\frac{x}{l}\right)^2 \quad \text{Pour } 0 \leq x \leq l$$

Pour notre travée de rive de 90m

Partie coulé sur cintre est de : 15m

Voussoir de clavage de 2.25m (1m dans la partie coulé sur cintre et 1.25m de reste de la travée)

$$L = 90 - 14 - 2.25 - 5.75 = 68\text{m}$$

$$68/4 = 17 \Rightarrow 17 \text{ voussoirs courants de } 4\text{m}$$

On à :

$$hc = 3.75\text{m}$$

$$hp = 9\text{m}$$

$$\text{D'où : } h(x) = 3.75 + 5.25 * \left(\frac{x}{l}\right)^2$$

III.5.2. Variation de l'épaisseur du hourdis inferieur

✓ Travée intermédiaire

$$e(x) = ec \quad \text{pour } -1.25 \leq x \leq 0$$

$$e(x) = ec + (ep - ec) * \left(\frac{x}{l}\right)^2 \quad \text{pour } 0 \leq x \leq L$$

✓ Travée de rive

$$e(x) = ec \quad \text{pour } -16.25 \leq x \leq 0$$

$$e(x) = ec + (ep - ec) * \left(\frac{x}{l}\right)^2 \quad \text{pour } 0 \leq x \leq L$$

Avec :

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

$$ep = 0.90\text{m}$$

III.5.3. Variation de la section✓ **Demi-Travée intermédiaire**

$$S(x) = S_c \quad \text{pour } -1.25 \leq x \leq 0$$

$$s(x) = s_c + (s_p - s_c) \left(\frac{x}{l}\right)^2 \quad \text{pour } 0 \leq x \leq l$$

✓ **Travée de rive**

$$S(x) = S_c \quad \text{pour } -16.25 \leq x \leq 0$$

$$s(x) = s_c + (s_p - s_c) \left(\frac{x}{l}\right)^2 \quad \text{pour } 0 \leq x \leq l$$

IV.5.4. Variation de l'inertie✓ **Demi-Travée intermédiaire**

$$I(x) = I_c \quad \text{pour } -1.25 \leq x \leq 0$$

$$I(x) = I_c * \left(1 + k \left(\frac{x}{l}\right)^2\right) \quad \text{pour } 0 \leq x \leq l$$

✓ **Travée de rive**

$$I(x) = I_c \quad \text{pour } -16.25 \leq x \leq 0$$

$$I(x) = I_c * \left(1 + k \left(\frac{x}{l}\right)^2\right) \quad \text{Pour } 0 \leq x \leq l$$

IV.5.5. Variation du centre de gravité de la section du voussoir✓ **Travée intermédiaire**

$$Y_G = Y_{GC} \quad \text{pour } -1.25 \leq x \leq 0$$

$$Y_G = Y_{GC} + (Y_{GP} - Y_{GC}) \left(\frac{x}{L}\right)^2 \quad \text{pour } 0 \leq x \leq L$$

✓ **Travée de rive**

$$Y_G = Y_{GC} \quad \text{pour } -16.25 \leq x \leq 0$$

$$Y_G = Y_{GC} + (Y_{GP} - Y_{GC}) \left(\frac{x}{L}\right)^2 \quad \text{pour } 0 \leq x \leq L$$

Tableau pour la travée de rive

Tableau pour la travée intermédiaire de 150m :

Tableau récapitulatif pour la travée de rive										
X	h(x) (m)	E(x) (m)	S(x) (m ²)	I(x) (m ⁴)	Y _G (x) (m)	V (m)	V' (m)	P	C (m)	C' (m)
-14	3.75	0.25	10.826	19.3469	2.44	1.31	2.44	0.789	1.033	1.925
-2.25	3.75	0.25	10.826	19.3469	2.44	1.31	2.44	0.789	1.033	1.925
0	3.75	0.25	10.826	19.3469	2.44	1.31	2.44	0.789	1.033	1.925
4	3.77	0.25	10.835	19.5989	2.45	1.32	2.45	0.671	0.886	1.643
8	3.82	0.26	10.935	20.3667	2.48	1.34	2.48	0.584	0.782	1.448
12	3.91	0.27	11.071	21.6860	2.52	1.39	2.52	0.512	0.712	1.290
16	4.04	0.29	11.263	23.6171	2.59	1.45	2.59	0.457	0.663	1.184
20	4.20	0.31	11.508	26.2467	2.67	1.53	2.67	0.419	0.641	1.119
24	4.40	0.33	11.809	29.3543	2.77	1.63	2.77	0.394	0.642	1.091
28	4.64	0.36	12.163	34.090	2.89	1.75	2.89	0.379	0.663	1.095
32	4.91	0.39	12.573	39.6295	3.03	1.88	3.03	0.374	0.703	1.133
36	5.22	0.43	13.037	46.5210	3.18	2.04	3.18	0.375	0.765	1.192
40	5.57	0.47	13.555	91.9004	3.36	2.21	3.36	0.382	0.844	1.283
44	5.95	0.52	14.128	65.4283	3.55	2.40	3.55	0.394	0.946	1.399
48	6.37	0.57	14.756	78.0899	3.76	2.61	3.76	0.414	1.08	1.556
52	6.82	0.63	15.439	93.4041	3.99	2.83	3.99	0.428	1.211	1.708
56	7.31	0.69	16.176	111.8248	4.24	3.53	4.24	0.389	1.373	1.649
60	7.84	0.75	16.967	133.8657	4.50	3.34	4.50	0.468	1.623	2.106
64	8.40	0.82	17.813	160.1048	4.79	3.61	4.79	0.491	1.772	2.352
68	9	0.9	18.714	191.188	5.09	3.90	5.09	0.513	2.005	2.611

Tab. IV.3. Tableau récapitulatif pour la travée de rive

Tableau pour la travée intermédiaire de 100m

Tableau récapitulatif pour la travée intermédiaire										
X	h(x) (m)	E(x) (m)	S(x) (m ²)	I(x) (m ⁴)	Y _G (x) (m)	V (m)	V' (m)	P	C (m)	C' (m)
-1.25	3.75	0.25	10.826	19.3469	2.44	1.31	2.44	0.789	1.033	1.925
0	3.75	0.25	10.826	19.3469	2.44	1.31	2.44	0.789	1.033	1.925
4	3.77	0.25	10.835	19.5989	2.45	1.32	2.45	0.671	0.886	1.643
8	3.82	0.26	10.935	20.3667	2.48	1.34	2.48	0.584	0.782	1.448
12	3.91	0.27	11.071	21.6860	2.52	1.39	2.52	0.512	0.712	1.290
16	4.04	0.29	11.263	23.6171	2.59	1.45	2.59	0.457	0.663	1.184
20	4.20	0.31	11.508	26.2467	2.67	1.53	2.67	0.419	0.641	1.119
24	4.40	0.33	11.809	29.3543	2.77	1.63	2.77	0.394	0.642	1.091
28	4.64	0.36	12.163	34.090	2.89	1.75	2.89	0.379	0.663	1.095
32	4.91	0.39	12.573	39.6295	3.03	1.88	3.03	0.374	0.703	1.133
36	5.22	0.43	13.037	46.5210	3.18	2.04	3.18	0.375	0.765	1.192
40	5.57	0.47	13.555	91.9004	3.36	2.21	3.36	0.382	0.844	1.283
44	5.95	0.52	14.128	65.4283	3.55	2.40	3.55	0.394	0.946	1.399
48	6.37	0.57	14.756	78.0899	3.76	2.61	3.76	0.414	1.08	1.556
52	6.82	0.63	15.439	93.4041	3.99	2.83	3.99	0.428	1.211	1.708
56	7.31	0.69	16.176	111.8248	4.24	3.53	4.24	0.389	1.373	1.649
60	7.84	0.75	16.967	133.8657	4.50	3.34	4.50	0.468	1.623	2.106
64	8.40	0.82	17.813	160.1048	4.79	3.61	4.79	0.491	1.772	2.352
68	9	0.9	18.714	191.188	5.09	3.91	5.09	0.513	2.005	2.611

Tab. IV.4. Tableau pour la travée de rive

Remarque

Pour les deux travées intermédiaire de 50m et de rive de 30m il n y pas de variation elles sont de hauteur constante.

Caractéristique géométrique du voussoir sur pile

Les caractéristiques géométriques données dans le tableau ci après concernant le voussoir sur pile ne sont utilisés que pour établir les différentes lois de variations, le voussoir étant soumis un effort tranchant très important il est conçu presque plein.

On n’y laisse qu’un trou de 0,8 x 2m afin de permettre d’y circuler.il est représenté par la figure ci-après, ses caractéristiques géométriques sont données dans le tableau ci-dessous :

Voussoir sur pile pleine

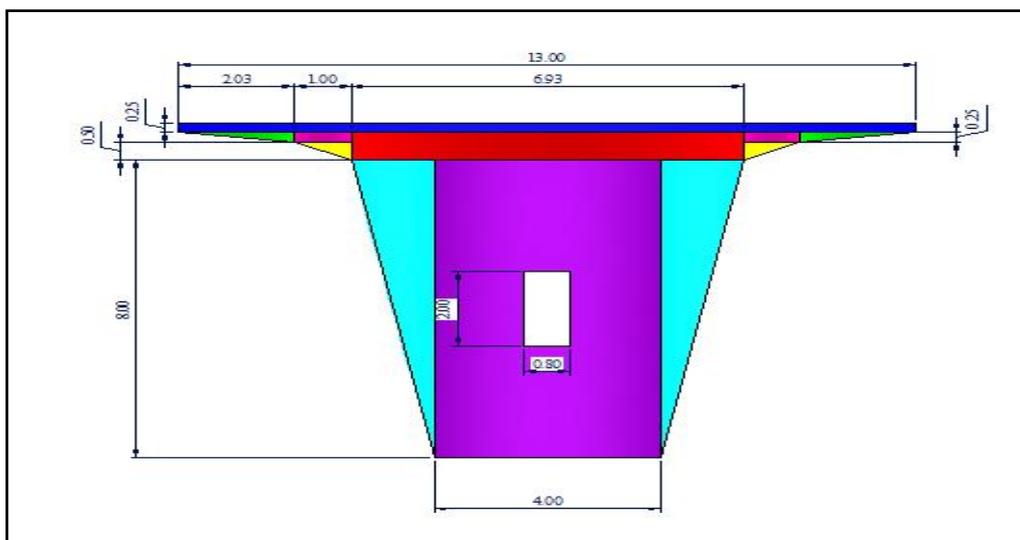


Fig. IV.7. Voussoir plein sur pile

Les résultats dans le tableau suivant :

	b (m)	h (m)	S _i (m ²)	Y _{Gi} (m)	S _i *Y _{Gi} (m ³)	d _i ² (m ²)	d _i ² *S _i (m ⁴)	I _{Gi} (m ⁴)	I _{Gx} (m ⁴)
	13	0.25	3.25	8.875	28.843	13.505	43.8912	0.0169	43.9081
	2.03	0.25	0.2537	8.666	2.198	12.013	3.047	0.0008	3.0478
	1	0.25	0.25	8.625	2.156	11.730	2.9325	0.0013	2.9338
	1	0.5	0.25	8.333	2.083	9.815	2.4537	0.0034	2.4571
	6.94	0.75	5.205	8.375	43.591	10.080	52.466	0.2440	52.71
	1.46	8	11.68	5.333	62.289	0.0176	0.2055	20.764	20.9695
	4	8	30.4	4	121.6	1.44	43.776	170.132	213.908
Σ	/	/	63.722		331.486	/	157.4106	211.9319	369.3425
	0.8	2	1.6	4	6.4	1.44	2.304	0.5333	2.8373

Tab. IV.5. Voussoir sur pile pleine

L’ordonné du centre de gravité (CDG) :

$$Y_G = \frac{\sum Y_G S_i}{S_i} = \frac{331.486}{63.722} = 5.20$$

S : aire de la section :

$$S=63.722 \text{ m}^2$$

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

$$V = H - Y_G = 9 - 5.20 = 3.80\text{m}$$

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

$$V' = Y_G = 5.20\text{m}$$

I_{GX} : Moment d'inertie total du voussoir par rapport à l'axe X.

$$I_{GX} = \sum (I_{GX} + S_i \cdot D_i^2) \text{ (Théorème d'Huygens)}$$

$$I_{GX} = \sum (I_{GX} + S_i \cdot D_i^2) = 369.3425\text{m}^4$$

ρ : Rendement mécanique de la section :

$$\rho = \frac{I_{GX}}{S \cdot V \cdot V'} = \frac{369.3425}{1259.1467} = 0.293$$

C : L'ordonnée (par rapport à G) du point le plus haut de noyau central

$$C = \rho \cdot V = 0.293 \cdot 3.8 = 1.113$$

C' : L'ordonnée (par rapport à G) du point le plus bas de noyau central

$$C' = \rho \cdot V' = 0.293 \cdot 5.20 = 1.523$$

$V' = 5.20 \text{ m}$, $V = 3.80 \text{ m}$, $\rho = 0.293$, $C = 1.113 \text{ m}$, $C' = 1.523 \text{ m}$

Chapitre V. charge et surcharge

V.1. Introduction

L'ouvrage doit tenir compte de l'effet des différentes actions (surcharge routières, superstructure, surcharges de trottoirs) y compris sont poids propre soit en phase de construction ou de service.

Nous évaluerons les différentes charges et surcharges qui agissent sur notre ouvrage.

V.2. Caractéristiques du pont

V.2.1. La largeur roulable L_R

Est définie comme étant la largeur comprise entre les dispositifs de retenue ou bordure : elle comprend donc outre la chaussée proprement dites les surlargeurs éventuelles telle que bande dérasée, bande d'arrêt.

Dans le cas ou en prévoit un élargissement futur de la chaussée, il ya lieu de considérer celle-ci dans son état définitif.

Dans notre cas $L_R = 11\text{m}$

V.2.2. Largeur chargeable (L_C)

La largeur chargeable se déduit de la largeur roulable en élevant une bande de chaque dispositif de retenue (glissière ou barrière) lorsqu'il en existe.

Dans notre cas $L_C = 10\text{ m}$

V.2.3. Largeur totale L_T

La largeur total est de $L_T = 13\text{m}$

V.2.4. Nombre de voies de circulation

$$n_v = \frac{l_c}{3} = \frac{10}{3} = 3.33$$

Le nombre de voie de circulation est : $n_v = 3\text{voies}$

V.2.5. Largeur de la voie

$$l_v = \frac{l_c}{n_v} = \frac{10}{3} = 3.33 \text{ La largeur de la voie est : } l_v = 3.5\text{m}$$

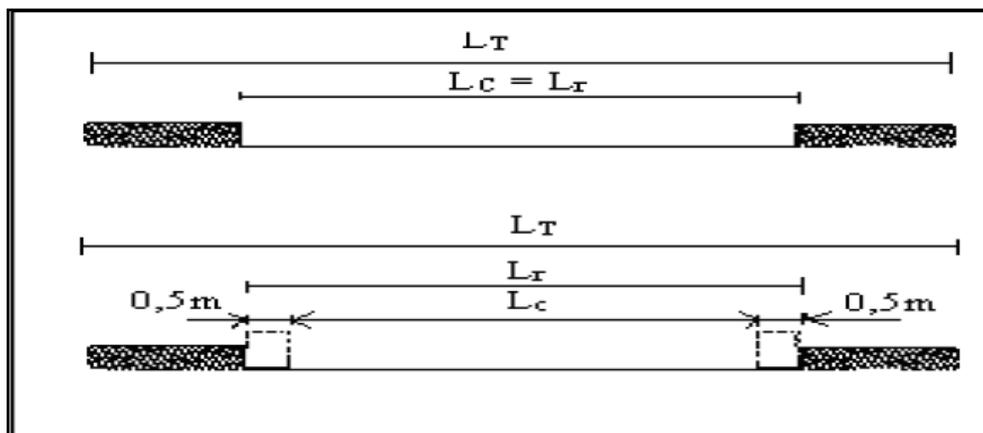


Fig. V.1. Schéma explicatif des différentes largeurs dans un pont

V.2.6. Classe du pont

+ Un pont de 1ère classe

- Tous les ponts supportant des chaussées de largeur roulable supérieure ou égale à sept mètres ($L_R \geq 7,00\text{m}$)
- Les ponts urbains ou en zone industrielle quelque soit leur largeur.
- Les ponts de largeur roulable inférieure à 7m ; qui sont désigné par le c.p.s (cahier des prescriptions spéciales)

+ Un pont de 2ème classe

Ce type de ponts supportent des chaussées à deux voies de largeur roulable comprise entre 5.5m et 7m ($5,50 \text{ m} < L_R < 7,00 \text{ m}$)

+ Un pont de 3ème classe :

Autres que ceux énumérés ci-dessus, les ponts supportant des chaussées à une ou deux voies de largeur roulable inférieure ou égale à 5.5m ($L_R \leq 5,50$)

+ Conclusion

Dans notre cas $L_R = 11\text{m} \Rightarrow$ pont de première classe

V.3. Evaluation des charges et surcharge

V.3.1. Charge permanente (CP)

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

Les éléments porteurs

Ces charges concernent le tablier seul :

$$G = G_1 + G_2 + G_3 + G_4$$

Avec :

G_1 : poids propre de voussoir à la clé et sur culé avec la partie de hauteur constante.

G_2 : poids propre de voussoir sur pile.

G_3 : poids de voussoir avec variation.

La section sur culée $S_c = 10.826\text{m}^2$.

La section sur pile $S_p = 18.714\text{m}^2$.

○ Calcul de G_1

$$G_1 = 2.5 * S_c * L$$

$$= 2.5 * 10.826 * (14 + 2.25 + 2.5 + 2.5 + 2.5 + 18.75 + 18.75 + 2.5 + 18.75 + 18.75 + 2.25 + 4)$$

$$= 2.5 * 10.826 * (107.5) = 2909.4875.$$

$$G_1 = 2909.4875\text{t}$$

○ Calcul de G_2

Pour les trois piles P3, P4, P5 :

A vide :

$$S_v = 3 * 18.714 * (2 + 2.5 + 2.5) = 392.426\text{m}^3$$

Pleine :

$$S_p = 3 * 18.714 * (3) = 168.426\text{m}^3.$$

$$G_2' = 2.5 * (392.426 + 168.426) = 1403.55.$$

$$G_2' = 1403.55\text{t}$$

Pour les deux piles P1, P2 :

A vide :

$$S_v = 2 * 10.826 * (2 + 2.5 + 2.5) = 151.564 \text{ m}^3$$

Pleine :

$$S_p = 2 * 10.826 * (3) = 64.956 \text{ m}^3$$

$$G_2'' = 2.5 * (151.564 + 64.956) = 541.3 \text{ t}$$

$$G_2'' = 541.3 \text{ t}$$

$$G_2 = G_2' + G_2'' = 1403.55 + 541.3 = 1944.85$$

$$G_2 = 1944.85 \text{ t}$$

o Calcul de G3

On a six sections avec variation de même longueur :

$$V(x) = \int S(x) * dx$$

$$V(x) = \int_0^{68.75} 3.75 + 0.0011 * x^2$$

$$V(x) = \left[3.75x + 0.0011 * \frac{x^3}{3} \right]_0^{68.75} = 257.83 \text{ m}^3$$

$$G_3 = 6 * 2.5 * 257.83 = 3867.45$$

$$G_3 = 3867.45 \text{ t}$$

$$D'où : G = G_1 + G_2 + G_3 = 2909.4875 + 1944.85 + 3867.45 + 150.610 = 8721.7875 \text{ t}$$

$$G = 8721.7875 \text{ t}$$

V.3.2. Les charges complémentaires permanentes (CCP)

a. Revêtement

Une couche de revêtement en béton bitumineux de 8 cm d'épaisseur.

$$P_{rev} = e * L_r * \gamma_{BB} = 0,08 * 11 * 2,2 = 1.936 \text{ t/m}$$

Avec :

e : Epaisseur du revêtement de 8cm.

Lr : Largeur roulable qui est égale à 11m

γ_{BB} : Poids volumique du béton bitumineux qui est égale à 2.2t/m³.

b. Poids du dispositif de sécurité

Pds: c'est le poids des garde-corps plus les glissières de sécurité.

Poids de garde corps :

Le poids d'un garde corps est estimé selon le fascicule 61, titre II à 0,1 t/ml.

Donc : $P_{gc} = 0.1 \text{ t/m}$ (car le trottoir à gauche ne contient pas de garde corps)

Poids de glissières de sécurité :

La glissière de sécurité est en acier, son poids est de : 0.06 t/ml. Donc : $P_{gs} = 0.12 \text{ t/ml}$

$$P_{gs} = 0.1 + 0.12 = 0.22 \text{ t/m}$$

c. Poids du trottoir + Poids de la corniche

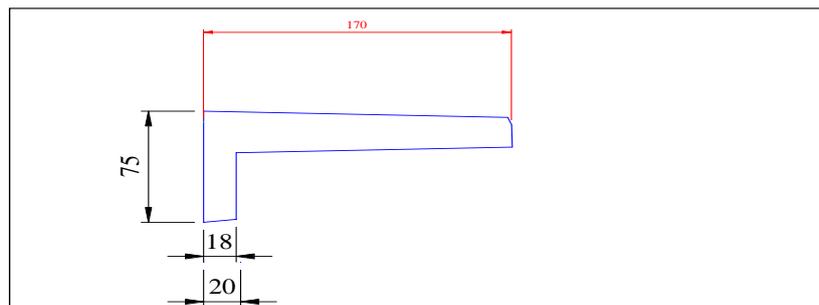


Fig. V.2. Détail de trottoir + corniche

Poids de trottoir plus corniche est égale à la surface d'une coupe transversal de trottoir plus corniche multiplié par le poids volumique.

$$\text{Pour le trottoir à droite } P_{(tr+corniche)} = 2.5 \times 0.4936 = 1.234 \text{ t/ml}$$

$$\text{Pour le trottoir à gauche } P_{(tr+corniche)} = 2.5 \times 0.2370 = 0.592 \text{ t/ml}$$

$$\text{D'où le poids de trottoirs +corniche} = 1.234 + 0.592 = 1.826 \text{ t/ml}$$

Les charges complémentaires permanentes (CCP) :

CCP = revêtement + corniche + Trottoirs + garde corps + glissière de sécurité

$$\text{CCP} = 1.936 + 1.826 + 0.1 + 0.12 = 3.982 \text{ t/m}$$

$$\text{CCP} = 3.982 \text{ t/m}$$

V.3.3. Surcharges routière

D'après le fascicule 61 titre II, les surcharges à utilisées pour le dimensionnement

Sont les suivantes :

- La surcharge de type A (L).
- Système Bc.
- La surcharge militaire Mc120.
- Le convoi exceptionnel D240.

a. Système de charge A (L)

D'après le fascicule 61 titre II

La chaussé supporte une surcharge uniforme dont l'intensité est définie par la formule suivante :

$$A(l) = 0.23 + \frac{36}{l + 12} \text{ (t/m}^2\text{)}$$

$$A = a_1 * a_2 * A(l)$$

Les valeurs de a_1 sont donnée dans le tableau suivant :

Nombre de voies	1	2	3	4	5	
Classe de pont	1	1	1	0.9	0.75	0.7
	2	1	0.9	-	-	-
	3	0.9	0.8	-	-	-

Tab. V.1. Tableau donnant les valeurs de a_1

La valeur d' a_2 est donnée par la formule suivante :

$$a_2 = \frac{v_0}{l_v}$$

Avec : v_0 est égale à 3.5 pour un pont de première classe

$$l_v = \frac{l_c}{3} = \frac{11}{3} = 3.667$$

$$\text{D'où : } a_2 = 3.5 / 3.667 = 0.995$$

On ne peut déterminer directement le choix du placement de la charge A sur les travées qui donne les moments fléchissant, et efforts tranchants max, il faut donc envisager différents cas de chargement possible. Dans notre cas, nous avons étudié 9 cas de chargement possible illustré sur la figure ci-dessous :

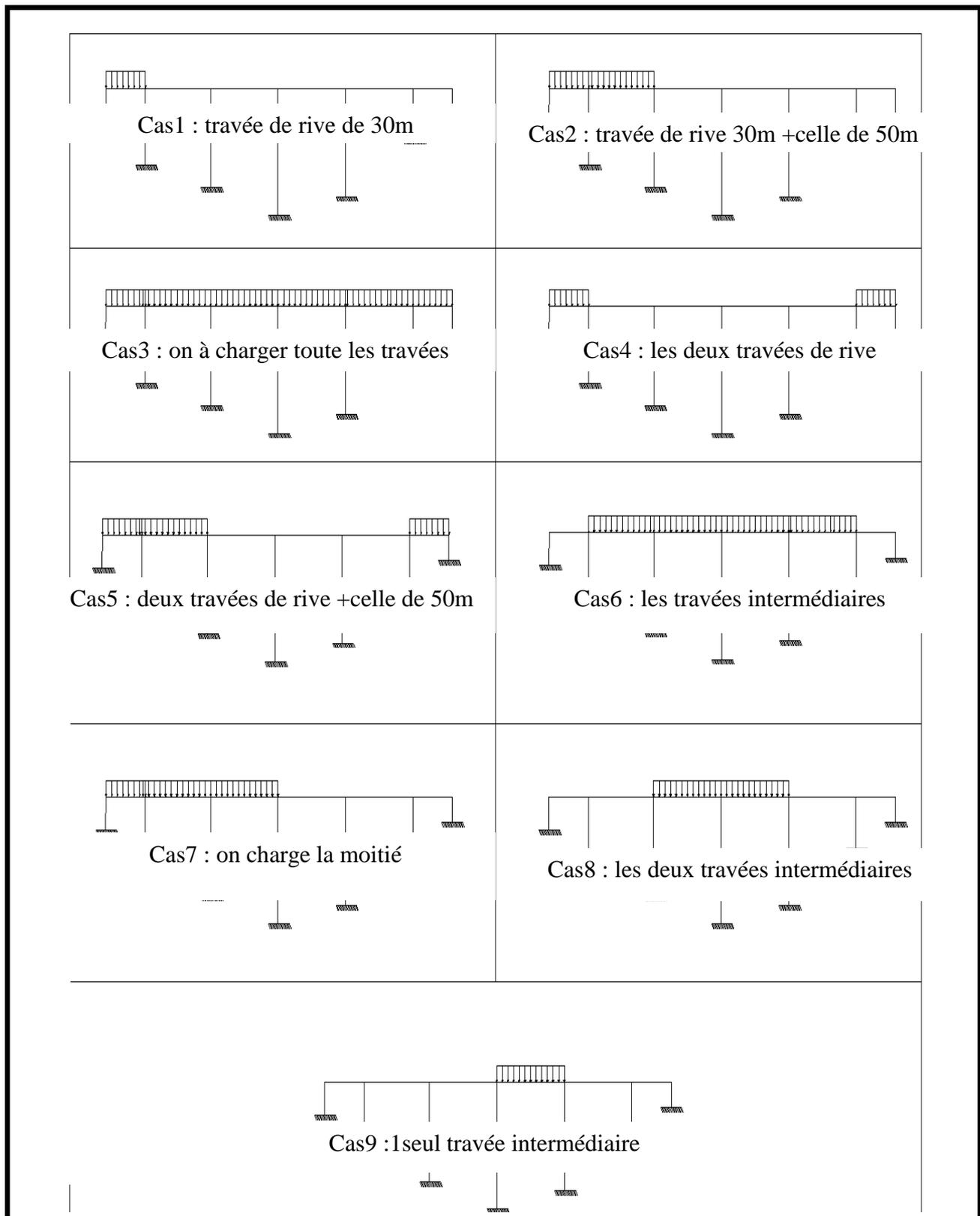


Fig. V.3. Les différents cas de charge

Différentes valeurs de A (l) sont données dans le tableau suivant :

Cas	L(m)	A(l) (t/m ²)	a ₂	a ₁ 1 et 2 voies	a ₁ 3voies	A _C 1 et 2 voie	A _C 3 voies	1 voie 3.5m	2voies 7m	3 voies 10m
1	30	1.087	0.955	1	0.9	1.038	0.934	3.6333	7.266	9.34
2	80	0.621	0.955	1	0.9	0.593	0.534	2.075	4.151	5.34
3	570	0.291	0.955	1	0.9	0.278	0.250	0.973	1.946	2.50
4	120	0.502	0.955	1	0.9	0.480	0.432	1.68	3.36	4.32
5	170	0.427	0.955	1	0.9	0.408	0.367	1.428	2.856	3.67
6	450	0.307	0.955	1	0.9	0.294	0.264	1.029	2.058	2.64
7	180	0.417	0.955	1	0.9	0.398	0.358	1.393	2.786	3.58
8	250	0.367	0.955	1	0.9	0.350	0.315	1.255	2.45	3.50
9	150	0.452	0.955	1	0.9	0.431	0.388	1.508	3.017	0.431

Tab. V.2. Tableau donnant les valeurs de A(l) pour chaque cas de charge

b. Système de charge B

Le système de charges B comprend trois systèmes distincts dont il y a lieu d'examiner indépendamment les effets pour chaque élément de ponts.

- Le système Bc se compose de camions types,
 - Le système Br se compose d'une roue isolée,
 - Le système Bt se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux tandems.
- Les deux premiers systèmes Bc et Br, s'appliquent à tous les ponts quelle que soit leur classe, le système Bt ne s'applique qu'aux ponts de première ou de deuxième classe.

➤ **Système 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 des essieux est **30 t**

Masse portée par chacun des essieux arrière est **12 t**

Masse portée par l'essieu avant est **6t**

Distance de l'essieu avant au premier essieu arrière est de **4,5 m**

Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu est de **2m**

Dans le sens transversal, chaque file est supposée circuler dans l'axe d'une bande longitudinale de 2,5m de largeur.

Dans le sens longitudinal, le nombre de camions par file est limité à deux, la distance des deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable, tous les camions étant orientés dans le même sens

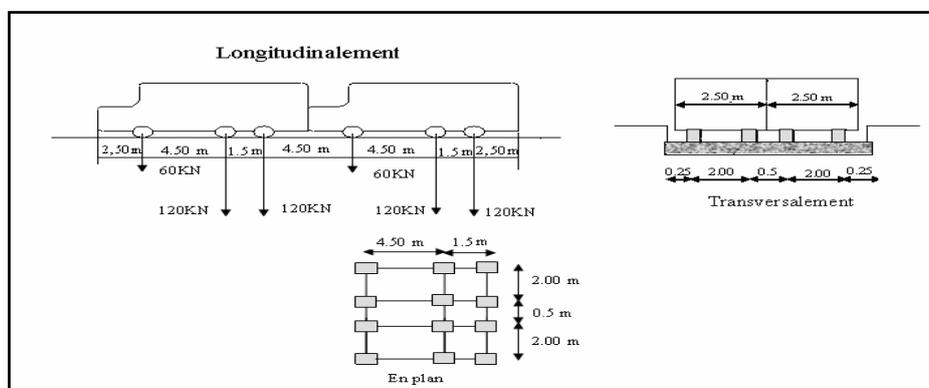


Fig. V.4. Les dimensions du système Bc

En fonction de la classe du pont et le nombre de files considérées, la valeur de charges du système Bc prise en compte est multipliée par le coefficient **bc** qui est donné dans le tableau suivant :

Nombre de file		1	2	3	4	≥5
Classe de pont	1	1.2	1.1	0.95	0.8	0.7
	2	1	1	/	/	/
	3	1	0.8	/	/	/

Tab. V.3. Valeurs de bc en fonction de la classe du pont et de nombre de files chargées

Le coefficient dynamique δ est donné par la formule suivante:

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2l} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{G}{S}}$$

Avec :

S : La charge ($S = n \times 30 \times bc$)

n : nombre de camions,

30t : un camion

Dans ce qui suit on va donner la valeur de G (poids) :

➤ Pour L=30m :

$$G = (2.5 \times 2.25 \times 10.826) + 1/2(541.3/2) = 196.22t$$

➤ Pour L=50m :

$$G = (2.5 \times 2.5 \times 10.826) + (18 \times 2 \times 10.826 \times 2.5) + 1/2(541.3/2) = 1177.32t$$

➤ Pour L=100m :

$$G = (2.5 \times 2.5 \times 10.826) + (18 \times 10.826 \times 2.5) + (644.575) + 1/2(541.3/2) + 1/2(467.85) = 1568.65t$$

➤ pour L=150m :

$$G = (2.5 \times 2.5 \times 10.826) + 2 \times (644.575) + 467.85 = 1824.66t$$

➤ pour L=90m

$$G = (2.5 \times 2.25 \times 10.826) + (644.575) + 1/2(467.85) = 939.39t$$

Dans le tableau suivant on donne les valeurs de S et de δ pour les différents cas de la surcharge Bc dans le cas d'une seule travée chargée :

cas	L(m)	G(t)	bc (1file)	Bc (2file)	bc (3file)	S (1file)	S (2file)	S (3file)	δ (1file)	δ (2file)	δ (3file)
01	30	196.22	1.20	1.10	0.95	72	132	171	1.107	1.143	1.164
09	150	1824.66	1.20	1.10	0.95	72	132	171	1.0187	1.0235	1.0266

Tab. V.4. Valeurs de S et δ pour les différents cas de la surcharge Bc pour une travée

Dans le tableau suivant on donne les valeurs de S et de δ pour les différents cas de la surcharge Bc dans le cas de deux(02) travées chargée :

cas	L(m)	G(t)	bc (1file)	Bc (2file)	bc (3file)	S (1file)	S (2file)	S (3file)	δ (1file)	δ (2file)	δ (3file)
02	80	1373.54	1.20	1.10	0.95	72	132	171	1.031	1.037	1.041
04	120	1135.61	1.20	1.10	0.95	72	132	171	1.025	1.032	1.037
08	250	3393.31	1.20	1.10	0.95	72	132	171	1.010	1.013	1.015

Tab. V.5. Valeurs de S et δ pour les différents cas de la surcharge Bc pour deux travées.

Dans le tableau suivant on donne les valeurs de S et de δ pour les différents cas de la surcharge Bc dans le cas de trois (03) travées chargée :

cas	L(m)	G(t)	bc 1file	Bc 2file	bc 3file	S 1file	S 2file	S 3file	δ 1file	δ 2file	δ 3file
05	170	2312.93	1.20	1.10	0.95	72	132	171	1.016	1.019	1.022
07	180	2942.19	1.20	1.10	0.95	72	132	171	1.014	1.017	1.019

Tab. V.6. Valeurs de S et δ pour les différents cas de la surcharge Bc pour trois travées.

Dans le tableau suivant on donne les valeurs de S et de δ pour les différents cas de la surcharge Bc dans le cas de (04) travées chargée :

cas	L(m)	G(t)	bc 1file	Bc 2file	bc 3file	S 1file	S 2file	S 3file	δ 1file	δ 2file	δ 3file
06	450	6530.62	1.20	1.10	0.95	72	132	171	1.0060	1.0074	1.0083

Tab. V.7. Valeurs de S et δ pour les différents cas de la surcharge Bc pour quatre travées.

Dans le cas ou toutes les travées sont chargées :

cas	L(m)	G(t)	bc 1file	Bc 2file	bc 3file	S 1file	S 2file	S 3file	δ 1file	δ 2file	δ 3file
03	570	7530.93	1.20	1.10	0.95	72	132	171	1.0049	1.0060	1.0068

Tab. V.8. Valeurs de S et δ dans le cas ou toutes les travées sont chargées

➤ **Système Bt**

Un tandem du système Bt comporte deux essieux, tous deux à roues simples munies de Pneumatiques et répondant aux caractéristiques suivantes :

Masse portée par chaque essieu est 16 t

Distance des deux essieux est de 1,35 m

Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu est de 2 m.

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

En fonction de la classe du pont, la valeur de charges du système Bt prise en compte est multipliée par le coefficient bt qui est donné dans le tableau suivant :

Classe de pont	01	0.2
Coefficient bt	1	1

Tab. V.9. Tableau donnant les valeurs de bt

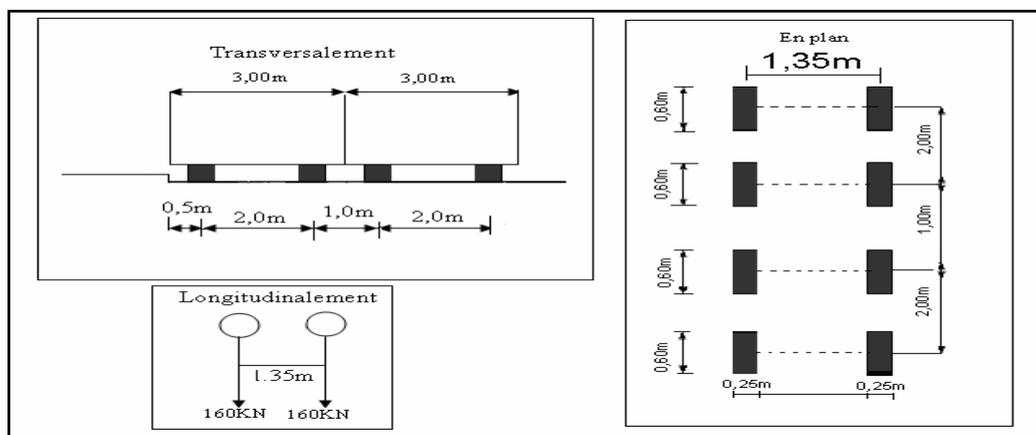


Fig. V.5. Les dimensions du système Bt

S: La charge ($S = n \times 32 \times bt$)

n : nombre de camions,

32t : un camion

les charges de système B_t sont frappées d'un coefficient de majoration dynamique δ_{bt} donnée par la formule suivante :

$$\delta_{bt} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2l} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{G}{S}}$$

Dans le tableau suivant on donne les valeurs de S et de δ pour les différents cas de la surcharge Bc dans le cas d'une seule travée chargée :

cas	L(m)	G(t)	Bt (1file)	S (1file)	S (2file)	S (3file)	δ (1file)	δ (2file)	δ (3file)
01	30	196.22	1	64	128	192	1.50	1.17	1.14
09	150	1824.66	1	64	128	192	1.0181	1.0232	1.0282

Tab. V.10. Valeurs de S et δ pour les différents cas de la surcharge Bt pour une seule travée

Dans le tableau suivant on donne les valeurs de S et de δ pour les différents cas de la surcharge Bc dans le cas de deux(02) travées chargée :

Cas	L(m)	G(t)	Bt (1file)	S (1file)	S (2file)	S (3file)	δ (1file)	δ (2file)	δ (3file)
02	80	1373.54	1	64	128	192	1.030	1.037	1.043
04	120	1135.61	1	64	128	192	1.024	1.032	1.036
08	250	3393.31	1	64	128	192	1.010	1.013	1.016

Tab. V.11. Valeurs de S et δ pour les différents cas de la surcharge Bt pour deux travées

Dans le tableau suivant on donne les valeurs de S et de δ pour les différents cas de la surcharge Bt dans le cas de trois (03)travées chargée :

Cas	L(m)	G(t)	Bt	S 1file	S 2file	S 3file	δ 1file	δ 2file	δ 3file
05	170	2312.93	1	64	128	192	1.015	1.019	1.023
07	180	2942.19	1	64	128	192	1.014	1.017	1.020

Tab. V.12. Valeurs de S et δ pour les différents cas de la surcharge Bt pour trois travées.

Dans le tableau suivant on donne les valeurs de S et de δ pour les différents cas de la surcharge Bt dans le cas de (04)travées chargée :

cas	L(m)	G(t)	Bt	S 1file	S 2file	S 3file	δ 1file	δ 2file	δ 3file
06	450	6530.62	1	64	128	192	1.0058	1.0073	1.0087

Tab. V.13. Valeurs de S et δ pour les différents cas de la surcharge Bt pour quatre travées

Dans le cas ou toutes les travées sont chargées :

cas	L(m)	G(t)	Bt	S 1file	S 2file	S 3file	δ 1file	δ 2file	δ 3file
03	570	7530.93	1	64	128	192	1.004	1.006	1.007

Tab. V.14. Valeurs de S et δ dans le cas ou toutes les travées sont chargées

➤ **Système Br**

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

La charge de système Br est frappée par un coefficient de majoration dynamique δ :

$$S = n \times Br$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2l} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{G}{S}}$$

Dans le tableau suivant on donne les valeurs de S et de δ pour les différents cas de la surcharge Br dans le cas d'une seule travée chargée :

cas	L(m)	G(t)	S (1file)	S (2file)	S (3file)	δ (1file)	δ (2file)	Δ (3file)
01	30	196.22	20	40	60	1.072	1.086	1.099
09	150	1824.66	20	40	60	1.0145	1.0161	1.0178

Tab. V.15. Valeurs de S et δ pour les différents cas de la surcharge Br pour une seule travée

Dans le tableau suivant on donne les valeurs de S et de δ pour les différents cas de la surcharge Br dans le cas de deux(02) travées chargée :

cas	L(m)	G(t)	S (1file)	S (2file)	S (3file)	δ (1file)	δ (2file)	δ (3file)
02	80	1373.54	20	40	60	1.025	1.027	1.029
04	120	1135.61	20	40	60	1.018	1.021	1.023
08	250	3393.31	20	40	60	1.019	1.030	1.041

Tab. V.16. Valeurs de S et δ pour les différents cas de la surcharge Bt pour deux travées

Dans le tableau suivant on donne les valeurs de S et de δ pour les différents cas de la surcharge Br dans le cas de trois (03)travées chargée :

cas	L(m)	G(t)	S 1file	S 2file	S 3file	δ 1file	δ 2file	δ 3file
05	170	2312.93	20	40	60	1.012	1.013	1.015
07	180	2942.19	20	40	60	1.012	1.013	1.014

Tab. V.17. Valeurs de S et de δ pour les différents cas de la surcharge Br pour travées

Dans le tableau suivant on donne les valeurs de S et de δ pour les différents cas de la surcharge Br dans le cas de (04)travées chargée :

cas	L(m)	G(t)	S 1file	S 2file	S 3file	δ 1file	δ 2file	δ 3file
06	450	6530.62	20	40	60	1.0048	1.0053	1.0057

Tab. V.18. Valeurs de S et δ pour les différents cas de la surcharge Br pour quatre travées

Dans le cas ou toutes les travées sont chargées :

cas	L(m)	G(t)	S 1file	S 2file	S 3file	δ 1file	δ 2file	δ 3file
03	570	7530.93	20	40	60	1.0038	1.0042	1.0046

Tab. V.19. Valeurs de S et δ dans le cas ou toutes les travées sont chargées

c. 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’espace entre deux convois est environ de **30,5m**

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 3,30m

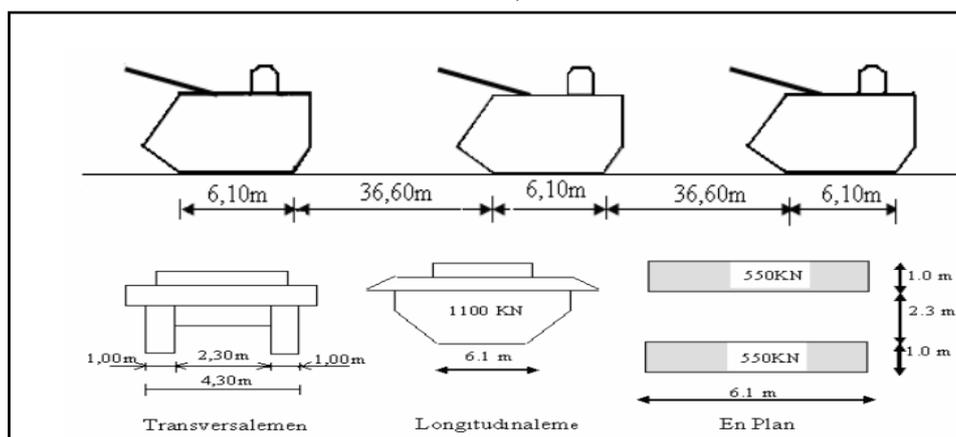


Fig. V.6. Les dimensions du système Mc120

Les surcharges militaires sont frappées d’un coefficient de majoration dynamique δ_{Mc120} :

$$\delta_{Mc120} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2I} + \frac{0.6}{1 + 4\frac{G}{S}}$$

$$S = n * 110$$

Dans le tableau suivant on donne les valeurs de S et de δ pour les différents cas de la surcharge Bc dans le cas d'une seule travée chargée :

cas	L(m)	G(t)	N	S (1file)	δ (1file)
01	30	196.22	/	/	/
09	150	1824.66	4	440	1.0470

Tab. V.20. Valeurs de S et δ pour les différents cas de la surcharge Mc120 pour une seule travée

Dans le tableau suivant on donne les valeurs de S et de δ pour les différents cas de la surcharge Mc120 dans le cas de deux(02) travées chargée :

cas	L(m)	G(t)	N	S (1file)	δ (1file)
02	80	1373.54	2	220	1.046
04	120	1135.61	3	330	1.056
08	250	3393.31	8	880	1.044

Tab. V.21. Valeurs de S et δ pour les différents cas de la surcharge Mc120 pour deux travées.

Dans le tableau suivant on donne les valeurs de S et de δ pour les différents cas de la surcharge Mc 120 dans le cas de trois (03)travées chargée :

cas	L(m)	G(t)	N	S 1file	δ 1file
05	170		4	440	
07	180		5	550	

Tab. V.22. Valeurs de S et δ pour les différents cas de la surcharge Mc120 pour travées

Dans le tableau suivant on donne les valeurs de S et de δ pour les différents cas de la surcharge Mc120 dans le cas de (04)travées chargée :

cas	L(m)	G(t)	N	S 1file	δ 1file
06	450	6530.62	12	1320	1.0332

Tab. V.23. Valeurs de S et δ pour les différents cas de la surcharge Mc120 pour travées

Dans le cas ou toutes les travées sont chargées :

cas	L(m)	G(t)	N	S 1file	δ 1file
03	570	7530.93	15	1650	1.035

Tab. V.24. Valeurs de S et δ dans le cas ou toutes les travées sont chargées

d. Surcharge D240

Le convoi type D240 comporte une remorque supportant 2400 KN, dont le poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,20 m de large et 18,60 m de long ; cette surcharge n'est pas frappé d'un coefficient de majoration dynamique.

Ce qui donne : **4,032 t/m²**.

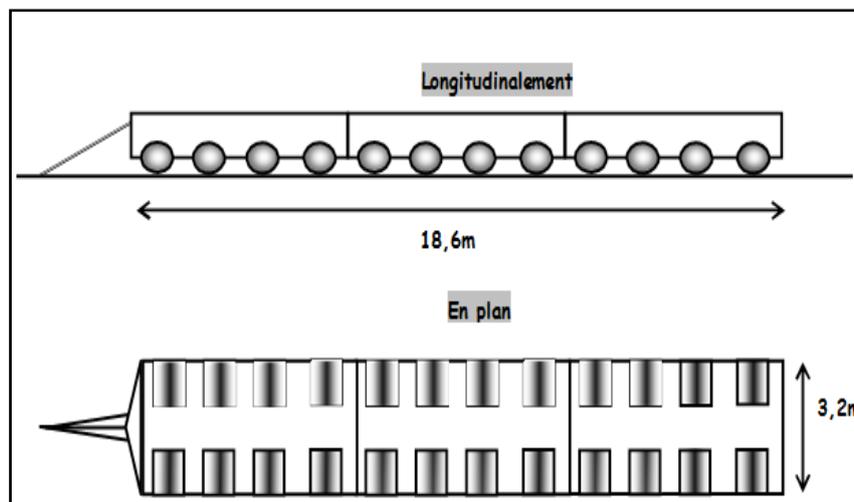


Fig. V.7. Les dimensions du système D240

V.3.4. Charges sur les trottoirs

a. Charges locales (Cl)

Elles sont utilisées pour la justification des éléments du tablier dans le sens transversale.

Une charge uniforme de 0,45 t/m² est supportée par les trottoirs de tous les ouvrages, y compris les bandes éventuelles de séparation des chaussées.

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

- Premier trottoir chargé : $q_1 = 0,45 \times 1,50 = 0,675$ t/ml
- Deuxième trottoir chargé : $q_2 = 0,45 \times 1,50 = 0,675$ t/ml
- Les deux trottoirs chargés : $q_{st} = (0,45 \times 1,50) \times 2 = 1,35$ t/ml

b. Charges générales (Cg)

Elles sont appliquées pour les justifications dans le sens longitudinal.

On applique sur les trottoirs une charge uniforme de 0,15 t/m² de façon à produire l'effet maximal envisagé.

- Premier trottoir chargé : $q_1 = 0,15 \times 1,50 = 0,225$ t/ml
- Deuxième trottoir chargé : $q_2 = 0,15 \times 1,50 = 0,225$ t/ml
- Les deux trottoirs chargés : $q_{st} = (0,15 \times 1,50) \times 2 = 0,450$ t/ml

V.3.5. Le vent

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

Remarque

$P = 0,2 \text{ t/m}^2$ pour les ouvrages en service.

$P = 0,125 \text{ t/m}^2$ pour les ouvrages en cours de construction.

En générale la valeur représentative de la pression dynamique de vent est égale à 2kN/m^2

V.3.6. La température

Le gradient thermique résulte d'un échauffement ou de refroidissement unilatéral de courte durée de la structure porteuse. La variation uniforme de température se réfère de la température moyenne du lieu.

V.3.7. Efforts de freinage

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

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

a. Effort dû au système A(l)

L'effort de freinage correspondant à la charge A est égal à la fraction suivante du poids de cette dernière :

$$F_A = \frac{1}{20 + 0.0035 S} * A(l)$$

S : désigne en mètres carrés la surface chargée.

$$S = 31.9 * 11 = 350.9 \text{ m}^2 ; A(l) = 9.024 \text{ t/m}^2$$

D'ou:

$$F_A = 350.9 * 9.024 = 3166.52 \text{ t}$$

b. Effort dû au système Bc

Chaque essieu d'un camion Bc peut développer un effort de freinage égal à son poids.

Parmi les camions Bc que l'on peut placer sur le pont, un seul est supposé freiner. Les camions sont disposés pour développer l'effet le plus défavorable que l'on a en vue. Les efforts de freinage développés par le système Bc ne sont pas susceptibles de majorations pour effets dynamiques. Les coefficients bc ne s'applique pas aux efforts de freinage développés par le système Bc.

$$F_{Bc} = 30 \text{ t} \text{ (un seul camion freiner par tablier)}$$

V.3.8. Effet du gradient thermique

On appelle gradient thermique la différence de la température qui s'établit journallement entre les fibres supérieures et inférieures d'une poutre sous l'effet de l'ensoleillement. On admet toujours que l'extrados est plus chaud que l'intrados, bien que des gradients inversés aient déjà été constatés, cependant des valeurs numériques beaucoup plus faibles, ce qui justifie le fait que ces derniers soient négligés.

La répartition exacte de la température θ dans un ouvrage suit des lois complexes de la forme indiquée sur le schéma ci-dessous :

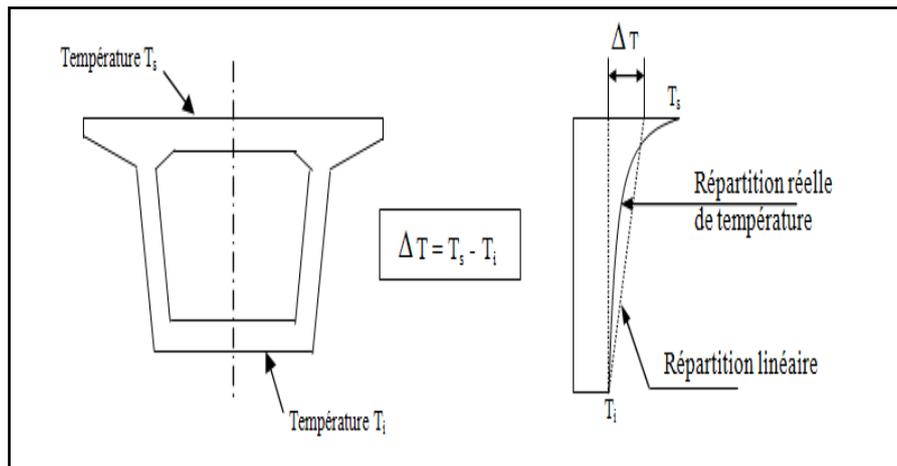


Fig. V.8. Loi de répartition de la température

A titre de simplification on admet que θ est indépendant de X et Y et qu'elle varie linéairement en Z sur la hauteur h de la section droite.

la différence de température entre l'intrados et l'extrados conservent une valeur constante θ tous le long du tablier ; en effet les valeurs et hypothèses conventionnelles utilisées ont été fixées de façon à obtenir des variations des réactions d'appuis et des flèches conformes à ce qui a pu être mesuré sur certain nombres d'ouvrages.

Ces gradients conventionnels n'induisent aucune sollicitation, ni contraintes, (dans la mesure où h varie assez lentement) dans les poutres isostatique, mais seulement des variations : $\mathbf{dw}/\mathbf{ds} = -\lambda \Delta\theta/h$ avec comme coefficient de dilatation thermique du béton $\lambda = 10^{-5}$ par Degrés Celsius.

Les rotations aux extrémités d'une travée indépendante sont ainsi :

$$\omega' = \int_0^L \frac{\lambda \Delta \theta}{h} \left(1 - \frac{x}{L}\right) dx$$

$$\omega'' = - \int_0^L \frac{\lambda \Delta \theta}{h} \frac{x}{L} dx$$

$$\omega' = \int_0^L \frac{\lambda \Delta \theta}{h} \left(1 - \frac{x}{L}\right) dx$$

$$\omega'' = - \int_0^L \frac{\lambda \Delta \theta}{h} \frac{x}{L} dx$$

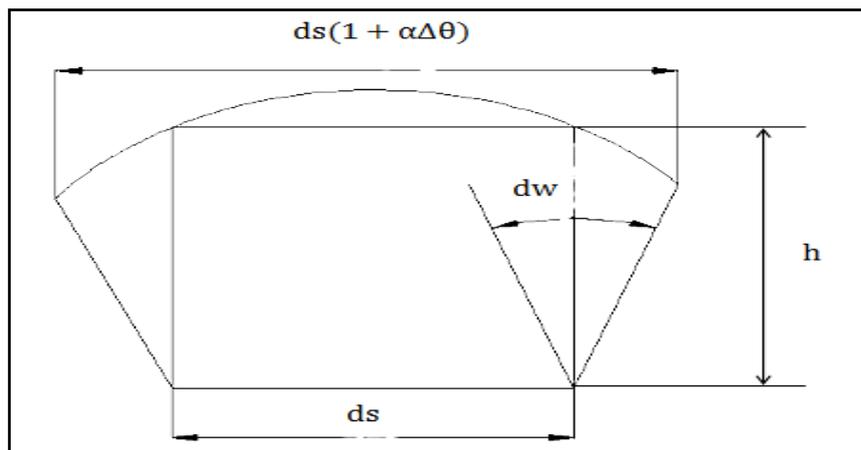


Fig. V.9. Représentation des rotations aux extrémités d'une travée indépendante

Dans un système **hyperstatique**, ces déformations sont gênées par les liaisons surabondantes et provoquent l'apparition de sollicitations supplémentaires.

SETRA [Réf] donne deux valeurs caractéristiques pour le gradient thermique :

$\Delta\theta = 6^{\circ}\text{c}$, valeur suffisamment fréquente pour qu'elle soit cumulable avec des charges d'exploitation.

$\Delta\theta = 12^{\circ}\text{c}$, valeur rare réputée incompatible avec les charges d'exploitation.

Ces deux gradients agissant avec une périodicité journalière, le module de déformation Longitudinale, pris en compte pour évaluer les effets, est le module instantané du béton E_i , égale environ à 40 000Mpa.

L'existence de ces gradients entraîne une augmentation non négligeable des moments Positifs du tablier. En milieu de travée courante, le gradient de 6°c engendre sur la fibre inférieure, une contrainte de traction couramment comprise entre 1 et 2 MPa, d'où une augmentation de la précontrainte de continuité ainsi que la longueur de ces câbles.

V.3.9. Le fluage

Dans les structures réelles, les bétons sont souvent d'âges différents et mis en charge à des âges différents, de plus, la loi de fluage envisagée ici est très grossière. Dans le cas général, seul un calcul numérique à l'aide de l'ordinateur permet de faire une estimation fine des effets du fluage. Le seul ombre au tableau réside dans le fait qu'aucune des lois de fluage actuellement proposées n'est entièrement satisfaisante. Pour les ouvrages de conception classique, on admet, à défaut de calcul « scientifique », d'estimer forfaitairement les sollicitations de fluage S_{fi} par la formule : $S_n = 1/2(S_2 - S_1)$ Dans la quelle S_1 et S_2 représentent les sollicitations développées, tant par le poids propre que par la précontrainte, qui sont calculé avec les hypothèses suivantes :

S_1 : en tenant compte des phases de construction successives.

S_2 : en considérant l'ouvrage entièrement coulé sur cintre général.

Cette façon de faire, connue sous le nom de « méthode forfaitaire », conduit généralement à des résultats plus pessimistes que le calcul scientifique à partir de la loi proposée dans les règles B.P.E.L, bien que très simple dans sa formulation (elle consiste à dire l'état initial et l'état fictif qu'elle aurait si elle était d'emblée construite sur cintre selon son schéma statique réel), elle ne peut être utilisée au stade du pré-dimensionnement, puisqu'il faut connaître le câblage réel. C'est pourquoi, au stade du pré-dimensionnement, on se limite d'observer la règle de prudence suivante qui consiste à décaler du côté des compressions les contraintes limites inférieures du béton au voisinage de l'intrados de :

- ✓ 1,5 MPa pour les tabliers à voussoirs coulés sur place.
- ✓ 1,0 MPa pour les tabliers à voussoirs préfabriqués.

On transforme alors cette réserve de compression en moment de fluage fictif à la clé de chaque travée sous la forme :

$$M_{fl} = \frac{I_0}{V_i} * \sigma^*$$

I_0 = Moment d'inertie à la clé=9.6734m⁴

V_i = Distance entre la fibre moyenne et l'intrados= 2.44 m

σ^* =1,5 MPa.

M_{fl} = 594.676 t.m

V.3.10. Le séisme

Sur un ouvrage, les efforts sont identiques à ceux d'une accélération uniforme présentant une composante horizontale et une composante verticale.

Les effets du séisme sont assimilés à des efforts d'inertie ayant une direction quelconque et une intensité proportionnelle à la valeur de la force de pesanteur. Ils sont très importants et même prépondérants pour le dimensionnement des appareils d'appuis et le ferrailage des appuis.

Le territoire national étant subdivisé en quatre zones de sismicité croissante définies comme suit :

Zone 0 : sismicité négligeable.

Zone I : sismicité faible.

Zone II : sismicité moyenne IIa et IIb

Zone III : sismicité élevée

Notre ouvrage est classé en **zone III**

Le séisme est une action accidentelle. Soit alors la combinaison du poids Propre G et la charge sismique E à considérer : 0,8 G ± E

V.3.11. Combinaisons des charges (à l'exploitation)

Les combinaisons sont obtenues en considérant une action prépondérante accompagnée d'actions concomitantes.

Les coefficients des majorations sont mentionnés dans le tableau suivant :

Action	E.L.U	E.L.S
Poids propre	1.35	1
Surcharge A(l)	1.6	1.2
Système Bc	1.6	1.2
MC120	1.35	1
D240	1.35	1
Gradient thermique	0	0.5
Vent(w)	1.5	0
Surcharge sur trottoirs(ST)	1.6	1.2

Tab. V.25. Combinaisons des charges

Les combinaisons mentionnées ne sont pas à considérer simultanément, seul sont à étudier celles qui apparaissent comme les plus agressives, les notations utilisées sont définies comme suit :

G : les charges permanentes.

Qr : charges d'exploitations des ponts routes sans caractère particulier.

W : action du vent.

$\Delta\theta$: gradient thermique.

Chapitre VI. Efforts dus à l'exécution du fléau

VI.1. Phases de réalisation

Les ponts construits par encorbellement successif sont généralement réalisés à partir des piles en confectionnant les voussoirs de part et d'autre de la pile considérée.

Les voussoirs sont fixés à l'aide des câbles de précontrainte symétriquement par rapport à la Pile, aux extrémités du tablier. Lorsque les extrémités atteignent le voisinage de la clé pour les deux extrémités, on dit que l'on a construit un fléau.

La continuité de l'ouvrage s'obtient par coulage, entre les extrémités des fléaux adjacents des Voussoirs dits de clavage, puis mise en tension des câbles de continuité assurant la liaison de ces voussoirs de clavage avec les consoles voisines.

VI.2. Charges appliquées au fléau (phase de construction)

Les différentes phases de calcul correspondent aux phases de construction jusqu'à mise en service de l'ouvrage. La phase de construction du fléau est modélisée par un portique, le tablier travaillant comme une bi console

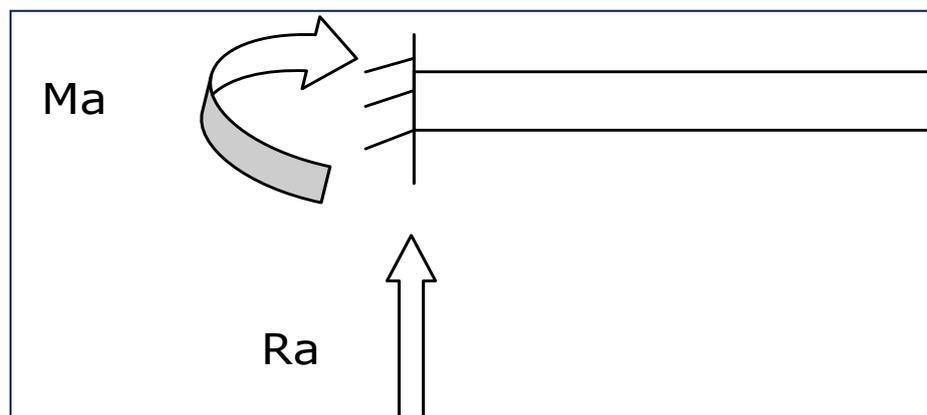


Fig.VI.1. Schéma statique du demi-fléau

Les charges à prendre en compte dans ces phases sont :

- **Le poids propre du tablier :**
- **Les surcharges de chantier :** On tient compte des divers matériels de chantier que l'on assimile à une surcharge uniformément répartie 50 kg/m^2 et une surcharge concentrée de $50+5b$ avec b : largeur de tablier.
D'où la surcharge concentrée est de $11.5t$ appliquée à mi travée.
- **Equipage mobile :** On prend le poids de l'équipage mobile 55 tonnes concentrée au bout de l'avant dernier voussoir qui déjà mit en tension, donc pour le dernier voussoir et le 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 100kg/m² si la phase de construction n'excède pas un mois, et 125kg/m² sinon. Donc pour notre cas on prend 125 kg/m² soit qui est égal à 0,125 t/m².
- **Surcharges accidentelles** : Des incidents pouvant survenir en cours d'exécution, tels que la chute d'un équipage mobile, et doivent être pris en compte.

Cette surcharge est égal à deux fois celle de l'équipage mobile donc 110t

CAS1 : le demi-fléau de 68 m

VI.2.1. Effets dus au poids propre dans le demi-fléau isostatique

Le tablier possède une hauteur qui varie paraboliquement, on peut admettre que la loi de variation de l'aire de sa section droite est également parabolique. Considérons alors le demi-fléau représenté sur la figure suivante :

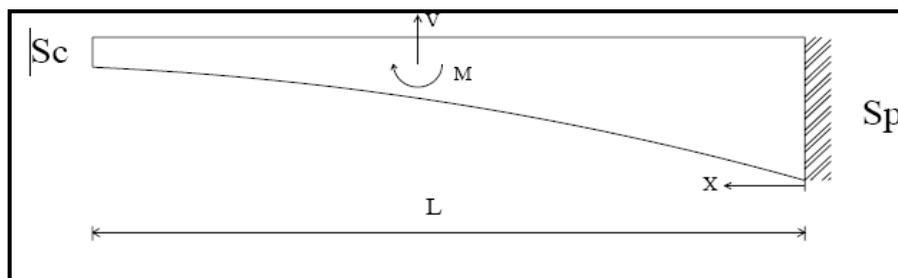


Fig. VI.2. Figure représentatif de demi-fléau

La variation de la section est défini par :

$$S(x) = Sp - 2(Sp - Sc) * \left(\frac{x}{l}\right) + (Sp - Sc) * \left(\frac{x}{l}\right)^2$$

La variation du poids propre (par mètre linéaire) :

$$G(x) = \gamma_b * S(x) = \gamma_b \left[Sp - 2(Sp - Sc) * \left(\frac{x}{l}\right) + (Sp - Sc) * \left(\frac{x}{l}\right)^2 \right]$$

Moment fléchissant :

$$M(x) = \gamma_b \left[-\frac{Sp(l-x)^2}{2} + (Sp - Sc) * (l-x)^2 * \frac{(2l+x)}{3l} - (Sp - Sc) * (l-x)^2 * \frac{3l^2 + 2lx + x^2}{12l^2} \right]$$

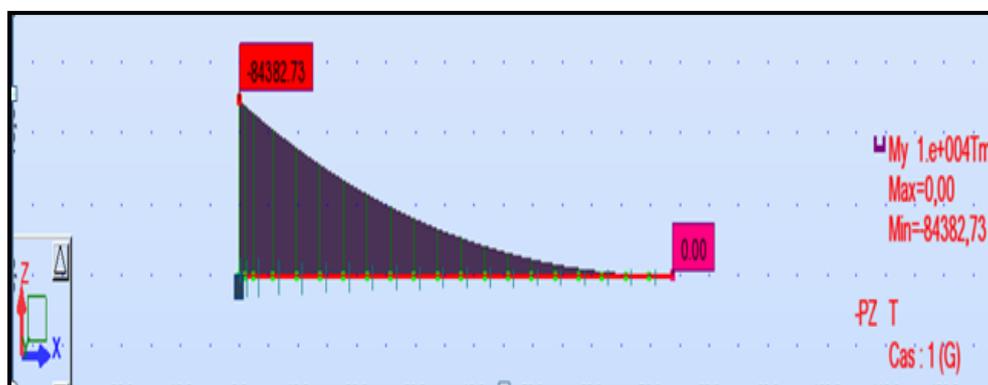


Fig. VI.3. Diagramme des moments fléchissant dûs aux poids propre

Effort tranchant

$$V(x) = \gamma_b \left[Sp(l - x) - (Sp - Sc) * \frac{(l^2 - x^2)}{l} + (Sp - Sc) * \frac{l^3 - x^3}{3l^2} \right]$$

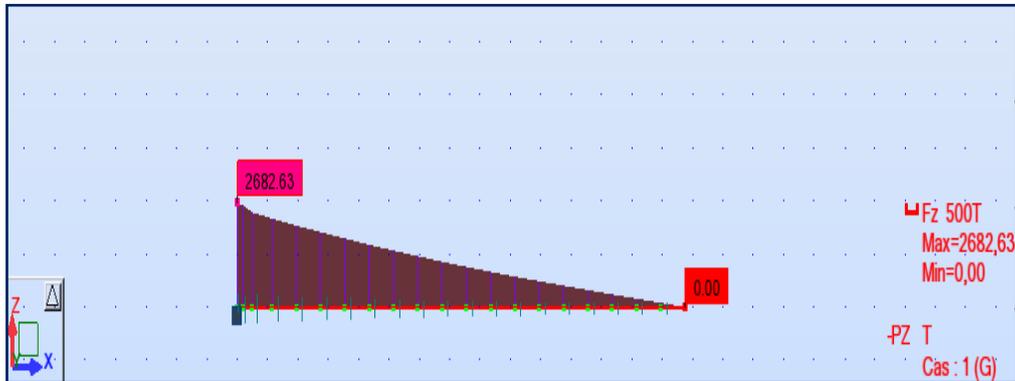


Fig. VI.4. Diagramme des efforts tranchants dus aux poids propre
VI.2.2. Effets des surcharges de chantier dans le demi-fléau

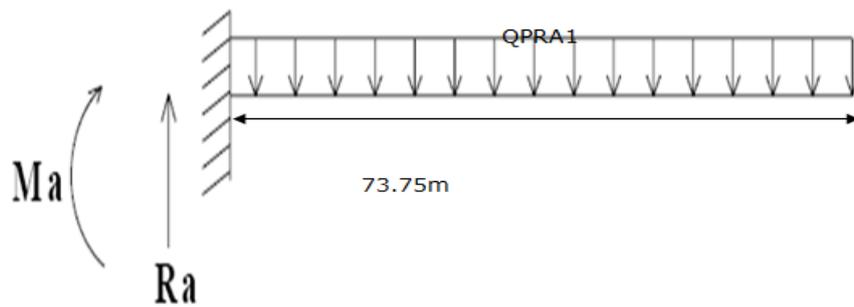


Fig.VI.5. Surcharge du chantier

$$QPRA1 = 0.05 * 13 = 0.65 \text{ t/ml}$$

$$Ra = 0.65 * 73.75 = 47.93 \text{ t}$$

$$Ma + 0.65 * \frac{73.75^2}{2} = 0$$

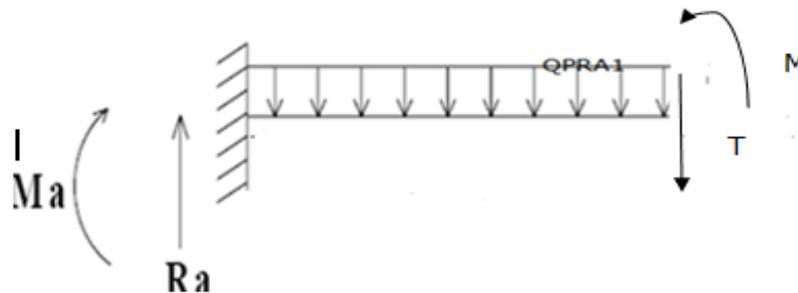


Fig.VI.6. Découpage

$$Ra = 0.65 * 73.75 = 47.93 \text{ t}$$

$$Ma + 0.65 * \frac{73.75^2}{2} = 0$$

D'où $M_a = -1767.70 \text{ t.m}$

$$M + M_a - R_a * x - 0.65 * \frac{x^2}{2} = 0$$

$$M = -1767.70 + 47.93 * x - 0.325 * x^2$$

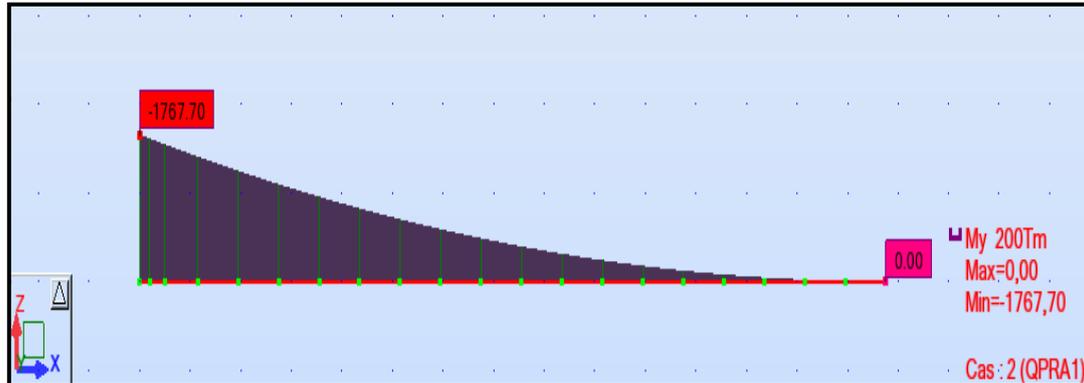


Fig. VI.7. Diagramme des moments fléchissant dûs aux surcharges de chantier

$$T - R_a + 0.65 * X = 0$$

$$T = R_a - 0.65 * X$$

$$T = 47.93 - 0.65 * X$$

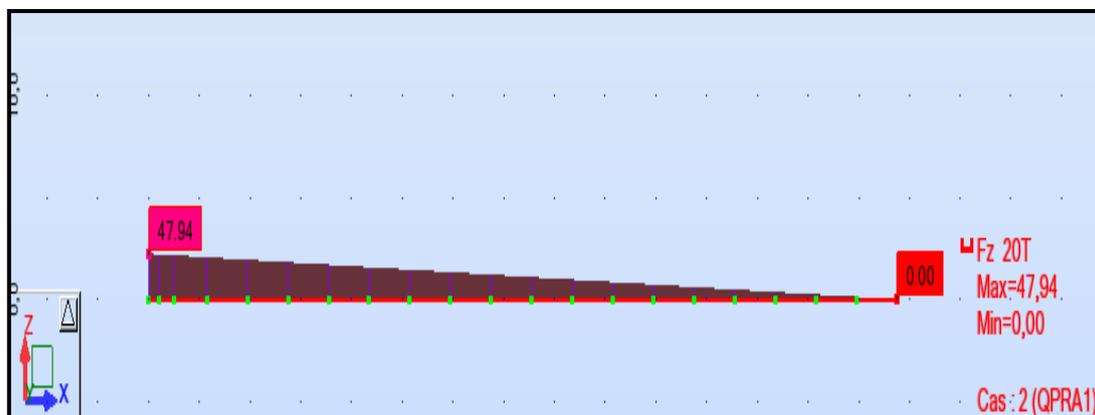


Fig. VI.8. Diagramme des efforts tranchants dûs aux surcharges de chantier

VI.2.3. Effets dus au vent

$$Q_w = 0.125 * 13 = 1.625 \text{ t/ml}$$

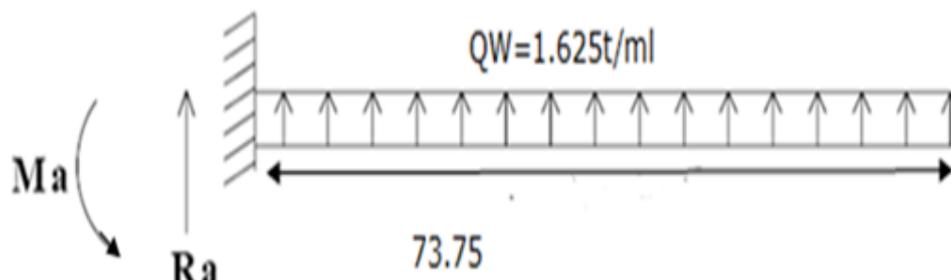


Fig. VI.9. Surcharge du vent

$$M(x) = 1.625 * \left(\frac{x^2}{2} - lx + \frac{l^2}{2}\right)$$

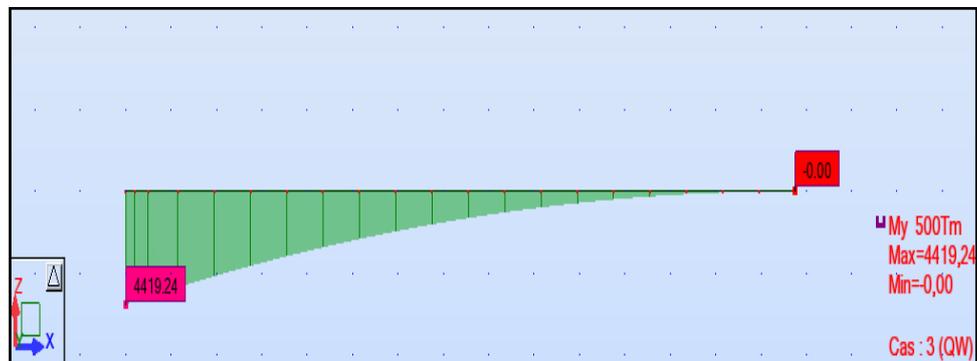


Fig. VI.10. Diagramme du moment fléchissant dû au vent

$$T(x)=1.625*(x-l)$$

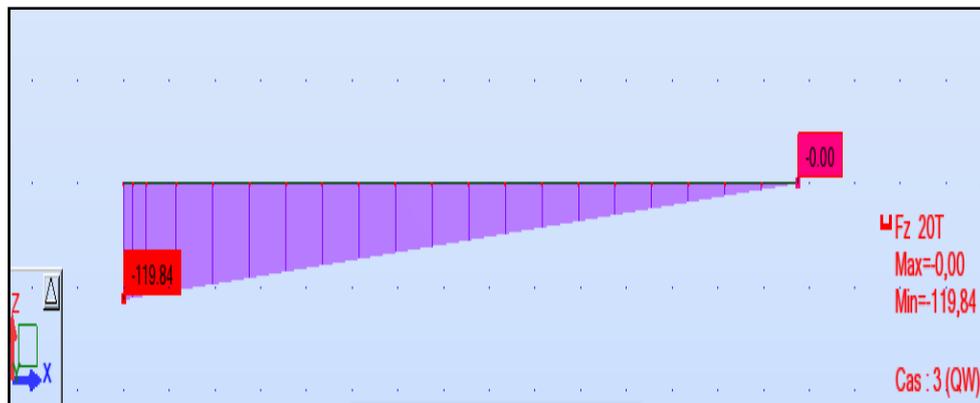


Fig. VI.11. Diagramme des efforts tranchants dû au vent

VI.2.4.Effets des surcharges concentrées dans le demi-fléau

QPRA2=50 +5b avec b : largeur de tablier

QPRA2=50+5*13

QPRA2=11.5t

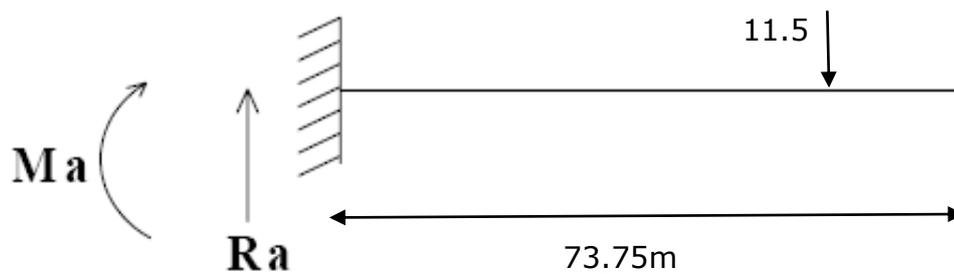


Fig. VI.12. Surcharges concentrées

$$M(x)=11.5(x-l)$$

Avec :

$l=69.75$ (appliqué avant le dernier voussoir)

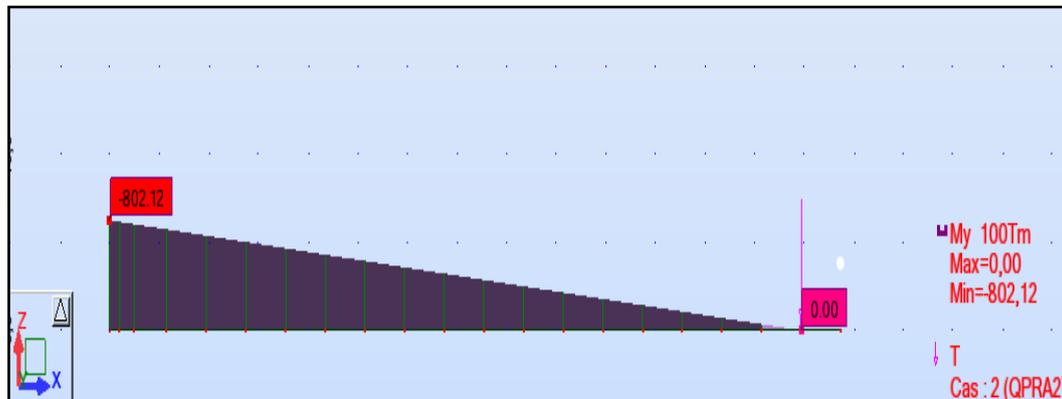


Fig. VI.13. Diagramme des moments fléchissant dûs à une surcharge concentrée

$$T(x)=11.5t$$

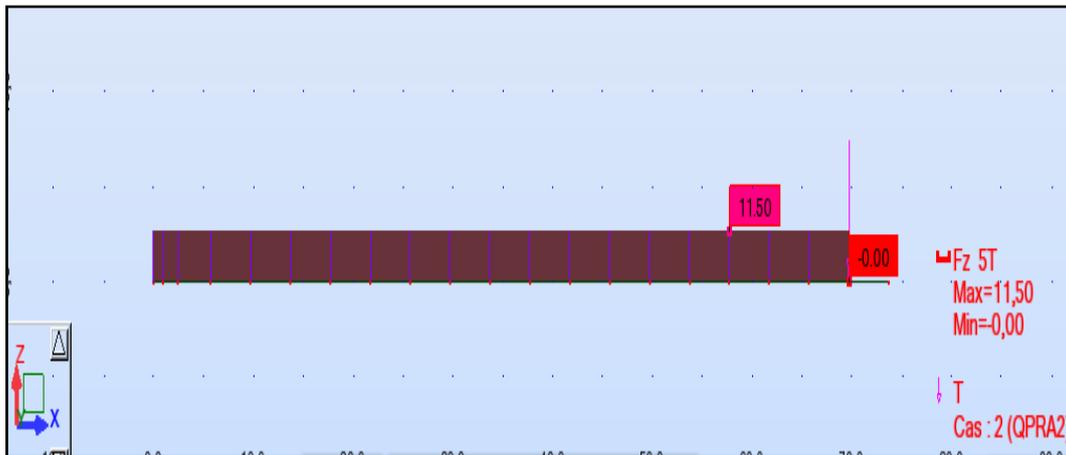


Fig. VI.14. Diagramme des efforts tranchant dûs à une surcharge concentrée

VI.2.5. Effets de l'équipage mobile

$$QPRA3=55t$$

$$M(x)=55(x-l)$$

Avec :

$l=71.75$ (appliqué à la travée de dernier voussoir)

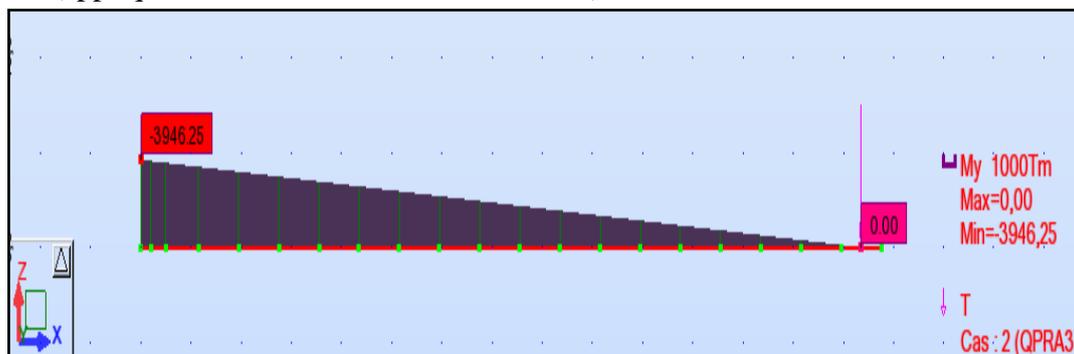


Fig. VI.15. Diagramme des moments fléchissant dûs à un équipage mobile

$T(x)=55t$

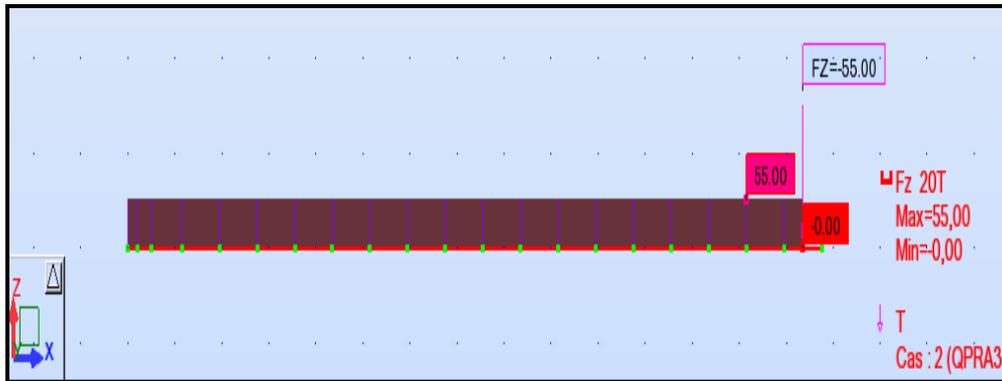


Fig. VI.16. Diagramme des efforts tranchants dûs à l'équipage mobile

VI.2.6.Surcharges accidentelles

$2 \cdot l \text{ 'équipage mobile} = 2 \cdot 55 = 110t$

$M(x) = 110(x-l)$

$l = 71.75m$

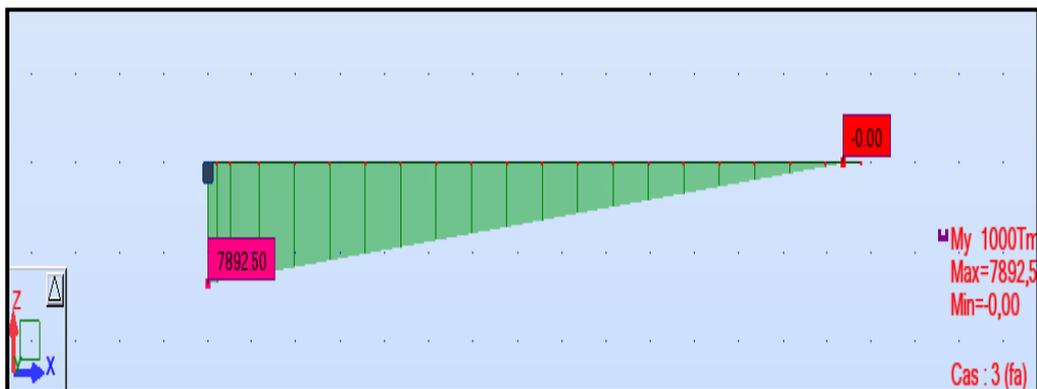


Fig. VI.17. Diagramme des moments fléchissant dûs aux surcharges accidentelles

$T(x) = 110t$

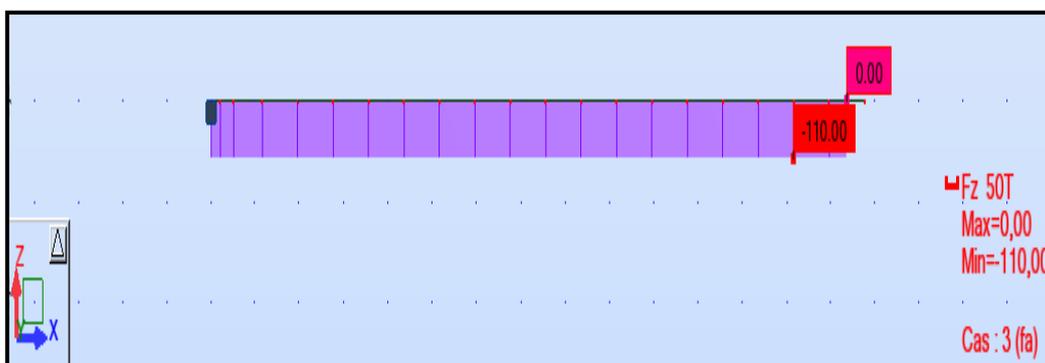


Fig. VI.18. Diagramme des efforts dus tranchants dûs aux surcharges accidentelles

Les résultats de chaque effort sont résumés dans le tableau suivant :

X (m)	Poids propre		Surcharge repartie		Surcharge concentré		Equipage mobile		vent		Surcharge accidentelles	
	v(t)	m(t.m)	v(t)	m(t.m)	v(t)	m(t.m)	v(t)	m(t.m)	v(t)	m(t.m)	v(t)	m(t.m)
0	-2682.63	-84382.73	47.94	-1767.70	11.5	-802.12	55	-3946.24	119.84	4419.24	-110	7892.50
1	-2634.83	-81724.0	47.29	-1720.08	11.5	-790.62	55	-3891.25	-118.22	4300.21	-110	7782.50
2.5	-2439.49	-77918.26	46.31	-1649.88	11.5	-773.37	55	-3808.75	-115.78	4124.71	-110	7617.50
5.75	-2284.14	-70242.36	44.20	-1502.80	11.5	-736	55	-3660	-110.50	3757.00	-110	7260
9.75	-2100.76	-61472.54	41.60	-1331.20	11.5	-690	55	-3410	-104	3328	-110	6820
13.75	-1933.60	-53403.82	39	-1170	11.5	-644	55	-3190	-97.50	2925.00	-110	6380
17.75	-1769.65	-45977.33	36.40	-1019.20	11.5	-598	55	-2970	-91	2548	-110	5940
21.75	-1609.21	-39239.61	33.80	-878.80	11.5	-552	55	-2750	-84.50	2197	-110	5500
25.75	-1456.49	-33108.20	31.20	-748.80	11.5	-506	55	-2530	-78	1872	-110	5060
29.75	-1313.80	-27567.62	28.60	-629.20	11.5	-460	55	-2310	-71.50	1573	-110	4620
33.75	-1172.20	-22595.63	26	-520	11.5	-414	55	-2090	-65	1300	-110	4180
37.75	-1038.02	-18175.18	23.40	-421.20	11.5	-368	55	-1870	-58.50	1053	-110	3740
41.75	-910.82	-14277.50	20.80	-332.80	11.5	-322	55	-1650	-52	832	-110	3300
45.75	-786.58	-10882.70	18.20	-254.80	11.5	-276	55	-1430	-45.50	637	-110	2860
49.75	-669.98	-7969.57	15.60	-187.20	11.5	-230	55	-1210	-39	468	-110	2420
53.75	-554.63	-5520.35	13	-130	11.5	-184	55	-990	-32.50	325	-110	1980
57.75	-440.93	-3529.25	10.40	-83.20	11.5	-138	55	-770	-26	208	-110	1540
61.75	-330.32	-1986.76	7.80	-46.80	11.5	-92	55	-550	-19.50	117	-110	1100
65.75	-219.90	-886.33	5.20	-20.80	11.5	-46	55	-330	-13	52	-110	660
69.75	-111.63	-223.75	2.60	-5.20	11.5	0	55	-110	-6.50	32	0	220
73.75	0	0	0	0	11.5	0	55	0	0	0	0	0

Tab. VI.1. Tableau donnant les résultats pour chaque effort

CAS 2 : pour le demi-fléau de 18 m : la même chose que précédemment

Effets dus au poids propre dans le demi-fléau isostatique

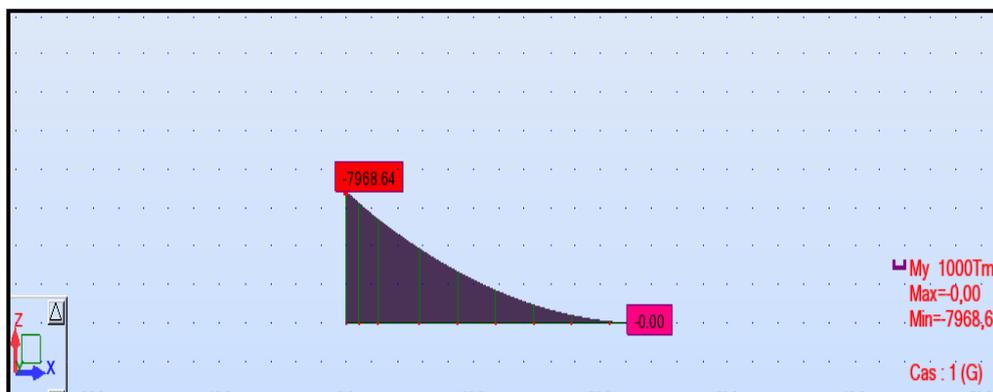


Fig. VI.19. Diagramme des moments fléchissant dûs aux poids propre

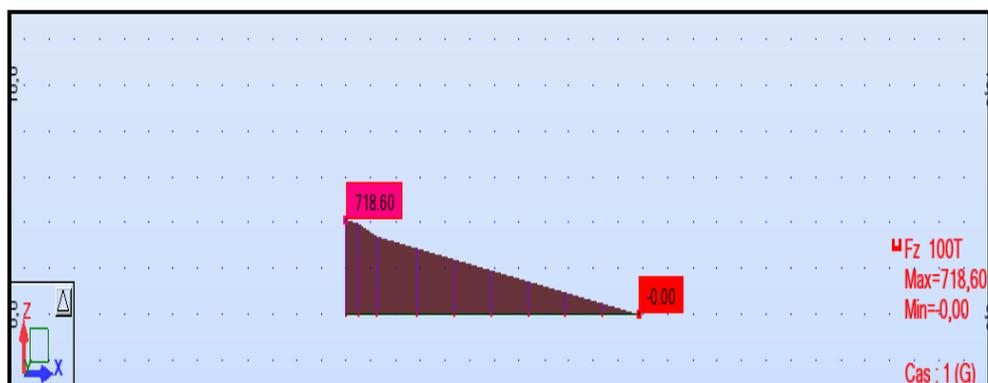


Fig. VI.20. Diagramme des efforts tranchants dûs aux poids propre

Effets des surcharges de chantier dans le demi-fléau

$$Q_{PRA1} = 0.05 * 13 = 0.65 \text{ t/ml}$$

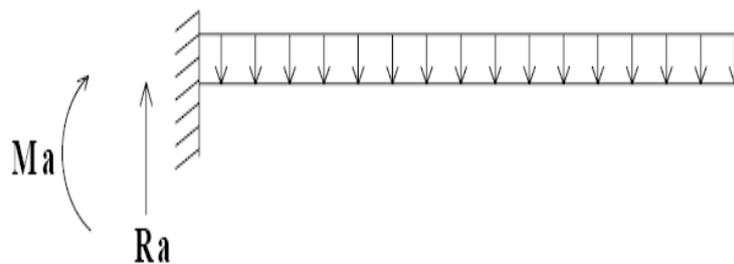


Fig. VI.21. surcharge de chantier

$$R_a = 0.65 * 23.75 = 15.44 \text{ t}$$

$$M_a + 0.65 * \frac{23.75^2}{2} = 0$$

D'où $M_a = -183.32 \text{ t.m}$

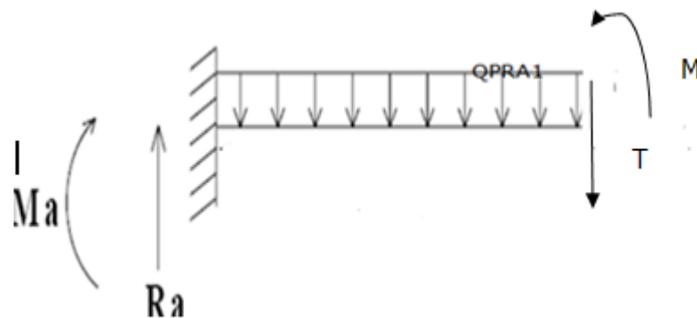


Fig. VI.22. Découpage

$$R_a = 0.65 * 23.75 = 15.44 \text{ t}$$

$$M_a + 0.65 * \frac{23.75^2}{2} = 0$$

D'où $M_a = -183.32 \text{ t.m}$

$$M - M_a - R_a * x + 0.65 * \frac{x^2}{2} = 0$$

$$M = -183.32 + 15.44 * x - 0.325 * x^2$$

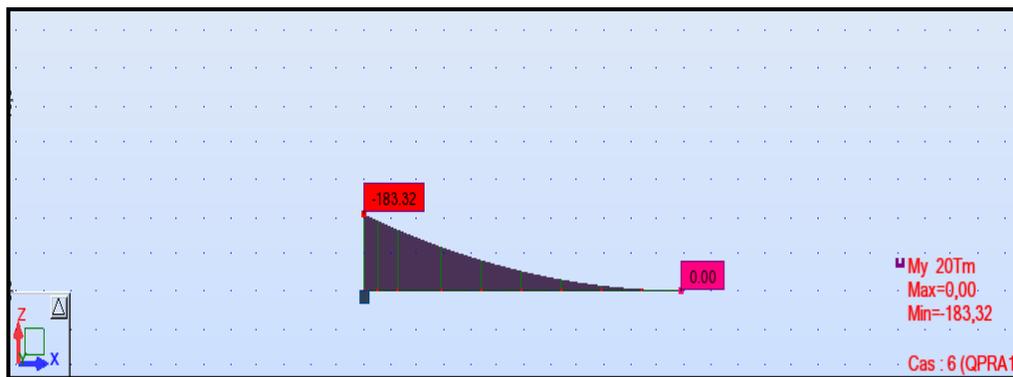


Fig. VI.23. Diagramme des moments fléchissant dûs à la surcharge de chantier

$$T - Ra + 0.65 * X = 0$$

$$T = Ra - 0.65 * X$$

$$T = 15.44 - 0.65 * X$$

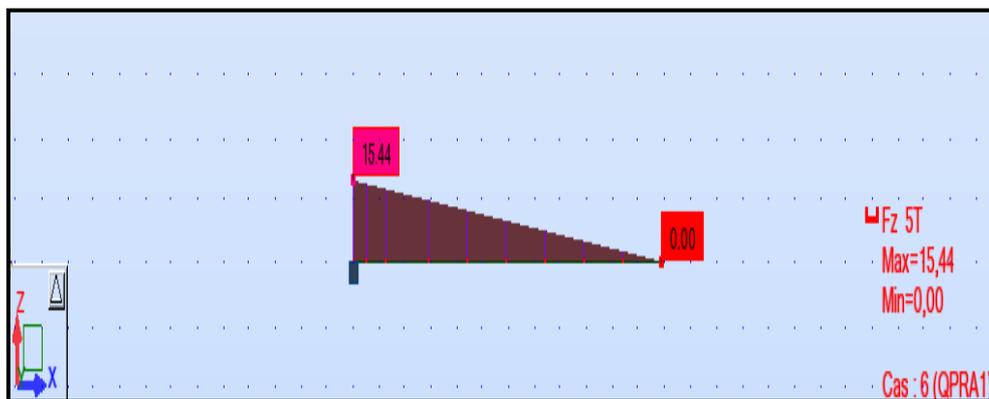


Fig. VI.24. Diagramme des efforts tranchants dûs à la surcharge de chantier

Effets dus au vent

$$Q_w = 0.125 * 13 = 1.625 \text{ t/ml}$$

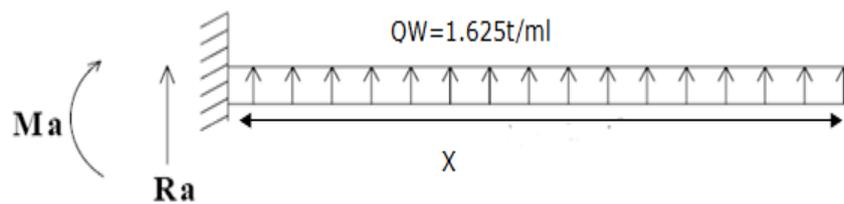


Fig. VI.25. Surcharge du vent

$$M(x) = 1.625 * \left(\frac{x^2}{2} - lx + \frac{l^2}{2}\right)$$

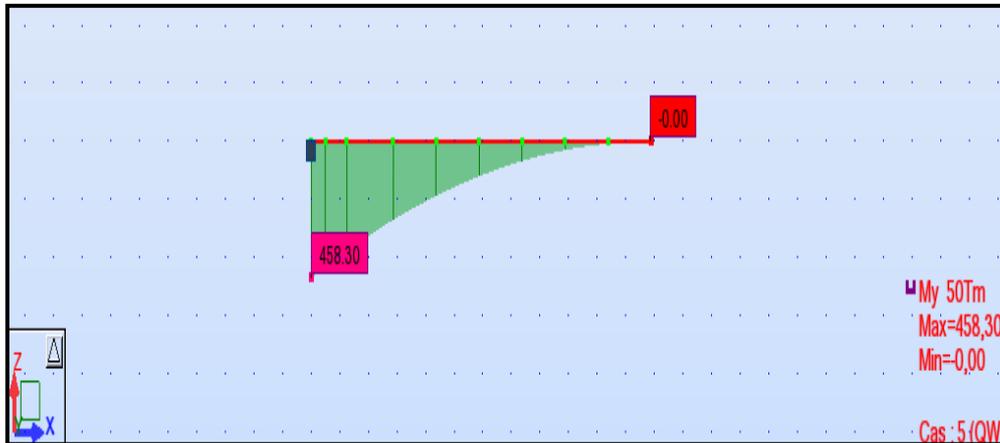


Fig. VI.26. Diagramme des moments fléchissant dûs au vent

$$T(x) = 1.625 * (x - l)$$

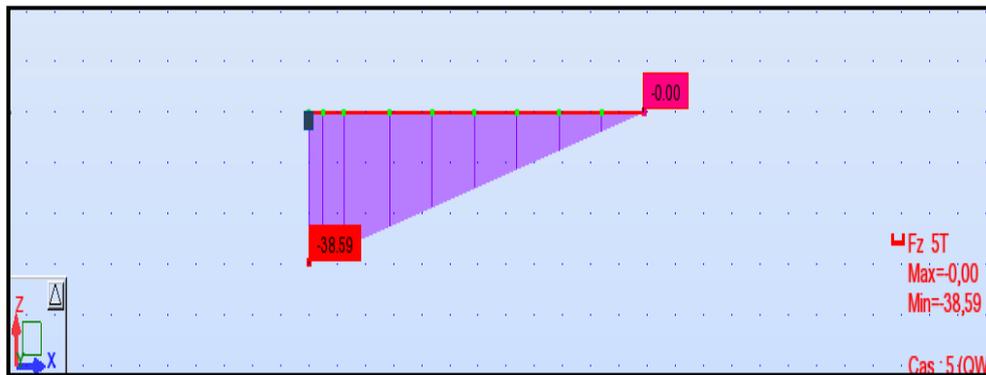


Fig. VI.27. Diagramme des efforts tranchant fléchissant dûs au vent

Effets des surcharges concentrées dans le demi-fléau

$$QPRA2 = 50 + 5b$$

$$QPRA2 = 50 + 5 * 13$$

Avec :

b : largeur de tablier

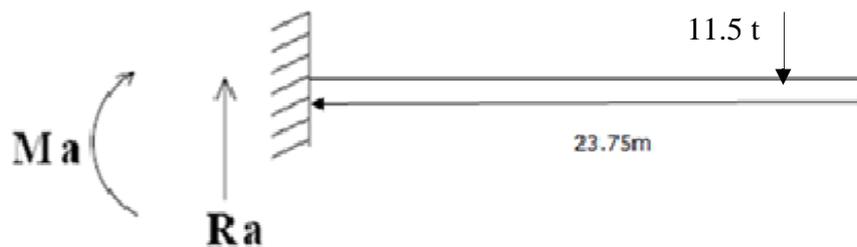


Fig. VI.28. Surcharge concentrées

$$M(x)=11.5(x-l)$$

Avec :

$l=20.75$ (appliqué avant le dernier voussoir)

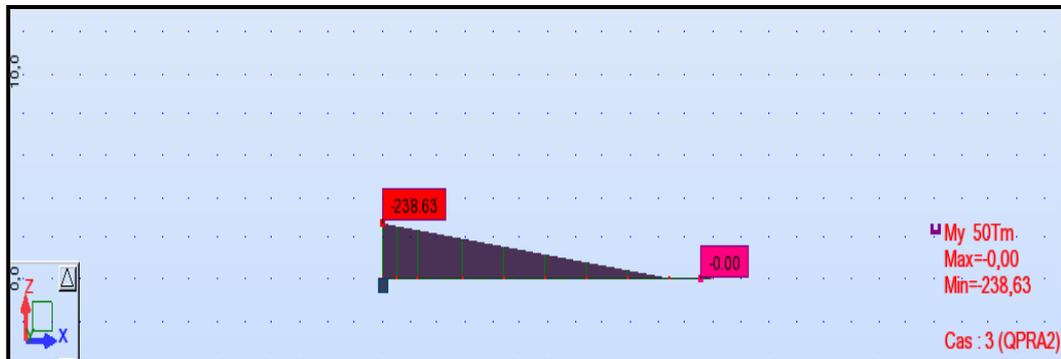


Fig. VI.29. Diagramme des moments fléchissant dûs au surcharge concentrée

$$T(x)=11.5t$$

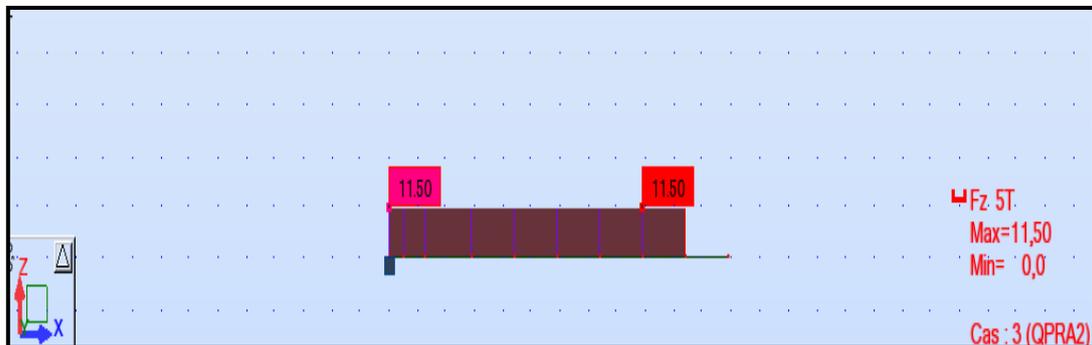


Fig. VI.30. Diagramme des efforts tranchant dûs à la surcharge concentrée

Effets de l'équipage mobile

$$QPRA3=55t$$

$$M(x)=55 (x-l)$$

Avec $l=22.25$ (appliqué a mis travée de l'avant dernier voussoir)

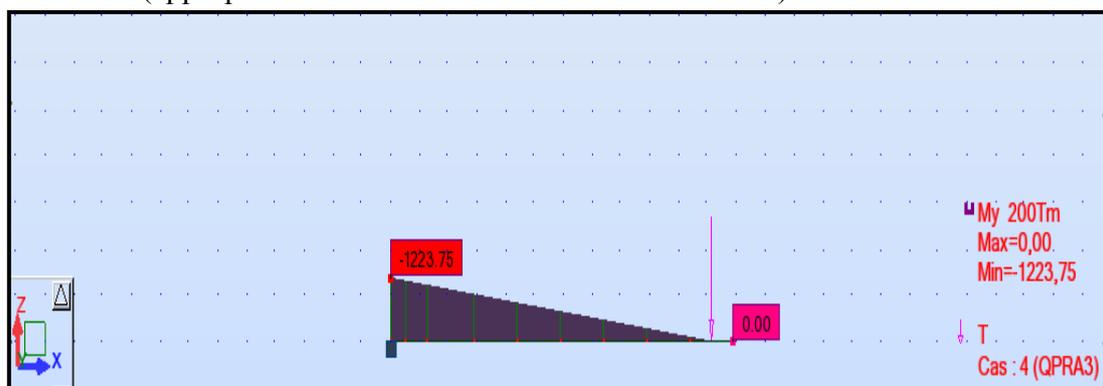


Fig. VI.31. Diagramme des moments fléchissant dûs à l'équipage mobile

$T(x)=55t$

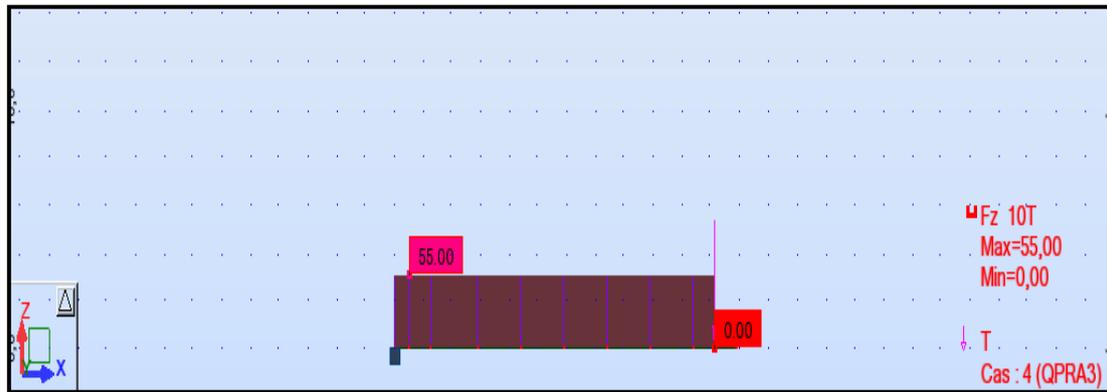


Fig. VI.32. Diagramme des efforts tranchant dûs à l'équipage mobile

Surcharges accidentelles

$2 \cdot l \text{ l'équipage mobile} = 2 \cdot 55 = 110t$

$M(x) = 110(x-l)$

$l = 22.25m$

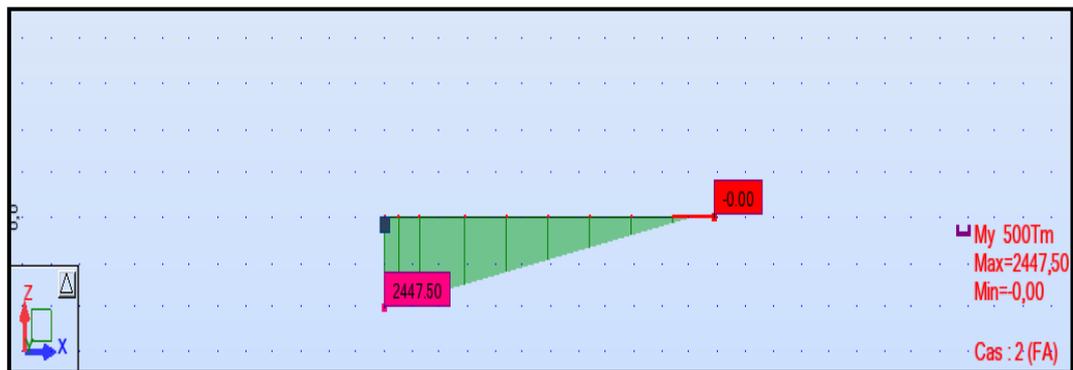


Fig. VI.33. Diagramme des moments fléchissant dûs au surcharge accidentelles

$T(x) = 110t$

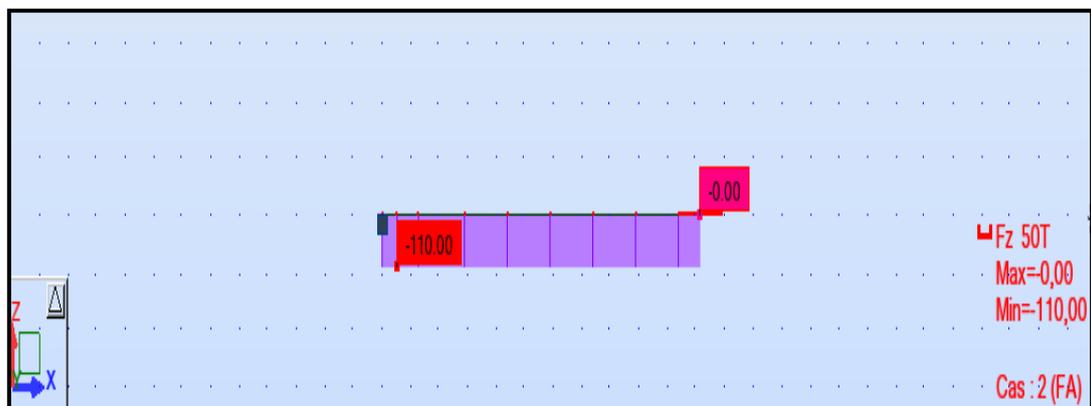


Fig. VI.34. Diagramme des efforts tranchant dûs au surcharge accidentelles

Les résultats de chaque effort sont résumés dans le tableau suivant

X(m)	Poids propre		Surcharge repartie		Surcharge concentré		Equipage mobile		vent		Surcharge accidentelles	
	T(t)	M (t.m)	T(t)	M (t.m)	T(t)	M (t.m)	T(t)	M (t.m)	T(t)	M (t.m)	T(t)	M (t.m)
0	718.60	-7968.64	15.44	-183.32	11.5	-283.63	55	-1223.75	-38.59	458.30	-110	2447.50
1	690.69	-7264.00	14.79	-168.21	11.5	-227.13	55	-1168.75	-36.97	420.52	-110	2337.50
2.5	593.05	-6301.19	13.81	-146.76	11.5	-209.88	55	-1086.25	-34.53	366.89	-110	2172.50
5.75	502.35	-4521.16	11.70	-105.30	11.5	-172.50	55	-907.5	-29.25	263.25	-110	1815
8.75	418.63	-3139.69	9.75	-73.13	11.5	-138	55	-742.50	-24.38	182.81	-110	1485
11.75	334.90	-2009.40	7.80	-46.80	11.5	-103.50	55	-577.50	-19.50	117	-110	1155
14.75	251.18	-1130.29	5.85	-26.33	11.5	-69	55	-412.50	-14.63	65.81	-110	825
17.75	167.45	-502.35	3.90	-11.70	11.5	-34.50	55	-247.50	-9.75	29.25	-110	495
20.75	83.73	-125.59	1.85	-2.93	11.5	0	55	-82.50	-4.87	7.31	-110	165
23.75	0	0	0	0	11.5	0	55	0	0	0	-110	0

Tab. VI.2. Tableau donnant les résultats pour chaque effort**VI.3. Etude de la stabilité des fléaux**

La justification des fléaux doit être effectuée vis-à-vis de :

VI.3.1. La situation durable à l'état limite ultime

Pour la vérification à l'état limite ultime d'équilibre statique le fléau ne doit pas décoller de ses appuis provisoires. Dans notre cas le fléau est encastré sur pile aucune vérification d'équilibre statique n'est requise mais il faut vérifier la résistance de la pile.

Pour les ouvrages coulés en place, on peut considérer que la phase dimensionnant est le coulage de la dernière paire de voussoirs.

On suppose que les deux équipages ont été avancés, lorsque l'un des deux voussoirs a été bétonné, alors que l'autre bétonnage reste à faire ou a donné lieu à une vidange de l'équipage provoqué par un défaut du béton.

Pour un ouvrage coulé en place, un incident de bétonnage peut conduire à vider le béton frais de l'un des équipages, même s'ils sont réalisés simultanément.

Les combinaisons d'action à étudier sont donc les suivantes :

$$A1 : 1.1 (G_{max} + G_{min}) + 1.25 [Q_{PRA3max} + Q_{PRA3min} + Q_{PRA1} + Q_{PRA2} + Q_W]$$

$$A2 : 0.9 (G_{max} + G_{min}) + 1.25 [Q_{PRA3max} + Q_{PRA3min} + Q_{PRA1} + Q_{PRA2} + Q_W]$$

VI.3.2. La situation accidentelle à l'état limite ultime

Pendant la construction des ponts construits par encorbellement successifs, il est nécessaire d'assurer la stabilité des fléaux sur leur pile avant clavage avec le fléau voisin, ou avec la partie coulée sur cintre, en travée de rive. 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 d'un voussoir en cours de construction.

Les combinaisons d'action à envisager afin de justifier la stabilité des fléaux sont les suivantes :

$$B1 : 1.1 (G_{\max} + G_{\min}) + FA + [Q_{PRA3\max} + Q_{PRA3\min} + Q_{PRA1} + Q_{PRA2}]$$

$$B2 : 0.9 (G_{\max} + G_{\min}) + FA + [Q_{PRA3\max} + Q_{PRA3\min} + Q_{PRA1} + Q_{PRA2}]$$

D'où :

G_{\max} : poids propre d'un demi-fléau majoré par 1,02

G_{\min} : poids propre d'un demi-fléau majoré par 0,98

Fa : Action due à la chute d'un équipage mobile, elle est représentée par son poids propre multiplié par un coefficient de majoration égale à

Q_{PRA1} : Une charge de chantier répartie ($Q_{PRA1} = 50 \text{ Kg/m}^2$)

Q_{PRA2} : Une charge concentrée ($Q_{PRA2} = 50 + 5b \text{ KN}$, avec b : largeur du tablier)

Q_{PRA3} : une charge de l'équipage mobile ($Q_{PRA3} = 55t$)

Qw : L'effet du vent, équivalent à une charge uniforme de 125 Kg/m^2 .

Cas 1

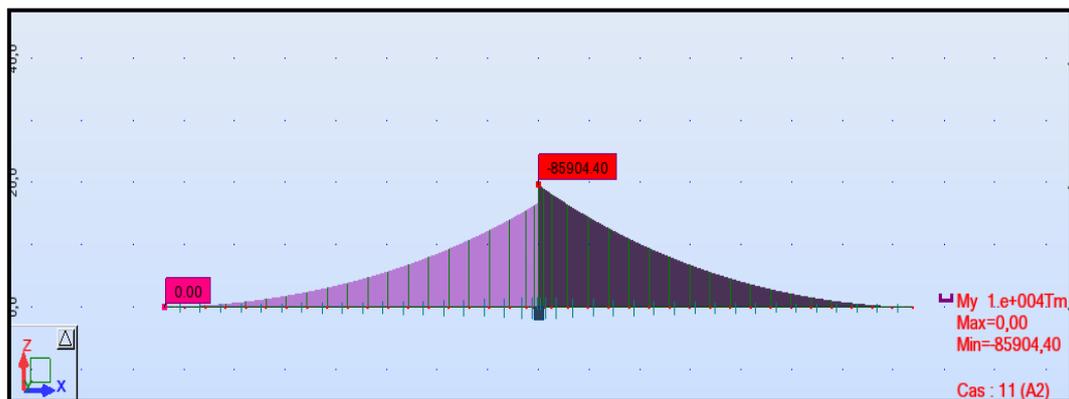


Fig. VI.35. Diagramme des moments dûs à la combinaison en situation durable

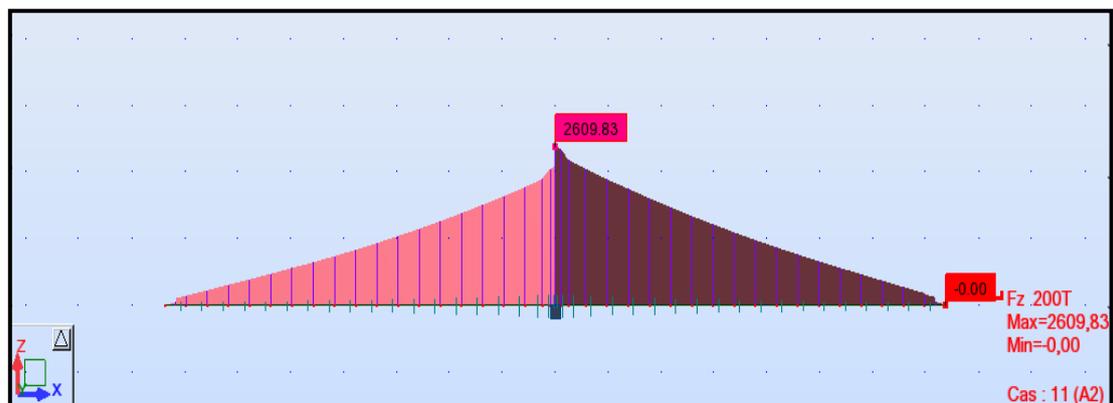


Fig. VI.36. Diagramme des efforts tranchants dûs à la combinaison en situation durable

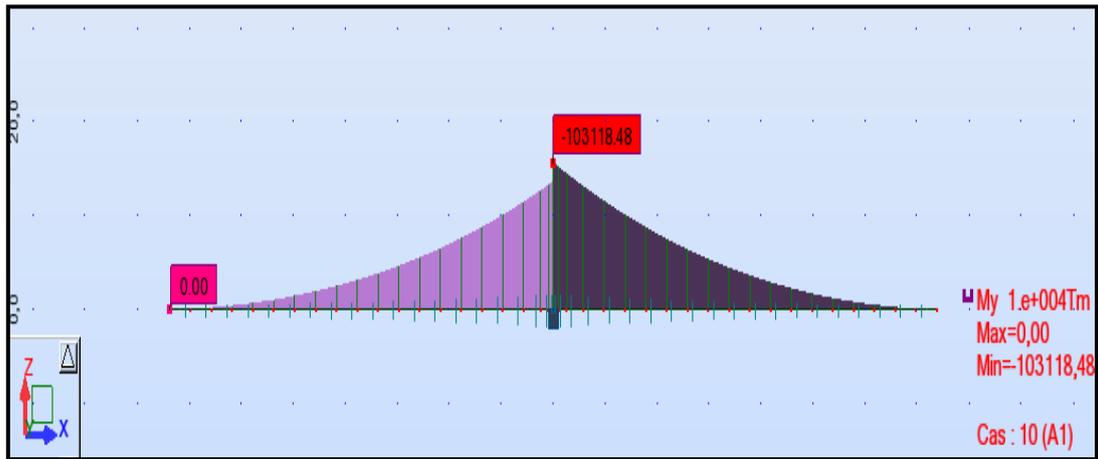


Fig. VI.37. Diagramme des moments dûs à la combinaison en situation durable

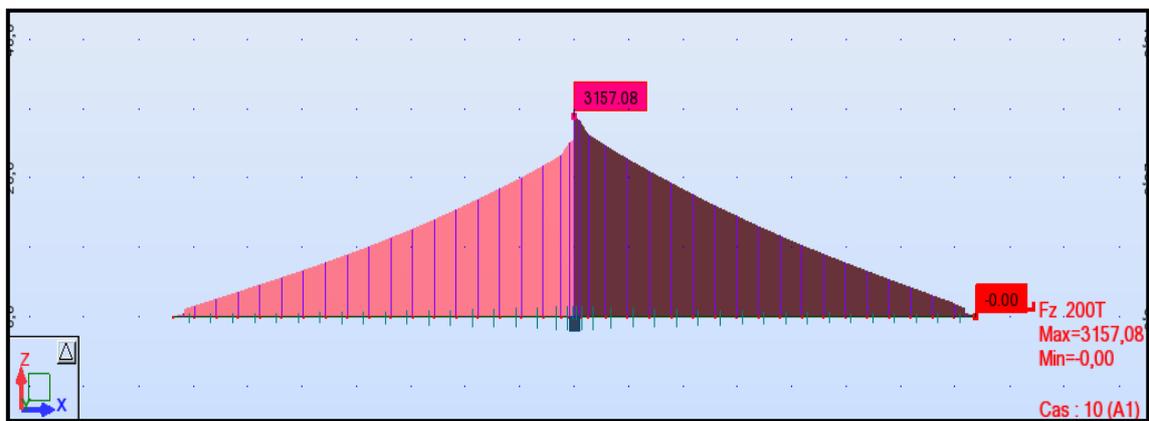


Fig. VI.38. Diagramme des efforts tranchants dûs à la combinaison en situation durable

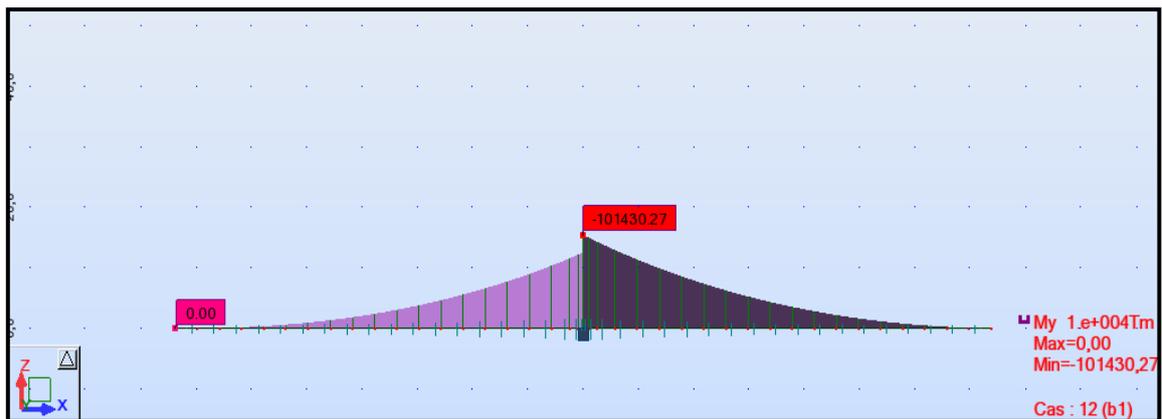


Fig. VI.39. Diagramme des moments dûs à la combinaison en situation accidentelle

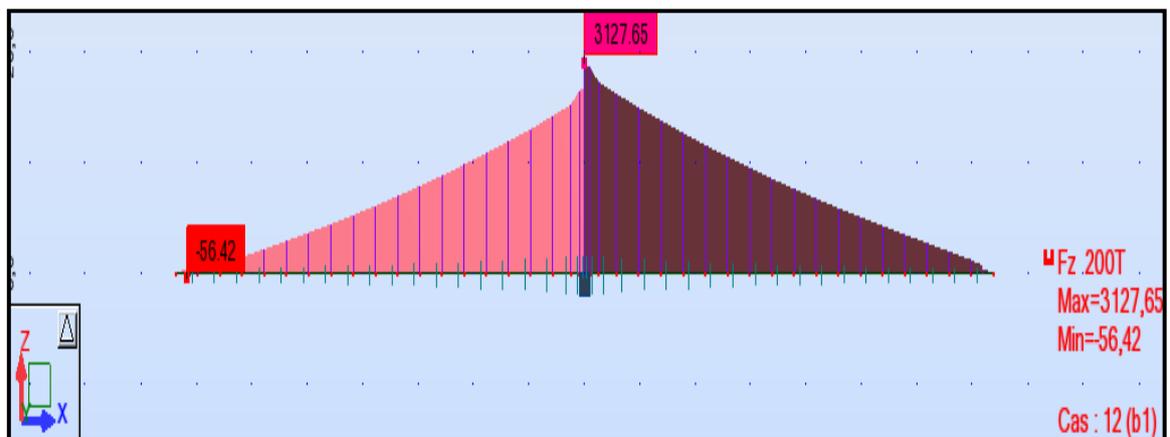


Fig. VI.40. Diagramme des efforts tranchants dûs à la combinaison en situation accidentelle

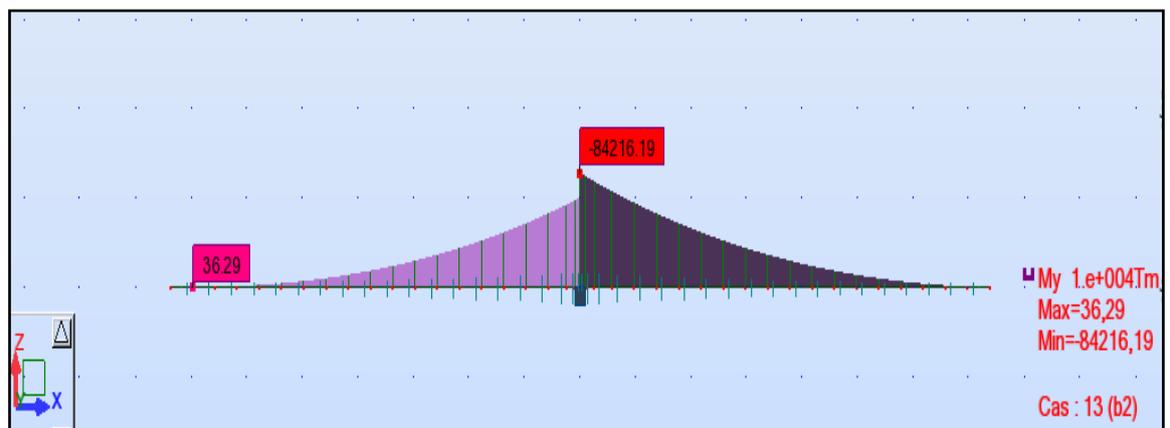


Fig. VI.41. Diagramme des moments dûs à la combinaison en situation accidentelle

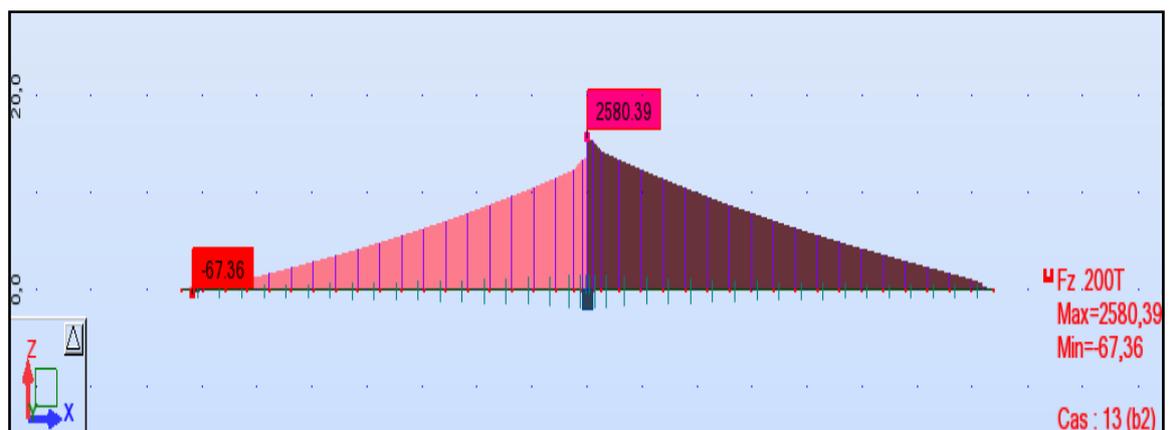


Fig. VI.42. Diagramme des efforts tranchants dûs à la combinaison en situation accidentelle

Cas2

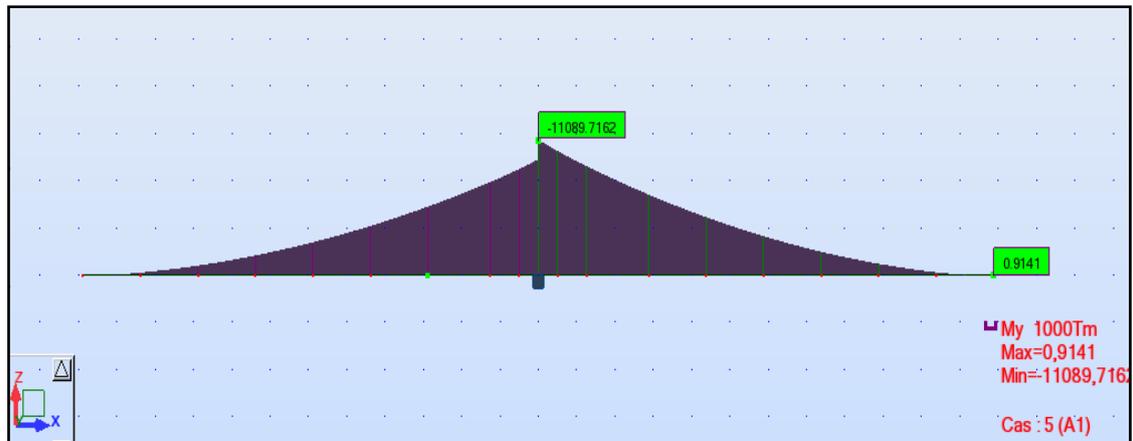


Fig. VI.43. Diagramme des moments dûs à la combinaison en situation durable

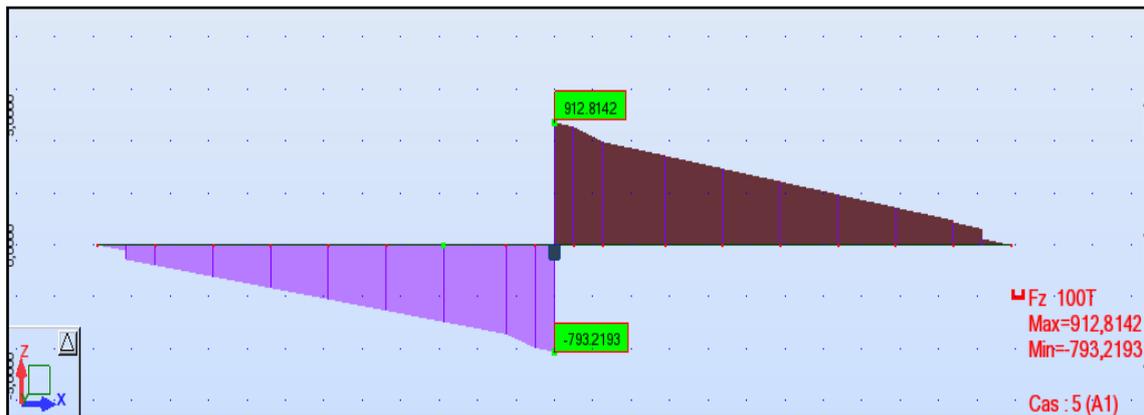


Fig. VI.44. Diagramme des efforts tranchants dûs à la combinaison en situation durable

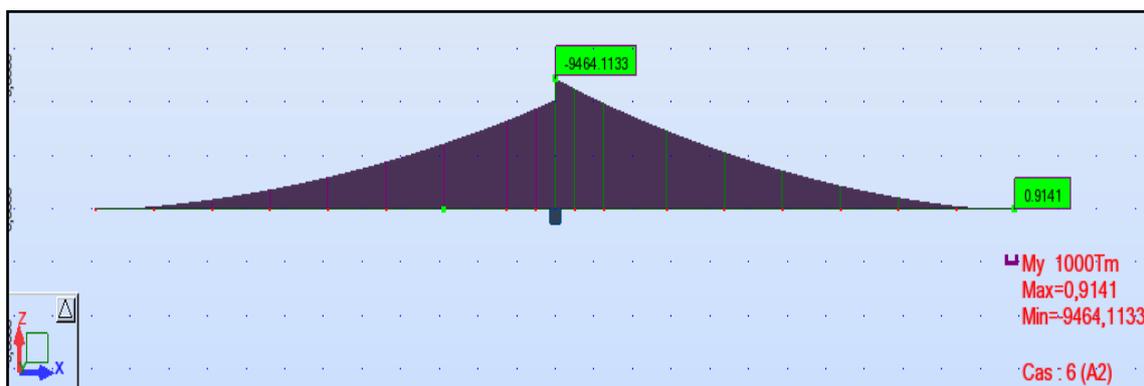


Fig. VI.45. Diagramme des moments dûs à la combinaison en situation durable

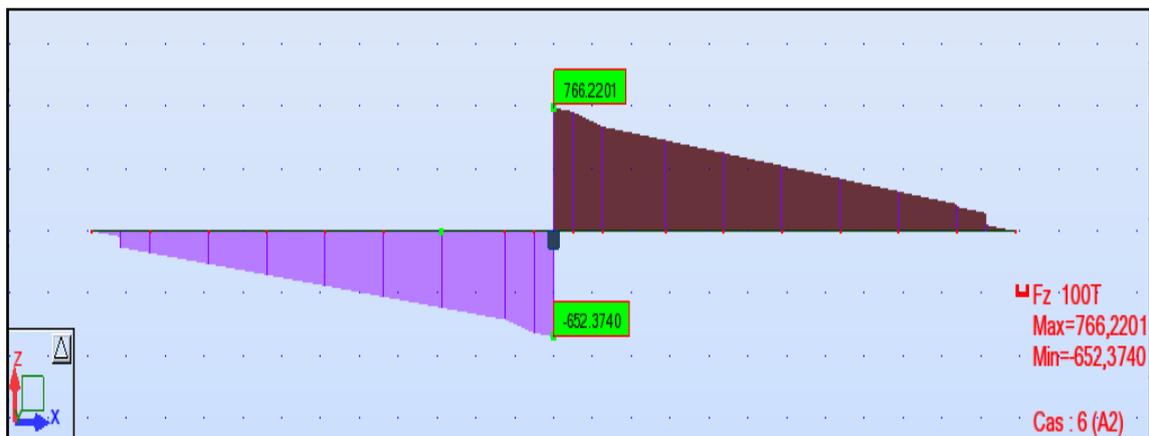


Fig. VI.46. Diagramme des efforts tranchants dûs à la combinaison en situation accidentelle

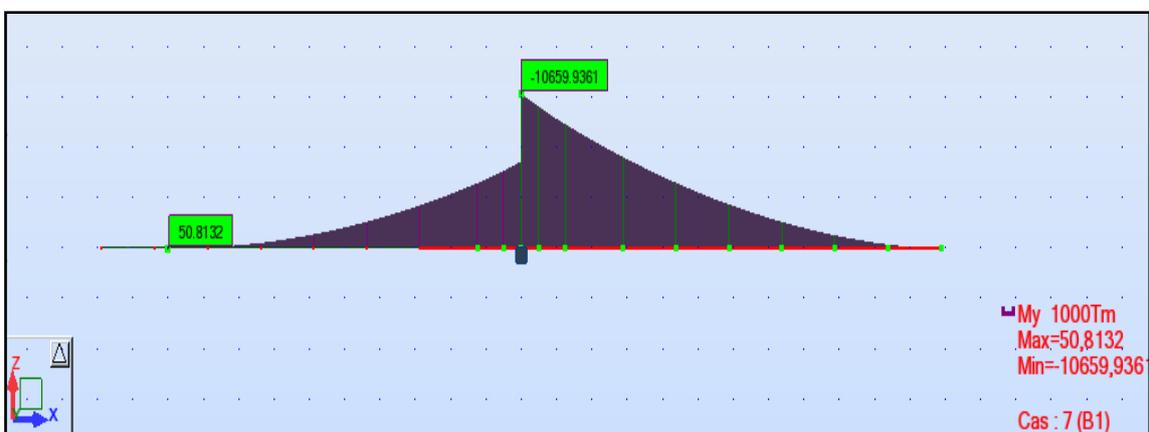


Fig. VI.47. Diagramme des moments dûs à la combinaison en situation accidentelle

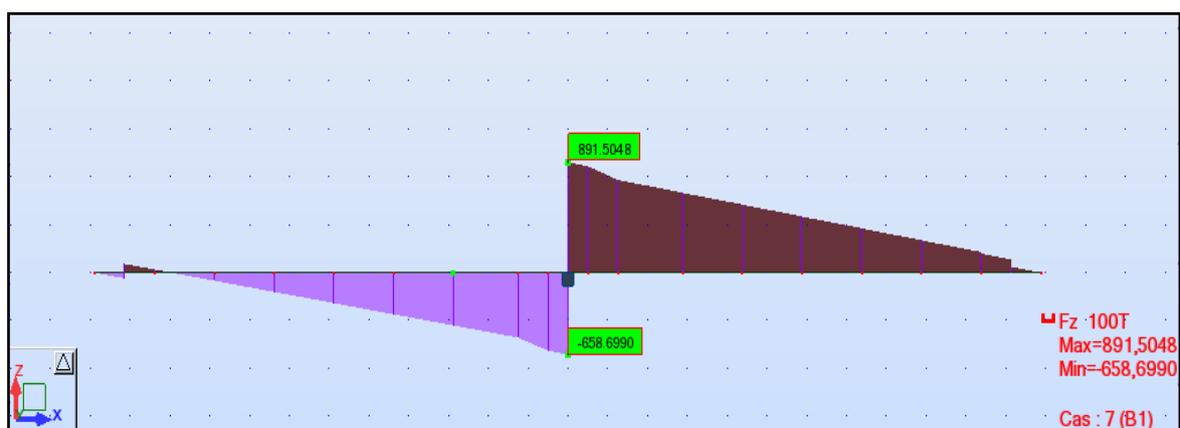


Fig. VI.48. Diagramme des efforts tranchants dûs à la combinaison en situation accidentelle

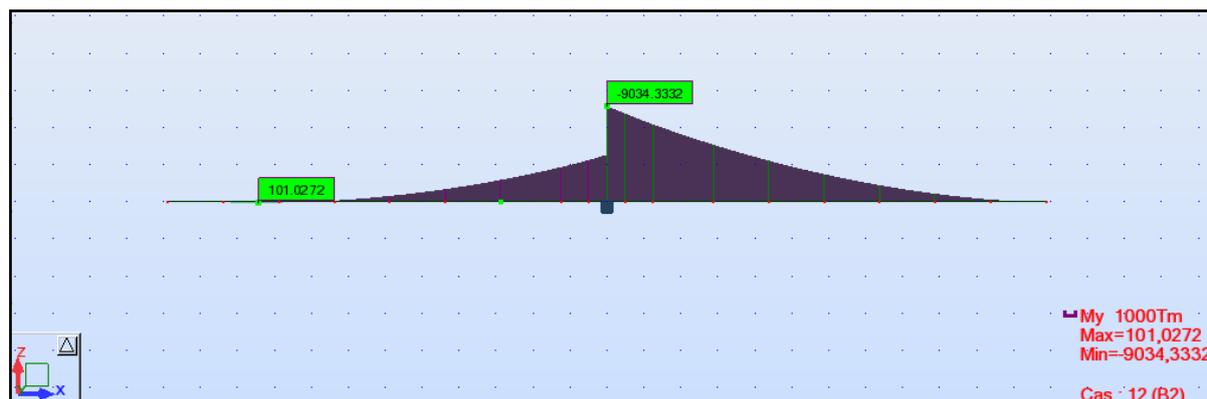


Fig. VI.49. Diagramme des moments dûs à la combinaison en situation accidentelle

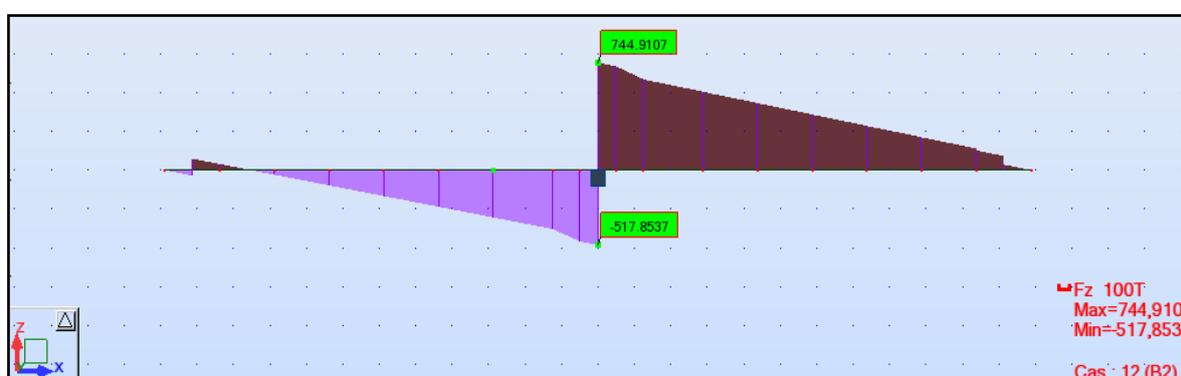


Fig. VI.50. Diagramme des moments dûs à la combinaison en situation accidentelle

VI.3.3. Tableau récapitulatif des combinaisons les plus défavorables pour les deux cas CAS1

Tab : Combinaisons les plus défavorables		
Combinaisons	M (t.m)	T (t)
$1,1(G_{max}+G_{min}) + 1,25(Q_{PRA3max}+Q_{PRA3min}+Q_{PRA1}+Q_{PRA2}+Q_w)$	12942.45	349.01
$0,9 (G_{max}+G_{min}) + 1,25 [Q_{PRA3max}+Q_{PRA3min}+Q_{PRA1}+Q_{PRA2}+Q_w]$	12267.38	327.56
$1,1 (G_{max}+G_{min}) +FA+ [Q_{PRA3max}+Q_{PRA3min}+Q_{PRA1}+Q_{PRA2}]$	18831.74	352.38
$0,9 (G_{max}+G_{min}) +FA+ [Q_{PRA3max}+Q_{PRA3min}+Q_{PRA1}+Q_{PRA2}]$	18156.67	330.59

Tab. VI.3. Tableau donnant les combinaisons les plus défavorables

Le moment de renversement **MR=18831.74t.m**

La réaction à la tête de la pile **R= 352.38t**

CAS2

Tab : Combinaisons les plus défavorables		
Combinaisons	M (t.m)	T (t)
$1,1(G_{max}+G_{min})+1,25(Q_{PRA3max}+Q_{PRA3min}+Q_{PRA1}+Q_{PRA2}+Q_w)$	1603.49	119.59
$0,9 (G_{max}+G_{min}) + 1,25 [Q_{PRA3max}+Q_{PRA3min}+Q_{PRA1}+Q_{PRA2}+Q_w]$	1539.74	113.84
$1,1 (G_{max}+G_{min}) +FA+ [Q_{PRA3max}+Q_{PRA3min}+Q_{PRA1}+Q_{PRA2}]$	4663.76	232.80
$0,9 (G_{max}+G_{min}) +FA+ [Q_{PRA3max}+Q_{PRA3min}+Q_{PRA1}+Q_{PRA2}]$	4600.13	227.05

Tab. VI.4. Tableau donnant les combinaisons les plus défavorables

Le moment de renversement $MR= 4663.76t.m$

La réaction à la tête de la pile $R= 232.8t$

VI.4. Etude de l'encastrement

Le fléau ne doit pas se décoller sous l'effet du moment de renversement sur pile, et pour cela les câbles de précontrainte (provisoires) doivent compenser la réaction de soulèvement.

Les câbles de clouage doivent rétablir l'équilibre du fléau, pour calculer le nombre de câbles à disposer, on distingue la combinaison accidentelle.

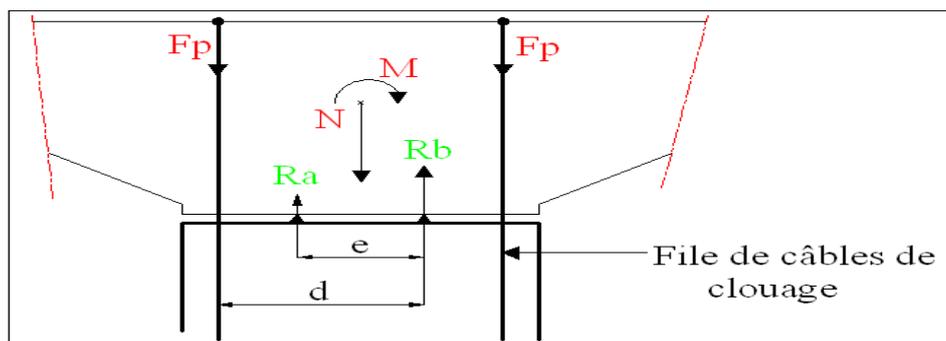


Fig. VI.51. Le système de clouage (encastrement provisoire).

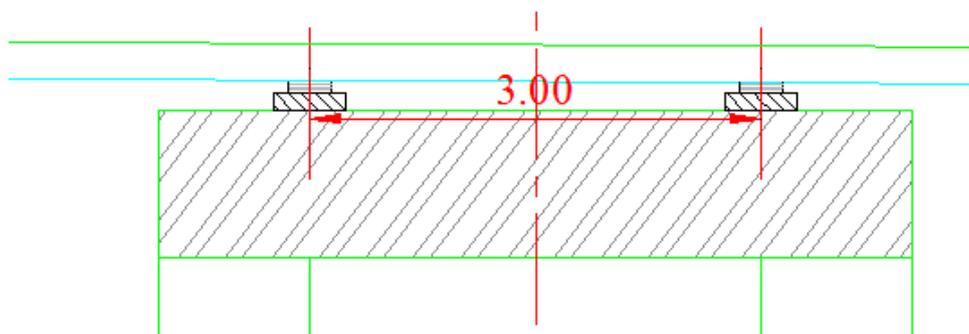


Fig. VI.52. Entre axe d'appareil d'appui

$$R_a = \frac{N}{2} - \frac{M}{e} F_p$$

$$R_b = \frac{N}{2} + \frac{M}{e} + F_p$$

Avec :

$$F_p = (1 - p) \times \sigma_{po} \times s$$

F_p : Force d'un câble avec p% de pertes ; (soit $p = 25\%$) ;

$$\sigma_{po} = \text{Min} (0.8 f_{prg}, 0.90 f_{peg})$$

Le nombre de câbles nécessaire pour la stabilité du fléau est donné par la formule suivante :

$$n = \frac{\frac{M - N}{e} \cdot 2}{(1 - P) \cdot \sigma_{po} \cdot S}$$

Avec

n : nombre de câbles.

s : section d'un câble.

Des câbles 19T15S sont utilisées pour assurer l'encastrement provisoire, les caractéristiques de ces derniers sont : $f_{prg} = 1860$ MPa, $f_{peg} = 1660$ MPa. $S = 2850$ mm².

Application numérique

$$M = 4663.76 \text{ t.m} = 46.637 \text{ MN.m}$$

$$R = 232.8 \text{ t} = 2.328 \text{ MN}$$

$$n = \frac{\frac{46.63}{3} - \frac{2.328}{2}}{2850 \times 10^{-6} \times (1 - 0.25) \times 1488} = 4.52$$

Soit n = 06 câbles à disposer de chaque coté du voussoir sur pile P1

VI.5. Clavage des travées :

Lorsque les fléaux sont achevés, on commence par solidariser les **deux travées de rive** sur piles-culées, cette partie sera coulée sur **cintre**. Cette opération de solidarisation s'appelle **clavage**, ensuite on vient assurer la continuité complète du tablier en solidarisant les travées adjacentes puis on termine avec les deux travées centrale

VI.5.1. Clavage de la travée de rive

Cas1



Fig. VI.53. Diagramme des moments dus au poids propre après clavage de la travée de rive

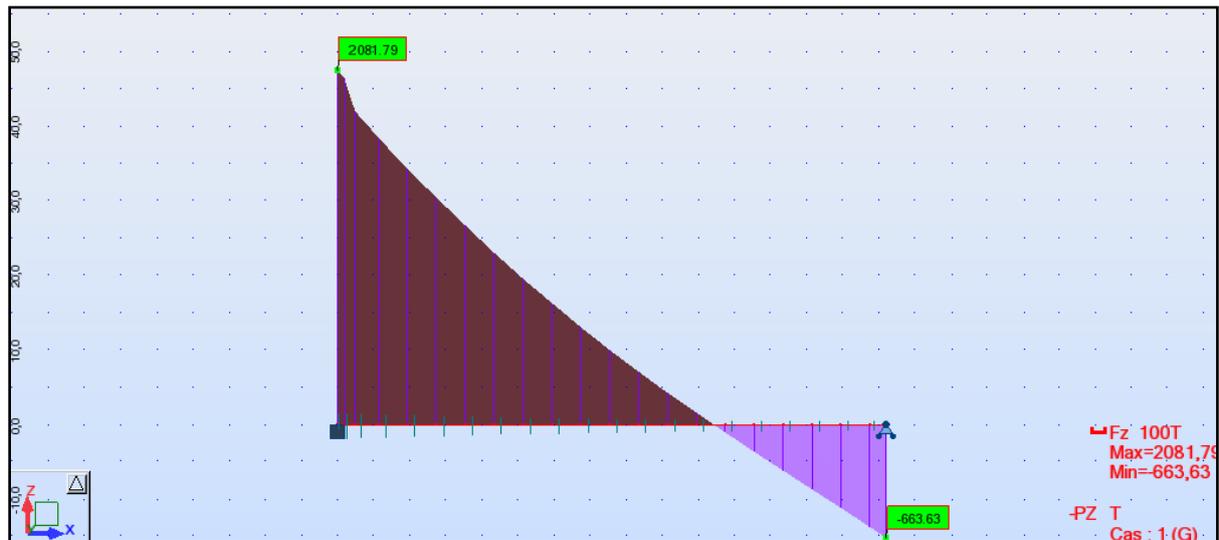


Fig. VI.54. Diagramme des efforts tranchants dus au poids propre après clavage de la Travée de rive

Cas2

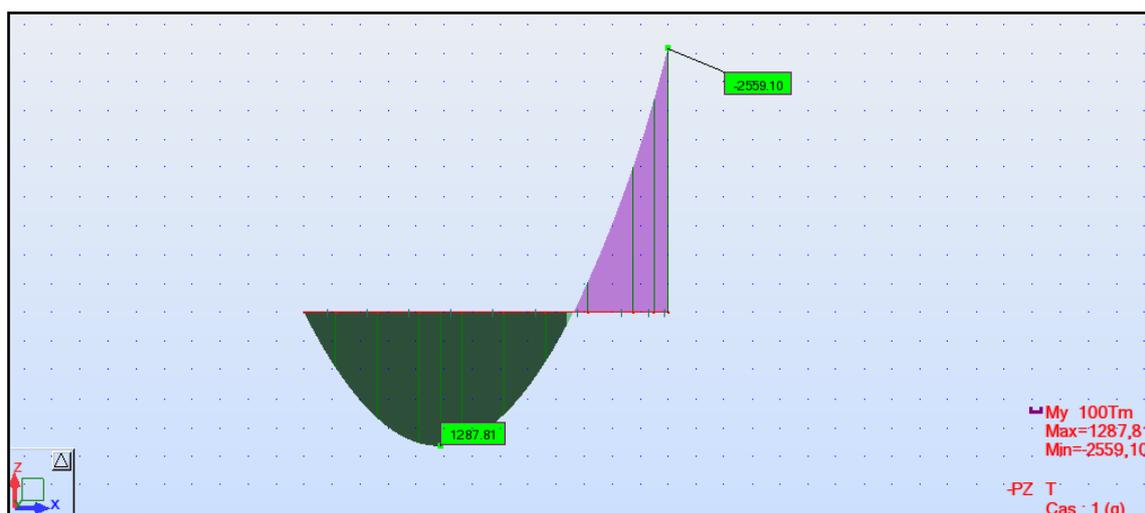


Fig. VI.55. Diagramme des moments dus au poids propre après clavage de la travée de rive.

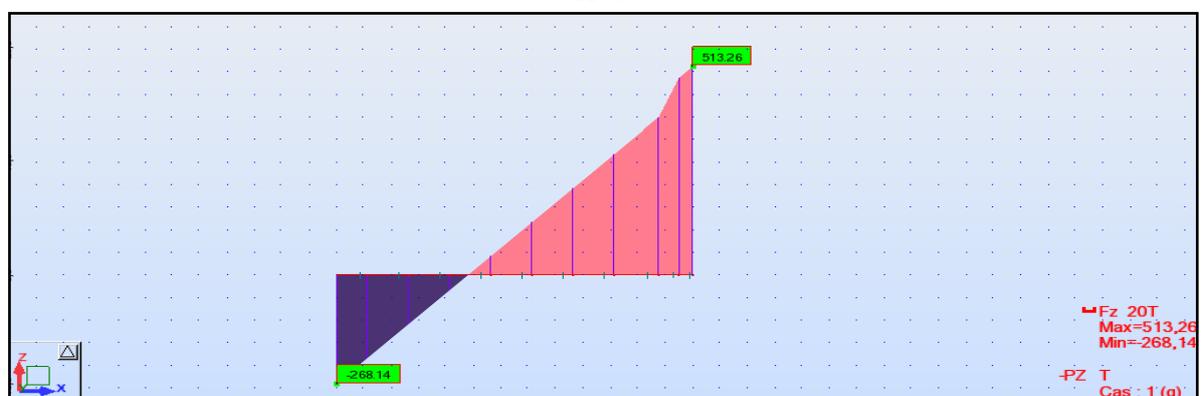


Fig. VI.56. Diagramme des efforts tranchants dus au poids propre après clavage de la Travée de rive

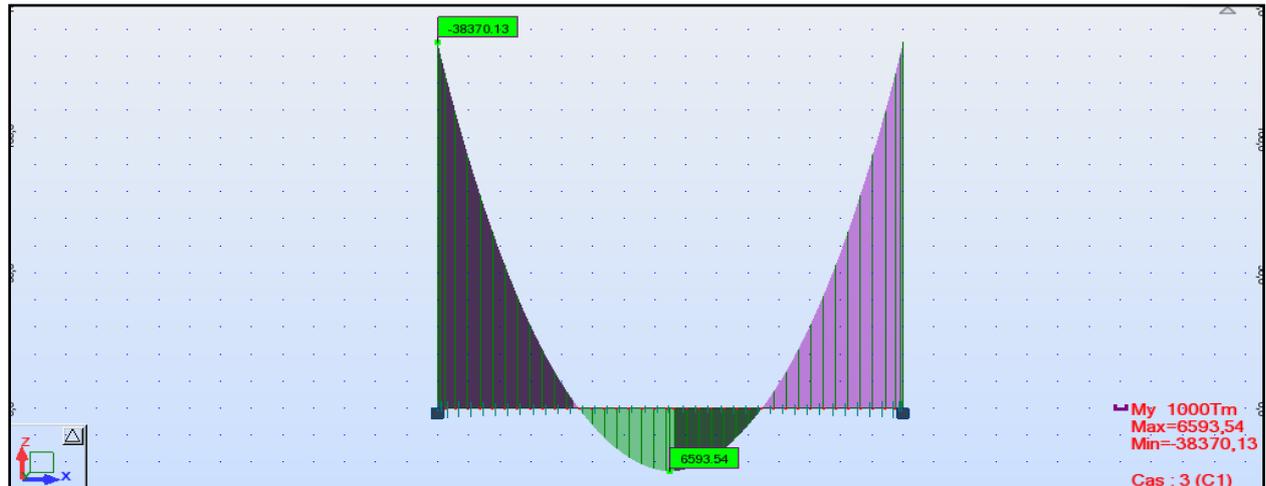


Fig. VI.57. Diagramme des efforts tranchants dus au poids propre avant l'enlèvement de l'équipage mobile de clavage de la Travée intermédiaire

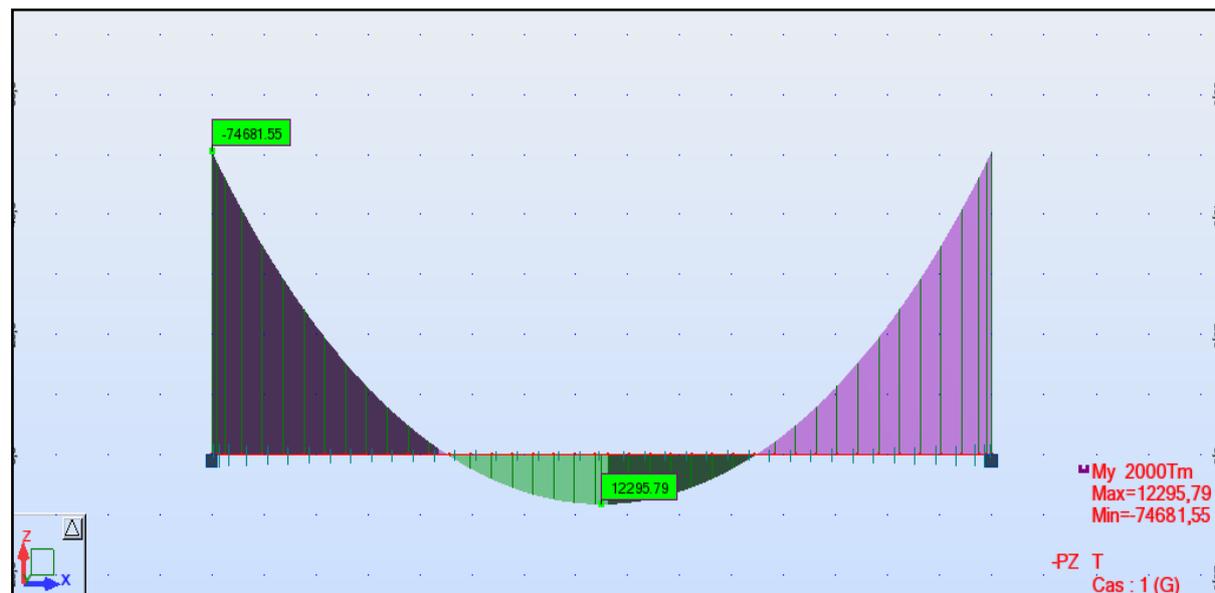


Fig. VI.58. Diagramme des efforts tranchants dus au poids propre après clavage de la Travée intermédiaire

VI.6. Phase de service

Pour la modélisation de notre structure (tablier), nous avons utilisé le programme de calcul aux éléments finis *Robot*. Il s'agit d'un modèle comprenant des éléments de types barres (voussoirs de hauteur variable).

VI.6.1. Modélisation

La modélisation est la partie la plus importante dans l'étude d'une structure ; quel que soit la complexité du modèle, elle a pour objet l'élaboration d'un modèle capable de décrire d'une manière plus au moins approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions.

En général, la modélisation d'un ouvrage comprend :

- La définition de la structure.
- La définition des différentes sections de l'ouvrage.
- La définition de la bibliothèque des matériaux utilisés (béton, acier...etc.)
- La définition des conditions d'appuis.
- La définition des cas de charge et des combinaisons de calcul.
- La vérification des résultats.
- Le lancement des calculs.
- L'interprétation des résultats

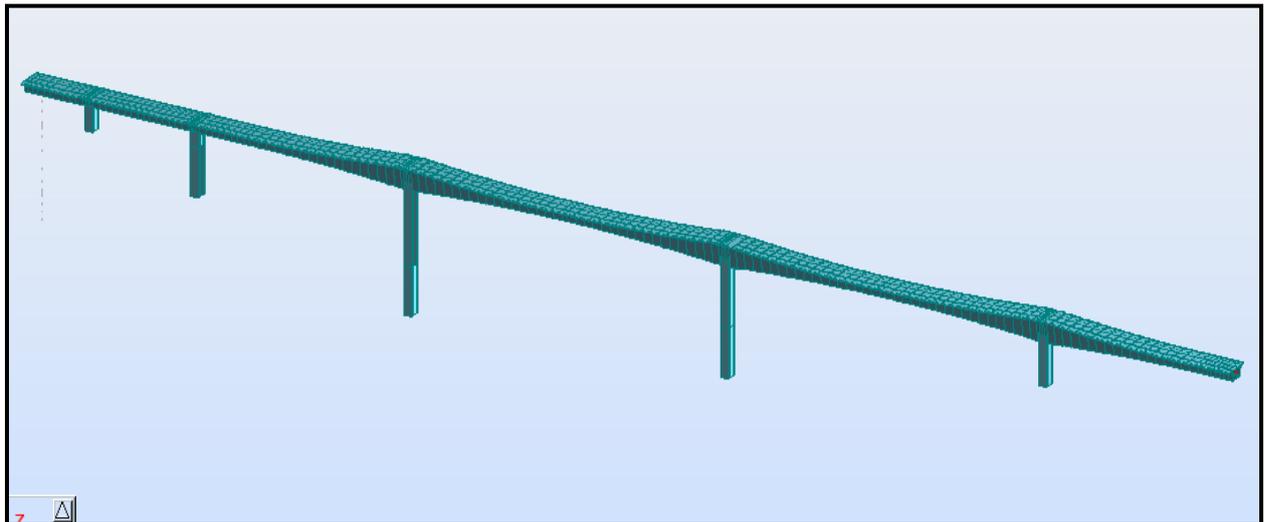


Fig.VI.59. Vue en 3D du modèle de calcul

VI.6.2. Combinaisons de calcul

D'après le « Fascicule N°61 Titre 2 », les charges appliquées à l'ouvrage sont dues à :

- **Poids propre (PP)** : il est pris automatiquement par le logiciel.
- **Complément du poids propre (CCP)**: Charge uniforme répartie le long du tablier égale à 3.491t/ml
- **Charge A** : Charge uniforme répartie le long du tablier égale à : 4.32 t/m (4ème cas le plus défavorable)
- **Surcharge Bc**
- **Surcharge militaires Mc120**
- **Convoi exceptionnel D240**
- **Surcharges sur les trottoirs St** : Charge uniforme répartie le long du tablier égale à :

$$0,15(\text{t/m}^2) \times 1,5(\text{m}) \times 2(\text{trottoir}) = 0,45 \text{ t/m.}$$

VI.6.3. Résultats

Les résultats obtenus sont donnés ci-dessous sous forme de diagrammes représentant les moments fléchissant et les efforts tranchants, qui sont donnés en **tonnes. Mètre** pour les moments et en **Tonnes** pour les forces.

a. Sollicitations dues aux poids propre

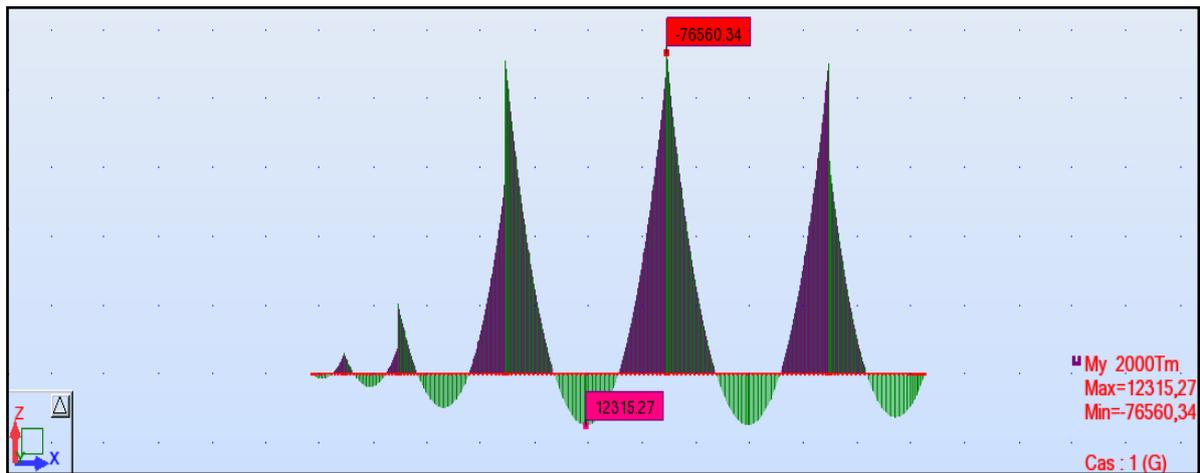


Fig. VI.60. Diagramme des moments fléchissant dûs au poids propre

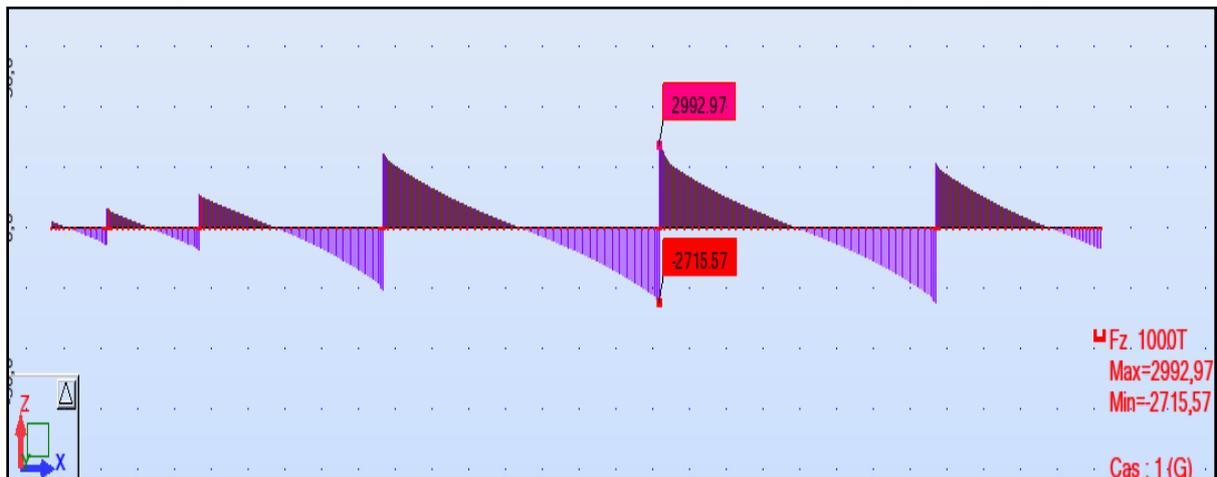


Fig. VI.61. Diagramme des moments efforts tranchant dûs au poids propre.

b. Sollicitations dues aux charges roulantes

➤ Systèmes de charge A(I)

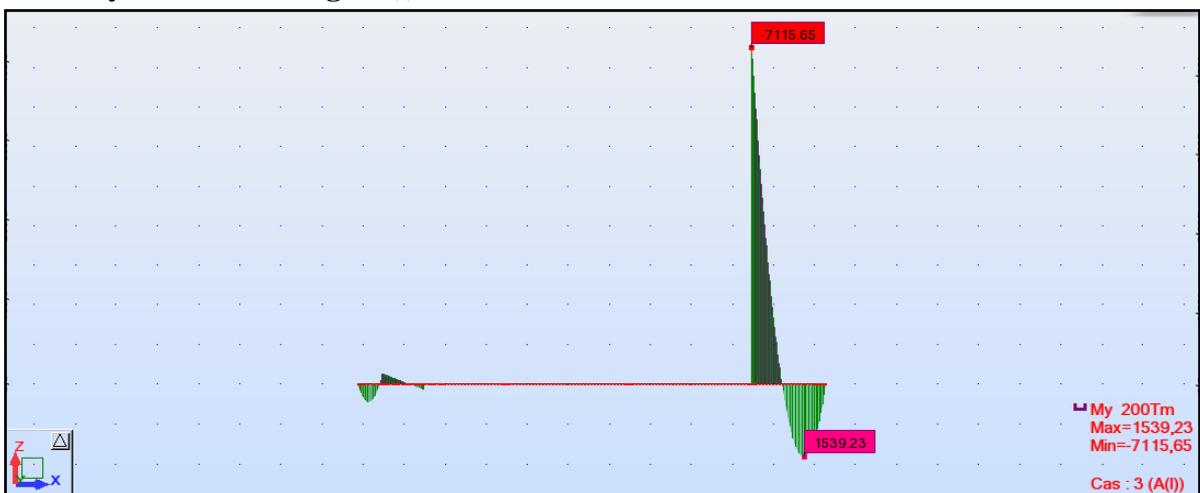


Fig. VI.62. Diagrammes des moments fléchissant sous A (I)

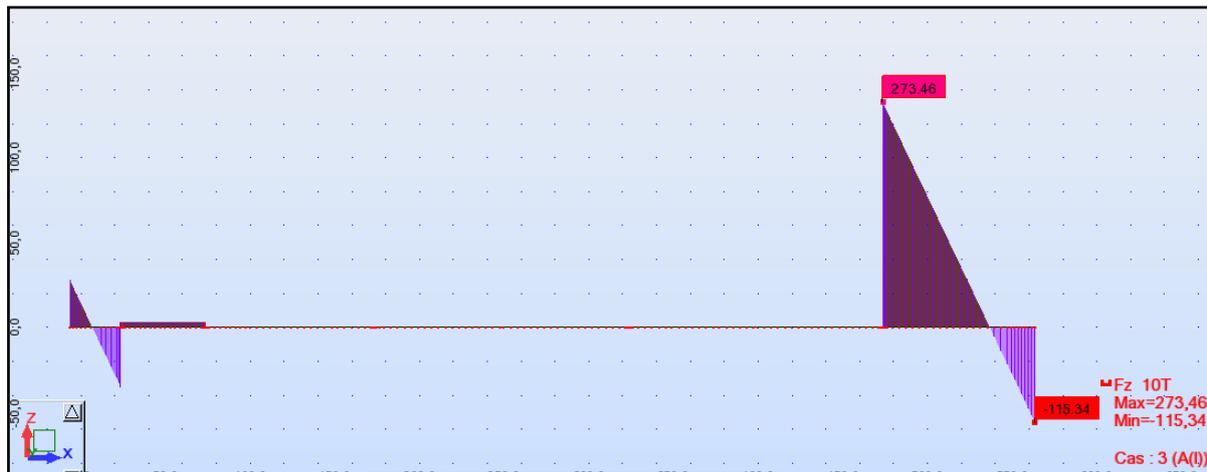


Fig. VI.63. Diagrammes des efforts tranchants sous A (I)

➤ Systèmes de charge D240

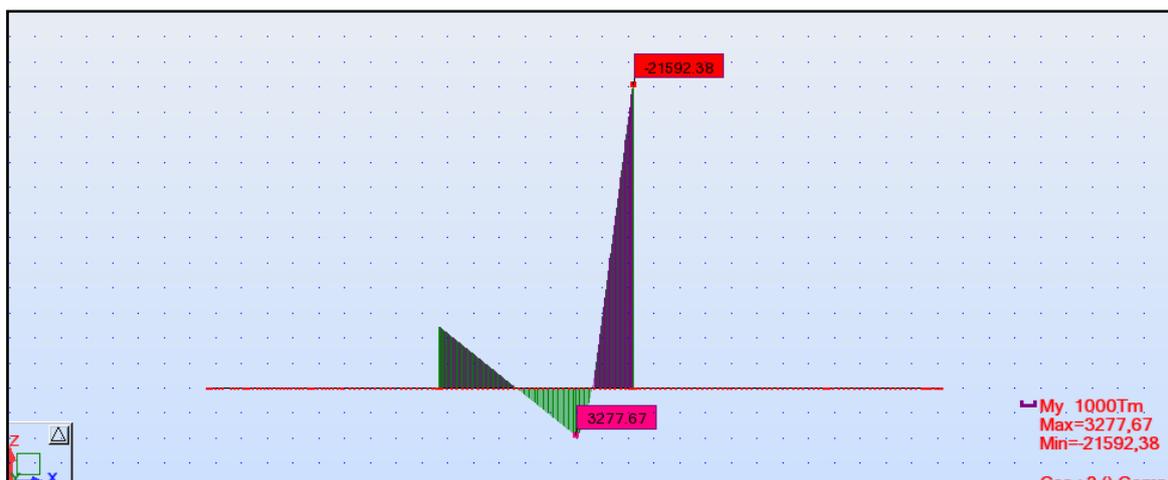


Fig.VI.64. Diagrammes des moments fléchissant sous D240



Fig.VI.65. Diagrammes des efforts tranchants sous A (I)

c. Sollicitations dues au gradient thermique

Les sollicitations dues à ce phénomène se traduisent par la déformation de la structure (Allongement et raccourcissement du béton). Les valeurs caractéristiques du gradient données par le fascicule 61 titre II sont de :

- $\Delta t = 6^{\circ}\text{C}$: valeur suffisamment fréquente pour qu'elle soit cumulable avec les charges Permanentes et les surcharges.
- $\Delta t = 12^{\circ}\text{C}$: valeur rare réputée incompatible avec les surcharges.

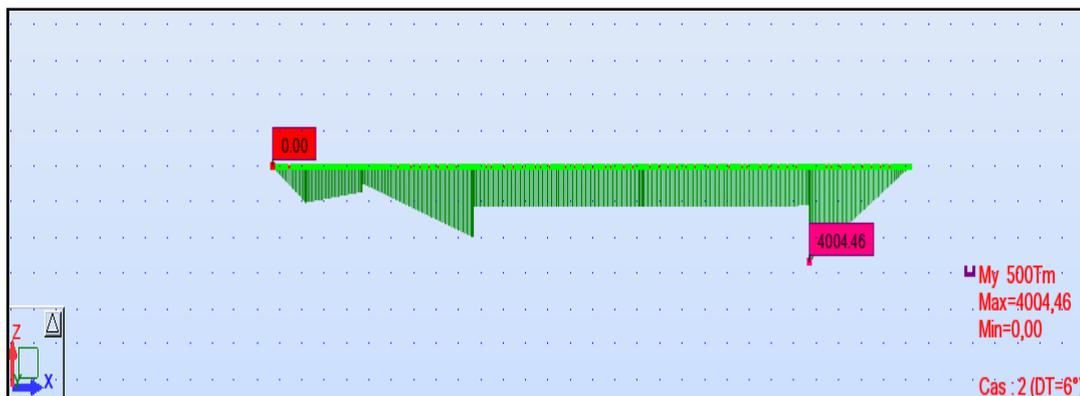


Fig. VI.66. Diagramme des moments fléchissant dûs au gradient thermique ($\Delta T=6^{\circ}$)

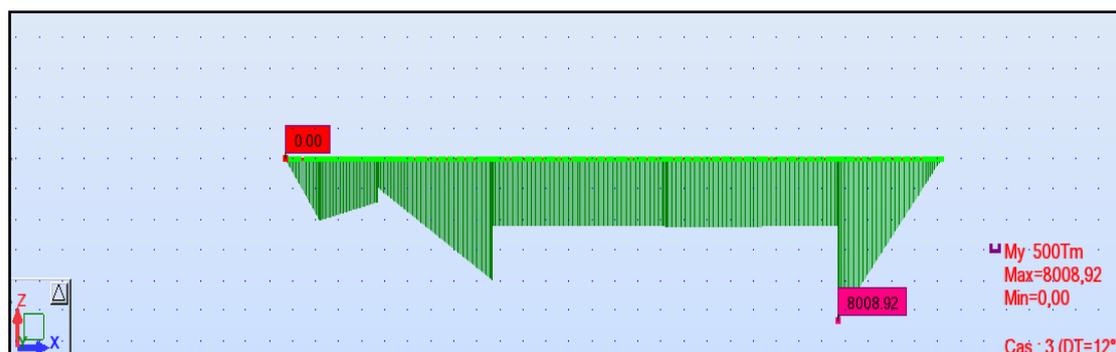


Fig. VI.67. Diagramme des moments fléchissant dûs au gradient thermique ($\Delta T=12^{\circ}$)

d. Sollicitations dues à la surcharge de trottoir

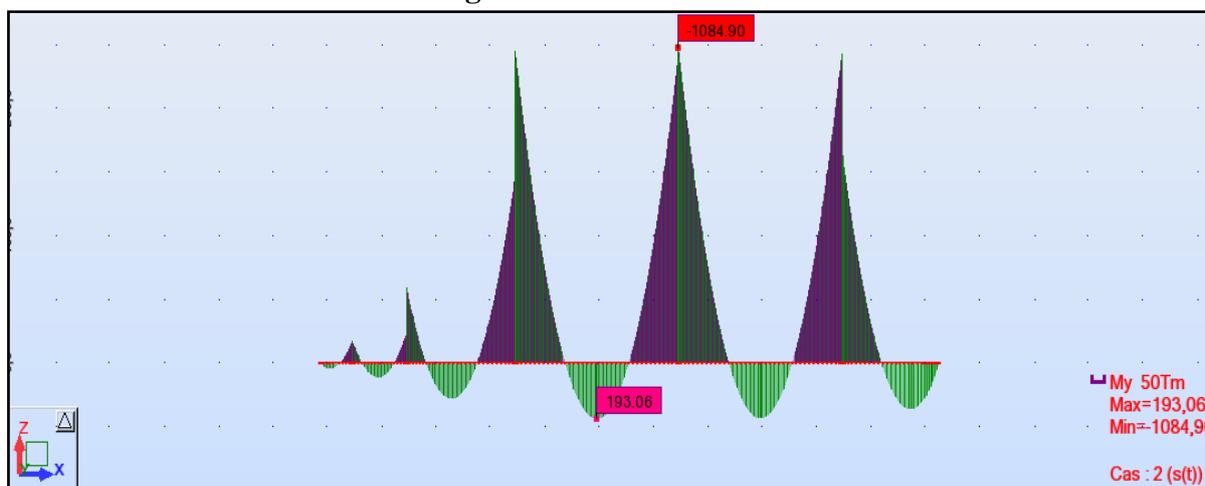


Fig. VI.68. Diagrammes des moments fléchissant sous S(t)

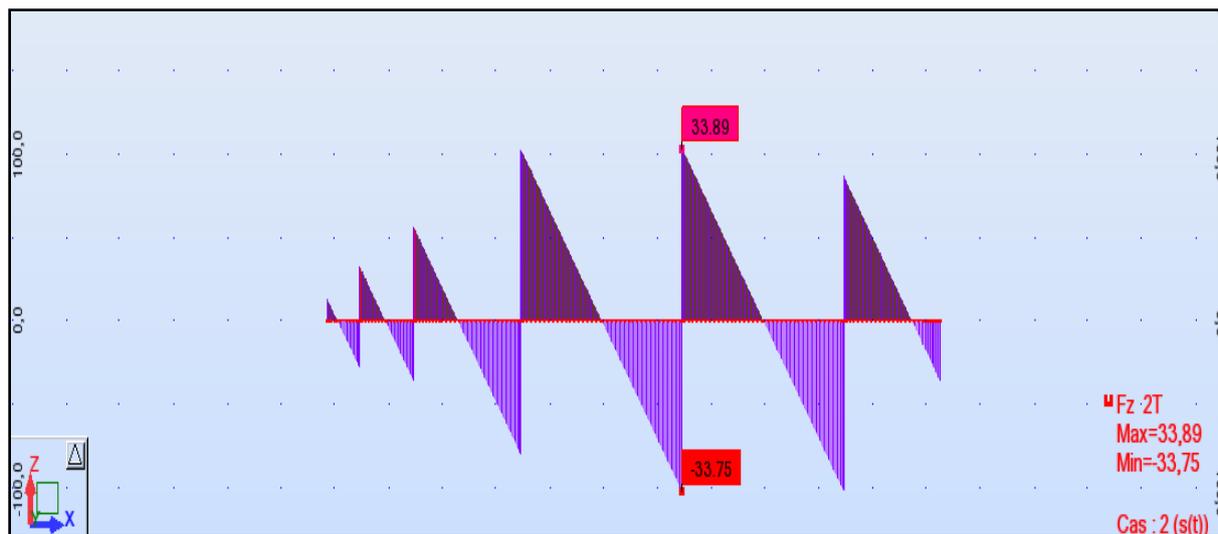


Fig. VI.69. Diagrammes des efforts tranchants sous S (t)

e. Les combinaisons d'action

On prend les deux combinaisons suivantes l'une à l'ELU et l'autre à l'ELS, elles donnent les efforts les plus prépondérants :

à l'ELU

- 1- $1.35G + 1.6 (A (l) + St)$
- 2- $1.35G + 1.6 (B_C + St)$
- 3- $1.35G + D240$
- 4- $1.35G + Mc120$

à l'ELS

- 1- $G + 1.2 (A (l) + St)$
- 2- $G + 1.2 (B_C + St)$
- 3- $G + Mc120$
- 4- $G + D240$
- 5- $G + 1.2 (A (l) + St) + 0.5 \Delta T$
- 6- $G + 1.2 (B_C + St) + 0.5 \Delta T$
- 7- $G + Mc120 + 0.5 \Delta T$
- 8- $G + D240 + 0.5 \Delta T$
- 9- $G + W$

Avec: **G** : charges permanentes.

A(l) : système de charges **A** définies dans le fascicule 61.

B_C : charge roulante du système **B** définie dans le fascicule 61.

St : surcharges de trottoirs.

ΔT : effets thermiques.

Mc120 et D240

Les résultats obtenus sont donnés ci-dessous sous forme de diagrammes :

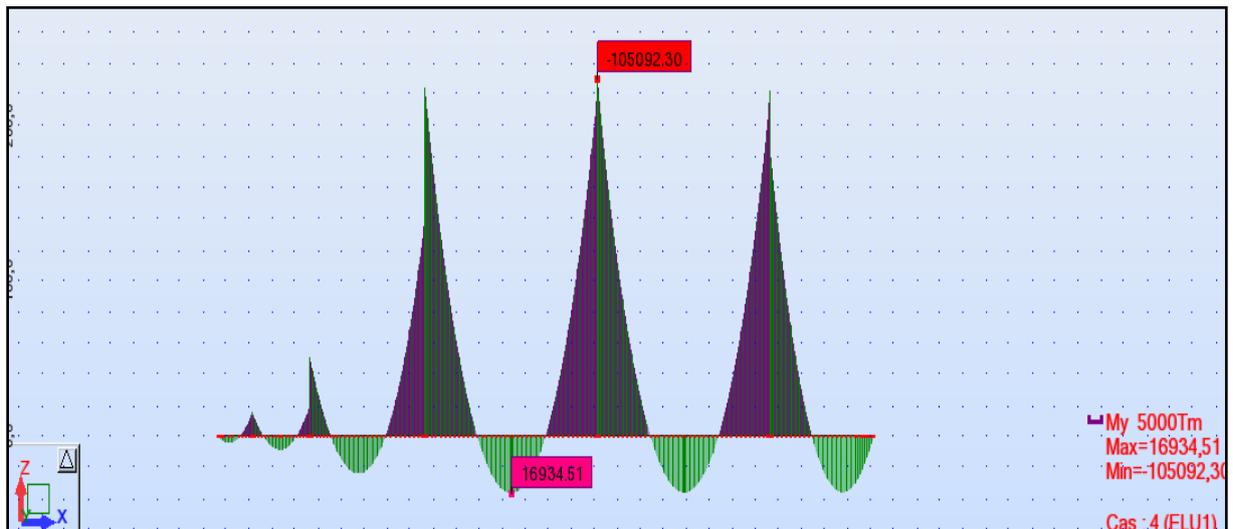


Fig. VI.70. Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU1

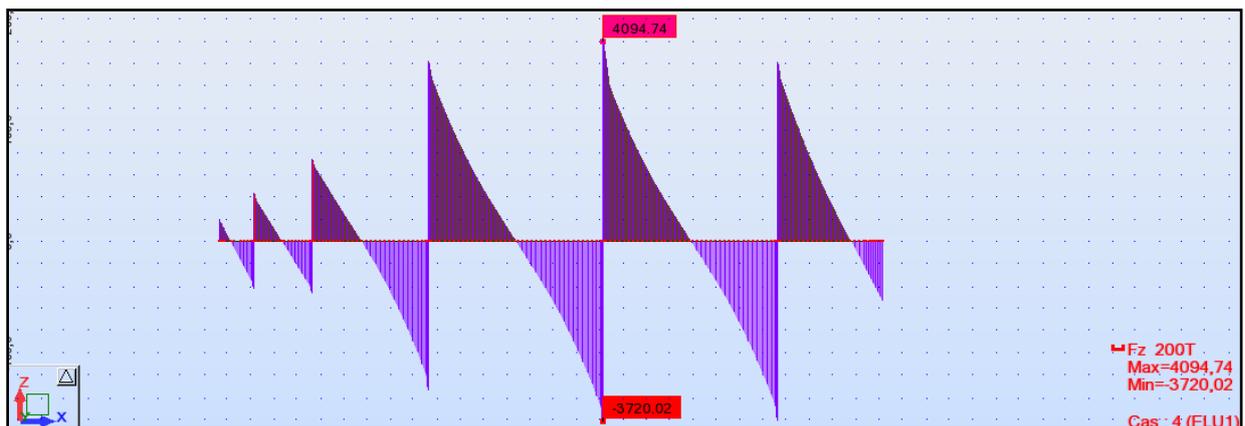


Fig.VI.71. Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU

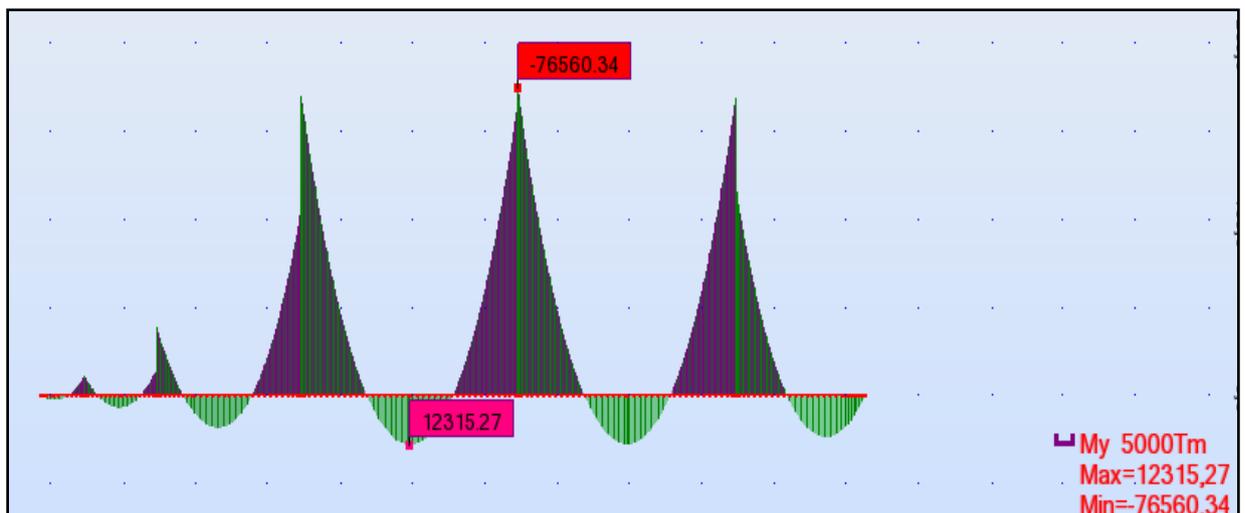


Fig. VI.72. Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU2

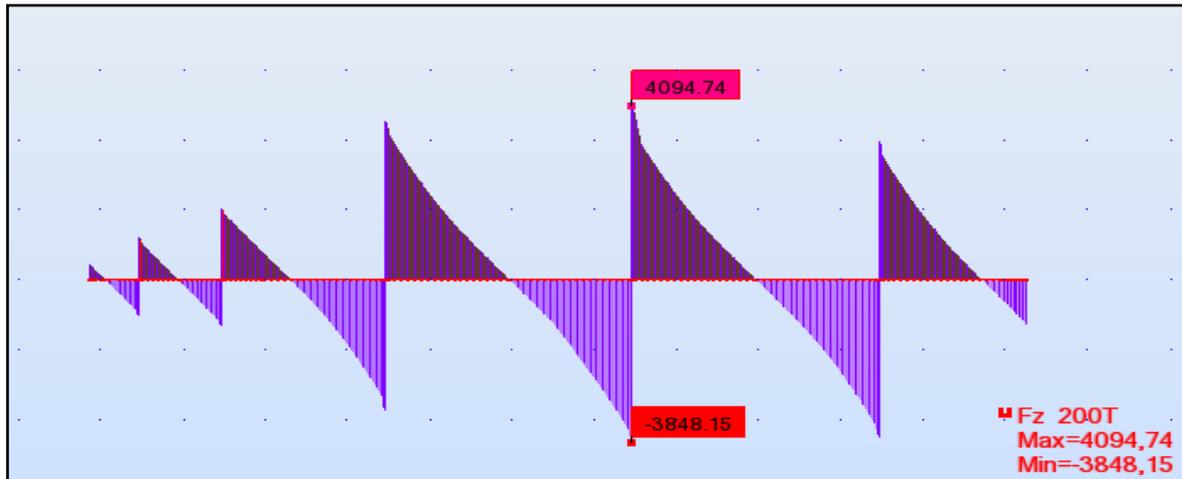


Fig. VI.73. Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU2

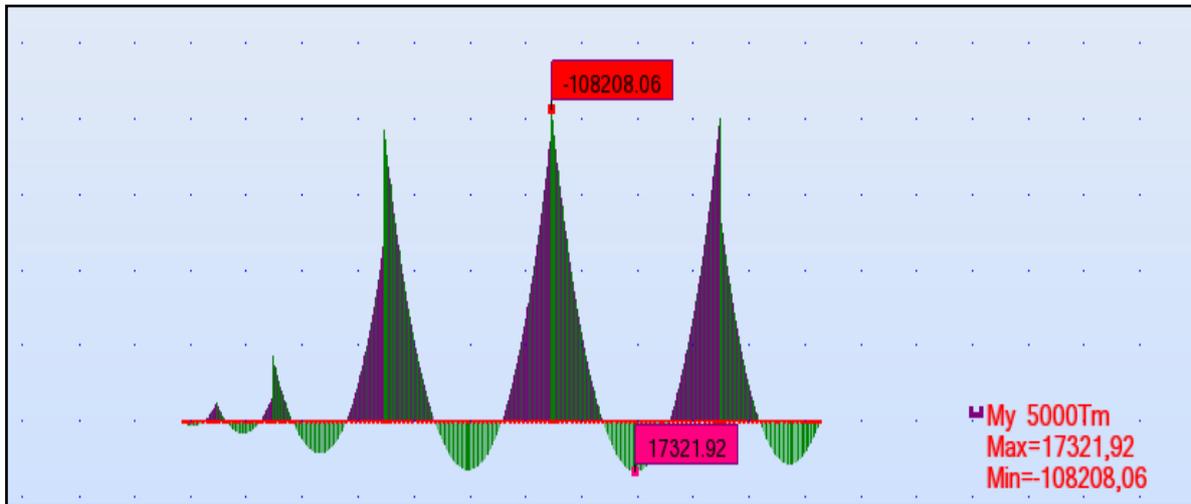


Fig. VI.74. Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU3

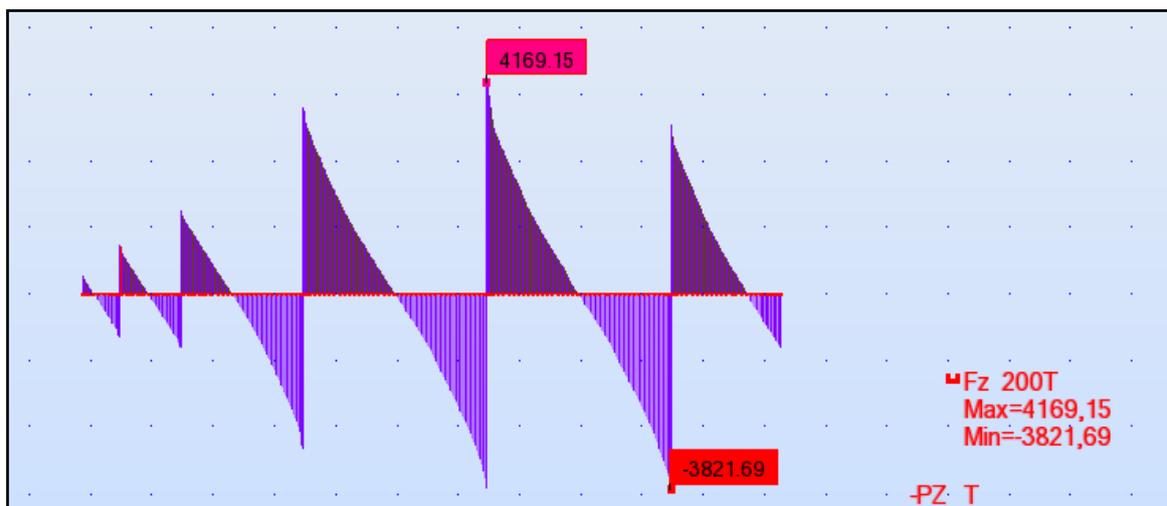


Fig. VI.75. Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU3

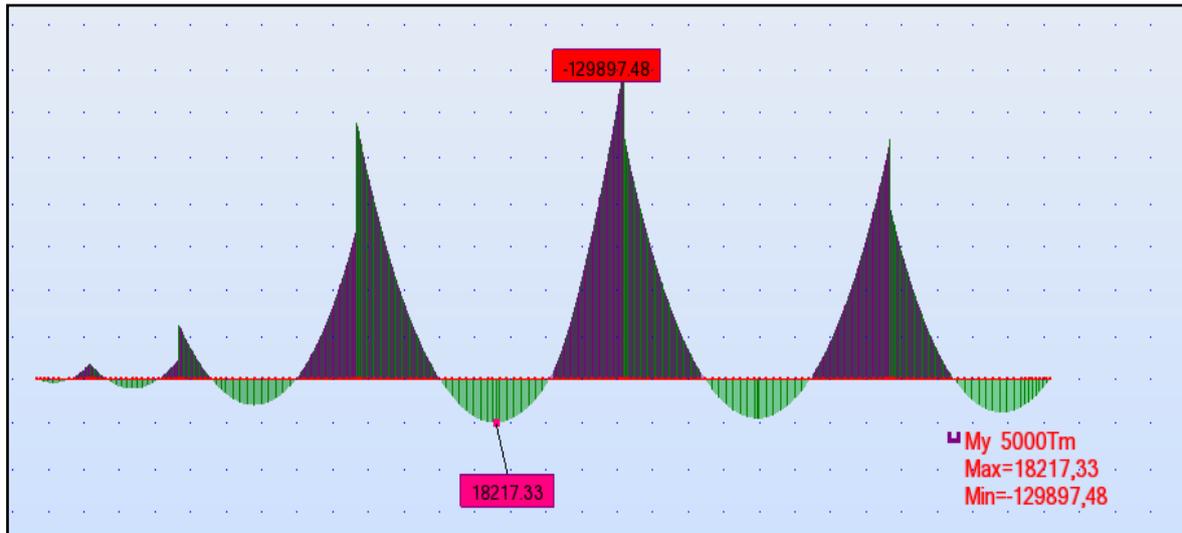


Fig.VI.76. Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU4

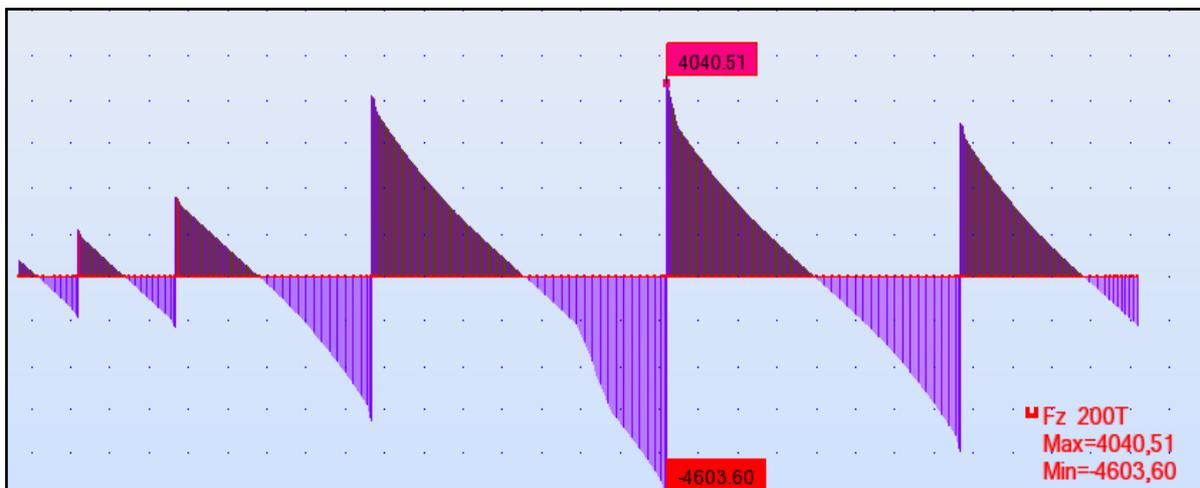


Fig. VI.77. Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU4

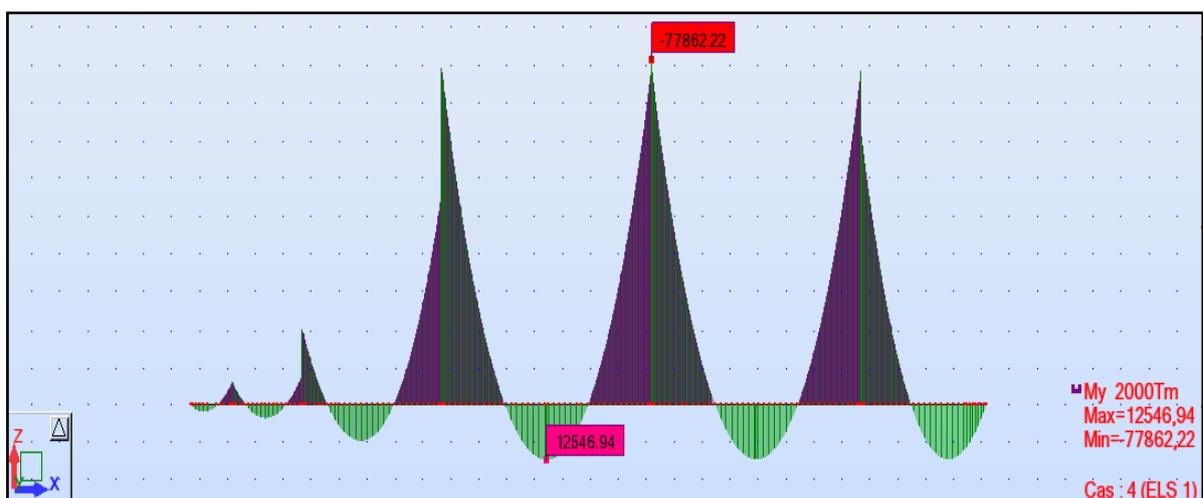


Fig.VI.78. Diagrammes des moments fléchissant à l'EIS1

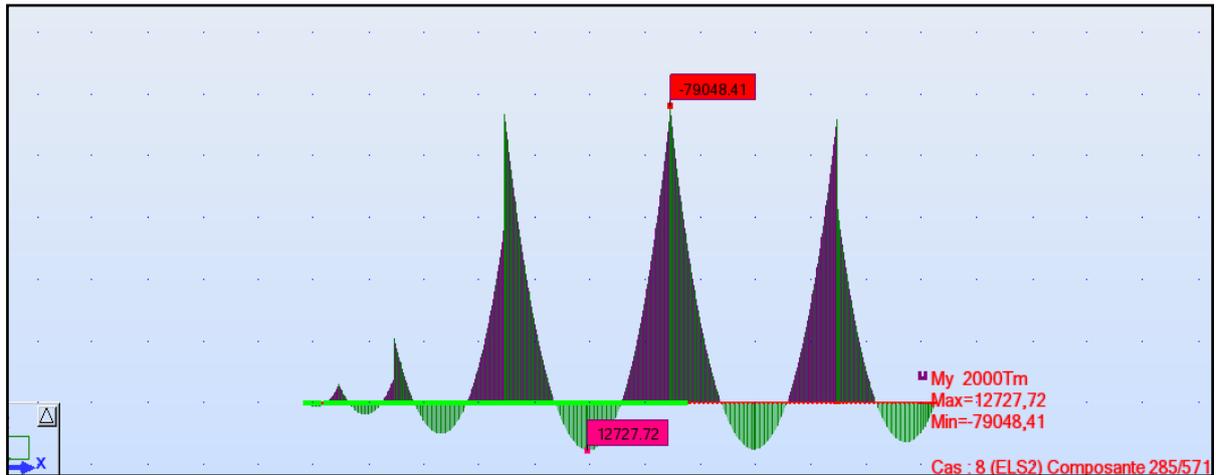


Fig. VI.79. Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS2

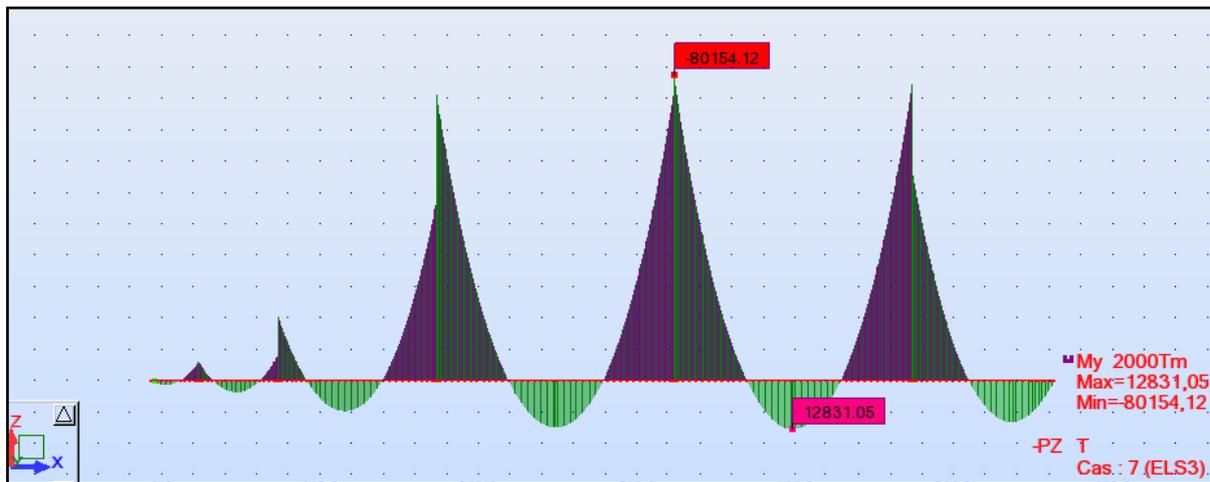


Fig.VI.80. Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS3

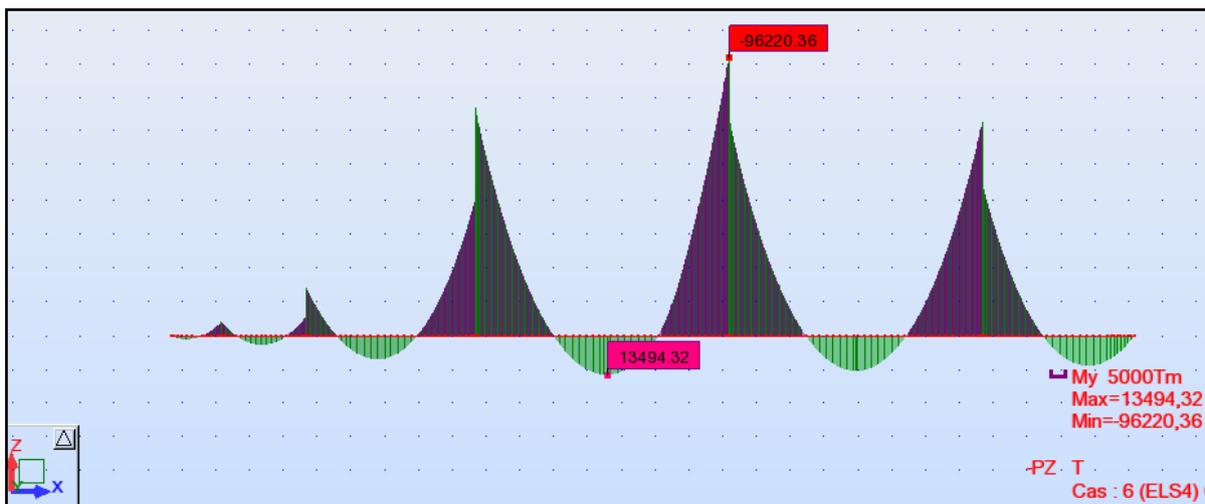


Fig.VI.81. Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS4

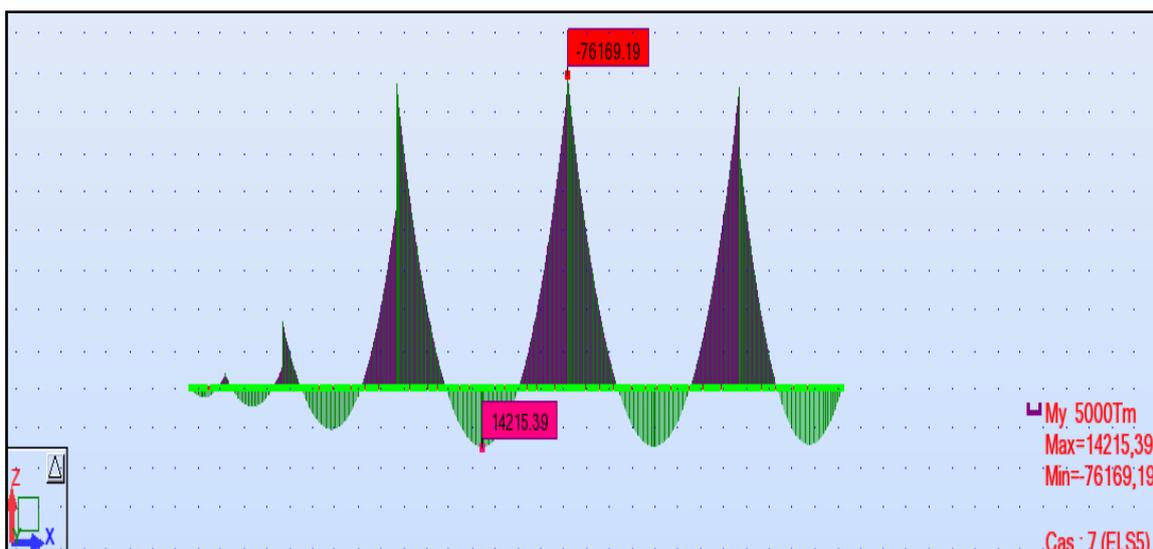


Fig.VI.82. Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS5

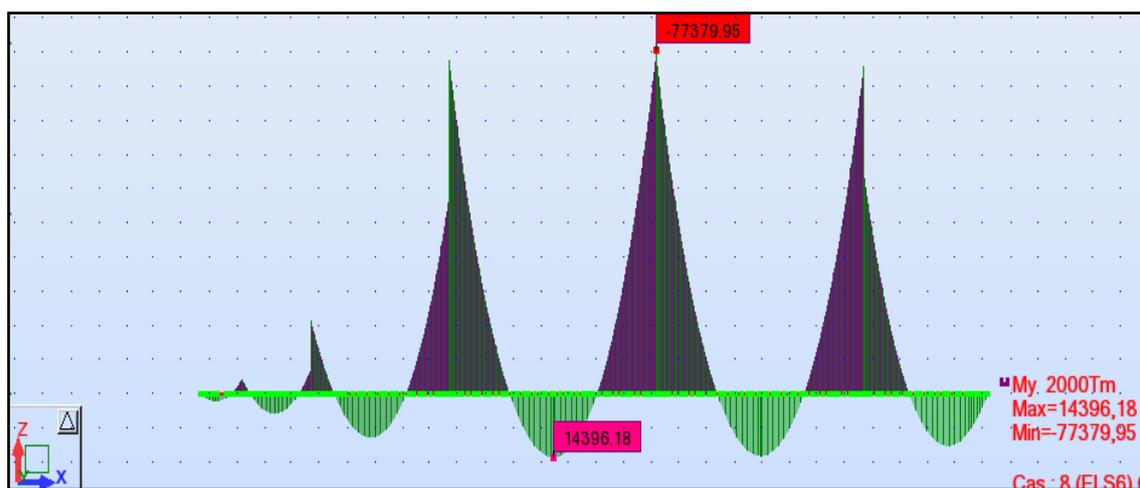


Fig. VI.83. Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS6

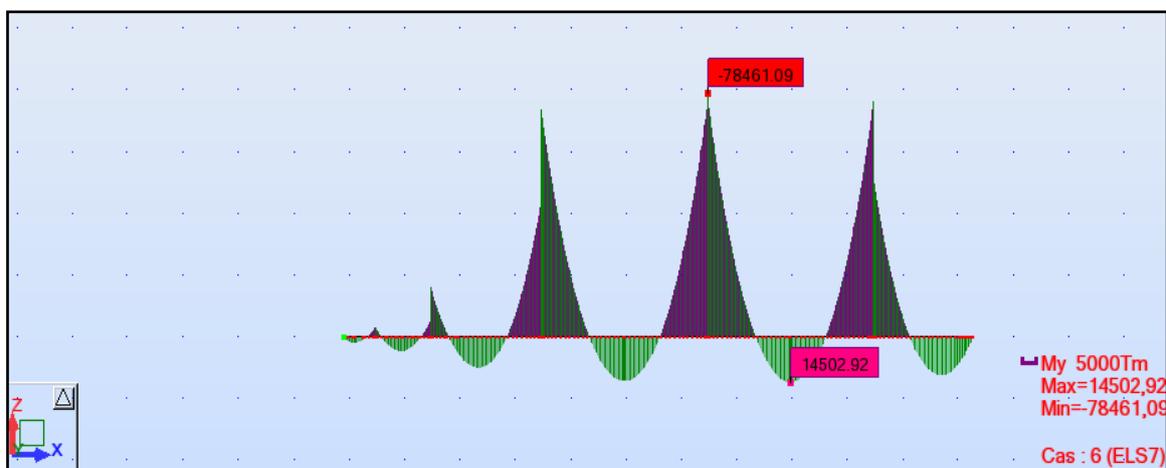


Fig. VI.84. Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS7

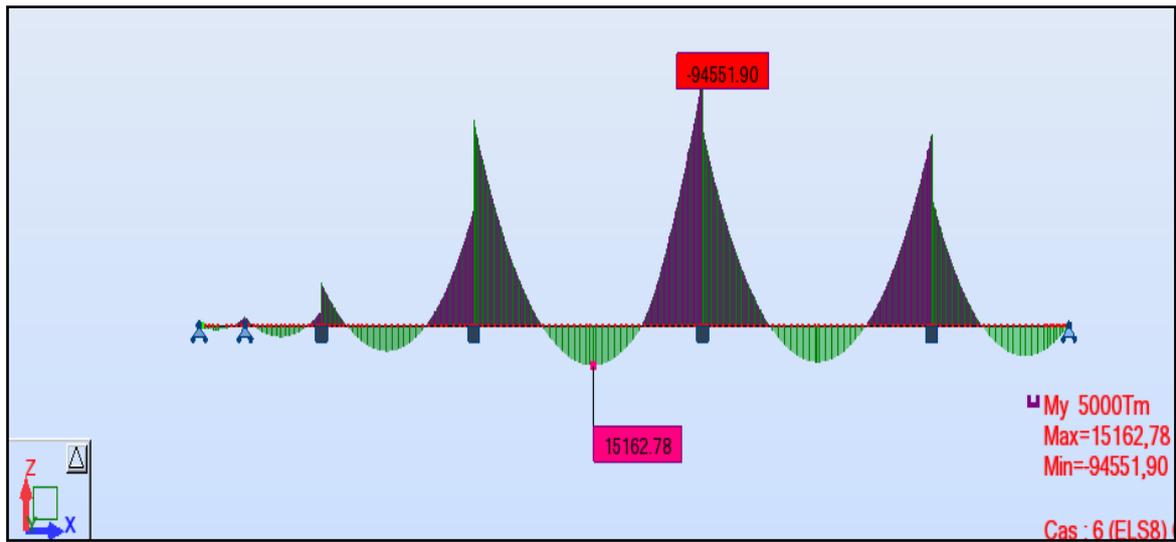


Fig. VI.85. Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS8

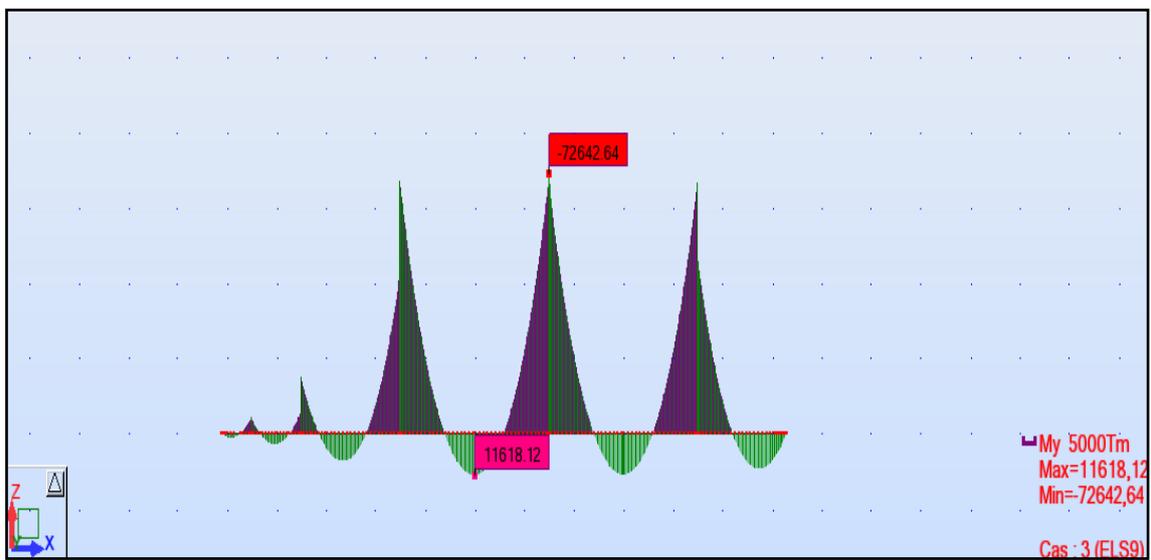


Fig. VI.86. Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS9

Chapitre VII. Etude de la précontrainte

VII.1. Notion historique de la précontrainte

Dans le domaine des structures, le béton précontraint est l'innovation la plus importante du siècle passé. Aujourd'hui, il est le fruit de plusieurs réalisations exceptionnelles dans le domaine du génie civil. Certains ouvrages tels que les ponts de grande portée seraient inimaginables aujourd'hui sans l'utilisation du béton précontraint.

Le béton précontraint est considéré comme une invention française résultant des travaux d'Eugène FREYSSINET (1879 – 1962).

VII.2. Etude de la précontrainte de fléau

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

VII.2.1. Câbles de fléau

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

VII.2.2. Détermination de la précontrainte de fléau

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

Sur la fibre supérieure elles sont déterminées par l'équation suivante :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{S} + \frac{P_e V}{I}$$

Sur la fibre inférieure par l'équation suivante :

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{S} - \frac{P_e V'}{I}$$

Avec :

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

σ_{inf} : Contrainte de traction au niveau des fibres inférieure générée par l'application de l'effort de précontrainte.

P : Effort de la précontrainte.

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

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

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

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

Donc pour reprendre la traction on doit avoir :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{S} + \frac{PeV}{I} \geq \sigma_{\text{bt}}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{S} - \frac{PeV}{I} \leq \sigma_{\text{bc}}$$

σ_{bc} : Contrainte admissible de compression

σ_{bt} : Contrainte admissible de traction

Cependant en classe I du règlement B.P.E.L, (on a choisi la classe I parce que dans cette dernière, la section du béton est entièrement comprimée), on doit s'assurer que sous

Les sollicitations de construction, les contraintes normales de flexion sont toujours des

Compressions ceci est en fait une justification de l'ouvrage aux E.L.S

$$\frac{P}{S} + \frac{PeV}{I} = \frac{MV}{I}$$

$$\text{D'où : } P \left(\frac{1}{S} + \frac{eV}{I} \right) = \frac{MV}{I}$$

$$\text{D'où : } P = \frac{\frac{MV}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{eV}{I}}$$

M : moment dues aux poids propre et surcharges

S : Section droite du voussoir

“P” et “e” sont des inconnues, pour cela on fixe “e” et on détermine “P”.

- **Cas 1 :**

- a. Détermination du nombre de câbles de fléau :**

Le nombre des câbles est donné par la relation suivante : $N \geq \frac{P}{P_0}$

P_0 : Force utile d'un câble 1T15S estimée à 25% de perte

D'où: $P_0=0,75. \sigma_{p0}.S$

$f_{prg} = 1860 \text{ MPa}$

$f_{peg} = 1660 \text{ MPa}$

$S=2850\text{mm}^2$

La tension d'origine :

$\sigma_{p0} = \text{Min} (0.8f_{prg}, 0.9 f_{peg}) = \text{Min} (1488, 1494) = 1488 \text{ MPa.}$

$P_0=075. \sigma_{p0}.S$

$P_0 = 0,75.1488. 2850=3180600\text{N}$

$P_0 = 318.0600\text{t}$

La détermination du nombre de câbles pour un demi fléau se fait au niveau de la section d'encastrement ou les sollicitations sont maximales, elle a pour caractéristiques géométriques :

La section : **$S=18.714 \text{ m}^2$**

L'inertie : **$I=191.4 \text{ m}^4$**

Distance du centre de gravité à la fibre supérieure : **$V =3.91 \text{ m}$**

Pour déterminer e on prend un enrobage de **$d=0.15\text{m}$**

D'où :

$$e = v - d = 3.76 \text{ m}$$

$M= 90898.79 \text{ t. m}$

$$P = \frac{\frac{MV}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{eV}{I}} = \frac{\frac{90898.79 \cdot 3.91}{191.4}}{\frac{1}{18.714} + \frac{3.91 \cdot 3.76}{191.4}} = 14256.9252$$

P = 14256.9252 t

Le nombre de câble : $N = \frac{P}{P_0} = \frac{14256.9252}{318.0600} = 44.82$

Donc on arrondit à **46 câbles** répartis à raison de **23 câbles** dans chaque gousset.

b. Dispositions constructives :

- La distance entre axes des câbles est de 1,5 $\phi_{g_{ext}}$.
- L'enrobage des gaines est $\geq \phi_{g_{ext}}$

Les câbles au niveau des goussets seront répartis comme est indiqué sur la figure suivante :

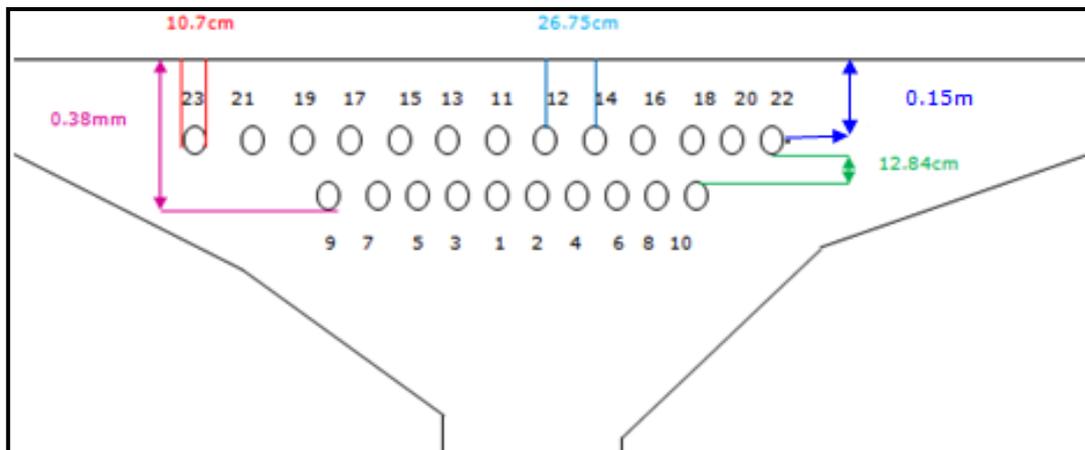


Fig. VII.1. Disposition des câbles du fléau dans le gousset supérieur

c. Tableau résumant les résultats des autres voussoirs :

	M (t.m)	S (m2)	I (m4)	V(m)	E(m)	P(t)	N (calculer)	N (retenues)	N (arrêté)
1/2vsp	90898.79	18.714	191.4	3.91	3.76	14256.9252	44.82	46	/
v1	76141.16	17,813	160,1048	3,61	3,46	12797.3178	40.23	46	6
v2	66903.74	16,967	133,8657	3,34	3,19	12049.9381	37.88	40	2
v3	58407.82	16,176	111,8248	3,53	3,38	10941.1565	34.40	38	2
v4	50564.53	15,439	93,4014	2,83	2,68	10495.5636	32.99	36	2
v5	43420.41	14,756	78,0899	2,61	2,46	9675.9072	30.42	34	4
V6	36893	14,128	91.9004	2,4	2,25	7437.5791	23.38	30	4
V7	30975.82	13,555	65,4283	2,21	2,06	7298.5489	22.94	26	2
v8	25619.63	13,037	46,521	2,04	1,89	7039.8935	22.13	24	2
v9	20834.38	12,573	39,6295	1,88	1,73	6115.9397	19.23	22	2
v10	16582.3	12,163	34,09	1,75	1,6	5179.2666	16.28	20	2
v11	12843.5	11,809	29,3543	1,63	1,48	4286	13.48	18	4
v12	9596.77	11,508	26,2467	1,53	1,38	3343.0342	10.51	14	2
v13	6824.35	11,263	23,6171	1,45	1,3	2485.0876	7.81	12	2
v14	4520.45	11,071	21,686	1,39	1,24	1706.3345	5.36	10	4
v15	2675.56	10,935	20,3667	1,34	1,19	1037.0615	3.26	6	2
v16	1283.13	10,835	19,5989	1,32	1,17	505.1013	1.59	4	2
v17	338.95	10,826	19,3469	1,31	1,16	134.2811	0.42	2	2

Tab. VII.1. Tableau donnant les paramètres du tracé en élévation des câbles de fléau

d. Tableau récapitulatif

	N ^{bre} de câble	N ^{bre} de câble/âme	N ^{bre} de câble arrêté/âme
Vsp	46	23	/
v1	46	23	3
v2	40	20	1
v3	38	19	1
v4	36	18	1
v5	34	17	2
v6	30	15	2
v7	26	13	1
v8	24	12	1
v9	22	11	1
v10	20	10	1
v11	18	9	2
v12	14	7	1
v13	12	6	1
v14	10	5	2
v15	6	3	1
v16	4	2	1
v17	2	1	1

Tab. VII.2. Tableau donnant le nombre de câble arrêté dans chaque voussoir

Cas 2 :

a. Détermination du nombre de câbles de fléau

Le nombre des câbles est donné par la relation suivante : $N \geq \frac{P}{P_0}$

P₀ : Force utile d'un câble 19T15S estimée à 25% de perte

D'où: P₀=0,75. σ_{p0}.S

f_{prg} =1860 MPa

f_{peg} =1660MPa

S=2850mm²

La tension d'origine :

σ_{p0} = Min (0.8F_{prg}, 0.9 F_{peg}) = Min (1488, 1494) = 1488 MPa

P₀=0,75. σ_{p0}.S

P₀=0,75 .1488. 2850=3180600N

P₀ =0,75.1488.2850=318.0600t

La détermination du nombre de câbles pour un demi fléau se fait au niveau de la section d'encastrement ou les sollicitations sont maximales, elle a pour caractéristiques géométriques :

La section : $S=10.826m^2$

L'inertie : $I=19.3469m^4$

Distance du centre de gravité à la fibre supérieure : $V = 1.31 m$

Pour déterminer e on prend un enrobage de $d=0.15 m$

D'où : $e = v - d = 1.31 - 0.15 = 1.16 m$

$M=9659.34 t \cdot m$

$$P = \frac{\frac{MV}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{eV}{I}} = \frac{\frac{9659.34 \cdot 1.31}{19.3469}}{\frac{1}{10.826} + \frac{1.31 \cdot 1.16}{19.3469}} = 5022.12073$$

P = 5022.12073t

Le nombre de câble : $N = \frac{P}{P_0} = \frac{5022.12073}{318.0600} = 15.78$

Donc on arrondit à **16 câbles** répartis à raison de 8 câbles par âme.

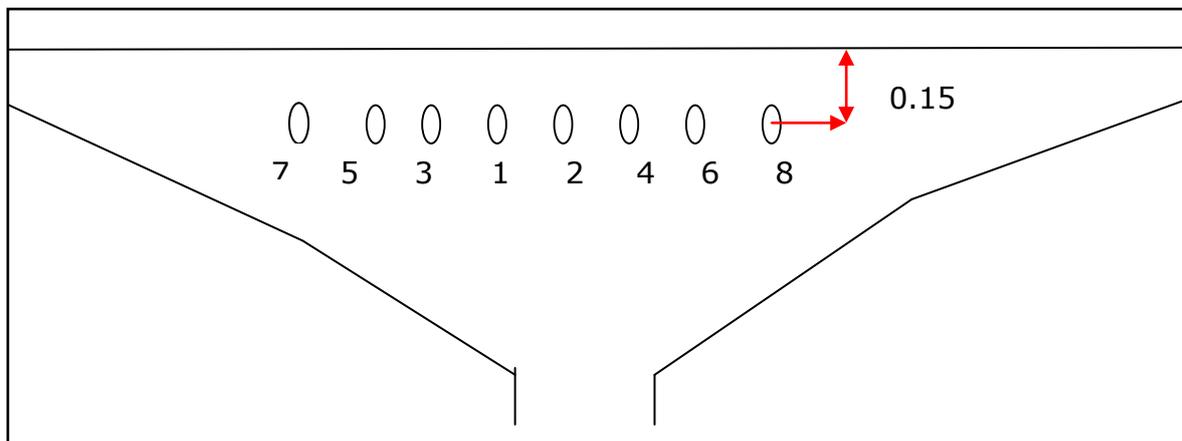


Fig. VII.2. Disposition des câbles du fléau dans le voussoir à la clé

VII.3. 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, ils passent dans les goussets supérieurs de la coupe transversale.

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

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 0,25m de part et d'autre du CDG de la section

Le tracé des câbles devra satisfaire les principes suivants :

- Il faut au maximum éviter les croisements des câbles en particulier dans les âmes.
- Le câble suit une parabole dont l'équation est de la forme :

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

d_0 : Distance du câble à la fibre supérieure

d_1 : Distance du point d'ancrage à la fibre supérieure

L: Distance sur laquelle se fait la courbure (longueur d'un voussoir pour les six premiers câbles et de deux voussoirs pour le reste des câbles)

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

$$R = \frac{X^2}{2Y} \geq R_{\min}$$

R_{\min} : Rayon minimal pour les câbles 19T15 = 8 m

L'inclinaison des câbles par rapport à l'horizontale est donnée par :

$$\text{tg } \alpha_n = \frac{d_Y}{d_X} = \frac{2Y}{X}$$

- Etude du câblage pour chaque voussoir

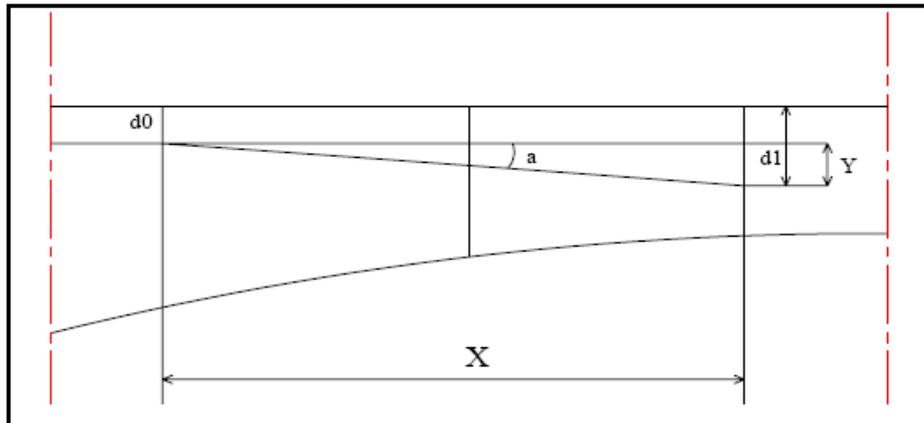


Fig. VII.3. Câblage d'un voussoir en élévation

- **voussoir sur pile** : sur ce voussoir on n'arrête aucun câble.
- **Voussoir N°1** : sur ce voussoir on arrête 06 câbles soit 03 par âme.

Câble 1 :

Le câble n° 1 s'ancrera à une distance de 0,25m au dessus du c d g de la section.

$$X = 9.75 \text{ m}$$

$$V = 3.61 \text{ m}$$

$$d_0 = 0,39 \text{ m}$$

$$d_1 = V - 0,25 = 3.61 - 0.25 = 3.36 \text{ m}$$

$$Y = d_1 - d_0 = 3.36 - 0.39 = 2.97 \text{ m}$$

$$R = \frac{X^2}{2Y} = \frac{9.75^2}{2 \cdot 2.97} = 16.00 \text{ m}$$

Donc on a $R \geq R_{\min}$ ce qui veut dire on change la position d'ancrage

$$\text{tg } \alpha_n = \frac{d_Y}{d_X} = \frac{2Y}{X} = \frac{2 \cdot 2.97}{9.75} = 0.6092$$

$$\alpha_n = 31.34^\circ$$

L'équation de la parabole : $d(x) = 0.39 + 0.185 x^2$

Câble 2 :

Le câble n° 2 s'ancrera à une distance de 0,25m au dessous du c d g de la section

$$X = 9,75\text{m} ; V = 3.61\text{m} ; d_0 = 0,39\text{m} ; d_1 = V + 0,25 = 3.61 + 0.25 = 3.86 \text{ m} ;$$

$$Y = d_1 - d_0 = 3.86 - 0.39 = 3.47 \text{ m}$$

$$R = \frac{x^2}{2Y} = \frac{9.75^2}{2 \cdot 3.47} = 13.69 \text{ m}$$

Donc on a $R \geq R_{\min}$ ce qui veut dire on change la position d'ancrage

$$\text{tg } \alpha_n = \frac{d_Y}{d_X} = \frac{2Y}{X} = \frac{2 \cdot 3.47}{9.75} = 0.7118$$

$$\alpha_n = 35.44$$

L'équation de la parabole : $d(x) = 0.39 + 0.216x^2$

Câble 3 :

Le câble n° 3 s'ancrera au centre de gravité

$$X = 9.75 \text{ m} ; V = 3.61 \text{ m} ; d_0 = 0.39 \text{ m} ; d_1 = V = 3.61 ; Y = d_1 - d_0 = 3.61 - 0.39 = 3.22 \text{ m}$$

$$R = \frac{x^2}{2Y} = \frac{9.75^2}{2 \cdot 2.72} = 14.76 \text{ m}$$

Donc on a $R \geq R_{\min}$ ce qui veut dire on change la position d'ancrage

$$\text{tg } \alpha_n = \frac{d_Y}{d_X} = \frac{2Y}{X} = \frac{2 \cdot 2.72}{9.75} = 0.660$$

$$\alpha_n = 33.42^\circ$$

L'équation de la parabole : $d(x) = 0.39 + 0.176x^2$

Le reste du calcul pour les câbles est mentionné dans le tableau suivant :

		X	d0	V	d1	Y	R	α	Equation
Vsp	/	5.75	/	/	/	/	/	/	/
V1	C1	9.75	0.39	3.61	3.36	2.97	16.0	31.34	$0.39+0.185X^2$
	C2	9.75	0.39	3.61	3.86	3.47	13.69	35.44	$0.39+0.216X^2$
	C3	9.75	0.39	3.61	3.60	3.22	14.76	33.42	$0.39+0.201X^2$
V2	C4	13.75	0.39	3.34	3.34	2.95	32.04	23.22	$0.39+0.046X^2$
V3	C5	17.75	0.39	3.53	3.53	3.14	50.17	19.48	$0.39+0.049X^2$
V4	C6	21.75	0.39	2.83	2.83	2.44	96.94	12.64	$0.39+0.038X^2$
V5	C7	25.75	0.39	2.61	2.86	2.47	134.22	10.85	$0.39+0.039X^2$
	C8	25.75	0.39	2.61	2.36	1.97	168.28	8.70	$0.39+0.031X^2$
V6	C9	29.75	0.39	2.40	2.65	2.26	195.810	8.64	$0.39+0.035X^2$
	C10	29.75	0.39	2.40	2.15	1.76	251.438	6.74	$0.39+0.028X^2$
V7	C11	33.75	0.15	2.21	2.21	2.06	276.47	6.95	$0.15+0.032X^2$
V8	C12	37.75	0.15	2.04	2.04	1.89	377.00	5.72	$0.15+0.029X^2$
V9	C13	41.75	0.15	1.88	1.88	1.73	503.77	4.74	$0.15+0.027X^2$
V10	C14	45.75	0.15	1.75	1.75	1.36	769.508	3.40	$0.15+0.021X^2$
V11	C15	49.75	0.15	1.63	1.88	1.49	830.558	3.43	$0.15+0.029X^2$
	C16	49.75	0.15	1.63	1.38	0.99	1250.032	2.28	$0.15+0.015X^2$
V12	C17	53.75	0.15	1.53	1.53	1.38	1046.76	2.94	$0.15+0.021X^2$
V13	C18	57.75	0.15	1.45	1.45	1.30	1282.72	2.57	$0.15+0.020X^2$
V14	C19	61.75	0.15	1.39	1.64	1.49	1279.55	2.76	$0.15+0.023X^2$
	C20	61.75	0.15	1.39	1.14	0.99	1925.78	1.83	$0.15+0.015X^2$
V15	C21	65.75	0.15	1.34	1.34	1.19	1816.41	2.07	$0.15+0.019X^2$
V16	C22	69.75	0.15	1.32	1.32	1.17	2079.08	1.92	$0.15+0.018X^2$
V17	C23	73.75	0.15	1.31	1.31	1.16	2344.42	1.80	$0.15+0.018X^2$

Tab. VII.3. Tableau donnant les paramètres du tracé en élévation des câbles de fléau.

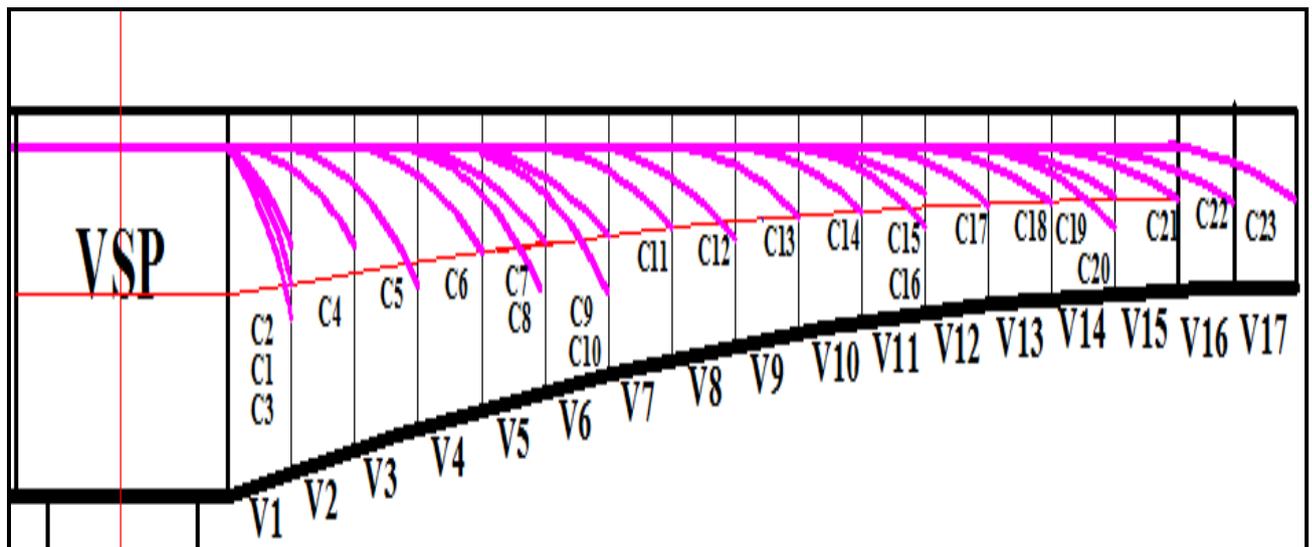


Fig. VII.4. Vue en élévation des câbles dans l'axe de l'âme

VII.4. 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.

- Equation de la courbure

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

Avec les conditions aux limites :

$$Z(x) = Z_{i+1} + (Z_{i+1} - Z_i) * (X/L)^2$$

- Le rayon de courbure

$$R_i = \frac{x_i^2}{2(Z_i - Z_{i+1})}$$

$$R_{i+1} = \frac{x_{i+1}^2}{2(Z_{i+1} - Z_{i+2})}$$

- L'inclinaison à l'horizontale

$$\text{tg}(B_i) = \frac{2(Z_{i+1} - Z_{i+2})}{x_i}$$

$$\text{tg}(B_{i+1}) = \frac{2(Z_{i+1} - Z_{i+2})}{x_{i+1}}$$

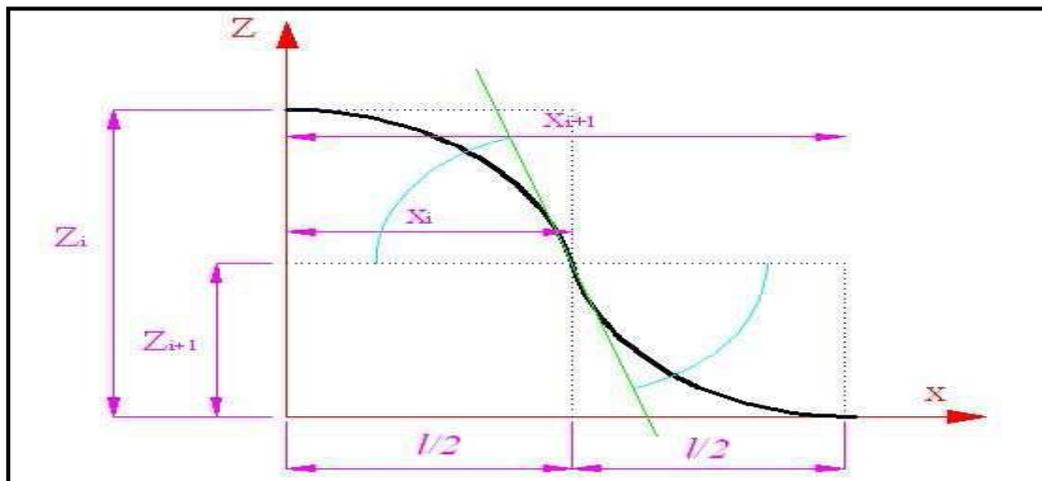


Fig. VII.5. Allure des câbles de fléau en plan

Tableau donnant les résultats pour chaque câble :

Voussoir	N°de câble	Zi	Zi+1	Ri	Ri+1	Bi	Bi+1	Equation i	Equation i+1
Vsp		/	/	/	/	/	/	/	/
V1	C1	0	0	/	/	/	/	/	
	C2	0.268	0.134	14.93	14.93	7.63	7.63	$0.134+0.03x^2$	$0.03*(x-2)^2$
	C3	-0.268	-0.134	-14.93	-14.93	-7.63	-7.63	$-0.134-0.03x^2$	$0.03*(x-2)^2$
V2	C4	0.536	0.268	7.46	7.46	15	15	$0.268+0.067x^2$	$0.067*(x-2)^2$
V3	C5	-0.536	-0.268	-7.46	-7.46	-15	-15	$-0.268-0.067x^2$	$0.067*(x-2)^2$
V4	C6	0.804	0.402	4.97	4.97	21.9	21.9	$0.402+0.10x^2$	$0.10*(x-2)^2$
V5	C7	-0.804	-0.402	-4.97	-4.97	-21.9	-21.9	$-0.402-0.10x^2$	$0.10*(x-2)^2$
	C8	1.072	0.536	3.73	3.73	28.19	28.19	$0.536+0.13x^2$	$0.13*(x-2)^2$
V6	C9	-1.072	-0.536	-3.73	-3.73	-28.19	-28.19	$-0.536-0.13x^2$	$0.13*(x-2)^2$
	C10	1.340	0.670	2.98	2.98	33.82	33.82	$0.670+0.16x^2$	$0.16*(x-2)^2$
V7	C11	-1.340	-0.670	-2.98	-2.98	-33.82	-33.82	$-0.67-0.16x^2$	$0.16*(x-2)^2$
V8	12	1.608	0.804	2.48	2.48	38.8	38.8	$0.804+0.20x^2$	$0.20*(x-2)^2$
V9	C13	-1.608	-0.804	-2.48	-2.48	-38.8	-38.8	$-0.804-0.20x^2$	$0.20*(x-2)^2$
V10	C14	0	0	/	/	/	/	/	/
V11	C15	0.268	0.134	14.93	14.93	7.63	7.63	$0.134+0.03x^2$	$0.03*(x-2)^2$
	C16	0.268	-0.134	14.93	-14.93	-7.63	-7.63	$-0.134-0.03x^2$	$0.03*(x-2)^2$
V12	C17	0.536	0.268	7.46	7.46	15	15	$0.268+0.067x^2$	$0.067*(x-2)^2$

Tab.VII.4. Tableau donnant les paramètres du tracé en plan des câbles de fléau

VII.5. Calcul des pertes de tension de précontrainte

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.

Quant au mode de précontrainte par post-tension, le frottement de l'acier de précontrainte sur sa gaine lors de la mise en tension produit une perte instantanée. Par ailleurs, le relâchement des câbles introduit une perte de tension instantanée à l'ancrage.

VII.5.1. Pertes de tension 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 dues au frottement de l'acier dans la gaine

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

Selon les règles BPEL91, la tension $\sigma_{p0}(x)$ (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 σ_{p0} à l'ancrage actif le plus proche par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_f(x) = \sigma_{p0} * (1 - e^{-(f\theta + \varphi X)})$$

Dans laquelle :

$f = 0.18\text{rd}^{-1}$: Coefficient de frottement angulaire

$\varphi = 0.002\text{m}^{-1}$: Coefficient de frottement linéaire

$\sigma_{p0} = 1488\text{Mpa}$: tension à l'origine

θ (rad) : 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.

X : abscisse de la section considérée à partir de l'ancrage.

Si les déviations α_e en élévation et θ_p en plan se succèdent, la déviation totale à considérer est la somme : $\theta = \theta_e + \theta_p$

Donc on aura :

$$\Delta\sigma_f(x) = 1488 \times (1 - e^{-(0.18\theta + 0.002X)})$$

Les résultats du calcul des pertes pour chaque câble sont donnés par le tableau suivant :

		X	Θ_e en plan élévation (rad)	Θ_p en plan (rad)	Θ (rad)	$1 - e^{-(0.18\Theta+0.002X)}$	$\sigma_f(x)$
Vsp		5.75	/	/	/	/	/
V1	C1	9.75	0.547	/	0.54	0.11	163.90
	C2	9.75	0.618	0.13	0.75	0.14	208.32
	C3	9.75	0.583	0.13	0.71	0.13	193.44
V2	C4	13.75	0.405	0.26	0.66	0.13	193.44
V3	C5	17.75	0.339	0.26	0.60	0.13	193.44
V4	C6	21.75	0.220	0.38	0.60	0.14	208.32
V5	C7	25.75	0.189	0.38	0.57	0.14	208.32
	C8	25.75	0.152	0.49	0.64	0.15	223.20
V6	C9	29.75	0.151	0.49	0.64	0.16	238.08
	C10	29.75	0.118	0.58	0.70	0.17	252.96
V7	C11	33.75	0.121	0.58	0.71	0.17	252.96
V8	C12	37.75	0.099	0.67	0.7	0.19	282.72
V9	C13	41.75	0.082	0.67	0.75	0.19	282.72
V10	C14	45.75	0.059	/	0.05	0.09	133.92
V11	C15	49.75	0.060	0.13	0.19	0.12	178.56
	C16	49.75	0.039	0.13	0.17	0.12	178.56
V12	C17	53.75	0.051	0.26	0.31	0.15	223.20
V13	C18	57.75	0.045	0.26	0.30	0.16	238.08
V14	C19	61.75	0.048	0.38	0.43	0.18	267.84
	C20	61.75	0.032	0.38	0.41	0.17	252.96
V15	C21	65.75	0.036	0.49	0.52	0.20	297.6
V16	C22	69.75	0.033	0.49	0.52	0.21	312.48
V17	C23	73.75	0.031	0.58	0.62	0.23	342.24

Tab. VII.5. Tableau donnant les pertes par frottement pour chaque câble

La somme des pertes dus aux frottements est : 5327.26Mpa

b. Pertes dues au relâchement des câbles et aux déplacements des ancrages (recul d'ancrage)

L'effort appliqué au vérin et la pression correspondante sont déterminés en tenant compte des pertes dans les équipements de mise en tension et dans les têtes d'ancrage. Lors du relâchement des câbles, une perte d'allongement au blocage de l'ancrage se produit et se traduit par une tension sur une certaine longueur à partir de l'ancrage mobile.

Dans ce mouvement, les clavettes se déplacent d'une longueur constante qu'on note Δl_a , donnée par les fabricants des aciers de précontraintes.

En raisonnant sur un diagramme basé sur l'équation : $\sigma = \sigma_0 (1 - \mu\Theta - kx)$, la tension sous vérin vaut σ_0 , après le blocage des clavettes et le glissement à l'encrage la tension devient σ_2 .

Le glissement à l'ancrage (g en m) se répercute jusqu'à l'abscisse d de tension σ_3 .

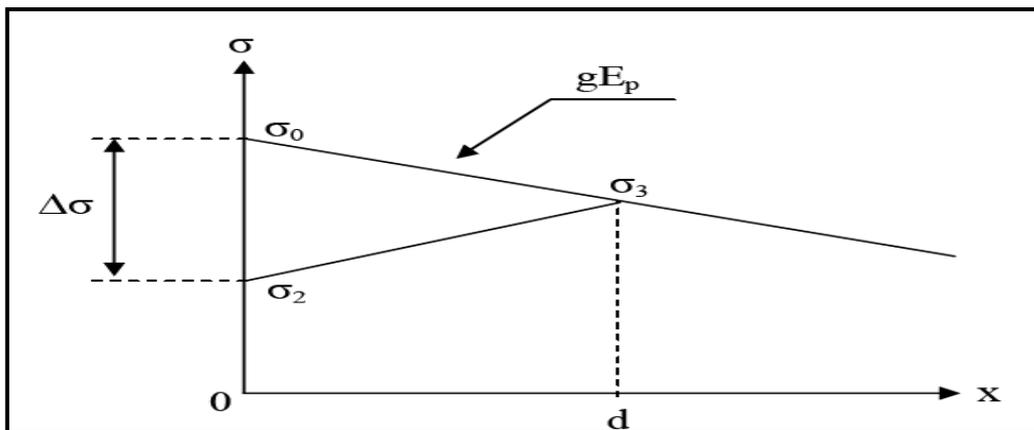


Fig. VII.6. Action du glissement à l’ancrage sur la contrainte de l’acier

La perte de tension due au relâchement des câbles est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_g = 2.d.k$$

Avec : $d = \sqrt{\frac{g \cdot E_p}{\sigma_0 \cdot K}}$; $K = \frac{\theta f}{L} + \varphi$

- X > d les pertes nul
- X < d les pertes existent

d : distance de recul d’ancrage

g : L’intensité du recul d’ancrage = 0.006

Les résultats du calcul des pertes pour chaque câble sont donnés par le tableau suivant :

		X	θ	K	D	Δσ _g
Vsp		5.75		/	/	/
V1	C1	9.75	0.547	0.012	7.99	0.19
	C2	9.75	0.751	0.016	6.92	0.22
	C3	9.75	0.716	0.015	7.15	0.21
V2	C4	13.75	0.667	0.011	8.35	0.18
V3	C5	17.75	0.601	0.008	9.79	0.16
V4	C6	21.75	0.602	0.007	10.46	0.15
V5	C7	25.75	0.571	0.006	11.30	0.13
	C8	25.75	0.644	0.007	10.46	0.15
V6	C9	29.75	0.643	0.006	11.30	0.14
	C10	29.75	0.707	0.006	11.30	0.14
V7	C11	33.75	0.710	0.006	11.30	0.14
V8	C12	37.75	0.776	0.006	11.30	0.14
V9	C13	41.75	0.759	0.005	12.38	0.12
V10	C14	45.75	0.059	0.002	19.57	0.08
V11	C15	49.75	0.193	0.003	15.98	0.09
	C16	49.75	0.172	0.003	15.98	0.09
V12	C17	53.75	0.313	0.003	15.98	0.09
V13	C18	57.75	0.307	0.003	15.98	0.09
V14	C19	61.75	0.43	0.003	15.98	0.09
	C20	61.75	0.414	0.003	15.98	0.09
V15	C21	65.75	0.528	0.003	15.98	0.09
V16	C22	69.75	0.525	0.003	15.98	0.09
V17	C23	73.75	0.62	0.003	15.98	0.09

Tab. VII.6 Tableau donnant les pertes par recul d’ancrage pour chaque câble

La somme des pertes dus au recul d'ancrage est $\Delta\sigma_g=2.96$ MPA

c. Pertes dues au raccourcissement élastique du béton

Les pertes de précontrainte engendrées par le raccourcissement instantané du béton, dues à l'action de l'effort transmis par les câbles de précontrainte et aux autres actions permanentes, sont de faible importance. Elles peuvent être assimilées à une perte moyenne agissant sur chaque armature dans une section donnée,

Dans la pratique, on admet que la perte de tension à chaque abscisse (x) est égale à :

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

Avec :

P: Effort de précontrainte : $P = \frac{Pr}{0.75}$

M : Moment fléchissant du au poids propre, les surcharges supplémentaires et les charges dues au vent.

E_{ij} : Module du Young instantané béton à 'j' jours, il est égal à : $11000^3 \sqrt{f_{cj}}$

On prend : $\frac{E_p}{E_{ij}} = 6$

σ_b : Variation de la contrainte dans le béton agissant au centre de gravité des armatures de précontrainte dans la section considérée. $\sigma_b = \frac{P}{S} + \frac{Pe_0^2}{I} - \frac{Me_0}{I}$

Les résultats sont dans le tableau suivant :

	M (t.m)	I (m4)	V(m)	S (m ²)	e ₀ (m)	P(t)	σ_b (MPa)	$\Delta\sigma_n(x)$ (MPa)
Vsp	90898.79	191.4	3.91	18.714	3.76	19009.23	6.34	19.02
v1	76141.16	160,1048	3,61	17,813	3,46	17063.09	5.88	17.64
v2	66903.74	133,8657	3,34	16,967	3,19	16066.58	5.74	17.22
v3	58407.82	111,8248	3,53	16,176	3,38	14588.20	6.26	18.80
v4	50564.53	93,4014	2,83	15,439	2,68	13994.08	5.31	15.95
v5	43420.41	78,0899	2,61	14,756	2,46	12901.21	5.06	15.18
v6	36893	91.9004	2,4	14,128	2,25	9916.77	3.44	10.32
v7	30975.82	65,4283	2,21	13,555	2,06	9731.39	3.73	11.20
v8	25619.63	46,521	2,04	13,037	1,89	9386.52	3.99	11.97
v9	20834.38	39,6295	1,88	12,573	1,73	8154.58	3.54	10.62
v10	16582.3	34,09	1,75	12,163	1,6	6905.68	3.08	9.24
v11	12843.5	29,3543	1,63	11,809	1,48	5714.66	2.62	7.86
v12	9596.77	26,2467	1,53	11,508	1,38	4457.38	2.06	6.18
v13	6824.35	23,6171	1,45	11,263	1,3	3313.45	1.55	4.66
v14	4520.45	21,686	1,39	11,071	1,24	2275.11	1.08	3.24
v15	2675.56	20,3667	1,34	10,935	1,19	1382.75	0.66	1.98
v16	1283.13	19,5989	1,32	10,835	1,17	673.468	0.32	0.97
v17	338.95	19,3469	1,31	10,826	1,16	179.04	8.66	25.98

Tab. VII.7. Tableau donnant les pertes par raccourcissement pour chaque câble

Les pertes dues au raccourcissement élastique du béton sont égales à : **208.03 MPA**

VII.5.2. Les pertes différées

La force de précontrainte dans le câble se réduit progressivement par les effets du retrait et du Fluage du béton, ainsi que la relaxation des aciers jusqu'à une valeur finale à prendre en compte dans le calcul de l'ouvrage.

Les pertes différées existent en trois sortes :

- ❖ Pertes par retrait du béton
- ❖ Pertes par fluage.
- ❖ Pertes par relaxation des aciers.

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 :

$$\Delta\sigma_r = E_p \cdot \varepsilon_r ; \varepsilon_r(t) = \varepsilon_r \cdot r(t)$$

Tel que :

ε_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 ($E_p = 1,90 \cdot 10^5$ MPa)

$$\Delta\sigma_r = 1,9 \times 10^5 \times 2 \times 10^{-4} = 38 \text{ MPa}$$

b. Pertes dus 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 BPEL la perte finale de tension due au fluage est définie par :

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

Avec :

E_p : Module d'élasticité de l'acier,

E_{ij} : Module de déformation instantanée du béton à l'âge j jours,

σ_{max} et σ_b sont respectivement la contrainte maximale et la contrainte finale supportées par le béton dans la section considérée, au niveau de centre de gravité des armatures de précontrainte,

Comme :

$$\sigma_{max} \leq 1,5\sigma_b$$

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

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

	X(m)	σ_b	$\Delta\sigma_{fl}(x)$
Vsp	5.75	6.34	95.10
V1	9.75	5.88	88.20
V2	13.75	5.74	86.10
V3	17.75	6.26	93.90
V4	21.75	5.31	79.65
V5	25.75	5.06	75.90
V6	29.75	3.44	51.60
V7	33.75	3.73	55.95
V8	37.75	3.99	59.85
V9	41.75	3.54	53.10
V10	45.75	3.08	46.20
V11	49.75	2.62	39.30
V12	53.75	2.06	30.90
V13	57.75	1.55	23.25
V14	61.75	1.08	16.20
V15	65.75	0.66	9.90
V16	69.75	0.32	4.80
V17	73.75	8.66	129.90

Tab. VII.8. Tableau résumant les pertes par fluage pour chaque câble

Les pertes dues au fluage du béton sont égales à : **1039.80 MPa**

c. Pertes dues à la relaxation des aciers

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

La perte de relaxation s'écrira alors :

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

σ_{pi} : étant la tension initiale de l'acier, c'est-à-dire après pertes instantanées, f_{prg} la contrainte de rupture garantie,

μ_0 : un coefficient égale à: 0.43 pour les aciers TBR;

$f_{prg} = 1860 \text{ MPa}$

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

Pour calculer les pertes dues à la relaxation des câbles on donne le tableau ci-dessous :

		X	$\Delta\sigma_{inst}$	$\sigma_{p0}(\text{MPa})$	$\sigma_{pi}(\text{MPa})$	$\Delta\sigma_{rel}(\text{MPa})$
Vsp		5.75	19.02	1488	1468.98	79.28
V1	C1	9.75	181.54	1488	1306.46	53.38
	C2	9.75	225.96	1488	1262.04	47.04
	C3	9.75	211.08	1488	1276.92	49.13
V2	C4	13.75	210.66	1488	1277.34	49.19
V3	C5	17.75	212.24	1488	1275.76	48.97
V4	C6	21.75	224.27	1488	1263.73	47.28
V5	C7	25.75	223.5	1488	1264.50	47.39
	C8	25.75	238.38	1488	1249.62	45.33
V6	C9	29.75	248.42	1488	1239.59	43.96
	C10	29.75	263.3	1488	1224.7	41.96
V7	C11	33.75	264.17	1488	1223.83	41.85
V8	C12	37.75	294.69	1488	1193.31	37.87
V9	C13	41.75	293.34	1488	1194.66	38.04
V10	C14	45.75	143.16	1488	1344.84	59.11
V11	C15	49.75	186.42	1488	1305.58	53.25
	C16	49.75	186.42	1488	1305.58	53.25
V12	C17	53.75	229.38	1488	1258.62	46.57
V13	C18	57.75	242.74	1488	1245.26	41.90
V14	C19	61.75	271.08	1488	1216.92	40.93
	C20	61.75	256.20	1488	1231.80	49.88
V15	C21	65.75	299.58	1488	1258.42	46.50
V16	C22	69.75	313.45	1488	1174.55	35.49
V17	C23	73.75	472.4	1488	1015.60	17.75

Tab. VII.9. Tableau donnant les pertes par relaxation pour chaque câble

La somme des pertes dus à la relaxation est : $\Delta\sigma_p = 1115.3 \text{ MPa}$

VII.6. Variation des pertes différées dans le temps

La perte finale différée est prise égale

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \Delta\sigma_{rel}$$

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

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau suivant :

voussoir	X	Fluage	retrait	Relaxation	Somme
Vsp	5.75	95.10	38	66.07	199.17
V1	9.75	88.20	38	44.48	170.68
V2	13.75	86.10	38	39.2	163.3
V3	17.75	93.90	38	40.94	172.84
V4	21.75	79.65	38	40.99	158.64
V5	25.75	75.90	38	40.80	154.7
V6	29.75	51.60	38	39.40	129
V7	33.75	55.95	38	39.49	133.44
V8	37.75	59.85	38	37.77	135.62
V9	41.75	53.10	38	36.63	127.73
V10	45.75	46.20	38	34.96	119.16
V11	49.75	39.30	38	34.87	112.17
V12	53.75	30.90	38	31.56	100.46
V13	57.75	23.25	38	31.70	92.95
V14	61.75	16.20	38	49.26	103.46
V15	65.75	9.90	38	44.37	92.27
V16	69.75	4.80	38	44.37	87.17
V17	73.75	129.90	38	38.81	206.70
				Σ	2459.46

Tab. VII.10. Tableau donnant la somme de pertes différées

VII.7. Conclusion

La perte totale due aux pertes instantanées et différées est donnée par la relation suivante :

$$\Delta\sigma_{\text{Total}} = \Delta\sigma_{\text{fr}} + \Delta\sigma_{\text{b}} + \Delta\sigma_{\text{rac}} + \Delta\sigma_{\text{d}}$$

Les pertes totales sont données dans le tableau ci-dessous

Vousoir	X(m)	pertes différées	pertes instantanées	pertes totale
Vsp	5.75	199.17	19.02	218,19
V1	9.75	170.68	181.54	352,22
V2	13.75	163.3	225.96	389,26
V3	17.75	172.84	211.08	383,92
V4	21.75	158.64	210.66	369,3
V5	25.75	154.7	212.24	366,94
V6	29.75	129	224.27	353,27
V7	33.75	133.44	223.5	356,94
V8	37.75	135.62	238.38	374
V9	41.75	127.73	248.42	376,15
V10	45.75	119.16	263.3	382,46
V11	49.75	112.17	264.17	376,34
V12	53.75	100.46	294.69	395,15
V13	57.75	92.95	293.34	386,29
V14	61.75	103.46	143.16	246,62
V15	65.75	92.27	186.42	278,69
V16	69.75	87.17	186.42	273,59
V17	73.75	206.70	229.38	436,08
		2459.46	3856.35	6315.81

Tab. VII.11. Tableau donnant les pertes totales

Le pourcentage des pertes est égale à : $100 \times \frac{6315.81}{1488 \times 23} = 18.45 \%$

18.45 % < 25 L'estimation des pertes est vérifiée

Donc on maintient le nombre de câble calculé précédemment (46 câbles)

VII.8. Vérification des contraintes en phase de construction

Cette étape a pour but de vérifier l'ensemble des contraintes engendrées par l'application de l'effort de précontrainte. Les contraintes normales doivent rester inférieures aux valeurs limites admissibles dans chaque section. En phase de construction, on est amené à vérifier que

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{S} + \frac{Pe_0 v}{I} - \frac{Mv}{I} \geq \bar{\sigma}_{\text{bt}}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{S} - \frac{Pe_0 v'}{I} + \frac{Mv'}{I} \leq \bar{\sigma}_{\text{bc}}$$

Avec :

σ_{sup} : Contrainte créée dans la fibre supérieure de la section,

σ_{inf} : Contrainte créée dans la fibre inférieure de la section,

P : Effort de précontrainte

S : Section transversale du vousoir

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

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

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

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * 35 = 21 \text{ MPa}$

Et : ($\bar{\sigma}_{bt} = 0$, car on est en classe I)

Donc on doit vérifier que :

$\sigma_{inf} \leq 21 \text{ MPa}$

$\sigma_{sup} \geq 0 \text{ MPa}$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant pour chaque voussoir :

	M(MN)	I (m4)	V(m)	V'(m)	S(m ²)	e ₀ (m)	P(MN)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	OBS
Vsp	908.98	191.4	3.91	5.09	18.714	3.76	142.56	0	17.53	Ok
v1	761.41	160,1048	3,61	4.79	17,813	3,46	127.97	0	16.71	Ok
v2	669.03	133,8657	3,34	4.50	16,967	3,19	120.49	0	16.67	Ok
v3	584.07	111,8248	3,53	4.24	16,176	3,38	109.41	0	14.88	Ok
v4	505.64	93,4014	2,83	3.99	15,439	2,68	104.95	0	16.38	Ok
v5	434.20	78,0899	2,61	3.76	14,756	2,46	96.75	0	16.00	Ok
v6	368.93	91.9004	2,40	3.55	14,128	2,25	74.37	0	13.09	Ok
v7	309.75	65,4283	2,21	3.36	13,555	2,06	72.98	0	13.57	Ok
v8	256.19	46,521	2,04	3.18	13,037	1,89	70.39	0	13.91	Ok
v9	208.34	39,6295	1,88	3.03	12,573	1,73	61.01	0	12.71	Ok
v10	165.82	34,09	1,75	2.89	12,163	1,6	51.79	0	11.29	Ok
v11	128.43	29,3543	1,63	2.77	11,809	1,48	42.86	0	9.76	Ok
v12	95.96	26,2467	1,53	2.67	11,508	1,38	33.43	0	9.06	Ok
v13	68.24	23,6171	1,45	2.59	11,263	1,3	24.85	0	6.15	Ok
v14	45.20	21,686	1,39	2.52	11,071	1,24	17.06	0	4.33	Ok
v15	26.75	20,3667	1,34	2.48	10,935	1,19	10.37	0	2.70	Ok
v16	12.83	19,5989	1,32	2.45	10,835	1,17	5.05	0	1.33	Ok
v17	3.38	19,3469	1,31	2.44	10,826	1,16	1.34	0	0.35	Ok

Tab. VII.12. Tableau résumant la vérification des contraintes

VII.9. Etude de la précontrainte de continuité

La phase de construction du fléau étant achevée, on passe à celle qui consiste à réaliser le clavage et la mise en tension des câbles de continuité.

La précontrainte totale sera évaluée en fonction des efforts suivants :

- Poids propre.
- Superstructure.
- Surcharge de trottoirs.
- Surcharges routières.
- Surcharges climatiques.
- Moment hyperstatique de précontrainte

VII.9.1. Les surcharge

- Le pont est dimensionné selon le fascicule 61 titre II (surcharge A(L), Bc) et pour le convoi exceptionnel D240.
- Les surcharges militaires prises en compte constituent un ou plusieurs véhicules types du système Mc120 en prenant en compte les coefficients de majoration

VII.9.2. Combinaisons des charges

Selon le B.P.E.L, on doit considérer les combinaisons de charges suivantes : [Réf 10]

- **A l'ELU**

$$1,35G + 1,6 (A (l) + S_t)$$

$$1,35G + 1,6 (B_C + S_t)$$

$$1,35G + 1,35 M_{C120}$$

$$1,35G + 1,35 D_{240}$$

$$1,35 G + 1,5 W$$

- **A l'ELS**

$$G + 1,2 (A (l) + S_t)$$

$$G + 1,2 (B_C + S_t)$$

$$G + M_{C120}$$

$$G + D_{240}$$

$$G + 1,2 (A (l) + S_T) + 0,5 \Delta T$$

$$G + 1,2 (B_C + S_T) + 0,5 \Delta T$$

$$G + M_{C120} + 0,5 \Delta T$$

$$G + D_{240} + 0,5 \Delta T$$

$$G + W$$

Avec:

G: Poids propre + superstructure

St : Surcharges des trottoirs

ΔT : surcharges (gradient thermique)

Pour déterminer la contrainte de continuité, nous devons connaître l'enveloppe des sollicitations dans chaque sections, or ces sollicitations contiennent un effet hyperstatique de la précontrainte, qui n'est pas encore connus, puisqu'il dépend de l'effort de précontrainte que l'on doit déterminer, il convient de procéder à des estimations.

Nous ferons donc une première estimation de la précontrainte, en supposant que les effets hyperstatiques de la précontrainte de continuité sont nuls.

La modélisation via le logiciel **Robot Structural** donne les résultats illustrés sur la figure suivante :

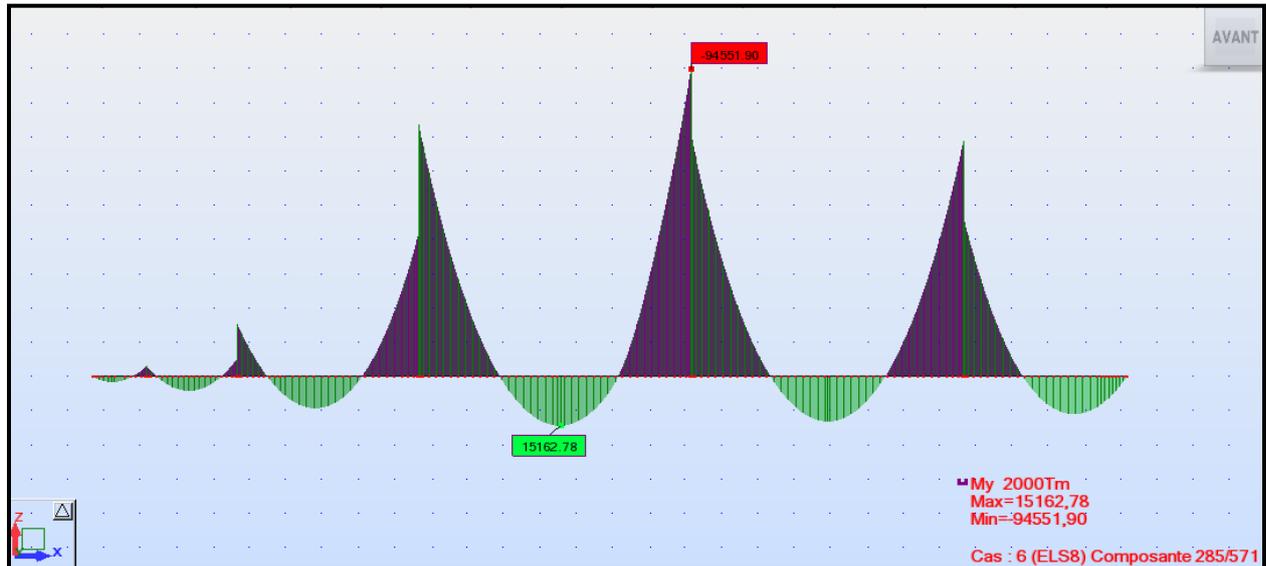


Fig. VII. 7. Diagramme des moments fléchissant sous combi.8 à l'ELS

En additionnant le moment sous la combinaison $G+1.35D240+0.5DT$ avec le moment dû au fluage M_{fl} de la structure.

$$M_{\max} = M_{\text{comb}} + M_{fl} = 15162.78 + 594.67 = \mathbf{15757.45 \text{ t.m}}$$

VII.10. Détermination de la précontrainte de continuité

On s'intéresse aux moments positifs pour la détermination des câbles de continuité ; L'effort de précontrainte sera calculé à partir du moment max déterminé.

Exemple de calcul :

Détermination du nombre de câbles nécessaire pour le voussoir de clavage (travée centrale)

$$\text{Section } S = 10.826 \text{ m}^2$$

$$V' = 2.44 \text{ m}$$

$$e_1 = V' - d = 2.44 - 0.20 = 2.24 \text{ m}$$

$$I_1 = 19.3469 \text{ m}^4$$

$$M_1 = 15757.45 \text{ t.m}$$

$$P = \frac{\frac{MV'}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{eV'}{I}} = \frac{\frac{15757.45 \cdot 2.44}{19.3469}}{\frac{1}{10.826} + \frac{2.24 \cdot 2.44}{19.3469}} = 5301.31 \text{ t.m}$$

$$P_0 = 318.06 \text{ t.m}$$

$$n = P / 0.8P_0$$

$$\mathbf{n = 22 \text{ câble}}$$

Les résultats pour chaque voussoir sont résumés dans le tableau suivant :

V	X(m)	V'(m)	e(m)	S(m ²)	I(m ⁴)	M(t.m)	P(t)	ni	N réel
vsp	5.75	5.09	4.89	18.714	191.4	-94551.90	/		
V1	9.75	4.79	4.59	17.813	160,1048	-65257.6	/		
V2	13.75	4.50	4.30	16.967	133,8657	-54233.3	/		
V3	17.75	4.24	4.04	16.176	111,8248	-43245.3	/		
V4	21.75	3.99	3.79	15.439	93,4014	-33572.98	/		
V5	25.75	3.76	3.56	14.756	78,0899	-25074.41	/		
V6	29.75	3.55	3.35	14.128	91.9004	-16178.17	/		
V7	33.75	3.36	3.16	13.555	65,4283	-900.3	/		
V8	37.75	3.18	2.98	13.037	46,521	-3039.90	/		
V9	41.75	3.03	2.83	12.573	39,6295	1727.94	446,467	1,75	2
V10	45.75	2.89	2.69	12.163	34,09	5335.65	1457,9	5,73	8
V11	49.75	2.77	2.57	11.809	29,3543	8094.68	2249.79	8.84	6
V12	53.75	2.67	2.47	11.508	26,2467	10259.88	2993,93	11,76	12
V13	57.75	2.59	2.39	11.263	23,6171	12227.24	3821,48	15,01	16
V14	61.75	2.52	2.32	11.071	21,686	13616.04	4396,09	17,27	18
V15	65.75	2.48	2.28	10.935	20,3667	14562.79	4804,58	18,88	20
V16	69.75	2.45	2.25	10.835	19,5989	15072.17	5043,72	19,82	20
V17	73.75	2.44	2.24	10.826	19,3469	15168.19	5102,99	20,05	22
Vc	76.25	2.44	2.24	10.826	19.3469	15757.45	5301,31	20,83	22
V17	80.25	2.44	2.24	10.826	19.3469	14958.49	5030,43	19,76	20
V16	84.25	2.45	2.25	10.835	19.5989	14302.45	4786,14	18,80	20
V15	88.25	2.48	2.28	10.935	20.3667	13206.62	4370,45	17,17	18
V14	92.25	2.52	2.32	11.071	21.686	11673.42	3768,89	14,81	16
V13	96.25	2.59	2.39	11.263	23.6171	9698.17	3030,05	11,90	12
V12	100.25	2.67	2.47	11.508	26.2467	7107.70	2152,26	8,45	10
V11	104.25	2.77	2.57	11.809	29.3543	4392.91	1266,92	4,97	6
V10	108.25	2.89	2.69	12.163	34.09	1047.23	286,14	1,12	2
V9	112.25	3.03	2.83	12.573	39.6295	-2779.92	/		
V8	116.25	3.18	2.98	13.037	46.521	-7109.95	/		
V7	120.25	3.36	3.16	13.555	65.4283	-11962.67	/		
V6	124.25	3.55	3.35	14.128	91.9004	-17367.16	/		
V5	128.25	3.76	3.56	14.756	78.0899	-23732.29	/		
V4	132.25	3.99	3.79	15.439	93.4014	-29901.38	/		
V3	136.25	4.24	4.04	16.176	111,8248	-37088.94	/		
V2	140.25	4.50	4.30	16.967	133,8657	-45436.82	/		
V1	144.25	4.79	5.59	17.813	160,1048	-53976.38	/		
vsp	150	5.09	4.89	18.714	191.4	-77369.30	/		

Tab.VII.13. Câbles de continuité

VII.11. Les pertes de précontrainte

La démarche pour la détermination des pertes est la même que celle explicite dans L'étude de la précontrainte du fléau. Le tableau ci-dessous donne un résumé de calcul des Pertes instantanées, différées et totales.

VII.11.1. Pertes de tension instantanées

a. Pertes dues au frottement de l'acier dans la gaine

$$\Delta\sigma_f(x) = 1488 * (1 - e^{-(0.18\theta+0.002X)})$$

Après calcul on trouvé : 1050.59MPa

$$\Delta\sigma_f(x) = 1050.59\text{MPa}$$

b. Pertes dues au relâchement des câbles et aux déplacements des ancrages (recul d'ancrage)

Somme des pertes dus au recul d'ancrage est $\Delta\sigma_g=1.77\text{ MPa}$

c. Pertes dues au raccourcissement élastique du béton

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

Somme des pertes par raccourcissement est égale : 3160.8 MPa

VII.11.2. Les pertes différées

a. Pertes dus au retrait du béton

$$\Delta\sigma_r = E_p \cdot \varepsilon_r; \varepsilon_r(t) = \varepsilon_r \cdot r(t)$$

$$\Delta\sigma_r = 1.9 \times 10^{-5} * 2 \times 10^{-4} = 38\text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_r = 38\text{ MPa}$$

b. Pertes dus au fluage du béton

$$\Delta\sigma_{fl} = 2.5 \sigma_b \times \frac{E_p}{E_{ij}}$$

La somme est égale à 2634 MPa

c. Pertes dues à la relaxation des aciers

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

La somme est : 774.68MPa

VII.11.3. Variation des pertes différées dans le temps

La perte finale différée est prise égale

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \Delta\sigma_{rel}$$

$$\Delta\sigma_d = 3317.56\text{ MPa}$$

VII.11.4. Conclusion

La perte totale due aux pertes instantanées et différées est donnée par la relation suivante :

$$\Delta\sigma_{Total} = \Delta\sigma_{fr} + \Delta\sigma_b + \Delta\sigma_{rac} + \Delta\sigma_d$$

$$\Delta\sigma_{Total} = 7530.72$$

Le pourcentage des pertes est égale à : $100 \times \frac{7530.72}{1488 \times 22} = 23\%$

23 % < 25% L'estimation des pertes est vérifiée

VII.12. Vérification des contraintes en phase de service

La vérification des contraintes dans le béton précontraint se fera à l'état limite de service Sous la combinaison la plus défavorable. Notre ouvrage est justifié en classe I, ce qui impose que le béton soit comprimé en tout point de la section transversale.

La vérification des contraintes se traduit par les quatre inéquations suivantes :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{S} + \frac{Pe_0V}{I} - \frac{MV}{I} \geq \bar{\sigma}_{\text{bt}}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{S} - \frac{Pe_0V'}{I} + \frac{MV'}{I} \leq \bar{\sigma}_{\text{bc}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	M(MN)	I (m4)	V(m)	V'(m)	S(m ²)	e ₀ (m)	P(MN)	σ _{sup} (MPa)	σ _{inf} (MPa)	OBS
v9	17,2794	39,6295	2,04	3.03	12.573	1,73	5,9528	0,11	1,01	ok
v10	53,3565	34,09	1,88	2.89	12.163	1,16	19,4386	1,81	4,2	ok
v11	80,9468	29,3543	1,75	2.77	11.809	1,17	29,9956	0	6,86	ok
v12	102,5988	26,2467	1,63	2.67	11.508	1,19	39,919	0,04	9,07	ok
v13	122,2724	23,6171	1,53	2.59	11.263	1,24	50,953	0,69	11	ok
v14	136,1604	21,686	1,45	2.52	11.071	1,3	58,6145	1,28	12,26	Ok
v15	145,6279	20,3667	1,39	2.48	10.935	1,38	64,061	1,95	12,83	Ok
v16	150,7217	19,5989	1,34	2.45	10.835	1,48	67,2496	2,7	12,6	Ok
V17	151,6819	19,3469	1,32	2.44	10.826	1,6	68,0398	3,36	11,68	Ok
VC	157,574	19.3469	1,31	2.44	10.826	1,6	70,6841	3,51	12,14	Ok
V17	149,5849	19.3469	1.32	2.44	10.826	1,6	67,0724	3,31	11,52	Ok
V16	143,0245	19.5989	1.34	2.45	10.835	1,48	63,8152	1,54	20,54	Ok
V15	132,0662	20.3667	1.39	2.48	10.935	1,38	58,2726	1,85	11,66	Ok
V14	116,7342	21.686	1.45	2.52	11.071	1,3	50,2518	1,1	10,51	Ok
V13	96,9817	23.6171	1.53	2.59	11.263	1,24	40,4006	0,27	8,73	Ok
V12	71,077	26.2467	1.63	2.67	11.508	1,19	28,6968	0,2	6,25	Ok
V11	43,9291	29.3543	1.75	2.77	11.809	1,17	16,8922	0	3,71	Ok
V10	10,4723	34.09	1.88	2.89	12,163	1,16	3,8152	0	0,83	Ok

Tab. VII.14. Tableau résumant la vérification des contraintes en phase de service

VII.13. Conclusion

On remarque d'après le tableau que les contraintes supérieures et les contraintes inférieures trouvées (en phase de service) sont inférieures aux contraintes admissibles, ce qui signifie que notre ouvrage travaille dans la sécurité.

Chapitre VIII. Etude transversale

VIII.1. Introduction

La structure transversale la mieux adaptée à la construction par encorbellement est la section caisson (tubulaire) du fait sa grande rigidité à la torsion et de sa raideur à la flexion des deux membrures supérieure et inférieure, aucune entretoise intérieure n'est nécessaire dans les tabliers

Construits par encorbellement, à l'exception de celle construite au droit des appuis.

La section caisson donc assure la transmission des charges verticales aux appuis et empêche la déformation de la section sous l'effet du moment de torsion.

On se limite dans l'étude transversale sur deux voussoirs de hauteurs différentes, une section sur culée et une autre près de la pile.

Le poids propre et les déverses charges d'exploitations développent des efforts extérieurs sur la section transversale qui seront équilibrés par cisaillement dû à l'effort tranchant.

VIII.2. 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 doubles 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 :

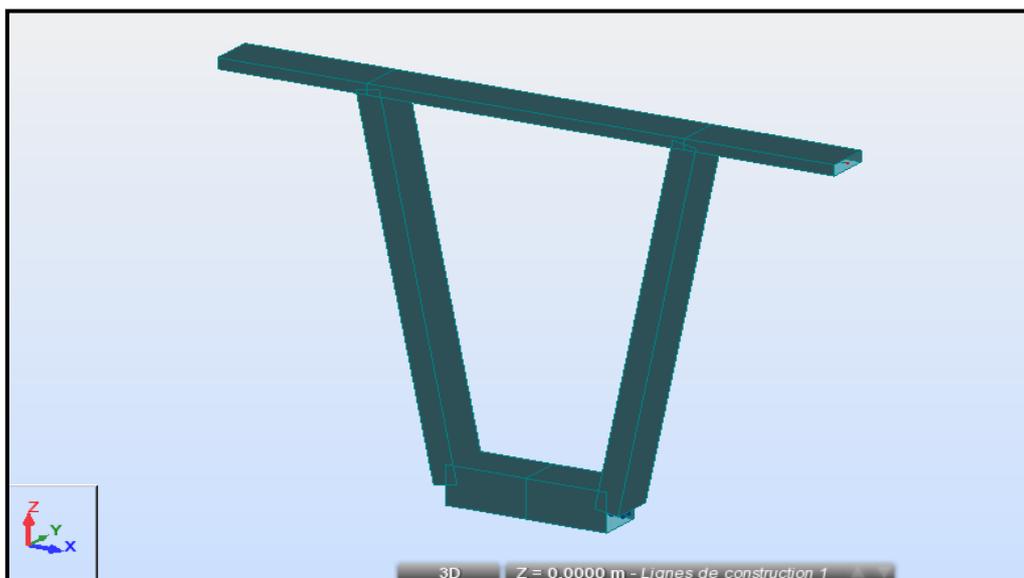


Fig. VIII .1. Vue en 3D du caisson sur pile modélisé sur le logiciel Robot Structural

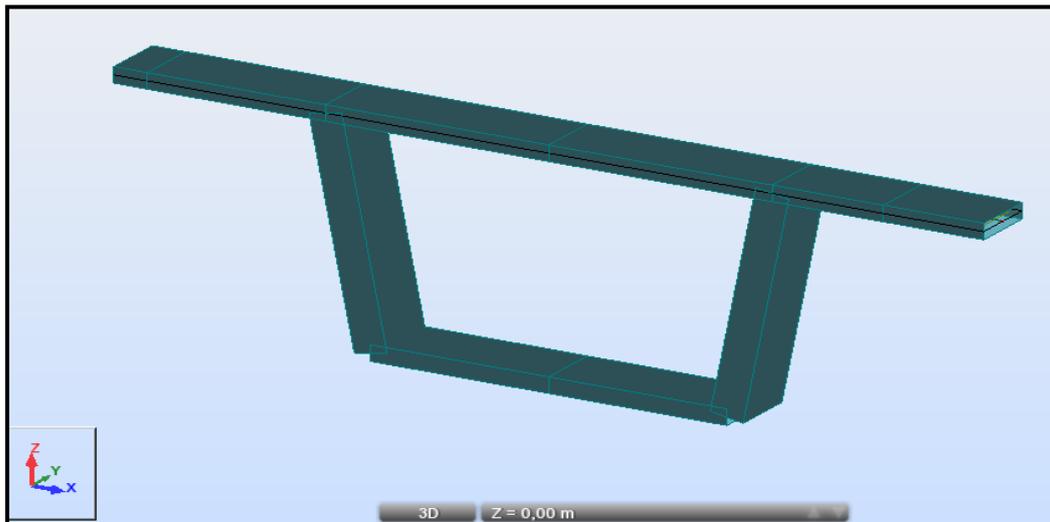


Fig. VIII.2. Vue en 3D du caisson à la clé modélisé sur le logiciel Robot Structural

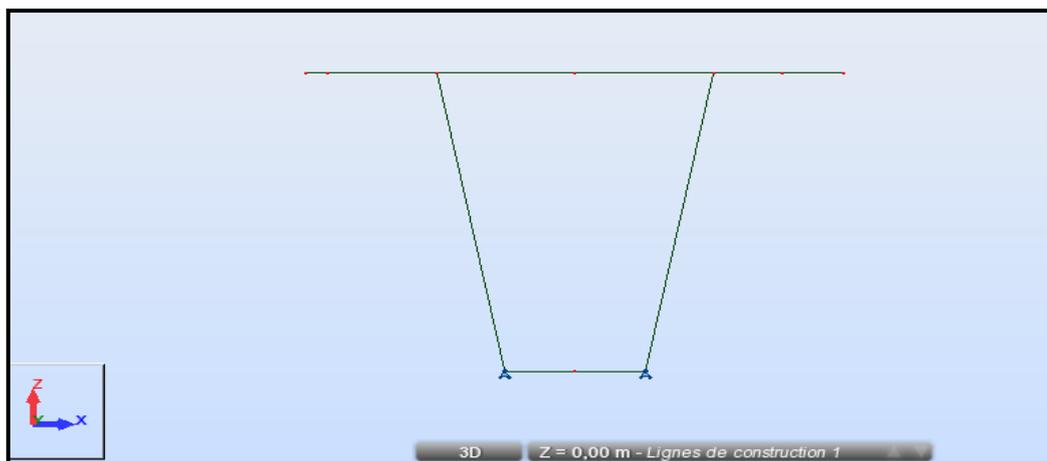


Fig. VIII.3. Schéma statique de calcul (voussoir sur pile)



Fig. VIII.4. Schéma statique de calcul (voussoir à la clé)

VIII.3. Définition des charges

La section doit être justifiée sous l'ensemble des charges permanentes, ainsi que les différents systèmes de chargement routiers établis

VIII.3.1. Charges permanentes

a. Poids propre (Pp)

Le logiciel Robot millenium considère automatiquement le poids propre des éléments.

b. Poids du revêtement (P rev)

On a une couche de revêtement en béton bitumineux (BB) de 8cm d'épaisseur.

$$P_{rev} = e. Lr. \gamma_{BB} = 0,08 \times 1 \times 2, 2 = 0.176 \text{ t/m}$$

c. Poids du trottoir + corniches

$$\text{Pour le trottoir a droite } P_{(tr+corniche)} = 2.5 \times 0.4936 = 1.234 \text{ t/ml}$$

$$\text{Pour le trottoir a gauche } P_{(tr+corniche)} = 2.5 \times 0.2370 = 0.592 \text{ t/ml}$$

$$\text{D'où le poids de trottoirs +corniche} = 1.234 + 0.592 = 1.826 \text{ t/ml}$$

d. Poids des dispositifs de sécurité

Le garde corps

Le poids d'un garde corps est estimé selon le fascicule 61, titre II à 0,1 t/ml.

$$\text{Donc : } P_{gc} = 0.1 \text{ t/m (car le trottoir a gauche ne contient pas de garde corps)}$$

Glissières de sécurité

La glissière de sécurité est en acier, son poids est de : 0.06 t/ml. Donc : $P_{gs} = 0.12 \text{ t/ml}$

$$\text{Alors la charge complémentaire est } CCP = 0.176 + 1.826 + 0.12 + 0.1 = 2.222 \text{ t/m}$$

VIII.3.2. Surcharges d'exploitations

a. Charges routières

Nous allons considérer les charges suivantes : A(l), Bc , Bt , Br, Mc120, D240, car elles développent les effets les plus défavorables . Ces charges seront disposées d'une manière à obtenir les efforts les plus prépondérants. On prend dans ces calculs la largeur chargeable égale à 10m

1. chargement A(l)

$$A(l) = 0.23 + \frac{36}{l + 12} (t/m^2)$$

$$A(l) = 1.087 \text{ t/m}^2$$

$$A(l) = 1.087 \text{ t/m}^2 * 1\text{m} = 1.087 \text{ t/ml}$$

2. Les chargements qui sont majorés par le coefficient de majoration dynamique

les coefficients majoration dynamique sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Systèmes de charges	Bc	Bt	Br	Mc120
δ	1.164	1.14	1.099	1.047
L(m)	10	10	10	10

Tab. VIII.1 : Tableau donnant le coefficient de majoration de chaque système

Les chargements sont :

Chargement Bc : charge ponctuelle de $6 \times 1.164 = 6.984 \text{ t/ml}$

Chargement Bt : charge ponctuelle de $8 \times 1.14 = 9.12 \text{ t/ml}$

Chargement Br : charge ponctuelle de $10 \times 1.099 = 10.99 \text{ t/ml}$

Chargement Mc120 : charge surfacique $(55/6.1) \times 1.047 = 9.016 \times 1.047 = 9.44 \text{ t/ml}$

Charges exceptionelle D240 : Charge uniformément répartie et vaut selon le fascicule 240t sur une largeur de 3,2m.

VIII.3.3.Surcharges de trottoirs

La charge est uniformément répartie et vaut selon le fascicule 0,45 t/m par trottoir

D'où :

Pour le trottoir à droite $St=0.45 \times 1.5=0.6825 \text{ t/ml}$ (de 1.5 m de largeur)

Pour le trottoir à droite $St=0.45 \times 0.5=0.225 \text{ t/ml}$ (de 0.5 m de largeur)

• **Les positions charges et surcharges sur la section transversale**

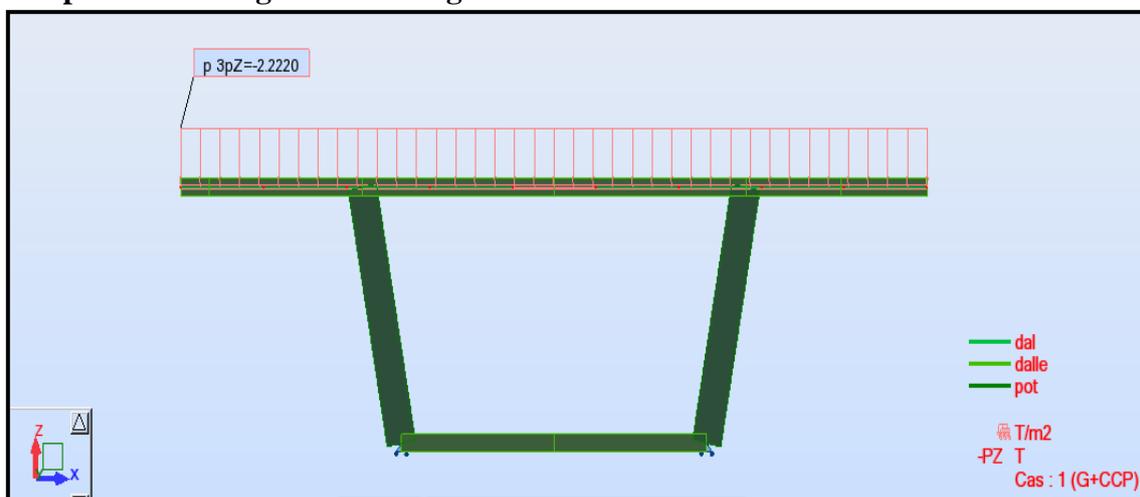


Fig. VIII .5. La position charge permanent

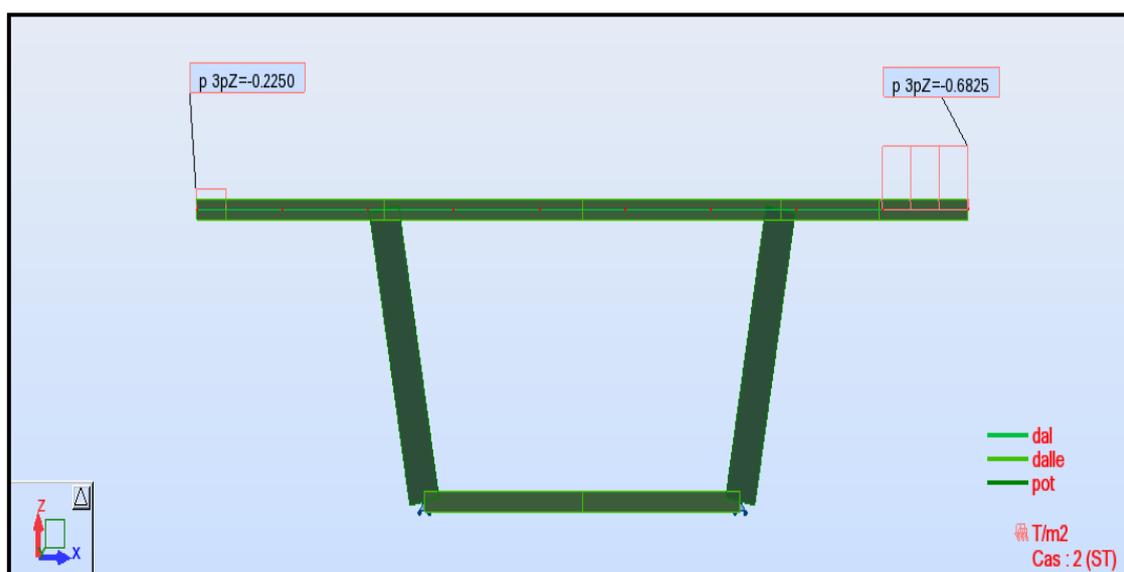


Fig. VIII .6. La position charge ST

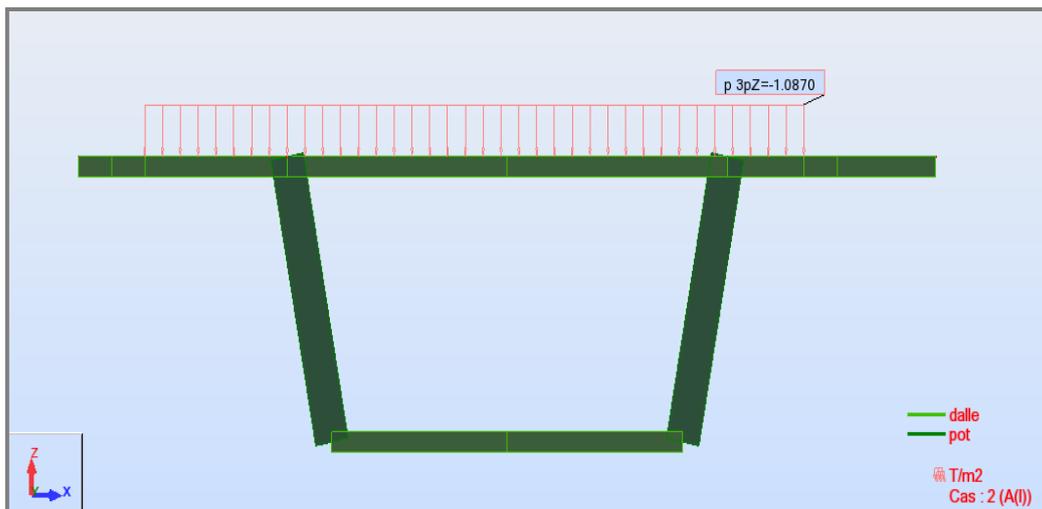


Fig. VIII. 7. la position charge système A(I)

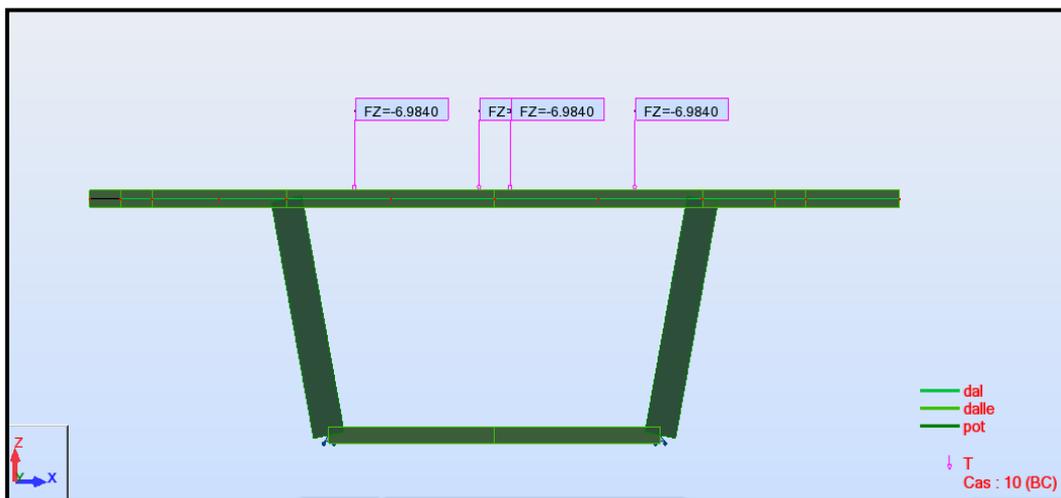


Fig. VIII .8.La position charge système Bc

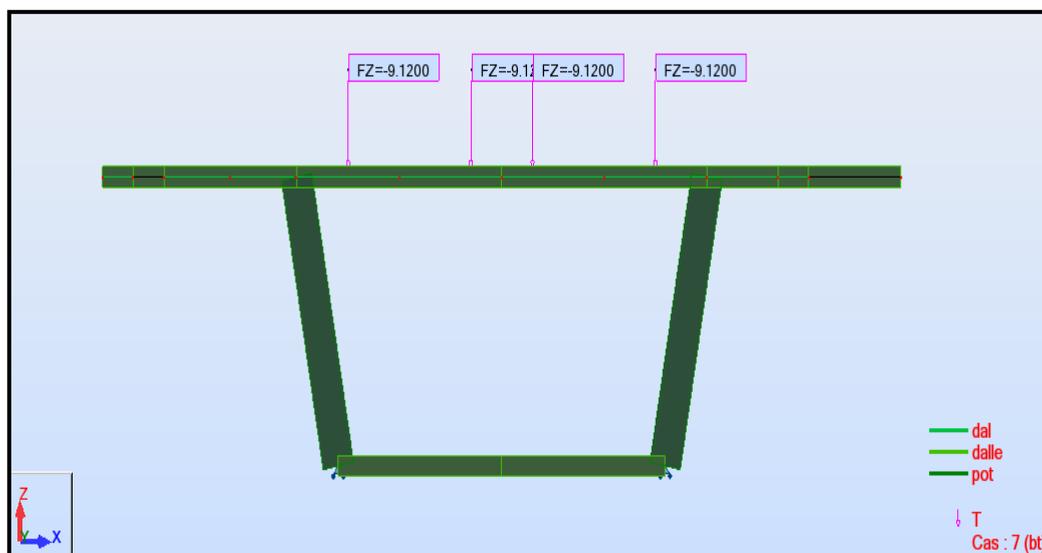


Fig. VIII.9. La position charge système BT

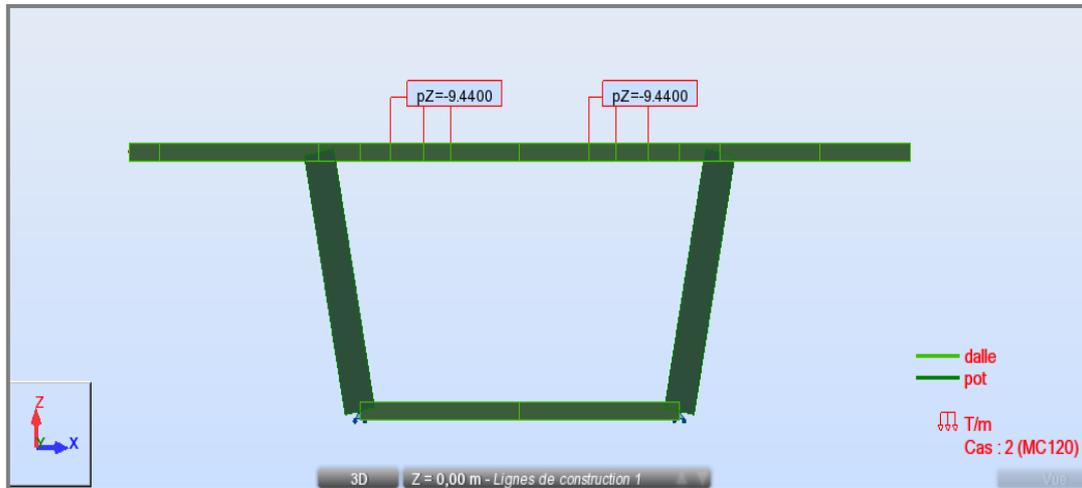


Fig. VIII .10.la position charge système MC120

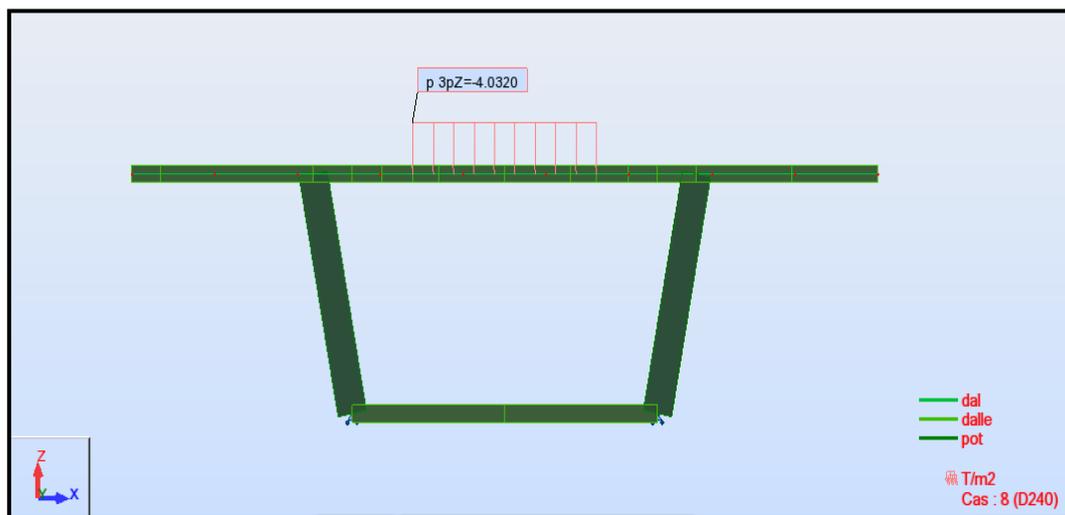


Fig. VIII .11. La position charge système D240

VIII .4.Les combinaisons d’actions

Les combinaisons de charges à adopter pour l’étude transversale sont préconisée par le « Fascicule N°61Titre 2 » et sont résumées dans le tableau suivant :

combinaisons	ELU	ELS
Combinaison 1	1.35G + 1.6 (A (l)+ St)	G + 1.2 (A(l) + St)
Combinaison2	1.35G + 1.6 (Bc + St)	G + 1.2 (Bc + St)
Combinaison3	1.35G + 1.6 (Bt + St)	G + 1.2 (Bt+ St)
Combinaison 4	1.35 G + 1.5 Mc120	G + Mc120
Combinaison5	1.35 G + 1.5 D240	G + D240

Tab. VIII.2. Tableau des différentes combinaisons selon le Fascicule 61

Avec :

G : Charges permanentes ;

A(l) : Système de charge A définies dans le fascicule 61 titre II ;

Bc, Bt : Système de charges B définies dans le fascicule 61 titre II ;

Mc120 : Charges militaires ; système de charges M définies dans le fascicule 61 titre II.

D240 : Convoi exceptionnel ; système de charges D définies dans le fascicule 61 titre II

✿ Résultat des calculs

Les résultats obtenus sont donnés ci-dessous sous forme de diagrammes représentant les moments de flexion ainsi que les efforts tranchants. Nous considérons les efforts obtenus sous les combinaisons les plus défavorables à l'état limite de service (ELS) et à l'état limite ultime (ELU).

Les combinaisons qui donnent les efforts les plus prépondérants sont données ci -après :

❖ Voussoir sur pile

- A l'état limite ultime : $1.35G + 1.6 (Bt + ST)$

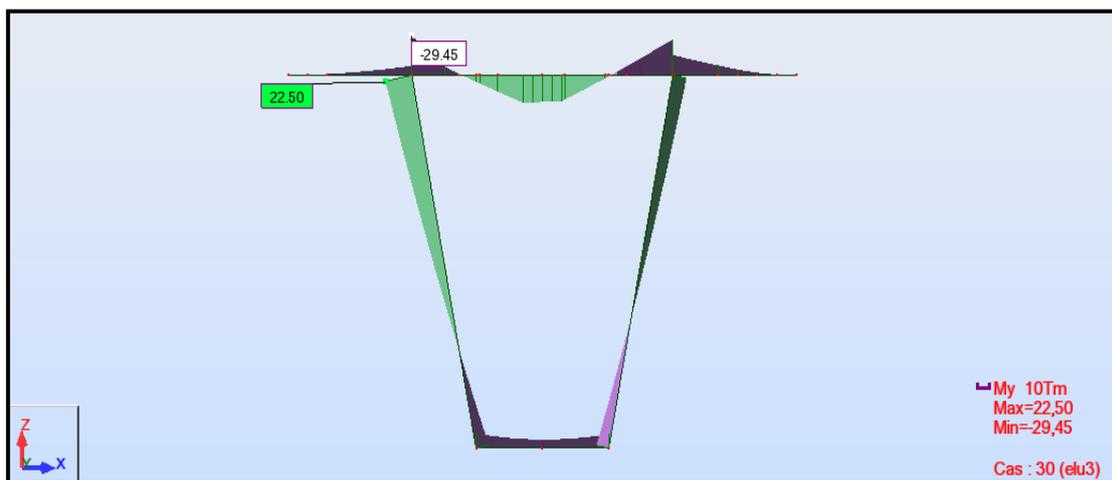


Fig. VIII .12. Diagramme des moments fléchissant.



Fig. VIII .13. Diagramme des efforts tranchants

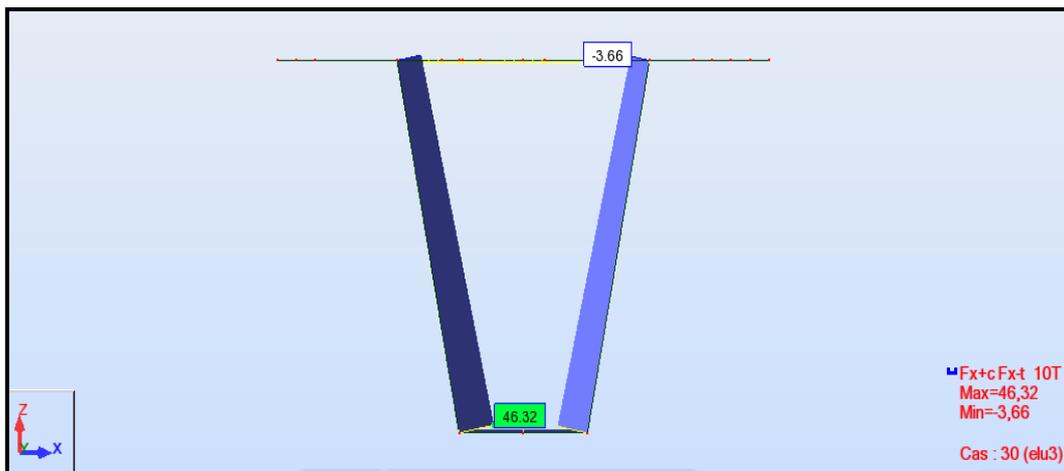


Fig. VIII .14. Diagramme des efforts normaux.

➤ A l'état limite de service : 1.35G + 1.6 (Bt + ST)

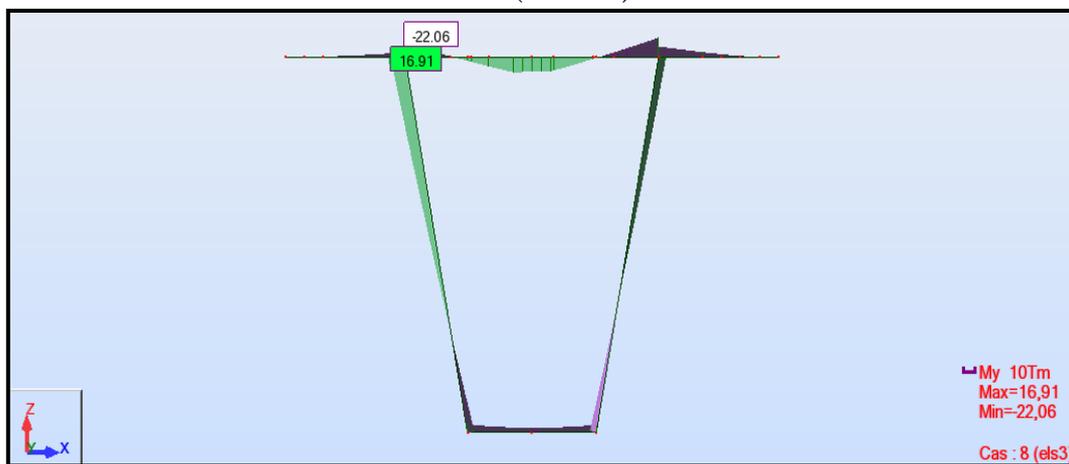


Fig. VIII .15. Diagramme des moments fléchissant.

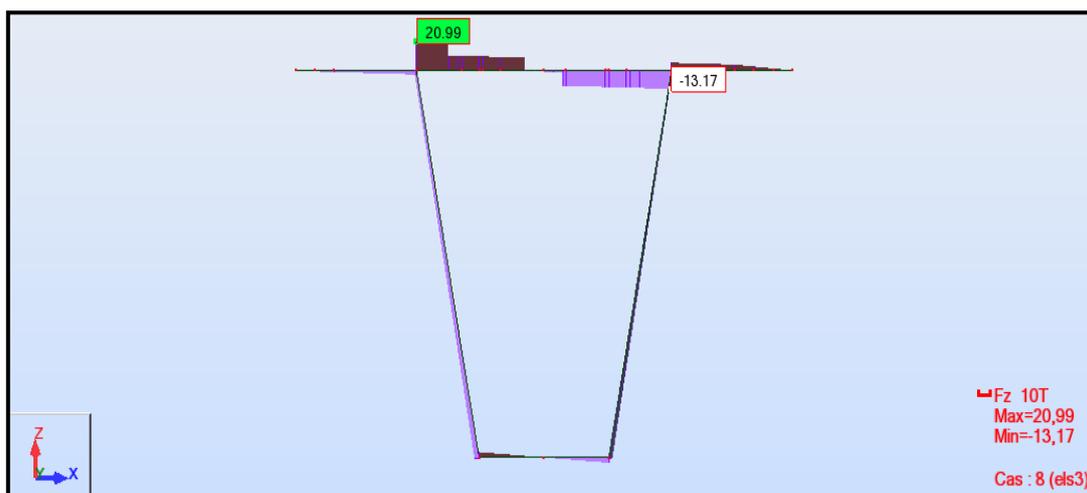


Fig. VIII .16. Diagramme des efforts tranchants

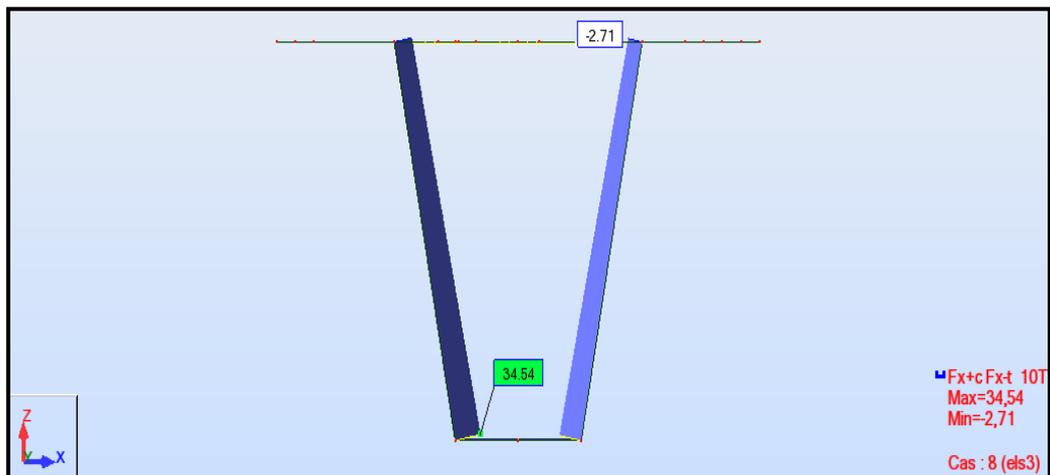


Fig. VIII .17. Diagramme des efforts normaux

Voussoir a la clé

- A l'état limite ultime : 1.35G + 1.6 (Bt + ST)

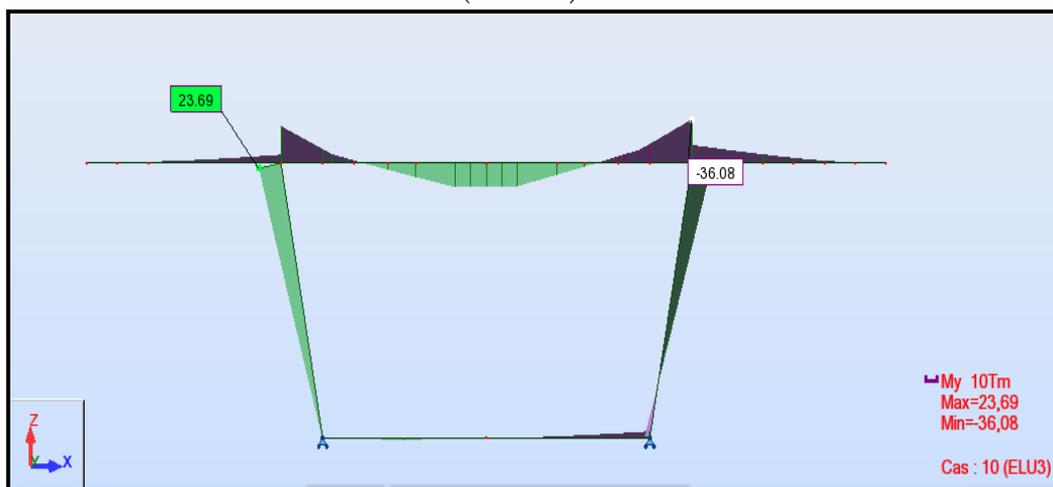


Fig. VIII .18. Diagramme des moments fléchissant.

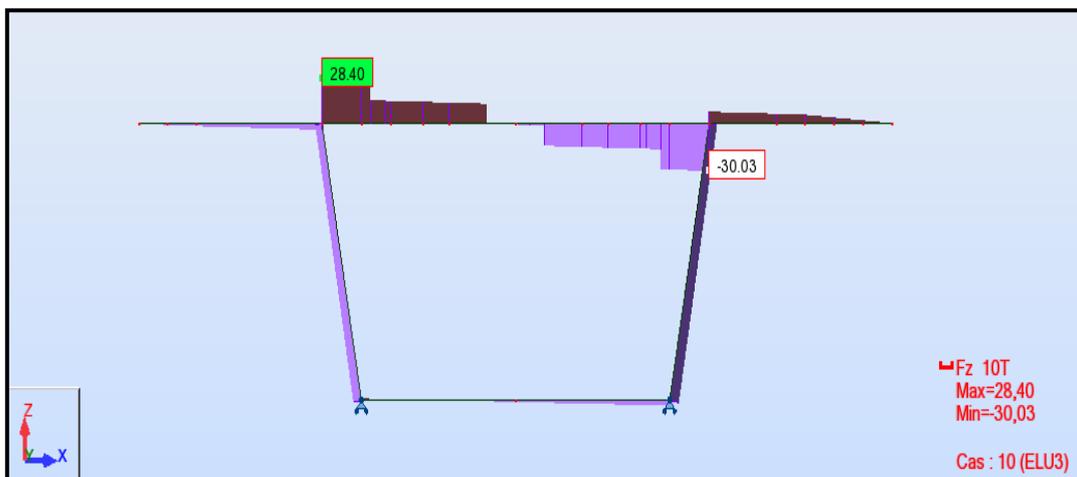


Fig. VIII -19. Diagramme des efforts tranchants

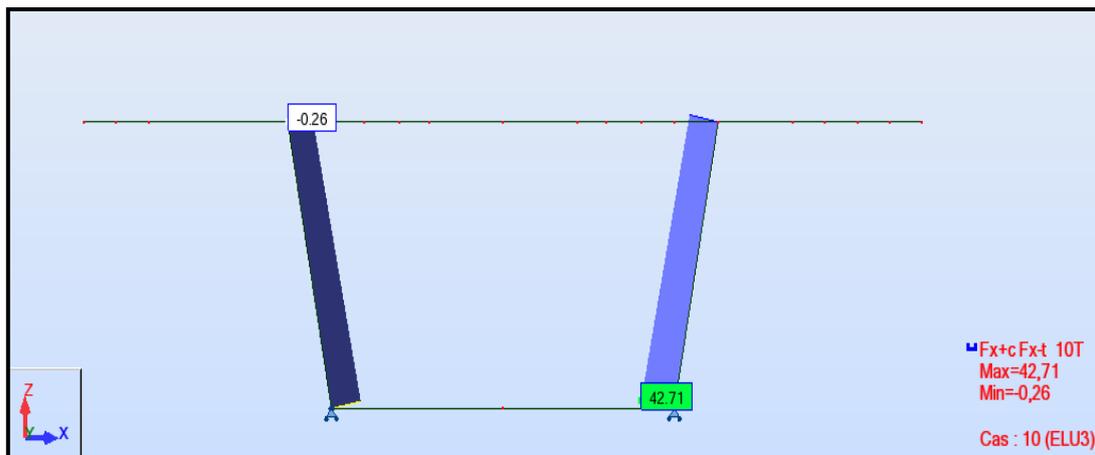


Fig. VIII .20. Diagramme des efforts normaux

➤ A l'état limite de service : $1.35G + 1.6 (Bt + ST)$

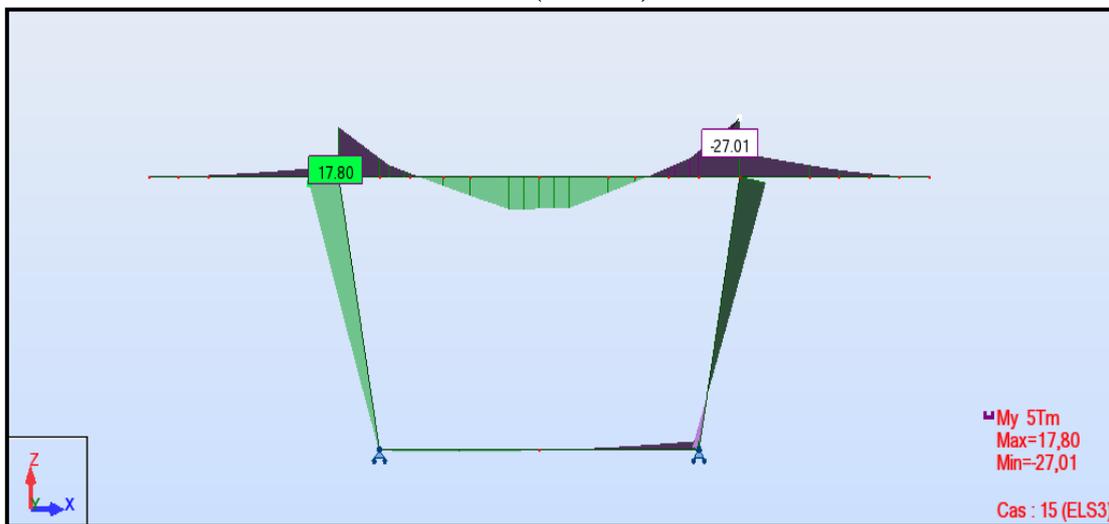


Fig. VIII .21. Diagramme des moments fléchissant

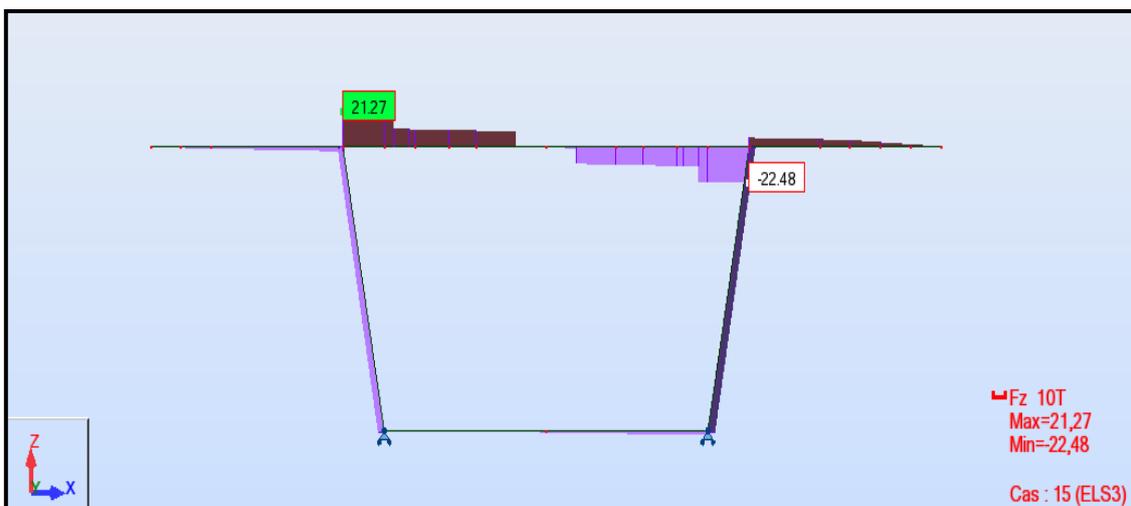


Fig. VIII .22. Diagramme des efforts tranchants

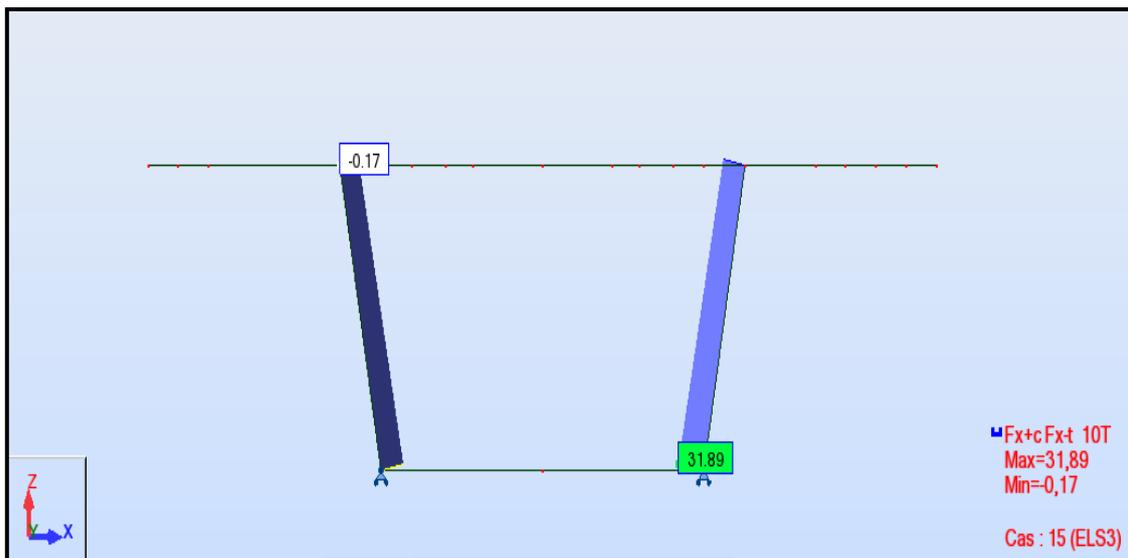


Fig. VIII .23. Diagramme des efforts normaux

VIII .5. Ferrailage des voussoirs

Le calcul du ferrailage se fera à l'aide du logiciel **BAELR**, qui permet le calcul des sections rectangulaires en béton armé soumise à la flexion simple ou composée. Le programme a été développé par **SOCOTEC**.

Le logiciel permet :

- Le calcul des sections d'aciers selon les règles **BAEL 91** à l'état limite ultime.
- Vérification des contraintes à l'état limite de service.
- Vérification de la condition de non fragilité du béton.

VIII .5.1. Voussoir sur pile

Le voussoir est subdivisé en quatre éléments : les âmes verticales, les consoles, hourdis supérieur ; hourdis inférieur.

La détermination des armatures est faite à L'ELU et vérifiée à L'ELS pour chacun des éléments constituant le voussoir.

Les données du problème

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

$\gamma_b=1.5$ situation courante

$f_e=400\text{MPa}$

$f_{t28}=2.7\text{MPa}$

Fissuration préjudiciable.

L'enrobage des armatures $c = c' = 5\text{ cm}$.

a. Ferrailage du hourdis supérieur

Le hourdis supérieur travaille en flexion simple.

$h = 25 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $d = h - 5 = 20 \text{ cm}$

		Ferrailage					vérification
		MOMENT (t.m)	Transversal		Longitudinal		
			$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_i \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_i \text{ (cm}^2\text{)}$	
M_U max	appui	-294.5	59.6	0	19.13	0	NON
	travée	201.3	0	34,22	0	11.40	NON
M_S max	appui	-220.6	38,34	0	12.85	0	NON
	travée	150.8	0	24,35	0	8.11	NON
Section d'acier			60.1	40.1	20.2	13.5	
ferrailage adopté			5HA40	5HA32	5HA25	5HA20	

Tab VIII.3. Ferrailage du hourdis supérieur

La condition de non fragilité est vérifiée ainsi que les contraintes à l'ELS, la section d'aciers Adoptée pour le ferrailage du hourdis supérieur est comme suit :

➤ **Pour les armatures principales (sens transversale)**

$A_s = 62.83 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à **5 Ø 40** avec un espacement entre les barres égal à **15cm**

$A_i = 40.21 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à **5 Ø 32**, avec espacement entre les barres égal à **15cm**

➤ **Pour les armatures de répartition (sens longitudinal)**

$A_s = 24.54 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à **5 Ø 25**, avec un espacement entre les barres égal à **15cm**

$A_i = 13.5 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à **5Ø 20**avec un espacement entre les barres égal à **15cm**

b. Ferrailage du hourdis inférieur

Le hourdis inférieur travaille en flexion simple.

$h = 90 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $d = h - 5 = 85 \text{ cm}$.

		Ferrailage					vérification
		MOMENT (t.m)	Transversal		Longitudinal		
			A_s	A_i	A_s [cm ²]	A_i	
M_U max	appui	-49	1.66	0	0.55	0	NON
	travée	33.3	0	1.13	0	0.37	NON
M_S max	appui	-36.3	1.23	0	0.41	0	NON
	travée	24.6	0	0.83	0	0.27	NON
Section d'acier			2.1	1.3	0.7	0.44	
ferrailage adopté			6HA16	5HA16	4HA14	4HA14	

Tab. VIII .4. Ferrailage du hourdis inférieur

La section d'aciers adoptée pour le ferrailage du hourdis inférieur est comme suit :

➤ **Pour les armatures principales (sens transversale) :**

$A_s = 12.06 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à **6 Ø 16**, avec un espacement entre les barres égal à **15cm**.

$A_i = 10.05 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à **5 Ø 16**, avec espacement entre les barres égal à **15 cm**.

➤ **Pour les armatures de répartition (sens longitudinal) :**

$A_s = 6.15 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à **4 Ø 14**, avec un espacement entre les barres égal à **20cm**.

$A_i = 6.15 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à **4 Ø 14**, avec espacement entre les barres égal à **20 cm**.

c. Ferrailage des consoles

Les consoles sont considérées encastrées dans les goussets supérieurs du voussoir, elles travaillent en flexion simple.

$h = 25 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $d = h - 5 = 20 \text{ cm}$.

		Ferrailage				vérification
		Transversal		Longitudinal		
	MOMENT (t.m)	A_s	A_i	A_s [cm ²]	A_i	
M_U max	-162.3	26.50	0	8.83	0	NON
M_S max	-120.7	18.97	0	6.32	0	NON
Section d'acier		31.6	10.53	10.53	3.51	
ferrailage adopté		5HA40	4HA25	4HA20	4HA16	

Tab. VIII .5 .Ferrailage des consoles

➤ **Pour les armatures principales (sens transversale)**

$A_s = 50.3 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à **5HA40**, avec un espacement entre les barres égal à **15 cm**.

$A_i = 15.2 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à **4 Ø 25**, avec espacement entre les barres égal à **15 cm**.

➤ **Pour les armatures de répartition (sens longitudinal)**

$A_s = 12.57 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à **4 Ø 20**, avec espacement entre les barres égal à **20 cm**.

$A_i = 8.04 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à **4 Ø 16**, avec espacement entre les barres égal à **20cm**.

d. Ferrailage des âmes

L'âme du voussoir est sollicitée par un effort normal et un moment de flexion, ce qui signifie qu'elle va être calculée en flexion composée sous la combinaison la plus défavorable à l'état limite

ultime.

$h = 50 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $d = h - 5 = 45 \text{ cm}$.

EFFORTS	VALEURS	Ferrailage				vérification
		Transversal		Longitudinal		
		A _s	A _i	A _s [cm ²]	A _i	
M _U max	225	0	7.88	0	2.62	NON
N _U max	463.2					
M _S max	169.1	0	7.88	0	2.62	NON
N _S max	345.4					
		3.66	11	3.66	3.66	
		6HA16	6HA16	4HA14	4HA14	

Tab. VIII.6.Ferrailage des âmes

➤ Pour les armatures principales (verticales)

A_s = 12.06 cm² ce qui correspond à **6Ø16**, avec un espacement entre les barres égal à **20 cm**.

A_i = 12.06 cm² ce qui correspond à **6Ø 16**, avec espacement entre les barres égal à **20cm**.

➤ Pour les armatures de répartition (horizontales) :

A_s = 6.15 cm² ce qui correspond à **4 Ø 14**, avec espacement entre les barres égal à **20cm**.

A_i = 6.15 cm² ce qui correspond à **4 Ø 14**, avec espacement entre les barres égal à **20cm**.

VIII .5.2. Voussoir sur culée

On va procéder de la même manière pour le ferrailage des éléments constituant le voussoir sur

Culée ainsi que celui du clavage. Le tableau ci-dessous résume le ferrailage adopté pour chaque

Élément :

Elément	Ferrailage			
	Transversal		Longitudinal	
	A _s (cm ²)	A _i (cm ²)	A _s (cm ²)	A _i (cm ²)
Hourdis supérieur	6HA40	6HA32	5HA25	5HA20
Hourdis inférieur	6HA16	5HA16	4HA14	4HA14
Les consoles	6HA40	4HA20	4HA20	4HA16
Les ames	6HA16	6HA16	4HA14	4HA14

Tab VIII .7. Ferrailage du voussoir sur culée

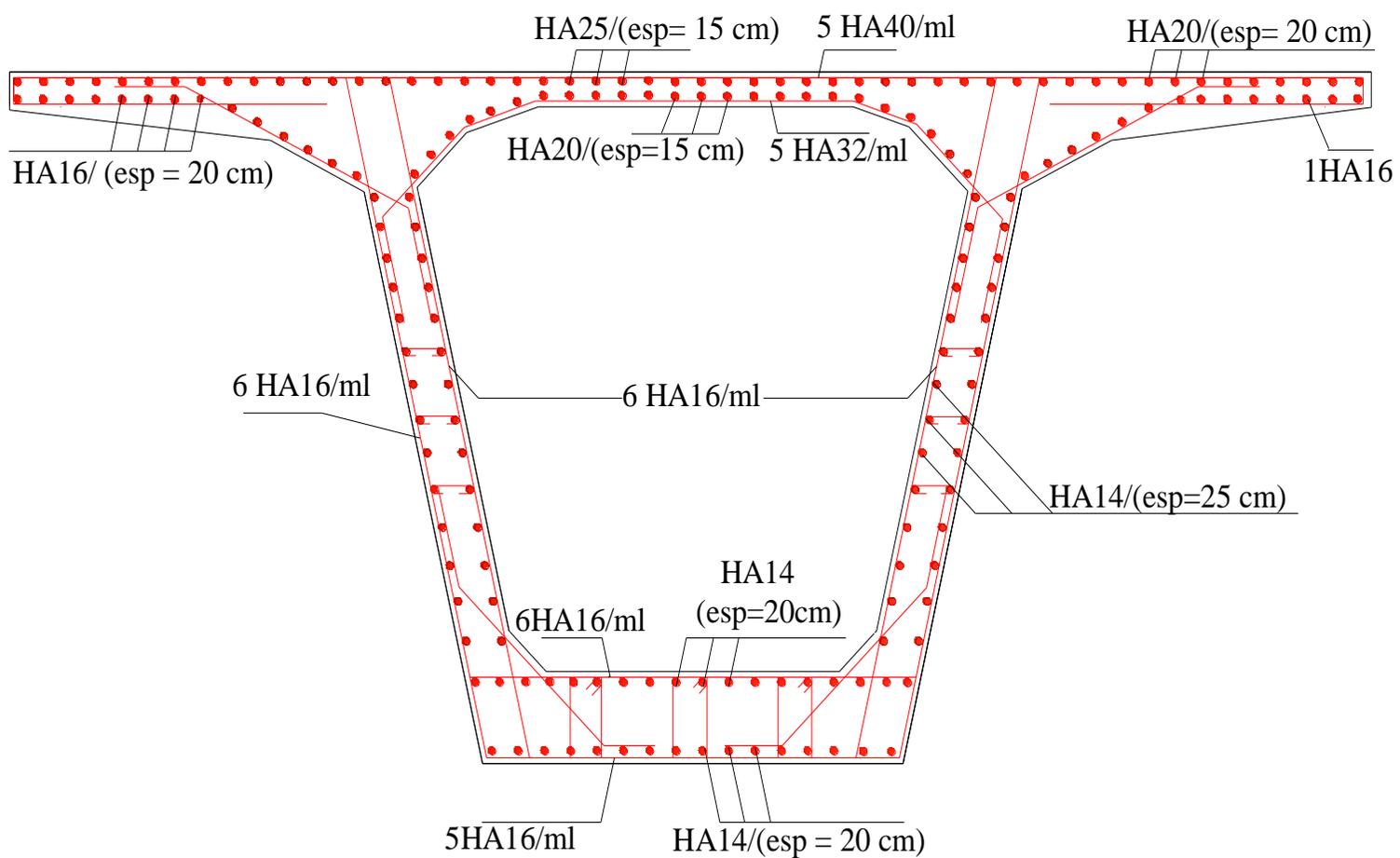


Fig. VIII .24. Ferrailage de voussoir sur pile

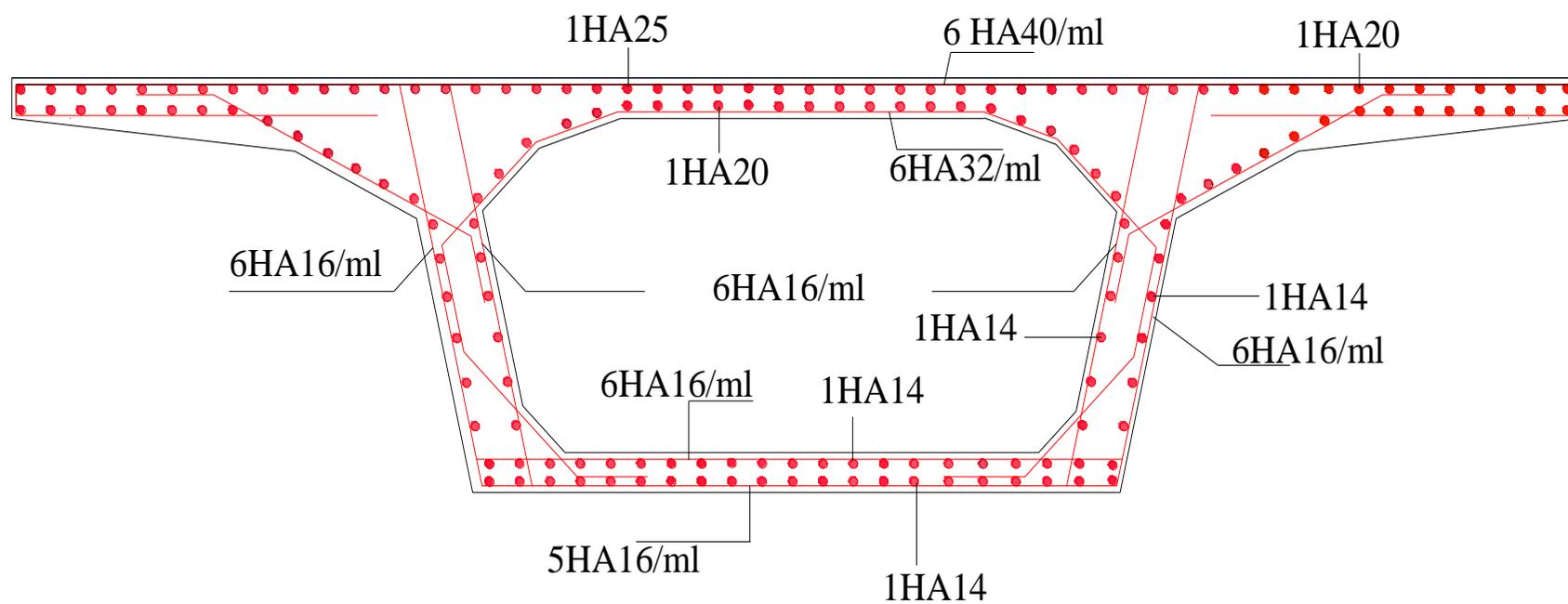


Fig. VIII .25. Ferrailage du voussoir sur culée

Chapitre IX. Résistance à l'effort tranchant

IX.1. Introduction

La partie résistante d'une poutre caisson à l'effort tranchant est représenté par l'âme, les membrures supérieur et inférieur de fait de leur inertie par rapport aux centre de gravité de la section sont des éléments résistant à la flexion.

L'âme de la poutre sera donc dimensionné pour :

- Résister à l'effort tranchant
- Permettre un bétonnage correct à travers la cage d'armature et les gaines de précontrainte.

IX.2. Vérification de l'effort tranchant

Exemple de calcul

Notre vérification sera effectué à $2/3V'$

Caractéristique de la section :

$h = 8.40\text{m}$

$V = 3.61\text{m}$

$V' = 4.79\text{m}$

$e_{\text{inf}} = 0.82\text{m}$

L'intrados de l'ouvrage est incliné sur l'horizontal d'un angle φ dont la tangente :

Pour $x = 2/3 * 4.79 = 3.193\text{m}$:

$$\text{tg } \varphi = \frac{dh}{dx} = \left| \frac{8.40 - 7.84}{0 - 3.193} \right| = 0.175$$

D'où : $\varphi = 0.173\text{rad}$

Le moment et l'effort tranchant sont les quelles obtenue sous la combinaison suivante à l'ELS : **G+D240 +0.5ΔT**

T_{ext} = 2154.38 t

M_{ext} = 65257.63 t. m

IX.2.1. Effort tranchant due à la précontrainte

L'inclinaison des câbles de précontraint cause une réduction de l'effort tranchant, ce qui veut dire que cette réduction est liée au tracé de câblage.

Dans notre cas on 46 câbles et sur ce premier voussoir on va ancrer 06 câble à l'extrémité qui ont subit une inclinaison de 33.4° ($\alpha = 33.4^\circ$).

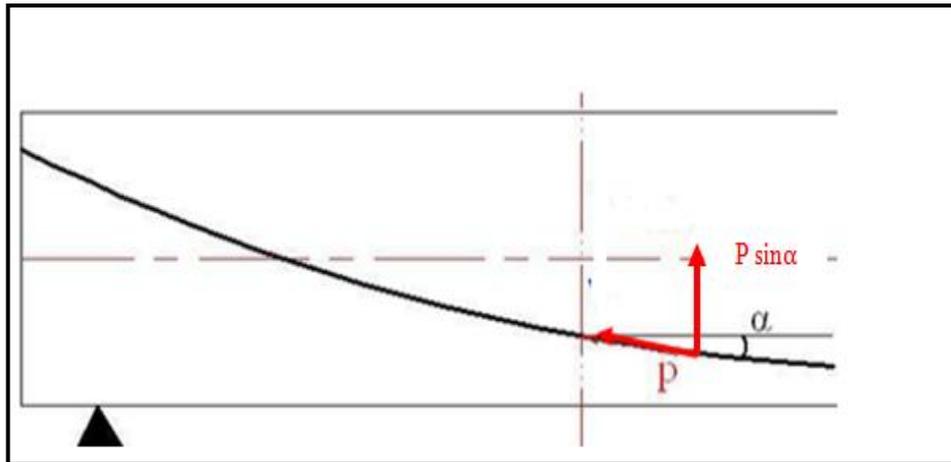


Fig. IX.1. Effort tranchant dans une section de poutre en béton précontraint

a. L'effort dû à l'inclinaison des câbles

La formule suivante permet de déterminer la réduction de l'effort tranchant causé par cette inclinaison

$$T_{\text{réduit}} = N_a \times P_0 \times \sin \alpha$$

Avec :

N_a : le nombre de câble arrêté

P_0 : précontrainte initial $P_0 = 318.06t$

α : l'angle d'inclinaison 33.4°

$$T_{\text{réduit}} = 6 \times 318.06 \times \sin 33.4^\circ = 1050.51t$$

b. Le moment dû au précontraint

$$M_p = N \cdot P_0 \cdot (V - 0,25)$$

Avec :

N : nombre de câble

$$M_p = 46 \times 318.06 \times (4.79 - 0,25) = 49159.35t.m$$

D'où les effets totaux qu'on va considérer sont

$$T = T_{\text{ext}} - T_{\text{réduit}}$$

$$M = M_{\text{ext}} - M_p$$

$$T = 1103.87t ;$$

$$M = 16098.28t.m$$

IX.2.2. Effet RESAL

Dans les ouvrages de hauteur variable comme dans notre cas (plus grande en appui qu'en travers) il apparaît une correction de l'effort tranchant de fait de l'inclinaison de la fibre moyenne (intrados de tablier) de la pente : $\frac{dh}{dx}$

La compression de l'intrados présente une composante dans la direction de l'effort tranchant.

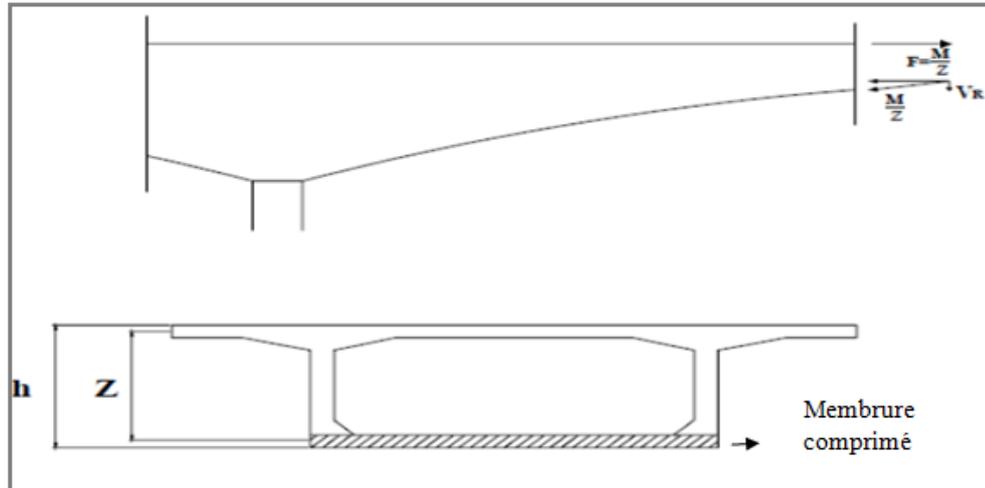


Fig. IX.2. Prise en compte de l'Effet RESAL dans les poutres caisson

Nous devons donc calculer la contrainte normale moyenne sur le hourdis inférieur, soit la contrainte à mi-hauteur de ce hourdis.

La contrainte de compression moyenne du hourdis inférieur est :

$$\sigma_{inf} = \frac{N * PO}{S} + \frac{M}{I} \left(V' - \frac{e_{inf}}{2} \right)$$

$$\sigma_{inf} = \frac{46 * 318.06}{17.813} + \frac{16098.28}{160.1048} \left(4.79 - \frac{0.82}{2} \right) = 12.61 \text{ MPa.}$$

La correction de l'effort tranchant RESAL sera calculé comme suit:

$$\Delta Tr = \sigma_{inf} \times B \times e_{inf} \times \sin \phi = 12.61 \times 4 \times 0.82 \times \sin 0.173$$

$$\Delta Tr = 7.11 \text{ MN}$$

IX.2.3. Justification des âmes

L'âme est dimensionnée pour résister à l'effort tranchant.

L'effort tranchant réduit à prendre en compte est le suivant :

$$Tr = T - \Delta Tr$$

$$Tr = 1103.87 - 7.11 = 1096.76 \text{ t}$$

Cet effort correspond à une contrainte de cisaillement égale à :

$$\tau_b = \frac{Tr}{b_n \cdot Z}$$

$$\text{Avec : } Z = \frac{I}{Sq}$$

I : inertie de la section.

Sq. : moment statique à l'ordonnée y (c.à.d. de la partie située au-dessus de la coupure par rapport à l'axe passant par le centre de gravité).

b_n: Largeur nette de l'âme (déduction faite des trous de gaine)

$$b_n = a - \phi = 2 \times (0.6 - 0.107) = 0.986 \text{ m}$$

$$\tau_b = \frac{1096.76}{0.986 * 6.59} = 1.68 \text{ MPa}$$

a. Justification à l'ELS

La contrainte de cisaillement admissible est donnée par l'expression de **CHALOS** et **BETEILLE**

$$\overline{\tau_b}^2 = \frac{\overline{\sigma_b}}{\sigma_b} \cdot (\overline{\sigma_b} - \sigma_b') \cdot (\overline{\sigma_b} + \sigma_b')$$

$$\overline{\sigma_b} = 0,6 \cdot f_{c28} = 21 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_b} = 0,6 \cdot \left(0,7 + \frac{6}{100} \cdot f_{c28} \right) = 1,68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b' = \frac{n_f \cdot P_0}{S}$$

$$\sigma_b' = \frac{46 \cdot 318,06}{17,813} = 8,21 \text{ MPa}$$

D'où :

$$\tau_b < \overline{\tau_b}$$

IX.3. Conclusion

Nous constatons ainsi que l'épaisseur de l'âme est suffisante du point de vue cisaillement.

Les résultats obtenus pour chaque voussoir sont données dans le tableau suivant :

	P	T _{ext}	M _{ext}	Z	φ	M _p	T _{total}	M _{total}	Tr=T-DTr	τ _b	τ _b '	obs.
½ VSP	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
V1	1908,36	2154,38	-65257,6	6,59	0,173	49159,35	1103,87	16098,3	1096,76	1,68	8,21	ok
V2	636,12	1987,22	-54233,3	6,29	0,174	39312,21	1736,43	14921,1	1730,16	2,8	7,49	ok
V3	636,12	1813,02	-43245,3	5,97	0,171	39642,99	1600,89	3602,34	1596,8	2,71	7,47	ok
V4	636,12	1652,52	-33573	5,68	0,167	29541,41	1513,33	4031,57	1509,57	2,69	7,41	ok
V5	1272,24	1509,41	-25074,4	5,42	0,166	25521,13	1293,52	-446,72	1291,95	2,41	7,32	ok
V6	1272,24	1357,79	16178,2	5,15	0,159	23250,18	1187,55	-7072	1186,21	2,33	6,75	ok
V7	636,12	1216,2	9000,03	5,83	0,154	16208,33	1139,23	-7208,3	1138,18	1,98	6,1	ok
V8	636,12	1082,02	-3039,9	9,22	0,145	13663,85	1018,62	-16704	1020,52	1,12	5,85	ok
V9	636,12	954,81	1727,94	5,22	0,132	11405,63	902,25	-9677,7	902,52	1,75	5,56	ok
V10	636,12	830,58	5335,65	4,92	0,124	9541,8	792,86	-4206,2	792,53	1,63	5,23	ok
V11	1272,24	713,98	8094,68	4,67	0,108	7900,61	650,73	194,07	650,02	1,41	4,84	ok
V12	636,12	605,83	10259,9	3,89	0,089	5699,63	573,2	4560,25	572,29	1,49	3,86	ok
V13	636,12	485,03	12227,2	3,76	0,075	4580,06	456,51	7647,18	455,53	1,23	3,39	ok
V14	1272,24	374,42	13165	3,69	0,053	3625,88	323,59	9539,16	322,77	0,89	2,87	ok
V15	636,12	264	14502,8	3,63	0,03	2080,11	241,03	12422,7	240,53	0,67	1,74	ok
V16	636,12	157,73	15072,2	3,57	0,012	1361,29	136,42	13710,9	136,21	0,39	1,17	ok
V17	636,12	44	1567,99	3,55	0	674,28	24,02	893,71	24,02	0,06	0,59	ok

Tab. IX.1. Travée intermédiaire

	P	T _{ext}	M _{ext}	Z	φ	M _p	T _{total}	M _{total}	Tr=T-DTr	τ _b	τ _b '	obs.
½ VSP												
V1	1908,36	1759,3	-30046	6,59	0,173	49159,4	1759,32	-19113	1759,3	1,08	8,21	ok
V2	636,12	1592,2	-23346	6,29	0,174	39312,2	1592,16	-15967	1592,2	2,16	7,49	ok
V3	636,12	1418	-16947	5,97	0,171	39643	1417,96	-22696	1592,2	2,27	7,47	ok
V4	636,12	1257,5	-11596	5,68	0,167	29541,4	1257,52	-17945	1257,5	1,99	7,41	ok
V5	1272,24	1114,4	-7148,8	5,42	0,166	25521,1	1114,35	-18372	1114,4	1,68	7,32	ok
V6	1272,24	962,73	-2735	5,15	0,159	23250,2	962,73	-20515	962,73	1,56	6,75	ok
V7	636,12	821,14	832,71	5,83	0,154	16208,3	821,14	-15376	821,14	1,29	6,1	ok
V8	636,12	686,96	3848,9	9,22	0,145	13663,9	686,96	-9815	686,96	0,68	5,85	ok
V9	636,12	559,75	6342,3	5,22	0,132	11405,6	559,75	-5063,3	559,75	0,98	5,56	ok
V10	636,12	435,52	8332,9	4,92	0,124	9541,8	435,52	-1208,9	435,52	0,82	5,23	ok
V11	1272,24	318,92	9841,8	4,67	0,108	7900,61	318,92	1941,1	318,92	0,55	4,84	ok
V12	636,12	210,77	10835	3,89	0,089	5699,63	210,77	5135,3	210,77	0,46	3,86	ok
V13	636,12	89,97	11474	3,76	0,075	4580,06	89,97	6893,9	89,97	0,16	3,39	ok
V14	1272,24	-20,63	11612	3,69	0,053	3625,88	-20,63	7986,5	-20,63	-0,19	2,87	ok
V15	636,12	-131,1	11309	3,63	0,03	2080,11	-131,06	9229,1	-131,1	-0,43	1,74	ok
V16	636,12	-239,3	10568	3,57	0,012	1361,29	-239,33	9207,2	-239,3	-67,99	1,17	ok
V17	636,12	-351	9387,9	3,55	0	674,28	-350,96	8713,6	-351	-100,3	0,59	ok

Tab. IX.2. Travée de rive

IX.4. Etude de la diffusion de la précontrainte et ancrages

L'effort à l'ancrage introduit sur la poutre une forte contrainte de compression sur une faible surface de béton. Cet effort se diffuse ensuite sur une plus grande surface dans le corps de la poutre, au bout d'une certaine distance l_r , appelée longueur de zone de régularisation. Selon la BPEL la répartition des contraintes normales est linéaire.

IX.4.1. Câble rectiligne centré

On considère une pièce prismatique, de section rectangulaire ($b \times h$) et un câble rectiligne ancré au centre de gravité de la section d'extrémité.

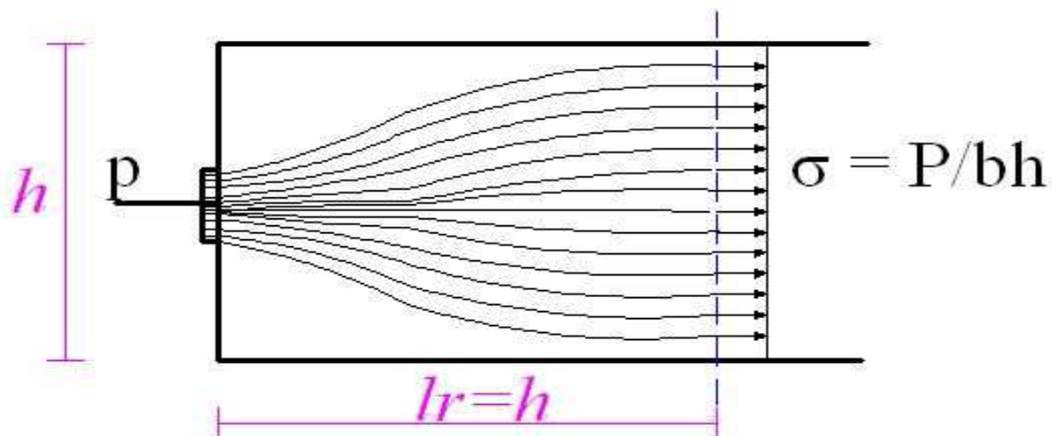


Fig. IX.3. Diffusion de la précontrainte ; Ancrage centré.

Dans une section courante de la poutre, la contrainte normale vaut ($\sigma = \frac{P}{bh}$), cette relation n'est pas applicable au voisinage immédiat de l'ancrage. La distribution classique des contraintes engendrées par cet effort n'est retrouvée qu'à une distance l_r , dite longueur de la zone de régularisation, dans cette zone il y a risque d'éclatement du béton lors de la mise en tension des câbles.

IX.4.2. Câble rectiligne excentré

On définit deux zones de régularisation :

- Une zone de première régularisation dans le prisme symétrique $d \times d$ avec $d = 2c$ ou c représente la distance de l'axe de l'ancrage à l'extrémité la plus proche. On admet, que dans cette zone, le comportement du béton est identique à celui d'un ancrage centré dans une pièce de hauteur (ou largeur) d et où l'on applique donc les formules précédentes ;
- Une zone de d'équilibre générale dans le plan S_r situé à la distance $G' = h$ de l'about avec une répartition linéaire des contraintes.

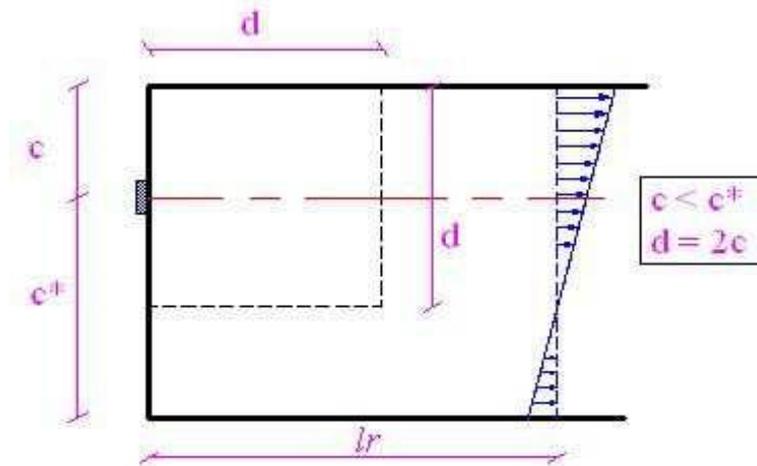


Fig. IX.4. Ancrage excentré

IX.4.3. Justifications réglementaires

a) Zone de la première régularisation

✚ Effet de surface

On prévoit un frettage de surface tel que ;

$$A_s = 0.04 \frac{\text{Max}(P_{j0})}{\bar{\sigma}_s}$$

P_{j0} : Précontrainte maximale initiale

$$\bar{\sigma}_s = \frac{2}{3} f_e$$

✚ Effet d'éclatement

-La contrainte de traction du béton doit vérifier l'inégalité suivante :

$$\sigma_{tj} = 0.5 \left(1 - \frac{a_j}{d_j} \right) \frac{P_{j0}}{bd_j} \leq 1.25 f_{tj}$$

- La contrainte de compression dans le béton doit vérifier l'inégalité suivante :

$$\sigma_{xj} = \frac{P_{j0}}{bd_j} \leq \frac{2}{3} f_{cj}$$

Avec :

d_j : Hauteur du prisme symétrique au niveau j .

a_j : Dimension de la plaque d'ancrage au niveau j (selon le BPEL les procédés de précontrainte : 3.2.3. dispositions constructives (fig. 7-7)).

b : la largeur de l'âme.

f_{cj} : Contrainte caractéristique de compression du béton à j jour.

f_{tj} : Contrainte caractéristique de traction du béton à j jour.

Pour le frettage d'éclatement, on calcule pour chaque ancrage la section d'aciers nécessaire :

$$A_{ej} = \frac{0.25 \left(1 - \frac{a_j}{d_j}\right)}{K_j \frac{2}{3} f_e} P_{j0}$$

K_j : Coefficient dépendant de la position de l'ancrage par rapport à la section droite et vaut 1 pour un ancrage d'extrémité.

La section définitive d'acier transversal vaut :

$$A_e = \text{Max}(A_{ej} ; 0.15 \frac{P_{j0\text{max}}}{\frac{2}{3} f_e})$$

➤ Application numérique

Pour notre projet on effectue les vérifications et les justifications pour le cas le plus défavorable, c.-à-d. la section où on arrête le plus grand nombre de câbles (section d'about).

○ Zone de surface

$$A_s = 0.04 \frac{4.24}{\frac{2}{3} \times 400} = 6.36 \text{ cm}^2 ; \text{ Qui correspond à } \mathbf{9HA10}$$

○ Zone intermédiaire tendue

La mise en tension des câbles se fait après 7 jours de durcissement du béton :

$$f_{c7} = 0.685 f_{c28} \log(j + 1) = 21.65 \text{ MPa}$$

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} = 2.7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{tj} = 0.5 \left(1 - \frac{0.38}{0.50}\right) \frac{4.24}{1.4 \times 0.50} = 0.68 \text{ MPa} \leq 1.25 \times 2.7 = 3.38 \text{ MPa}$$

○ Zone intermédiaire comprimée

$$\sigma_{xj} = \frac{4.24}{1.4 \times 0.50} = 6.06 \text{ MPa} \leq \frac{2}{3} \times 21.65 = 14.43 \text{ MPa}$$

○ Ferrailage d'éclatement

$$A_{ej} = \frac{0.25 \left(1 - \frac{0.38}{0.50}\right)}{1 \times \frac{2}{3} \times 400} \times 4.24 = 9.54 \text{ cm}^2$$

$$0.15 \frac{4.24}{\frac{2}{3} \times 400} = 23.85 \text{ cm}^2$$

La section définitive d'acier transversal vaut :

$$A_e = \text{Max}(9.54 \text{ cm}^2 ; 23.85 \text{ cm}^2)$$

$$A_e = 23.85 \text{ cm}^2 ; \text{ Qui correspond à } \mathbf{8HA20}$$

b) Zone de la deuxième régularisation

Dans cette phase, on détermine les **armatures transversales** permettant la couture des différents plans :

$$A_c = \frac{T_{\max} - N_t}{\frac{2}{3} f_e} ; T_{\max} = T_{\max} \left[1 - \left(\frac{f_{tj}}{3\tau_d} \right)^2 \right]$$

➤ **Application numérique**

$$T_{\max} = 4.4 \left[1 - \left(\frac{2.7}{3 \times 2.8} \right)^2 \right] = 3.94 \text{ MN}$$

$$A_c = \frac{3.94 - 0.89}{\frac{2}{3} \times 400} = 125.25 \text{ cm}^2$$

Remarque

Les armatures A_c ne se cumulent pas avec les précédentes A_e et A_s :

-Si $A_s + A_e \geq A_c$, Aucune armature supplémentaire n'est nécessaire.

-Si $A_s + A_e < A_c$ on ajoutera aux armatures A_e et A_s , la différence $A_c - A_s - A_e$

c) Résumé des résultats

Nature	Section d'aciers [cm ²]	Répartition
A_s	6.36	Près de la surface d'about.
A_e	23.85	Sur 0.38 m à partir de l'about.
A_c	$125.25 - 6.36 - 23.85 = 95.04 \text{ cm}^2$	Sur $2/3 \times 2.90 = 1.93 \text{ m}$ à partir de l'about.

Tab. IX.3. Résumé des résultats

IX.4.4. Etude du bossage

Les câbles de continuité arrêtés dans le hourdis inférieur sont relevés dans des bossages, il s'agit de l'ancrage des câbles au niveau des sections de jonction des voussoirs. La section du béton au niveau de l'ancrage subit une forte compression sur une faible surface, il se produit un effet de « poinçonnement » qui engendre des contraintes de traction transversales ayant tendance à fissurer ou même à éclater la pièce transversalement ; il convient alors de disposer un réseau d'armatures transversales s'opposant à l'ouverture des fissures ; ces armatures sont appelées « frettes » et elles constituent le « frettage ». Elles doivent couvrir le bossage par rapport au reste de la section ; on doit disposer :

- Des aciers en tête du bossage permettant de couvrir l'ancrage à la paroi proche du caisson (Aciers A_1) ;

$$A_1 = \frac{p}{\sigma_s} (0.5 - \sin \alpha)$$

- Des aciers reprenant la poussée au vide du câble lors de sa déviation (Aciers A_2) ;

$$A_2 = \frac{0.5P}{\sigma_s}$$

- Des aciers de couture du reste du bossage (Aciers A_3) ;

$$A_3 = \frac{P \sin \alpha}{\bar{\sigma}_s}$$

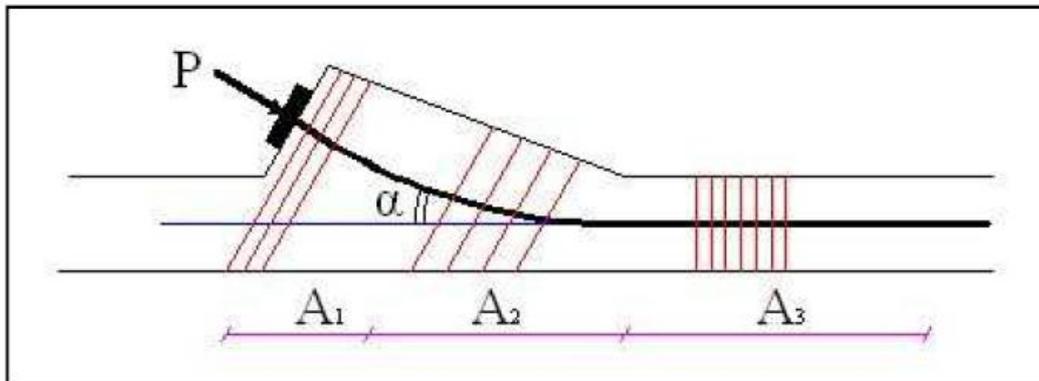


Fig. IX.5. Distribution du ferrailage dans un bossage

a) Ferrailage d'un bossage à un seul ancrage

$$P_0 = 4.24 \text{ MN} \quad \text{Avec} \quad \text{tg} \alpha = \frac{0.25}{1.40} = 0.18 \Rightarrow \alpha = 10.12^\circ$$

$$A_1 = \frac{4.24}{\frac{2}{3} \cdot 400} (0.5 - \sin 10.12) = 51.56 \text{ cm}^2 ; \text{ Soit } 7\text{T}32 \text{ répartis sur une distance de } 0.50 \text{ m}$$

$$A_2 = \frac{0.5 \times 4.24}{\frac{2}{3} \cdot 400} = 79.50 \text{ cm}^2 ; \text{ Soit } 10\text{T}32 \text{ répartis sur une distance de } 1.40 \text{ m}$$

$$A_3 = \frac{4.24 \sin 10.12}{\frac{2}{3} \cdot 400} = 27.93 \text{ cm}^2 ; \text{ Soit } 9\text{T}20 \text{ répartis sur une distance de } 1.00 \text{ m}$$

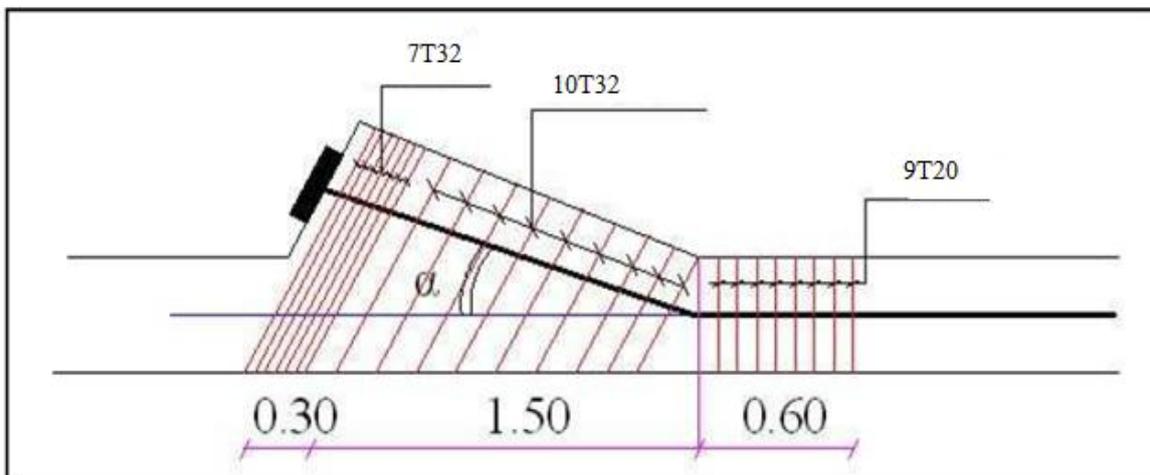


Fig. IX.6. Détail de ferrailage d'un bossage

Chapitre X. Etude des équipements

X.1. Introduction

Les équipements d'un pont jouent un rôle fondamental en assurant le bon fonctionnement ainsi que la durabilité de l'ouvrage, pour cela on a sélectionné un certain nombre entre eux qui doivent être calculé.

X.2. Calcul du joint de chaussé

X.2.1. Définition

Les joints de chaussée sont les dispositifs qui permettent d'assurer la continuité de la circulation au droit d'une coupure du tablier, lorsque les lèvres de la coupure se déplacent l'une à l'autre, c'est le cas générale de la coupure entre l'extrémité du tablier et le mur garde-grève de la culée, cette coupure s'ouvre et se ferme du fait des déformations du tablier dues essentiellement aux variations de la **température**, **rotations** de l'extrémité de la poutre, le **fluage** et le **retrait**.



Fig. X.1. Les joints de chaussé

Le choix d'un type de joint de chaussée fait référence à une classification basée sur l'intensité du trafic et le souffle, on distingue :

- ✓ Les joints lourds pour les chaussées supportant un trafic journalier supérieur à **3000** véhicules.
- ✓ Les joints semi-lourds pour un trafic entre **1000** et **3000** véhicules.
- ✓ Les joints légers pour un trafic inférieur à **1000** véhicules.

Tout en satisfaisant un certain nombre d'exigences qui sont aussi essentielle :

➤ **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 garantit 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.

X.2.2. Calcul de souffle des joints

Le souffle est la variation maximale d'ouverture que peut tolérer un joint ; les variations maximales de la longueur ΔL des tabliers définissent donc le souffle du tablier. Elles valent la somme algébrique de plusieurs facteurs : les rotations d'extrémités des poutres, la température, le retrait et Fluage.

a. Rotation d'extrémité sous chargements

La rotation d'extrémité d'une poutre sous charge crée au niveau du joint de chaussée un déplacement horizontal, $\Delta l = h \times \text{tg} \alpha$, on accepte pour le dernier voussoir une rotation de 0.02 rad ce qui donne un déplacement égale à 7.5cm

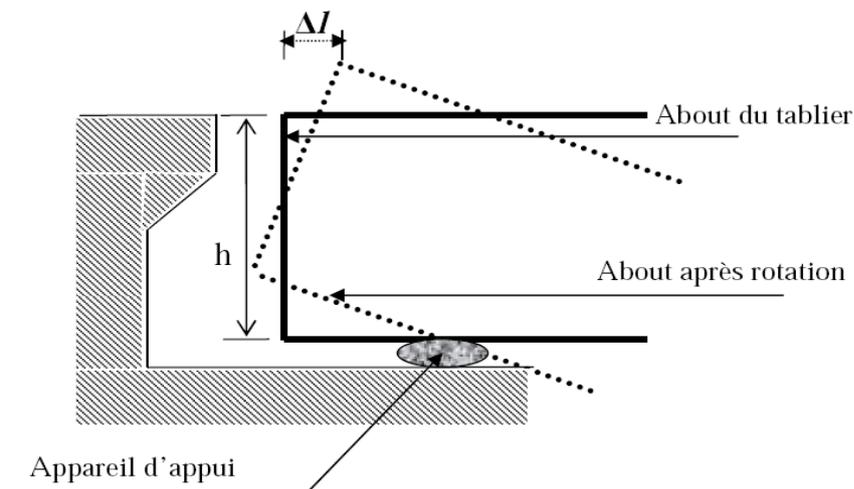


Fig. XI.2. Rotation d'extrémité sous chargement

b. Dilatation thermique

La température est considéré comme action de courte durée, on prend dans notre cas un raccourcissement $\frac{\Delta L}{L} = \lambda \cdot \Delta T$

Avec :

L : la moitié de la longueur de tablier qui est égale à 285m.

λ : coefficient de dilatation $= 10^{-5}$ (cas des ouvrages en béton).

ΔT : la variation de température

On a deux cas :

1) $\Delta T > 0$ on prend $\Delta T = 30^\circ$ donc : $\Delta L = 8.55\text{cm}$

2) $\Delta T < 0$ on prend $\Delta T = -10^\circ$ donc : $\Delta L = -2.85\text{cm}$

c. Retrait

$\frac{\Delta L}{L} = 3.5 \cdot 10^{-5}$ Dans les zones où les températures sont considérables $\Delta L = 0.997\text{cm}$.

d. Fluage

Les raccourcissements dus au fluage sont fonction des contraintes normales appliquées. On pourra prendre en première approximation $\frac{\Delta L}{L} = k_{fl} * 10^{-4}$

K_{fl} : Coefficient du fluage $t=0$ au moment où il subit la contrainte σ_b de 2 à 3.

$$\frac{\Delta L}{L} = 3 * 10^{-4}$$

$$\Delta L = 8.55\text{cm}$$

Donc le soufflé sera la somme des valeurs absolues :

$$\text{Souffle} = 18.09\text{cm.}$$

X.2.3. Type de joint choisit

Le type de joint de chaussée est choisi selon le soufflé total calculé précédemment. on constate que pour un soufflé de 18.09 cm il faut considérer la famille de joints appelée Wd (souffles moyens). Ces joints sont de la famille à dents en console. Conçu pour une circulation lourde et intense, ce type de joints possède une robustesse exceptionnelle

Le modèle pris est fonction du soufflé et du biais de l'ouvrage, qui vaut zéro degré

Type	Droit (100gr)	80 gr	60 gr	40 gr	30 gr
Wd60	60	61	71	66	67
Wd80	80	84	92	85	86
Wd110	110	116	104	92	90
Wd160	160	169	158	141	139
Wd230	230	185	127	102	97

Tab. X.1. Différents modèles des joints Wd

Type	A _{min}	A _{max}	B _{min}	B _{max}	C _{min}	C _{max}	D _{min}	D _{max}	H	E	L	F	P(KN)*	Nb**
Wd60	65	125	185	245	125	185	20	80	55	200	200	52,5	65	5
Wd80	90	170	220	300	155	235	30	110	57	200	200	62,5	65	6
Wd110	120	230	300	410	210	320	40	150	82	250	250	85	100	5
Wd160	170	330	400	560	290	450	50	210	98	300	280	120	190	4
Wd230	240	470	540	770	420	650	70	300	123	350	280	170	190	5

Tab .X.2. Caractéristiques physiques des joints Wd

Suivant le soufflé total, on choisit le joint **Wd230**.

Les souffles admissibles pour ce genre de joint, permettent des déplacements transversaux admissibles en service, et des déplacements longitudinaux de 70 à 300 mm.

X.3. Les appareils d'appui

Les tabliers de ponts reposent sur les piles et culées par l'intermédiaire des appareils d'appuis qui peuvent assurer :

- 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 le pont un appareil d'appui au moins est fixe afin d'éviter le basculement des appareils d'appuis mobiles.

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

Fretté (cercle métallique dont on garnit une pièce pour la renforcer)

Dans notre cas on a opté pour des appareils d'appui en élastomère fretté ;

Ils sont constitués de feuillets d'élastomère (en général de néoprène) empilés avec interposition de tôles d'acier jouant le rôle de frettes (appui semi fixe). Ils ne sont donc ni parfaitement fixes ni parfaitement mobiles, on a choisit ce type d'appareils d'appui car il est plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton a cause des avantages qu'ils présentent :

- Facilite de mise en œuvre.
- Facilite de réglage et de contrôle.
- Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis.
- Ils n'exigent aucun entretien.
- Leur cout est 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 translation de la structure.

Le principal intérêt de ces appareils d'appui réside dans leur déformabilités vis-à-vis des efforts qui les sollicitent. Ils reprennent élastiquement les charges verticales, les charges horizontales et les rotations.

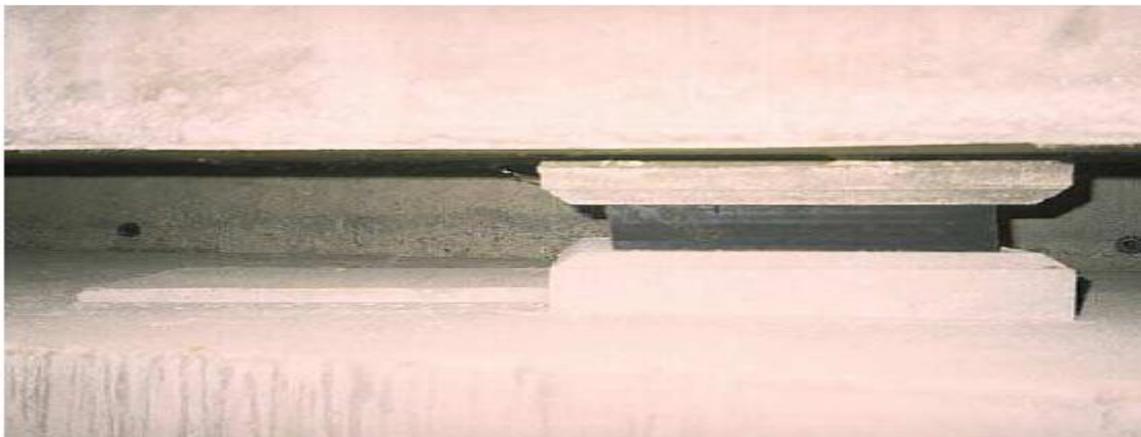


Fig. X.3. Appareil d'appui en élastomère fretté

X.3.1. Dimensionnement

Le dimensionnement des appareils d'appuis basé sur la limitation des contraintes de cisaillement qui se développent dans l'élastomère au niveau des plans de frettage, qui sont dues aux efforts appliqués ou aux déformations imposées à l'appareil .On suppose l'incompressibilité de l'élastomère.

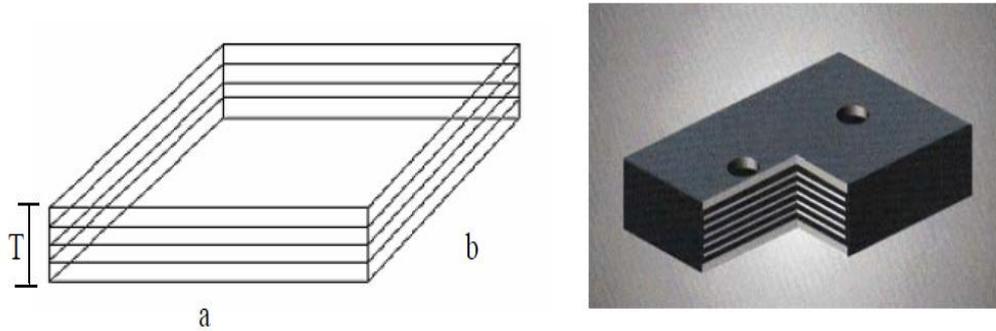


Fig. X.4. Appareil d'appui en élastomères fretté

Le module de déformation transversal 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 on suppose qu'on a 12 élastomères t : leur épaisseur qui égale à 15mm

X.3.2. Réactions verticales dues aux combinaisons d'action t

La réaction sera calculée à l'ELS à l'aide des combinaisons suivantes :

- $G+1.2 (A(l) + S(t))$
- $G+1.2 (Bc+S(t))$
- $G+D240$
- $G+Mc120$

On a :

$R1=3140.08t$

$R2=3033.64t$

$R3=3088.26t$

$R4 =2992.97t$

Pour notre dimensionnement on prend la réaction la plus prépondérante :

$R=N=3140.08T$

Le nombre d'appareils d'appui est fixé à deux ; d'où la réaction de chaque appui sera égale :

$$R = \frac{3140.08}{2} = 1570.04t$$

X.3.3. L'aire d'appareil d'appuis

L'aire de l'appareil d'appui doit vérifier la condition de non écrasement :

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

Tel que N_{max} : est la réaction maximal

$N_{max}=1570.04t$

D'où les dimensions de l'appareil d'appui sont les suivantes :

Donc :

$$a \times b = 1025 \times 1025 (\text{mm}^2)$$

X.3.4. Compression

$$\sigma'_m = \frac{N_{\max}}{ab}$$

Les contraintes maximales de cisaillement se développent sur les bords de chaque feuillet est de :

$$\tau_R = \frac{3t(a+b)R}{a^2b^2}$$

$$\sigma'_m = \frac{15700400}{1025^2} = 14.94 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

$$\tau_R = \frac{3 \times 15 \times (1025 + 1025) \times 1570.04 \times 10^4}{1025^2 1025^2} = 1.31 \text{ MPa}$$

X.3.5. Distorsion (déformation angulaire)

La distorsion des contraintes au niveau du plan de frettage est uniforme, deux cas se présentent :

❖ La déformation μ_1 de l'appareil est lente (effort horizontal H_1 de dilatation, fluage)

$$\tau_{H1} = \frac{H_1}{ab} = \frac{G \times \mu_1}{T}$$

Tel que $G = 0.8 \text{ MPa}$ module de déformation transversale d'élastomère.

$\mu_1 = 85.5 \text{ mm}$ (Calculé lors du calcul des joints de chaussée pour la dilatation thermique).

On prend 12 élastomères, donc $T = 12 \times 15 = 180 \text{ mm}$

$$\tau_{H1} = \frac{0.8 \times 85.5}{180} = 0.38 \text{ MPa}$$

❖ 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 BC est de $H_2 = \frac{30}{2} = 15 \text{ t}$

$$\tau_{H2} = \frac{H_2}{ab} = \frac{2G \times \mu_2}{T} = \frac{150000}{1025 * 1025} = 0.14 \text{ MPa}$$

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul sous déformation lente et rapide est de :

$$\tau_H = \tau_{H1} + \frac{\tau_{H2}}{2} = 0.38 + \frac{0.14}{2} = 0.45 \text{ MPa}$$

X.3.6. Rotation (compression partielle)

La contrainte de cisaillement sous la rotation α_T vaut : $\tau_{\alpha_T} = \frac{G}{2} \left(\frac{a}{T}\right)^2 \alpha_T$

Avec : $\alpha_T = \alpha_0 + \alpha$

α_0 : Rotation supplémentaire pour tenir compte des imperfections de pose est de 0,02rad.

α : Égale à 0.003 rad

$$\tau_{\alpha_T} = \frac{0.8}{2} \left(\frac{1025}{180} \right)^2 0.023 = 0.29 \text{ MPa}$$

On doit vérifier ces conditions :

$$\tau = \tau_R + \tau_H + \tau_{\alpha_T} \leq 5 \text{ G} \quad (1)$$

$$\tau_{H1} \leq 0.5 \text{ G} \quad (2)$$

$$\tau_H \leq 0.7 \text{ G} \quad (3)$$

$$\tau_{\alpha_T} \leq \tau_R \quad (4)$$

$$(1) = 1.31 + 0.45 + 0.29 = 2.05 \leq 5 \text{ G} = 4 \text{ condition vérifié}$$

$$(2) = 0.38 \leq 0.5 \text{ G} = 0.4 \text{ MPa condition vérifié}$$

$$(3) = 0.45 \leq 0.7 \text{ G} = 0.56 \text{ MPa condition vérifié}$$

$$(4) 0.29 \leq 1.31 \text{ condition vérifié}$$

X.3.7. Condition de non cheminement et non glissement

$$\sigma'_m \min \geq 2 \text{ MPa} \quad H \leq f \cdot R$$

$$\text{Avec : } f = 0.10 + \frac{0.6}{\sigma_m} = 0.1 + \frac{0.6}{14.94} = 0.14$$

$$H = H_1 + H_2 = (\tau_{H1} + \tau_{H2}) ab = (0.38 + 0.14) 1025^2 = 546325 \text{ N}$$

$$H = 546325 \text{ N} \leq f \cdot R = 0.14 \times 15700400 = 2198056 \text{ N condition vérifiée}$$

X.3.8. Condition de non flambement

Elle consiste à limiter la hauteur nette d'élastomère en fonction de la plus petite dimension en plan

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}, \quad 102.5 \leq 180 \leq 205 \text{ condition vérifiée}$$

X.3.9. Condition de non soulèvement

On doit vérifier la condition suivante :

$$\alpha_T \leq \frac{3}{\beta} \times \frac{T^2}{a^2} \times \frac{\sigma'_m}{G}$$

$$\beta = \frac{ab}{2t \times (a + b)} = \frac{1025^2}{2 \times 15 \times (1025 + 1025)} = 17.08 \text{ MPa}$$

La relation devient :

$$\frac{3}{17.08} \times \frac{180^2}{1025^2} \times \frac{14.94}{0.8} = 0.10 \text{ rad} \geq 0.023 \text{ rad} \quad \text{condition vérifiée}$$

X.3.10. Dimensionnement des frettes

L'épaisseur des frettes devra respecter les deux conditions suivantes :

$$t_s \geq \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma'_m}{\sigma_e} \text{ et } t_s \geq 2 \text{ mm} \quad \text{Avec } \sigma_e = 245 \text{ MPa pour l'acier inox}$$

$$t_s \geq \frac{1025}{17.08} \times \frac{14.94}{245} = 3.65 \text{ mm}$$

On prend : $t_s = 5 \text{ mm}$

La hauteur totale de l'appareil d'appui égale à

$$H = n \times t + (n + 1) t_s = 12 \times 15 + (13 \times 5) = 245 \text{ mm}$$

Donc on opte pour un appareil d'appui ayant les dimensions suivantes : $a = b = 1025 \text{ mm}$ avec une hauteur de 245 mm et 12 élastomères.

X.3.11. Les dés d'appuis

a. Fonction des dés d'appuis

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

b. Dimensionnement des dés d'appuis

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

$$h \geq 2ab / 2(a+b) = 0.5m.$$

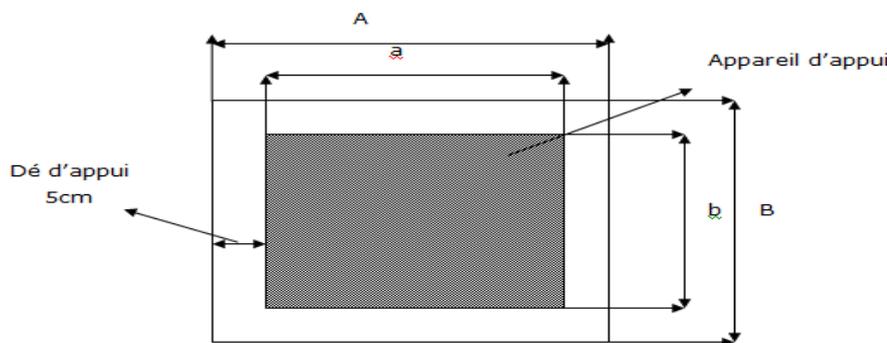


Fig. X.5. Les dimensions des dés d'appuis

d. Ferrailage des dés d'appuis

$$R_{\max} = 1570.04t ;$$

Les armatures doivent reprendre un effort égal à $0.04R_{\max}$

$$A = \frac{0.04 * R_{\max}}{\sigma_s} = \frac{0.04 * 1570.04 * 10^4}{348} = 1804.64 \text{ mm}^2 = 18.04 \text{ cm}^2$$

X.4. Evacuation des eaux

L'objectif d'un système d'évacuation des eaux, qui doit être prévu au niveau de la conception de l'ouvrage, est d'assurer :

- une évacuation rapide des eaux pluviales pour éviter l'inondation de la chaussée ;
- une protection de la structure vis-à-vis des infiltrations d'eau plus ou moins chargées d'agents nocifs.

Le système d'évacuation des eaux de pluie est essentiellement constitué par des gargouilles disposées tous les 20 m environ de part et d'autre de la chaussée (tablier de pont), elles recueillent l'eau de surface d'une chaussée qui est le plus souvent profilée en forme de toit (pour une chaussée bidirectionnelle) avec deux versants à 2,5 %.

L'eau peut être évacuée sans précautions particulières en rase campagne, mais, en site urbain, elle est évacuée à l'aide de chéneaux ou de corniches caniveaux.

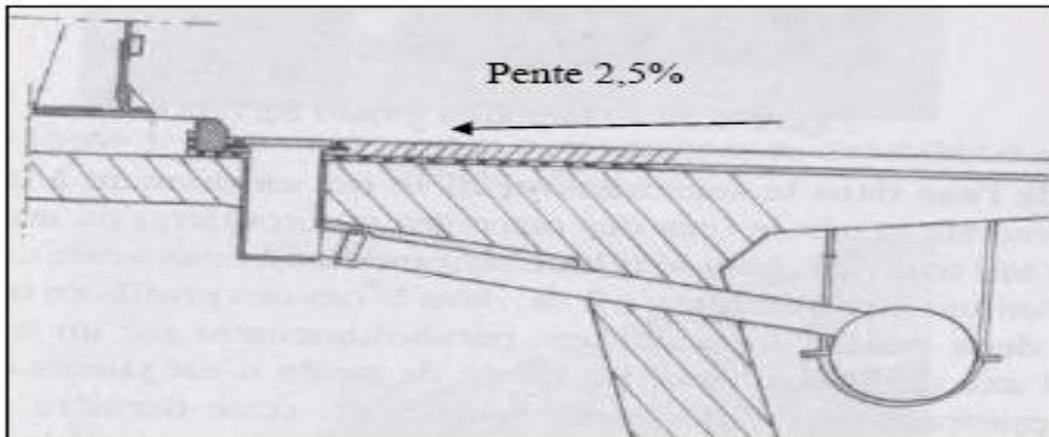


Fig. X.6. Système d'évacuation des eaux

X.6. Autres équipements

On citera tout particulièrement les dalles de transition. Elles ont pour but d'éviter la dénivellation qui risque de se produire entre la chaussée courante et le pont en cas de tassement de remblai ; ce sont des dalles en béton armé, reposant par une de leurs extrémités sur l'ouvrage et par l'autre sur le remblai d'accès.

Font également partie des équipements, les grilles centrales qui recouvrent l'intervalle entre deux ouvrages parallèles et séparés.

L'éclairage des ponts, lorsqu'il est nécessaire, peut être réalisé de différentes manières.

Le système qui paraît le meilleur est l'éclairage par candélabres placés de préférence à l'extérieur ou dans le plan du garde-corps et munis de crosses pour mettre le foyer lumineux au-dessus de la chaussée.

Enfin, les ponts doivent souvent assurer le passage de canalisations de toutes sortes, dont l'emplacement doit être prévu dans le projet et dont le poids doit être pris-en compte dans le calcul

Chapitre XI .Etude de la pile

XI .1. Généralité

La définition des appuis d'un ouvrage est une des options fondamentales du projet. Cette définition est indissociable de celle de l'ouvrage dans son ensemble.

Le choix ne peut se faire que progressivement, ou itérativement ; il résulte d'une vaste synthèse englobant :

- ❖ La nature et le mode de construction du tablier.
- ❖ Les contraintes naturelles du site.
- ❖ Les contraintes fonctionnelles du projet.

Toute fois, il convient d'insister sur le fait qu'un projet de pont ne débute pas par l'étude de détail du tablier. Dans la plupart des cas, on commence par implanter les appuis extrêmes, c'est-à-dire les culées. Une fois ces culées implantées, on connaît la longueur totale de la brèche à franchir et on peut élaborer une première esquisse de solution.

Si cette esquisse n'est pas satisfaisante, on revoie l'implantation des appuis extrêmes et on reprend le raisonnement, selon un processus itératif.

La conception des piles est tributaire du type et du mode de construction du tablier, du type du mode d'exécution des fondations et de certaines contraintes naturelles ou fonctionnelles liées au site. Par ailleurs, 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 bien partiellement ou totalement encastré. Il en résulte que leur implantation ne peut résulter que d'une étude globale de la structure assurant le franchissement.

XI .2. Choix du type de pile

On peut classer les piles en deux familles ; les piles de type caisson et les piles de type poteau. Notre choix s'est porté pour les piles caissons (une section rectangulaire évidée) à cause de la grande hauteur des piles où l'économie sur la matière est plus forte que le coût du coffrage intérieur. Ces piles sont construites soit par la méthode des coffrages glissants, soit par la méthode des coffrages grimpants.

Les fûts ont des dimensions constantes suivant l'axe longitudinal et transversal de l'ouvrage.

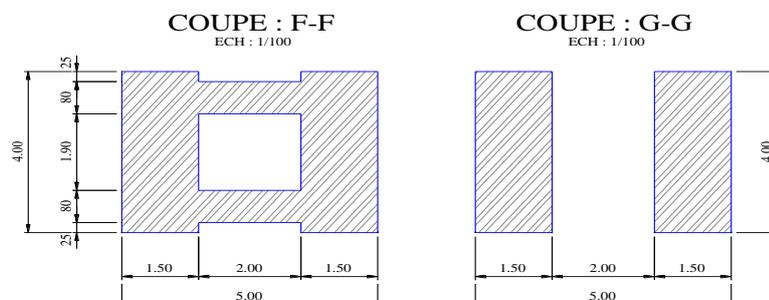


Fig. XI .1. Vue en plans de la pile3

XI .3. Les Fondations

Fonder une construction est l'une des plus anciennes activités des travaux publics, et le problème de géotechnique le plus courant encore aujourd'hui. Selon la capacité du sol à supporter l'ouvrage, les fondations peuvent être superficielles ou profondes.

Les fondations superficielles (dalles, semelles isolées ou filantes, radiers) constituent la partie basse de l'ouvrage qui transmet directement l'ensemble des charges au sol. Elles sont enterrées pour réduire les effets du gel, du soulèvement de certains sols ou d'autres dommages provenant de la surface.

Lorsque le sol de surface n'a pas une résistance suffisante pour supporter l'ouvrage par l'intermédiaire d'une fondation superficielle, des fondations profondes sont mises en place. Ce type de fondation (pieux, puits) permet de reporter les charges, dues à l'ouvrage qu'elles supportent, sur des couches de sol situées à une profondeur variant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres.

Dans le calcul de la capacité portante des fondations profondes, il y a donc à considérer en plus de la résistance du sol sous la base, la résistance du sol le long du fût, c'est-à-dire le frottement sur les parois latérales de la fondation.

XI.3.1. Choix du type de fondation

D'après les rapports géologique et géotechnique, le mode de fondation préconisé pour les appuis de l'ouvrage est de type profond: pieux de 14m de longueur, et de diamètre $\Phi = 1,2\text{m}$. 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 (selon le document SETRA).

XI.3.2. Nombre de files de pieux

Le nombre de fils 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 file de pieux, il est préférable de faire un espacement trop grand entre les pieux ; en général 3Φ on a opte égale 2.5Φ car un espacement trop faible présente des inconvénients tant à l'exécution que sur le plan mécanique.

Dans le cas des pieux forés, dont la résistance aux efforts horizontaux mobilise la butée du terrain, il convient d'éviter un nombre impair de files qui conduit à disposer une dans l'axe de l'appui (file intermédiaire très chargée).

Puisque la charge descendante est assez importante, on opte quatre files de huit pieux au niveau des deux piles P3 et P4 les plus élancées, et quatre files de quatre pieux pour les trois autres pieux (P1,P2,P5),et quatre files de deux pieux au niveau des culées.

XI.4. La semelle

On admit que les semelles de liaison sont toujours considérées comme étant infiniment rigides. Il convient donc de les dimensionner comme suite :

- **La largeur**

$$B = (N-1) \times l + 2\Phi = 13.8 \text{ m,}$$

Tel que :

N : étant le nombre des files des pieux (4)

L : la distance entre deux files ($L = 3\Phi$)

Φ : diamètre des pieux (1,20m)

- **La longueur**

$$L_s = (N - 1) \times l + 2\Phi = 23 \text{ m.}$$

N : étant le nombre des files des pieux (8).

- **La hauteur :**

$$ht \geq \frac{l}{2.5} = \frac{3.6}{2.5} = 1.44 \Rightarrow ht = 2 \text{ m.}$$

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 encastres dans la semelle. Ceci s'obtient facilement avec des pieux forés.

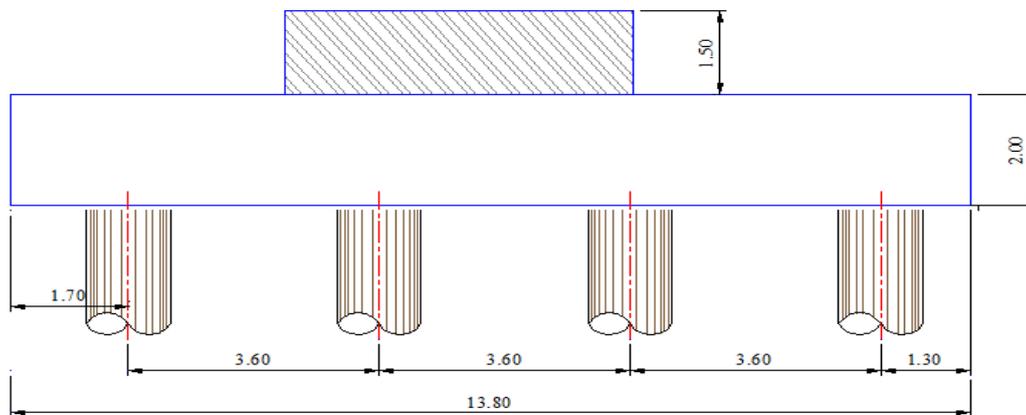


Fig. X. 2. Coupe transversale

XI.5. Etude 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-2-de hauteur $H=50.36$ m qui est la plus élancée.

XI.5.1. Les Combinaisons de charges

Les charges appliquées sont :

G : La charge permanente.

V : La charge verticale (la réaction d'appui verticale sur la pile la plus élancée)

W : La charge du vent.

F_F : la force de freinage.

E_x : La composante horizontale du séisme suivant l'axe x.

E_y : La composante horizontale du séisme suivant l'axe y.

Les combinaisons sont les suivantes :

E.L.S: $G+V+W+FF$

E.L.U: $1,35(G+V) + 1,5(W+FF)$

E.L.A: $G+V+E_X$

$G+V+E_Y$

➤ Application numérique

La charge permanente G

$$S = 15.2 \text{ m}^2 ; H = 50.36 \text{ m}$$

$$G = S \cdot H \cdot \gamma = ((15.2 \cdot 32.36) + (12 \cdot 18)) \cdot 2.5 = 1769.68 \text{ t}$$

La charge verticale V

$$\text{La réaction verticale d'appui sur la pile : } V = 3764.98 \text{ t}$$

La charge du vent W

$$W = 0,2 \text{ t/m}^2$$

La force de freinage FF

$$FF = 18 \text{ t}$$

La composante horizontale du séisme suivant l'axe x Ex

$$G = \text{PP tablier} + \text{PP pile} = 1247.74 + 1769.68 \text{ t} = 3017.42$$

$$Ex = 20\% G$$

$$G = 3017.42$$

$$Ex = 0,2 \cdot 3017.42 = 603.48 \text{ t}$$

La composante horizontale du séisme suivant l'axe y Ey

$$Ey = 14\% G$$

$$Ey = 0,14 \cdot 3017.42 = 422.43 \text{ t}$$

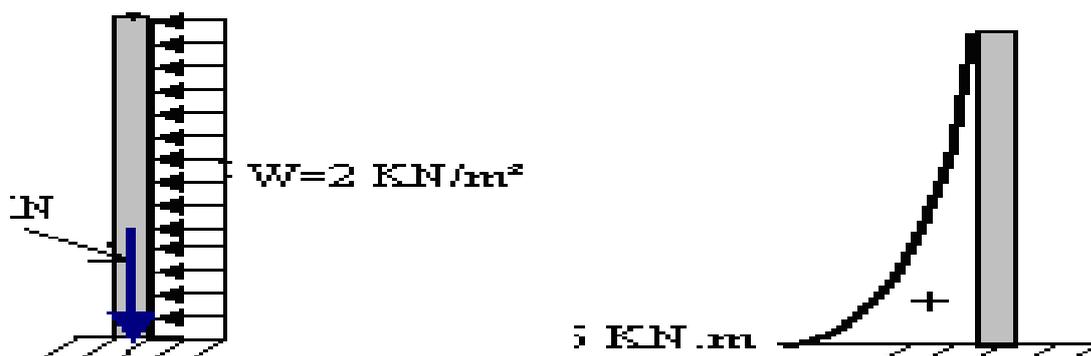


Fig. XI.4. Efforts et diagramme du moment sur pile

Le tableau suivant résume les sollicitations maximales obtenues par le calcul de la pile la plus sollicitée dans le cas le plus défavorable :

Les combinaisons	ELS	ELU	ELA
N(t)	5535.63	7473.09	5535.63
T(t)	28.07	42.11	603.48
M (t.m)	1160.09	1740.14	30391.25

Tab. XI.1. Tableau des sollicitations maximales sur la pile

XI.5.2.Ferraillage de la pile

Le ferraillage se fera en flexion composée.

$$\text{ELU} \quad \left\{ \begin{array}{l} M_U = 1740.14 \text{ t.m} \\ N_U = 7473.09 \text{ t.} \end{array} \right.$$

$$\text{ELS} \quad \left\{ \begin{array}{l} M_S = 1160.09 \text{ t.m} \\ N_S = 5535.63 \text{ t} \end{array} \right.$$

➤ **Ferraillage de la pile à l'état limite ultime**

Nous connaissons les sollicitations donc on va les introduire dans le logiciel SOCOTEC et on va calculer la section d'armature à l'ELU.

$$\text{ELU} \quad \left\{ \begin{array}{l} M_U = 1740.14 \text{ t.m} \\ N_U = 7473.09 \text{ t} \end{array} \right.$$

SOCOTEC nous donne : $A_s = 0,00 \text{ cm}^2$

Donc on a une section entièrement comprimée

✚ **Les armatures longitudinales**

Condition de non fragilité

Selon le règlement BAEL on a :

$$A_{s, \min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 229.77 \text{ cm}^2$$

Avec :

$$f_{tj} = 2,22 \text{ MPa}$$

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

$$b = 4 \text{ m}$$

$$d = 0,9h = 0,9 \times 5 \text{ m} = 450 \text{ cm}$$

$$A_{s, \min} \geq 229.77 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } 74 \text{ HA } 20$$

✚ **Les armatures transversales**

La section des armatures transversales à mettre en place est donnée par le RPOA avec la formule suivante

✚ **Espacement des armatures d'effort tranchant**

En zones critiques Uniquement, l'espacement maximum des armatures d'effort tranchant devra satisfaire les conditions suivantes :

$$S_t = \text{Min} [24\Phi_t; 8\Phi_l; 0.25d]$$

Avec :

d : hauteur utile,

Φ_t : diamètre des armatures transversales.

Φ_l : diamètre des armatures longitudinales.

Donc :

$$St = M_{\min}[(24 \times 1.4); (8 \times 2.0); (0.25 \times 0.9 \times 500)] = M_{\min} [33.6; 16; 112.5] = 16 \text{ cm.}$$

✚ 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 :

$$A_t \geq \frac{A_L \times f_{el}}{16 \times f_{et}} \times \frac{St(\text{mm})}{100}$$

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.

$$A_t \geq \frac{2297.7 \times 400}{16 \times 400} \times \frac{160}{100} = 229.77 \text{ cm}^2$$

Soit : **115HA16**

✚ Vérification de la stabilité au flambement de la pile

On doit vérifier la condition suivante : $\lambda \leq 50$

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

L_f : longueur de flambement

$$l = l_0 = 50.36 \text{ m}$$

Le rayon de giration :

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{40.0667}{15.20}} = 1.62$$

$$\lambda = \frac{50.36}{1.62} = 30.86 \leq 50 \quad \text{Flambement vérifié}$$

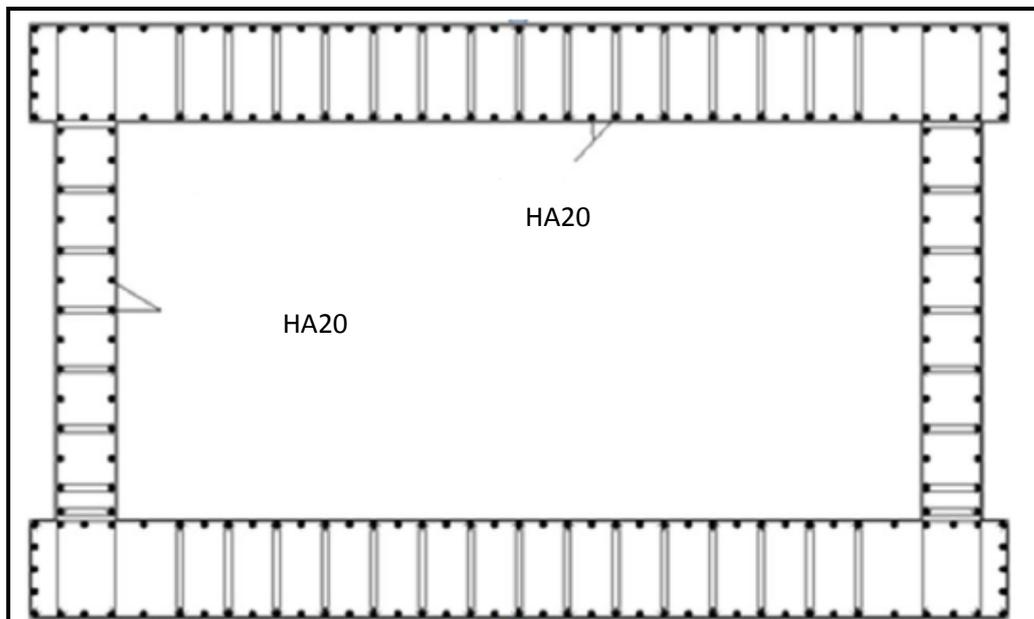


Fig. XI.5. Ferrailage de section de la pile

XI.5. c. Etude et ferrailage de la semelle**1. Caractéristiques de la semelle**

Longueur L = 13.8 m

Largeur B = 23 m

Epaisseur E = 2.00 m

2. Détermination du nombre des pieux

Le nombre des pieux est déterminé à l'aide de la formule suivante :

$$n = \frac{N}{\text{capacité portante d'un pieu}} = \frac{9060.09}{430} = 21.06$$

avec :

N= 277473.09+ poids de la semelle (23*13.80*2*2.5=1587 t)= 7473.09 +1587 =9060.09 t

On prend n=32 pieux

3. Effort revenant à chaque pieu

Admettant les hypothèses suivantes :

- Déformation pieu semelle proportionnelle à la charge,
- Semelle infiniment rigide,
- Pieux identiques.

Sachant que les pieux représentent une symétrie par rapport à (XOY), l'effort revenant à chaque pieu est donné par la formule suivante

$$N_i = \frac{N}{n} + \frac{M_x \times Y}{\sum Y^2} + \frac{M_y \times X}{\sum X^2}$$

- **Condition normale**

M_x = 0 ; N=9060.09 t

$$N_1 = \frac{9060.09}{32} + \frac{1740.14 \times 11.5}{8 \times 1.5^2 + 8 \times 4.5^2 + 8 \times 7.5^2 + 8 \times 11.5^2} = 294.98 \text{ t}$$

$$N_1 = \frac{9060.09}{32} - \frac{1740.14 \times 11.5}{8 \times 1.5^2 + 8 \times 4.5^2 + 8 \times 7.5^2 + 8 \times 11.5^2} = 271.28 \text{ t}$$

- **Condition sismique**

$$N_1 = \frac{7122.63}{32} + \frac{30391.25 \times 11.5}{8 \times 1.5^2 + 8 \times 4.5^2 + 8 \times 7.5^2 + 8 \times 11.5^2} = 429.62 \text{ t}$$

$$N_1 = \frac{7122.63}{32} - \frac{30391.25 \times 11.5}{8 \times 1.5^2 + 8 \times 4.5^2 + 8 \times 7.5^2 + 8 \times 11.5^2} = 15.53 \text{ t}$$

R_{max} = 429.62t**4. Ferrailage de la semelle**

- ✚ **Armatures transversales inférieures**

D'après le document « SETRA » la section d'armature transversale inférieure est déterminée par la méthode des bielles est égale :

$$A_s = \frac{R_{MAX}}{\sigma} \left[\frac{\frac{l}{2} - \frac{b}{4}}{h} \right] = 442.5 \text{ cm}^2$$

Avec : $l = 360 \text{ cm}$, $b = 500 \text{ cm}$, $h = 200 \text{ cm}$, $R_{\max} = 4296.2 \text{ KN}$, $\bar{\sigma}_s = 2 f_e/3 = 267 \text{ MPa}$

D'où :

$A_s = 442.5$ soit 36HA40

Ces armatures transversales inférieures sont placées sur une bande de :

$\Phi + h_s = 1,2 + 2 = 3,2 \text{ m}$

$A_s / 3,2 = 113.70 \text{ cm}^2$ Soit 24HA25

L'espaceur étant :

$$S_t = \frac{\Phi + H - d}{n-1} = 0.136 \text{ m}$$

Où

n : Nombre de barre = 24 barres.

d : Enrobage = 5 cm.

Φ : Diamètre de pieu = 1.2 m.

On prend: **$S_t = 13 \text{ cm}$** .

✚ Armatures de répartition

Entre les différentes bandes de 3.2 m, on placera des armatures de répartition tel que :

$$A_r = \frac{A}{3} = \frac{113.70}{3} = 37.9$$

Soit: **8HA25/ml**

✚ 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

$$A_l = \frac{A}{3} = \frac{113.70}{3} = 37.9 \text{ cm}^2$$

Soit: **8HA25/ml**

✚ Armatures de construction

- Armatures transversales supérieures

$$A_{ts} = \frac{A}{10} = \frac{113.70}{10} = 11.37$$

Soit : **6HA16/ml**

- Armatures longitudinales supérieures

$$A_{ls} = \frac{A}{3} = \frac{113.70}{3} = 37.9$$

Soit: **8HA25/ml**

- Armatures latérales

$$A_L = \frac{A}{10} = \frac{113.70}{10} = 11.37$$

Soit : **6HA16/ml**

XI.5. d. Etude et ferrailage des pieux

1. Actions sur les pieux

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement avec

l'équation différentielle du 4^{ème} degré : $EI \frac{d^4 y}{dx^4} + C_u y = 0$

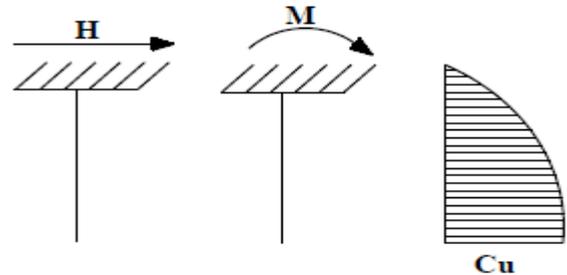
b : diamètre des pieux,

C_u : module de réaction du sol,

y : déplacement en tête des pieux.

Une solution de cette équation est de la forme :

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_u b}}$$



α : longueur élastique du pieu.

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section, ce moment est déterminé par la méthode WERNER, le pieu étant encasté en tête, ce qui implique que le déplacement ou la rotation sont nuls.

➤ Calcul de λ

b = Φ pieu = 120 cm.

$C_u = 3500 \text{ t/m}^3 = 3.5 \text{ Kg/cm}^3$.

E : module d'élasticité du béton.

$E = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 33000 \text{ MPA}$

I : moment d'inertie du pieu.

$$I = \frac{\pi D^4}{64} = \frac{3.14 \cdot (1.2)^4}{64} = 0.1017 \text{ m}^4$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_u b}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{35 \times 1.2}{4 \times 33000 \times 0.1017}} = 0.237 \text{ m}^{-1}$$

λ : Coefficient d'amortissement du module de WARNER

$\lambda L = 0.236 \times 14 = 3.30 \text{ m}$

➤ Effort tranchant en tête du pieu

• Condition normale

A l'ELU :

T = 42.11 t

$$P = \frac{T}{n} = \frac{42.11}{32} = 1.316 \text{ t/pieux}$$

• Condition sismique

L'effort horizontal dû au séisme

T = 603.48 t

$$P = \frac{T}{n} = \frac{603.48}{32} = 18.85 \text{ t/pieux}$$

2. Calcul des pieux 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 :

$$EI\theta = (\chi_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda}) + (\frac{\bar{P}}{\lambda^2} \times \chi_{\theta P})$$

➤ Détermination des coefficients $\chi_{\theta P}$, $\chi_{\theta M}$ tout le long du pieu

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.

$$M(Z) = (\chi_{\theta M} \times \bar{M}) + (\frac{\bar{P}}{\lambda} \times \chi_{\theta P})$$

\bar{M} : Moment en tête du pieu

λ : Coefficient d'amortissement,

$\chi_{\theta M}$, $\chi_{\theta P}$: Tirés des abaques de WARNER en fonction de λL .

T : Effort tranchant en tête de pieu.

$$M(Z) = EI\theta = (\chi_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda}) + (\frac{\bar{P}}{\lambda^2} \times \chi_{\theta P}) = 0 \Rightarrow \bar{M} = -\frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

$$\lambda L = 3 \Rightarrow \chi_{\theta P} = 1.16, \chi_{\theta M} = 1.48$$

$$\lambda L = 4 \Rightarrow \chi_{\theta P} = 1.26, \chi_{\theta M} = 1.54$$

$$\text{Donc : } \lambda L = 0.237 \times 14 = 3.32 \Rightarrow \chi_{\theta P} = 1.19, \chi_{\theta M} = 1.50$$

• Condition normale

$$\bar{P} = 1.316 \text{ t/pieux} \Rightarrow \bar{M} = 4.405 \text{ t.m}$$

• Condition sismique

$$\bar{P} = 18.85 \text{ t/pieux} \Rightarrow \bar{M} = 63.098 \text{ t.m}$$

D'après les résultats précédents, on constate que les sollicitations des conditions sismiques sont les plus défavorables : $M_{\max} = 63.098 \text{ t.m}$

3. Ferrailage des pieux

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 :

➤ Données d'entrée de l'abaque

$$N_{\min} = 15.53 \text{ t}$$

$$M_{\max} = 63.098 \text{ t.m}$$

➤ Définition des armatures

On doit calculer les valeurs suivantes :

$$\frac{h'}{D} = \frac{0.05}{1.2} = 0.04$$

D : diamètre du pieu

h' : l'enrobage de l'acier.

$$\frac{Mr}{\pi R^2 D \beta w} = \frac{63.098}{3.14 \times 0.6^2 \times 1.2 \times 2700} = 0.0172$$

$$\frac{Nr}{\pi R^2 D \beta w} = \frac{15.53}{3.14 \times 0.6^2 \times 1.2 \times 2700} = 0.0042$$

Avec :

W : résistance caractéristique du béton ($\beta w = 27 \text{ MPa} = 2700 \text{ t/m}^2$).

R : rayon du pieu.

Mr = M max = 63.09 t.m.

Nr = N min = 15.53 t.

Alors : $\omega = 0,1$ (D'après l'abaque de Walther)

ω : Degré mécanique des armatures totales.

On a de l'abaque $\omega = \frac{Fa}{\pi R^2} \times \frac{\sigma_f}{\beta w}$

Fa : la section des armatures.

$\sigma_f = 400 \text{ MPa}$ (on utilise des FeE400).

$$\omega = \frac{Fa}{\pi R^2} \times \frac{\sigma_f}{\beta w} = 0.10$$

$$Fa = \frac{0.1 \times \pi R^2 \times \beta w}{\sigma_f} = \frac{0.1 \times 3.14 \times 0.6^2 \times 27}{400} = 76.30 \text{ cm}^2$$

Donc on prend **10HA32**

L'espacement

$$S_t = \frac{2\pi R}{n} = \frac{2 \times 3.14 \times 60}{10}$$

$$S_t = 37.68 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures transversales**

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_l}{3} = 10.67 \text{ cm}$$

Donc, on prendra des cercles de **HA12** un espacement de 20 cm dans les zones courantes et 15 cm dans les zones de jonction.

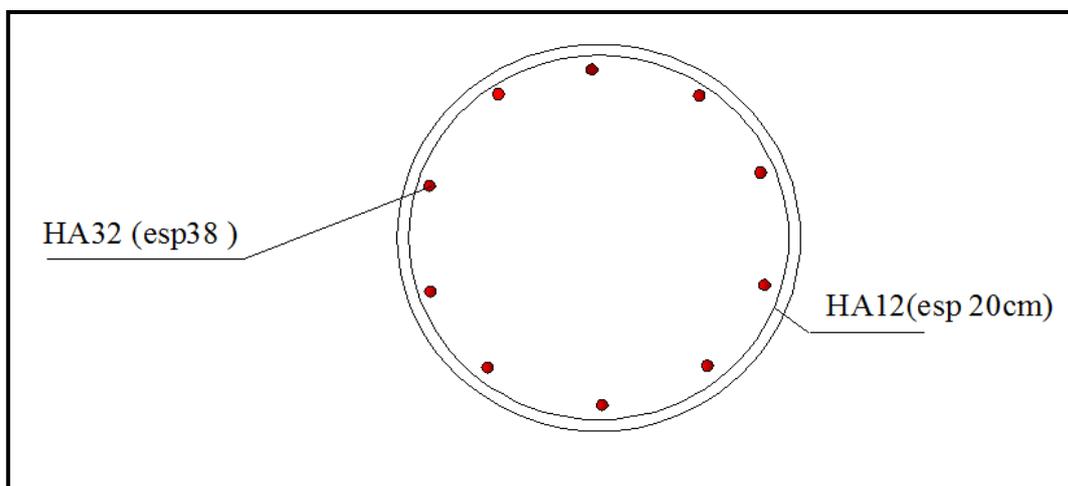


Fig. XI.5. Ferrailage du pieu (2D)

Chapitre XII. Etude de la culée

XII.1. Définition

La culée est un élément fondamental de l'ouvrage, qui assure la liaison entre le tablier du pont et le milieu environnant ; donc assurer 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 celles des piles, En tant que mur de soutènement, elle subit la poussée des terres et des surcharges de remblais.

XII.2. Fonction des culées

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

a. Les fonctions mécaniques :

Les caractéristiques de la fonction mécanique sont :

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

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

b. Les fonctions techniques

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

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

XII.3. Choix du type de culée

Le choix de la culée résulte d'une analyse globale de :

- La nature et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles du site.
- Les contraintes fonctionnelles de l'ouvrage

Puisque notre ouvrage est en remblai des deux cotés, on a opté pour des culées remblayées.

Culée remblayée

La culée remblayée est constituée par un ensemble de murs ou voiles en béton armé. Sur l'un d'entre eux, appelé mur de front, s'appuie le tablier de l'ouvrage, les autres sont les murs latéraux, appelés murs en aile ou en retour selon qu'ils ne sont pas ou qu'ils sont parallèles à l'axe longitudinal de l'ouvrage projeté.

XII.4. Implantation de la culée

La hauteur de la culée sera évaluée par la formule suivante:

$$H_{\text{culée}} = \text{côte}_{\text{projet}} - \text{côte}_{\text{fondation}}$$

L'ensemble des cotes définissant la position des culées est mentionnée dans le tableau suivant :

Désignation	culée 1(gauche)	culée 2(droite)
Cote projet(m)	9.65	10.70
Cote de la fondation(m)	2	2
Hauteur de culées(m)	7.65	8.70

Tab. XII. 1. Implantation de la culée

XII.5. Pré dimensionnement de la culée

Tête de la culée

XII.5.1. Mur de garde grève

✓ La hauteur du mur garde grève

Un mur de garde grève destine a protéger l'about du tablier en retenant les terres et Assurer la fixation du joint de chaussée

$h = \text{hauteur du dernier caisson (cote culée)} + \text{hauteur de l'appareil d'appui}$

$$h = 3.75 + 0.245 = 3.995\text{m}$$

D'où $h = 4\text{m}$.

La longueur de mur de garde grève = 13m

$$e = \max(0.30\text{m}, \frac{h}{8}\text{m}) = \max(0,30\text{m}; 0.5\text{m}) = 0,5\text{m}$$

XII.5.2. Dalle de transition

La dalle de transition servira pour le passage du milieu élastique (route) à un milieu rigide (ouvrage).

Sa longueur est dimensionnée par la formule suivante :

$$L = \min [6\text{m}, \max(4\text{m}, 0.6 H)]$$

Avec :

H étant la hauteur du remblai = 8.70m

$$\text{Donc } L = \min [6\text{m}, \max(4\text{m}, 5.22\text{m})]$$

Soit $L = 5\text{ m}$

Généralement elle a une épaisseur $e = 30\text{ cm}$.

La dalle de transition suit une pente de $P = 3\%$.

XII.5.3. Le mur frontal

Le mur frontal est un voile épais dont l'épaisseur courante varie selon sa hauteur sur le quel s'appuie le tablier.

Hauteur du mur frontal : $h = 4.70\text{m}$.

L'épaisseur $e_{mf} = 2.8\text{m}$

Longueur de mur frontal = 13m

XII.5.4. Murs en retours

Les murs en retour sont des voiles d'épaisseur constante sauf en partie supérieure pour l'accrochage des corniches.

$L=8.7\text{m}$

$e = L'$ épaisseur du mur en retour varie entre 30 et 45 cm

$e_{mr} = 40\text{ cm}$.

La longueur de murs est : $L = 1.80\text{m}$.

XII.5.5. Corbeau

Le corbeau sert d'appuis pour la dalle de transition. Il a une forme de trapèze ayant une base de 0.75m, une petite base de 25 cm et une hauteur de 25 cm.

La largeur de corbeaux est : $L = \text{longueur du mur garde grève est} - 2x$ (épaisseurs du mur en retour)

Donc : $L = 12.20\text{m}$

XII.5.6. Les murs latéraux (murs cachent)

La hauteur du mur est : $h = h_{MGG} - h_{\text{Corniche}}$ (à l'extrémité encastrée) $h = 3.90\text{ m}$

L'épaisseur du mur latéral c'est entre 30 et 40 cm on prend 40 cm.

La longueur du mur latéral est : $L = 2.5\text{ m}$

XII.5.7. 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 est : $L = \text{largeur du pont} - 2x$ (épaisseur de mur cache)

Donc $L = 12.2\text{m}$.

La largeur de sommier : 2.5m

L'appareil d'appui ne doit pas être implante trop près du bord extérieur du sommier, $d \geq 30\text{cm}$.

On prend : $d = 50\text{ cm}$

XII.5.8. Semelle

Elle est fonction de la rigidité.

On prend $E_s = 2\text{m}$.

Longueur de la semelle : $L = 13.80\text{m}$

Largeur de la semelle : $l = 5.60\text{m}$

La figure suivante présente les dimensions de la culée

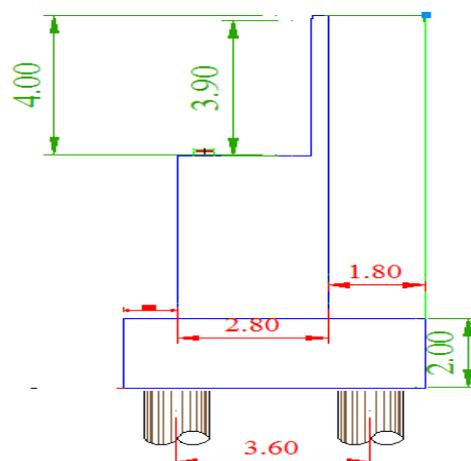


Fig. XII.1. Les dimensions de la culée

XII.6. Evaluation des efforts sollicitant la culée

La stabilité de la culée sera vérifiée à vide et en service, aussi bien dans les conditions normales ainsi que dans les conditions sismiques.

○ Calcul du coefficient de poussée

Dans les conditions normales

$$K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Dans les conditions sismiques, Le coefficient de poussée sera déterminé par la formule de MONONOBE- OKABE qui est citée dans le RPOA :

$$K_{ah} = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha - \theta)}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos(\delta - \alpha + \theta) \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2 \cdot \cos^2 \alpha} \cdot K \cdot \frac{\cos(\delta - \alpha)}{\cos(\delta - \alpha + \theta)}$$

Avec

$\varphi = 30^\circ$: Angle de frottement interne

$\delta = 0$: Angle de frottement remblai – culée (sol – béton)

$\alpha = 0$: Fruit de mur de soutènement

$\beta = 0$: Angle de talus

θ : Angle entre la direction du séisme et la verticale : $\theta = \text{Arc tg} \left(\frac{\varepsilon_H}{1 \pm \varepsilon_V} \right)$

K : coefficient caractérisant le séisme : $k = \sqrt{\varepsilon_H^2 + (1 \pm \varepsilon_V)^2}$

$\varepsilon_H = 0,1$: accélération du séisme dans le sens horizontal.

$\varepsilon_V = 0,07$: accélération du séisme dans le sens verticale.

Les valeurs de K_a sont résumées dans le tableau suivant :

Action de séisme	Notation	ε_H	ε_V	K	θ°	K_{ah}
Condition normales	Cas1	0.00	0.00	1.00	0.00	0.333
Vertical + Horizontal	Cas2	0.10	0.07	1.075	5.34	0.420
Horizontal	Cas3	0.10	0.00	1.005	5.71	0.395
Vertical + Horizontal	Cas3	0.10	-0.07	0.935	6.14	0.374

Tab. XII.2. Tableau résumant les différentes valeurs de K_a en condition normal et sismique

○ Poussée des surcharges de remblai

L'intensité $q = 1 \text{ t/m}^2$, qu'on majore par 20 % :

$P = q \cdot S$

$q = 1,2 \text{ t/m}^2$

Avec :

S : surface de contact

Poussée des terres agissant sur une hauteur H et sur une largeur L :

$$P = \frac{1}{2} K_{ah} \gamma H^2 L$$

Avec :

$\gamma = 1,8 \text{ t / m}^3$ 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 $\varepsilon_H P$	Efforts verticaux $(1 \pm \varepsilon_V) P$	Bras de levier « H »	Bras de levier « V »	Moment de renversement $F_H V$	Moment stabilisateur $F_V H$
Mur de garde grève	$(4*0.5*13)*2.5=65$	0	65	3.55	8.7	0	195.25
	65	6.5	69.55	3.55	8.7	56.55	246.90
	65	6.5	65	3.55	8.7	56.55	195.25
	65	6.5	60.45	3.55	8.7	56.55	214.59
Mur frontal	$(2.80*4.70*13)*2.5=427.7$	0	427.7	2.4	4.35	0	1026,48
	427.7	42.27	457.64	2.4	4.35	183.87	1098,33
	427.7	42.27	427.7	2.4	4.35	183.87	1026,48
	427.7	42.27	397.76	2.4	4.35	183.87	954,62
Mur cache	$2*[(3.90*0.4*2.5)*2.5]=19.5$	0	19.5	2.15	8.65	0	41,92
	19.5	1.95	20.86	2.15	8.65	16.84	44,84
	19.5	1.95	19.5	2.15	8.65	16.84	41,92
	19.5	1.95	18.13	2.15	8.65	16.84	38,97
Mur en retour	$[(8.70*1.80*0.4)*2.5]*2=31.32$	0	31.32	4,70	6,35	0	147,20
	31.32	3,132	33,51	4,70	6,35	19,88	157,49
	31.32	3,132	31,32	4,70	6,35	19,88	147,20
	31.32	3,132	29,12	4,70	6,35	19,88	136,86
Semelle	$2 \times 13,8 \times 5,6 \times 2,5=386,4$	0	386,4	2,8	1	0	1081,92
	386,4	38,64	413,448	2,8	1	38,64	1157,65
	386,4	38,64	386,4	2,8	1	38,64	1081,92

	386,4	38,64	359,352	2,8	1	38,64	1006,18
Dalle de transition	$(0,3*5*12,20)*2,5=45,75$	0	45,75	6,30	9,89	0	288,22
	45,75	4,575	48,95	6,30	9,89	45,25	308,38
	45,75	4,575	45,75	6,30	9,89	45,25	288,22
	45,75	4,575	42,54	6,30	9,89	45,25	268,00
Poids des terres sur D-T	$6 *5*12,20)*1,8=105,40$	0	105,40	6,30	10,4	0	664,02
	105,40	10,54	112,78	6,30	10,4	109,61	710,51
	105,40	10,54	105,40	6,30	10,40	109,61	664,02
	105,40	10,54	98,02	6,30	10,40	109,61	617,52
Poids des terres sur la semelle	$(1,80*8,70*12,20)*1,8=343,89$	0	343,89	4,70	6,35	0	1616,28
	343,89	34,389	367,96	4,70	6,35	218,37	1733,09
	343,89	34,389	343,89	4,70	6,35	218,37	1616,28
	343,89	34,389	319,82	4,70	6,35	218,37	1503,55
Poids des surcharges	$5*12,20*1,2=73,2$	0	73,2	6,30	7,95	0	461,16
	73,2	7,32	78,32	6,30	7,95	58,19	493,41
	73,2	7,32	73,2	6,30	7,95	58,19	461,16
	73,2	7,32	68,07	6,30	7,95	58,19	428,84
Poussé	Mur GG	$(0,5*(8,70)^2*13)*1,8*0,333=294,89$	294,89	/	/	4,9	1444,96
	+ Mur frontal	$(0,5*(8,70)^2*13)*1,8*0,420=371,94$	371,94	/	/	4,9	1822,50

		$(0,5 \times (8,70)^2 \times 13) \times 1,8 \times 0,395 = 349,80$	394,80	/	/	4,9	1934,52	/	
		$(0,5 \times (8,70)^2 \times 13) \times 1,8 \times 0,374 = 331,20$	331,20	/	/	4,9	1622,88	/	
	Semelle		$0,5 \times (2)^2 \times 13,8 \times 1,8 \times 0,333 = 16,54$	16,54	/	/	0,67	11,081	/
			$0,5 \times (2)^2 \times 13,8 \times 1,8 \times 0,420 = 20,87$	20,87	/	/	0,67	13,98	/
			$0,5 \times (2)^2 \times 13,8 \times 1,8 \times 0,395 = 19,62$	19,62	/	/	0,67	13,14	/
			$0,5 \times (2)^2 \times 13,8 \times 1,8 \times 0,374 = 18,58$	18,58	/	/	0,67	12,44	/
	Poussée des surcharges	Mur GG + Mur frontal	$1,2 \times 8,70 \times 13 \times 0,333 = 45,19$	45,19	/	/	6,35	286,95	/
			$1,2 \times 8,70 \times 13 \times 0,42 = 57,00$	57,00	/	/	6,35	361,95	/
			$1,2 \times 8,70 \times 13 \times 0,395 = 53,60$	53,60	/	/	6,35	340,36	/
			$1,2 \times 8,70 \times 13 \times 0,374 = 50,57$	50,75	/	/	6,35	322,26	/
semelle		$1,2 \times 2 \times 13,8 \times 0,333 = 11,03$	11,03	/	/	1	11,03	/	
		$1,2 \times 2 \times 13,8 \times 0,42 = 13,91$	13,91	/	/	1	13,91	/	
		$1,2 \times 2 \times 13,8 \times 0,395 = 13,08$	13,08	/	/	1	13,08	/	
		$1,2 \times 2 \times 13,8 \times 0,374 = 12,38$	12,38	/	/	1	12,38	/	
Totaux		1)		367,65	1498,16	/	/	1754,02	5522,45
		2)							
	3)		613,03	1603,02			2959,53	5886,03	
	4)		630,41	1497,96			3048,30	5522,45	
			562,22	1393,26			2717,16	5169,13	

Tab. XII.3. Poussée des terres et surcharges

XII.7. 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 suivantes :

Stabilité au renversement :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1,5 \quad \text{condition normale}$$

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1,00 \quad \text{condition sismique}$$

Stabilité au glissement :

$$\frac{V}{H} \operatorname{tg} \varphi \geq 1,5 \quad \text{Condition normale}$$

$$\frac{V}{H} \operatorname{tg} \varphi \geq 1,00 \quad \text{Condition sismique}$$

Cas	V (t)	H (t)	M _R (t.m)	M _S (t.m)	$\frac{M_s}{M_r}$	$\frac{V}{H} \operatorname{tg} \varphi$
1	1498.16	367.65	1754.02	5522.45	3.14	2,35
2	1603.02	613.03	2959.53	5886.03	1.98	1,50
3	1497.96	630.41	3048.30	5522.45	1.81	1,37
4	1393.26	562.22	2717.16	5169.13	1.90	1,42

Tab. XII.4. Résultats du calcul de la poussée à vide

D'après le tableau on remarque que pour les quatre cas les conditions de stabilité aux glissements et renversement sont vérifiées donc on peut dire que la stabilité de la culée est assurée.

XII.8. Ferrailage des éléments de culée**XII.8.1. Mur de garde grève**

Le mur de garde grève est soumis à l'action des efforts horizontaux suivants d'après (setra pp73):

- Poussée des terres.
- Poussées des charges locales.
- Effort de freinage.
- **Evaluation des efforts agissant sur le mur garde grève**

Poussée des terres :

Le moment à l'encastrement :

$$M_p = p * \frac{h}{3}$$

$$P = \frac{1}{2} * K_a * \gamma * h^2 * l$$

$K_a = 0,33$: coefficient de poussée.
 $\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$: poids volumique du remblai.
 $h = 4\text{m}$: hauteur du mur garde grève.

Donc:

$$P = 4.752\text{t}$$

$$M_p = 6.34\text{t.m}$$

$$\begin{cases} M_{ptu} = 1,35 \times 6.34 = 8.55 \text{ t.m} & \text{a l'ELU} \\ M_{ptser} = 6.34 \text{ t.m} & \text{a l'ELS} \end{cases}$$

Moment dû à la force de freinage :

D'après le document SETRA, les seules sollicitations les plus défavorable sont elles engendré par le camion **Bc** ; l'effort nominal étant produit par les deux roues arrières de 6t chacune des deux camions accédés, placés d'une manière tel que les rectangles d'impact soient en contact avec la face arrière du mur garde grève. Les charges réelles (02 roues de 6t distantes de 0.5 m) sont remplacées par une roue équivalente uniforme de 12t répartie sur un rectangle de (0.25m x 0.75m)

Il sera admis que la pression sur le rectangle d'impact ainsi défini se répartira à 45° latéralement et en arrière du mur. Les rectangles sont de dimension 0.25 x 0.75m².

La charge des deux roues est uniformément répartie sur cette surface Φ donnée par:

$$\Phi = \frac{12}{0,25 \times 0,75} = 64 \text{ t}$$

Le moment fléchissant en A, à la profondeur h est donné par l'expression générale :

$$M_p = \frac{12K}{0,75 + 2h} \int_0^h \frac{h-x}{0,25+x} dx$$

Avec :

$$K = K_{ah} \times B_c \times \delta \times \mu$$

$$K_{ah} = 0,333$$

$B_c = 0,95$: pour un pont de première classe avec de trois voie chargées.

$\delta = 1$: coefficient de majoration dynamique (charge sur remblai).

μ : Coefficient de pondération : $\mu = \begin{cases} \delta = 1,6 & \text{a l'ELU} \\ \delta = 1,2 & \text{a l'ELS} \end{cases}$

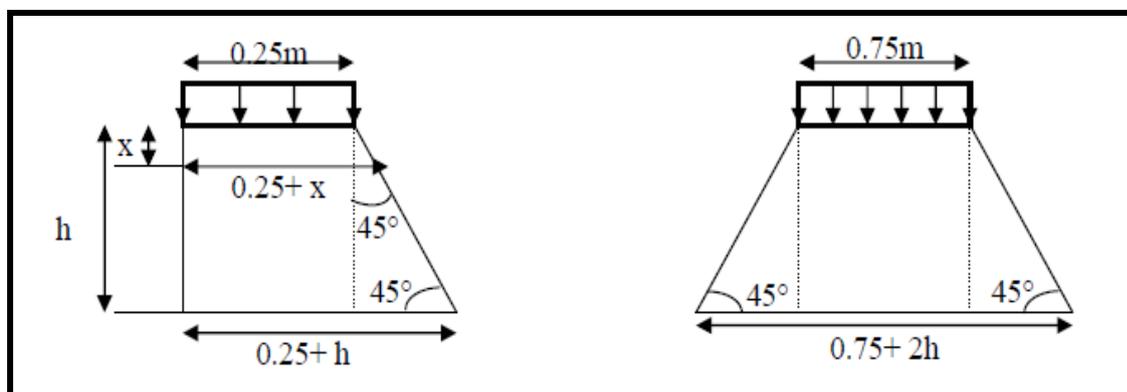


Fig. XII.2. Poussée de la charge locale située en arrière du mur

Donc

$$\int_0^h \frac{h-x}{0,25+x} dx = [(h+0,25) \times \ln(0,25+x) - x]_0^h = \int_0^4 \frac{h-x}{0,25+x} dx = 7,79$$

$$K = 0,333 \times 0,95 \times 1 \times \mu$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K = 0,51 \text{ a l'ELU} \\ K = 0,38 \text{ a l'ELS} \end{array} \right.$$

On aura donc les résultats suivant :

$$M_p = \frac{12K}{0,75 + 2h} \times 7,79$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{pu} = 5,45 \text{ t.m a l'ELU} \\ M_{pser} = 4,05 \text{ t.m a l'ELS} \end{array} \right.$$

Effort de freinage :

Le moment dû à la force de freinage d'un essieu Bc :

$$M_f = \frac{2\mu \times P \times h}{0,25 + 2h}$$

Avec :

P : poids d'une roue d'un camion Bc ; P = 6 t.

h : hauteur de mur de garde grève.

$$\mu : \text{Coefficient de pondération} \quad \mu = \begin{cases} \delta = 1,6 \text{ a l'ELU} \\ \delta = 1,2 \text{ a l'ELS} \end{cases}$$

$$M_{fu} = \frac{2 \times 1,6 \times 6 \times 4}{0,25 + 2 \times 4} = 9,30 \text{ t.m}$$

$$M_{fser} = \frac{2 \times 1,2 \times 6 \times 4}{0,25 + 2 \times 4} = 6,98 \text{ t.m}$$

Combinaison d'action

A l'ELU

$$M_u = 1,35 M_G + 1,6 M_Q$$

$$M_u = 1,35 \times 6,34 + (5,45 + 9,30) = 22,31 \text{ t.m}$$

A l'ELS

$$M_{ser} = M_G + 1,2 \times M_Q$$

$$M_{ser} = 6,34 + (4,05 + 6,98) = 17,36 \text{ t.m}$$

○ **Ferraillage**

Il sera en considérant une bande de 1m de largeur encastree dans le mur de front.

$$M_u = 0,2231 \text{ MN.m / ml} \quad , \quad M_{ser} = 0,1736 \text{ MN.m / ml}$$

Le mur garde grève est sollicité par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

ELU : Ce ferrailage se fait en considérant une bande d'un mètre linéaire encastrée dans la semelle. Le mur garde grève est sollicité en flexion simple (selon le document PP73 du SETRA), et les fissurations sont considérées préjudiciables.

La section des armatures est déterminée à l'aide de logiciel SOCOTEC.

On trouve $A_s = 19.20 \text{ cm}^2$,

Alors on prend **7HA20**, donc $A_s = 21.99 \text{ cm}^2$.

Pour l'armateur de construction on prend :

$$A'_s = A_s / 2 = 21.99 / 2 = 10.99 \text{ cm}^2$$

Soit :

7HA14 pour $A'_s = 10.78 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Vérification des contraintes

En fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{ct} = 16.20 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n f_{tj}}\right)$$

$n = 1.6$ pour HA

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} 400 ; 110 \sqrt{1.6 * 2.22}\right) = 207.31 \text{ MPa}$$

Calcul de X :

$$\frac{b}{2} X^2 + n A'_s (X - C') - n A_s (d - X) = 0$$

$$0.5 X^2 - 15 A_s (d - X) = 0$$

$$0.5 X^2 - 15 * 14.67 (d - X) = 0$$

$$X = 0.45$$

$$I_1 = \frac{b * X^3}{3} + n A_s (d - X)^2 = \frac{0.45^3}{3} + 15 * 19.20 * 10^{-4} * (0.45 - 0.45)^2 = 3.03 * 10^{-2}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{SER} * X}{I} = \frac{0.1736 * 0.45}{3.03 * 10^{-2}} = 2.57 < 16.20 \text{ MPa c'est vérifié}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 * 0.1736 * (0.45 - 0.45)}{3.03 * 10^{-2}} = 0 < 207.31 \text{ MPa c'est vérifié}$$

Horizontalement :

D'après les documents (SETRA), on disposera HA10 tous les 15 cm, les deux forces pour le croquis de ferrailage.

Condition de non fragilité :

$$A_s = 19.20 \geq 0.23 * 1 * 0.45 * \frac{2.22}{400} = 5.74 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

La figure suivante définit le ferrailage de mur de garde grève :

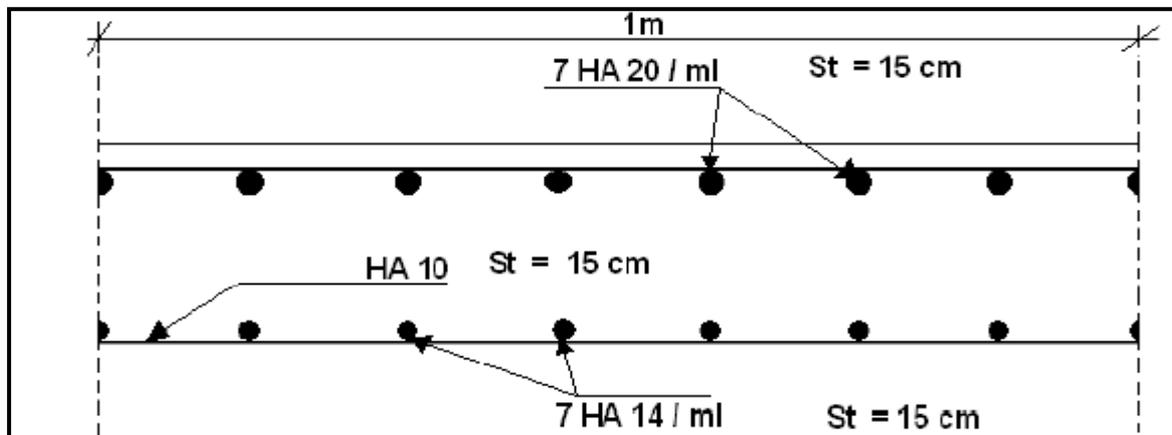


Fig. XII.3. Ferrailage du mur garde grève

➤ La dalle de transition

La dalle de transition est une dalle en béton armé, placée sous la chaussée aux extrémités du pont, son rôle est d'éviter le dénivellement qui pourrait se produire lors des tassements éventuels des remblais derrière la culée. Elle repose sur le corbeau et sur le remblai.

Elle se calcule comme une dalle rectangulaire supposée simplement appuyée, comme elle est soumise à son poids propre, les surcharges et le poids de remblai au dessus de la dalle.

Evaluation des efforts

Poids propre de la dalle : $0,3 * 2,5 * 1 = 0,75 \text{ t/ml}$

Revêtement : $2,2 * 0,08 * 1 = 0,176 \text{ t/ml}$

Remblai : $1,8 * 0,6 * 1 = 1,08 \text{ t/ml}$

Poids total est : $0,75 + 0,176 + 1,08 = 2,006 \text{ t/ml}$

Surcharges : $1,20 * 1 \text{ t/ml}$ (surcharges sur remblai)

Types de charges	Q (t / m)	Moment (t.m / ml)	Effort tranchant (t / ml)
Poids propre	0,75	2.34	1.875
Revêtement	0,176	0.55	0.44
Remblais	1,08	3.375	2.7
Surcharges	1,2	3.75	3

Tab. XII.5. Evaluation des surcharges sur la dalle de transition

Combinaison d'action :

A l'E.L.U

Moment

$$M_u = 1,35 M_G + 1,6 M_Q$$

$$M_u = 1,35(2,34 + 0,55 + 3,375) + 1,6(3,75) = 14,46 \text{ t.m}$$

Effort tranchant

$$T_u = 1.35 M_G + 1.6 M_Q$$

$$T_u = 1,35(1,875 + 0,44 + 2,7) + 1,6(3) = 11,57 \text{ t}$$

A l'E.L.S

Moment

$$M_{ser} = M_G + 1.2 \times M_Q$$

$$M_{ser} = 6,265 + 1,2(3,75) = 10,77 \text{ t.m}$$

Effort tranchant

$$T_{ser} = M_G + 1.2 \times M_Q$$

$$T_{ser} = 5.015 + 1,6(3) = 9,82 \text{ t}$$

○ **Ferraillage**

Le ferraillage se fait en flexion simple :

$f_{c28} = 27 \text{ MPa}$; $b = 1 \text{ m}$; $h = 0.3 \text{ m}$.

$$F_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{1.5} = 15.30 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 F_{bc}} = \frac{0.1446}{1 \times 0.27^2 \times 15.30} = 0.129 \text{ MN.m/ml}$$

$$d = 0,9 h = 0,9 \times 0,3 = 0,27 \text{ m}$$

$$\alpha_R = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \varepsilon_{es}} \quad \text{avec} \quad \varepsilon_{es} = \frac{f_e}{E_s \gamma_s} = \frac{400}{200000 \times 1,5} = 1,74 \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow \alpha_R = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \times 1,74 \times 10^{-3}} = 0,668$$

$$\mu_R = 0,8 \alpha_R (1 - 0,4 \alpha_R) = 0,392$$

$$\mu = 0,129 < \mu_R = 0,392$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2(0.129)}}{0.8} = 0.17$$

$$\alpha = 0.13$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 0,27 (1 - 0,4 \times 0,17) = 0,255 \text{ m}$$

$$\mu = 0.129 < 0,186$$

$$\Rightarrow \varepsilon_s = 3.5 \times 10^{-3} \left(\frac{1}{\alpha} - 1 \right) = 3.5 \times \left(\frac{1}{0.17} - 1 \right) \times 10^{-3} = 17.08 \times 10^{-3}$$

$$\varepsilon_s = 3.5 \times 10^{-3} \left(\frac{1}{\alpha} - 1 \right) = 3.5 \times \left(\frac{1}{0.07} - 1 \right) \times 10^{-3} = 17.08 \times 10^{-3} > \varepsilon_{es} = 1,74 \times 10^{-3}$$

Donc, notre section sans armature comprimé

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z * \sigma_s} = \frac{0,1446}{0,255 * 348} * 10^4 = 16.29 \text{ cm}^2$$

Soit : 6 HA20 pour $A_s = 18.85 \text{ cm}^2$

Vérification des contraintes :

En fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 16.20 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{nf_{tj}}\right)$$

n = 1.6 pour HA

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} 400 ; 110\sqrt{1.6 * 2.22}\right) = 207.31 \text{ MPa}$$

Calcul de X :

$$\frac{b}{2} X^2 + n A'_s (X - C') - n A_s (d - X) = 0$$

$$0.5X^2 - 15A_s(d - X) = 0$$

$$0.5X^2 - 15 * 16.29 (d - X) = 0$$

$$X = 0.14$$

$$I_1 = \frac{b * X^3}{3} + n A_s (d - X)^2 = \frac{0.14^3}{3} + 15 * 16.29 * 10^{-4} * (0.27 - 0.14)^2 = 1.32 * 10^{-3}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{SER} * X}{I} = \frac{0.1077 * 0.14}{1.32 * 10^{-3}} = 11.42 < 16.20 \text{ MPa c'est vérifié}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 * 0.1077 * (0.27 - 0.14)}{1.32 * 10^{-3}} = 159.10 < 207.31 \text{ MPa c'est vérifié}$$

Condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0.23 * b * d * \frac{f_{tj}}{f_e} = 3.44 \text{ cm}^2 \text{ condition vérifié}$$

Pour l'armature de construction on prend :

$$A'_s = A_s / 3 = 6.28 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA12 pour $A'_s = 6.79 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Vérification de l'effort tranchant :

$$T_u = V_u / b d$$

V_u : effort tranchant à l'ELU

$$\text{Donc : } T_u = 11.57 / 1 * 0.27 = 0.42 \text{ MPa}$$

$T'_u = \inf(4 \text{ MPa}, 0.1 f_{c28}) = 2.7 \text{ MPa}$.Pour les fissurations préjudiciable ou très préjudiciable.

$$T_u \leq T'_u \text{ Condition vérifié}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{b * T_u}{0.8 f_e} = \frac{0.42}{0.8 * 400} = 0.13 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(0.9d ; 40 \text{ cm}) = 24.3 \text{ cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm}$$

$$A_t \geq 20 * 0.13 = 2.6 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimum:

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0.4 b}{f_e} = \frac{0.4 * 100}{400} = 0.10 \text{ cm} \quad \text{Avec } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$A_t \geq 20 * 0.10 = 2 \text{ cm}^2 \text{ Soit 2 cadres de HA10/ml pour } A_s = 3.14 \text{ cm}^2$$

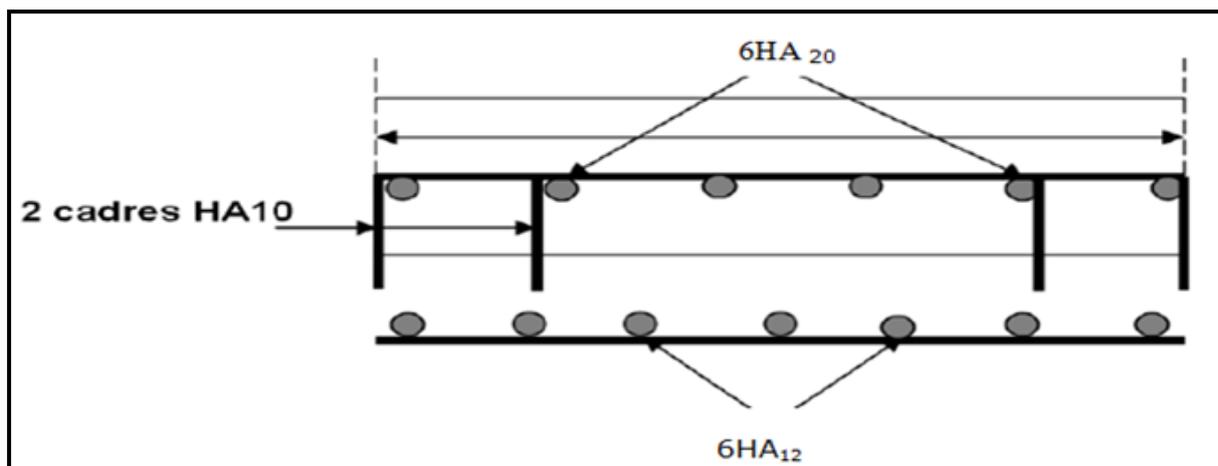


Fig. XII.4. Ferrailage de la dalle de transition

➤ **Corbeau d'appui de la dalle de transition**

○ **Evaluation des charges et surcharges**

$$\text{Réaction due à la dalle de transition : } R_1 = \frac{P \times L}{2} = \frac{0,3 \times 5 \times 2,5}{2} = 1,88 \text{ t}$$

$$\text{Réaction des poids des terres : } R_2 = \frac{P \times L}{2} = \frac{0,6 \times 5 \times 1,8}{2} = 2,7 \text{ t}$$

$$\text{Réaction due au revêtement : } R_3 = \frac{0,08 \times 5 \times 2,2}{2} = 0,44 \text{ t}$$

$$\text{Poids propre du corbeau : } R_4 = 0,125 \times 2,5 \times 1 = 0,031 \text{ t}$$

$$\text{Réaction due aux surcharges sur remblai : } R_5 = \frac{q \times L}{2} = \frac{5 \times 1,2}{2} = 3 \text{ t}$$

Combinaison d'action :

Réactions

$$R_{ELU} = 1,35(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,6(R_5) = 11,62 \text{ t}$$

$$R_{ELS} = 1(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,2(R_5) = 8,65 \text{ t}$$

Moments

$$M_{ELU} = [1,35(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,6(R_5)] \times 0,14 = 1,63 \text{ t.m}$$

$$M_{ELS} = [1(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,2(R_5)] \times 0,14 = 1,21 \text{ t.m}$$

○ **Ferrailage**

A l'aide de logiciel Robot Expert on a trouvé : $A_s = 4 \text{ cm}^2$
on prend **4HA12** ($4,52 \text{ cm}^2$)

Condition de non fragilité

$$A_s \geq 0,23 * b * d * \frac{f_{tj}}{f_e} = 8,61 \text{ cm}^2 \quad \text{condition non vérifié}$$

On prend : 6 HA16 pour $A_s = 12,06 \text{ cm}^2$

Pour l'armateur de construction on prend :

$$A_s = A_s / 3 = 4,02 \text{ cm}^2/\text{ml. Soit : 6HA10 pour } A'_s = 4,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'après les documents (**SETRA**), le ferrailage du corbeau d'appui est réalisé aussi par des goujons de **HA25** tous les **1 m**.

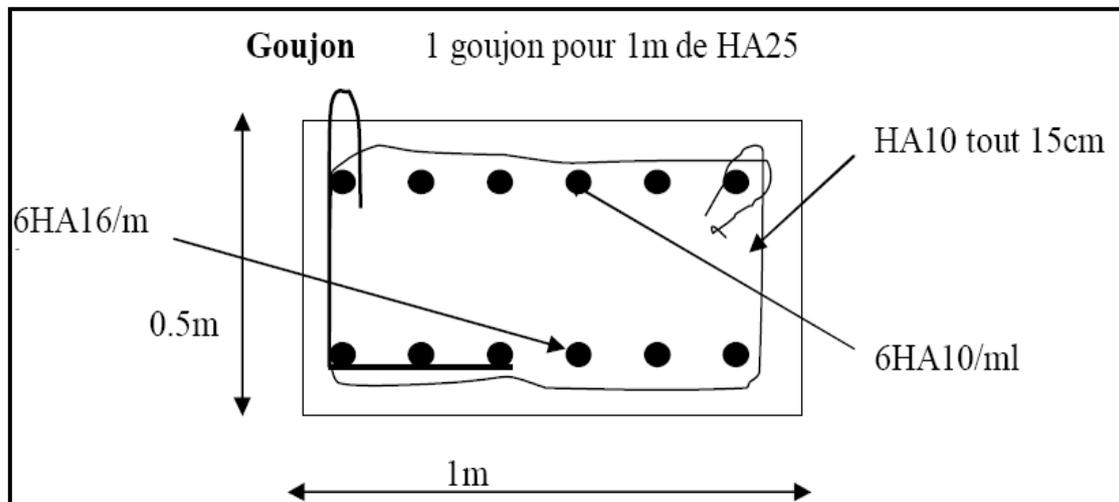


Fig. XII.5. Ferrailage du corbeau

➤ Mur en retour

Le mur en retour est supposé sur deux coté et sollicité par les charges suivantes:

- Poids propre de mur.
- Poussée horizontale des terres.
- Poussée due à la surcharge du remblai.
- Les charges concentrées sont appliquées à 1 m de l'extrémité théorique du mur et comprennent une charge verticale de 4t et une charge horizontale de 2t.

○ Evaluation des efforts

Efforts horizontaux :

$$\text{Poussée des terres : } P_t = \frac{1}{2} K_{ah} \gamma h^2 = \frac{1}{2} [0,333 \times 1,8 \times 8,70^2] = 22,68 \text{ t}$$

$$\text{Poussée des surcharges de remblais : } P_{sr} = 0,333 \times 1,2 \times 8,70 = 3,48 \text{ t}$$

$$\text{Poussée de la surcharge concentrée : } P_{sc} = 2 \text{ t}$$

Détermination des moments :

$$\text{Poussée des terres : } M_t = 22,68 \times \left(\frac{8,7}{3}\right) = 65,77 \text{ t.m}$$

$$\text{Poussée des surcharges de remblais : } M_{sr} = 3,48 \times 2,9 = 10,09 \text{ t.m}$$

$$\text{Poussée de la surcharge concentrée : } M_{sc} = 2 \times 8,7 = 17,4 \text{ t.m}$$

Les combinaisons :

$$\text{E. L. U : } M_u = 1,35M_t + 1,6(M_{sr} + M_{sc}) = 132,77 \text{ t.m}$$

$$\text{E. L. S : } M_{ser} = M_t + 1,2(M_{sr} + M_{sc}) = 98,75 \text{ t.m}$$

Efforts verticaux :

$$\text{Poids propre du mur : } P_G = 0,4 \times 8,7 \times 1,8 \times 2,5 = 15,66 \text{ t}$$

$$\text{Poussée de la surcharge concentrée (4t) : } P_{sc} = 4 \text{ t}$$

$$\text{Poids de la superstructure : } P_{su} = 0,4 \times 0,08 \times 2,2 = 0,070 \text{ t}$$

Détermination des moments :

$$\text{Poids propre du mur : } M_G = 15,66 \times 4,35 = 68,12 \text{ t.m}$$

$$\text{Poussée de la surcharge concentrée (4t) : } M_{sc} = 4 \times 4,35 = 17,40 \text{ t.m}$$

$$\text{Poids de la superstructure : } M_{su} = 0,07 \times 8,70 = 0,61 \text{ t.m}$$

Les combinaisons :

$$E.L.U : M_u = 1,35M_G + 1,6(M_{sc} + M_{su}) = 120,78 \text{ t.m}$$

$$E.L.S : M_{ser} = M_G + 1,2(M_{sc} + M_{su}) = 89,73 \text{ t.m}$$

○ **Ferraillage**

Ferraillage horizontal

La section est soumise a la flexion simple, le calcule est fait par 1 m linéaire donc :

$$M_u = 10,21 \text{ t.m}$$

$$d = 0,9 * h = 0,36 \text{ m}$$

$$\mu = 0,051 < \mu_R = 0,392$$

$$\alpha_R = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \varepsilon_{es}} \quad \text{avec} \quad \varepsilon_{es} = \frac{f_e}{E_s \gamma_s} = \frac{400}{200000 \times 1,5} = 1,74 \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow \alpha_R = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \times 1,74 \times 10^{-3}} = 0,668$$

$$\mu_R = 0,8 \alpha_R (1 - 0,4 \alpha_R) = 0,392$$

$$\mu = 0,051 < \mu_R = 0,392$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2(0,051)}}{0,8} = 0,06$$

$$\alpha = 0,06$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 0,36 (1 - 0,4 \times 0,06) = 0,35 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \varepsilon_s = 3,5 * 10^{-3} \left(\frac{1}{\alpha} - 1 \right) = 3,5 * \left(\frac{1}{0,06} - 1 \right) * 10^{-3} = 54,83 * 10^{-3}$$

$$\varepsilon_s = 3,5 * 10^{-3} \left(\frac{1}{\alpha} - 1 \right) = 3,5 * \left(\frac{1}{0,06} - 1 \right) * 10^{-3} = 54,83 * 10^{-3} > \varepsilon_{es} = 1,74 \times 10^{-3}$$

Donc, notre section sans armateur comprimé

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z * \sigma_s} = \frac{0,1021}{0,35 * 348} * 10^4 = 8,38 \text{ cm}^2$$

Soit : 6 HA14 D'où A's=9,24 cm²

Vérification des contraintes :

En fissuration préjudiciable :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{ct28} = 16,20 \text{ MPa}$$

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

n=1,6 pour HA

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} 400 ; 110 \sqrt{1,6 * 2,22} \right) = 207,31 \text{ MPa}$$

Calcul de X :

$$\frac{b}{2} X^2 + n A'_s (X - C') - n A_s (d - X) = 0$$

$$0,5 X^2 - 15 A_s (d - X) = 0$$

$$0,5 X^2 - 15 \times 8,38 (d - X) = 0$$

$$X=0.4$$

$$I_1 = \frac{b * X^3}{3} + nAs(d - X)^2 = \frac{0.4^3}{3} + 15 * 8.38 * 10^{-4} * (0.36 - 0.4)^2 = 2.13 * 10^{-2}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{SER} * X}{I} = \frac{0.069 * 0.4}{2.13 * 10^{-2}} = 1.29 < 16.20 \text{MPa c'est vérifié}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 * 0.069 * (0.36 - 0.4)}{2.13 * 10^{-2}} = 19.43 < 207.31 \text{MPa c'est vérifié}$$

Condition de non fragilité :

$$As \geq 0.23 * b * d * \frac{f_{tj}}{f_e} = 4.59 \text{cm}^2 \text{ condition vérifié}$$

o **Ferraillage vertical**

$$M_u = 120.78 \text{ t.m}$$

$$M_{ser} = 89.73 \text{ t.m}$$

La section est soumise a la flexion simple, le calcule est fait par 1 m linéaire donc :

$$Mu=13.88 \text{ t.m}$$

$$\mu=0.069$$

$$\alpha=0.07$$

$$Z=0.35$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{MPa}$$

$$As = \frac{Mu}{Z * \sigma_s} = \frac{0,1388}{0.35 * 348} * 10^4 = 11.39 \text{cm}^2$$

Soit : **6HA16** d'où $As=12.09 \text{cm}^2$

Vérification des contraintes :

En fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 16.20 \text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{nf_{tj}} \right)$$

$n = 1.6$ pour HA

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} 400 ; 110 \sqrt{1.6 * 2.22} \right) = 207.31 \text{MPa}$$

Calcul de X :

$$\frac{b}{2} X^2 - nAs(d - X) = 0$$

$$0.5X^2 - 15As(d - X) = 0$$

$$0.5X^2 - 15 * 11.39 (d - X) = 0$$

$$X=0.36$$

$$I_1 = \frac{b * X^3}{3} + nAs(d - X)^2 = \frac{0.36^3}{3} + 15 * 11.39 * 10^{-4} * (0.36 - 0.36)^2 = 1.55 * 10^{-2}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{SER} * X}{I} = \frac{0.069 * 0.36}{1.55 * 10^{-2}} = 0 < 16.20 \text{MPa c'est vérifié}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 * 0.069 * (0.36 - 0.36)}{1.55 * 10^{-2}} = 0 < 207.31 \text{MPa c'est vérifié}$$

Condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0.23 * b * d * \frac{f_{tj}}{f_e} = 4.59 \text{cm}^2 \text{ condition vérifié}$$

Pour les armatures de construction :

$$A's = A_s/3 = 4.03 \text{cm}^2 \text{ Soit } 6\text{HA}10 \text{ d'où } A's = 4.71 \text{cm}^2$$

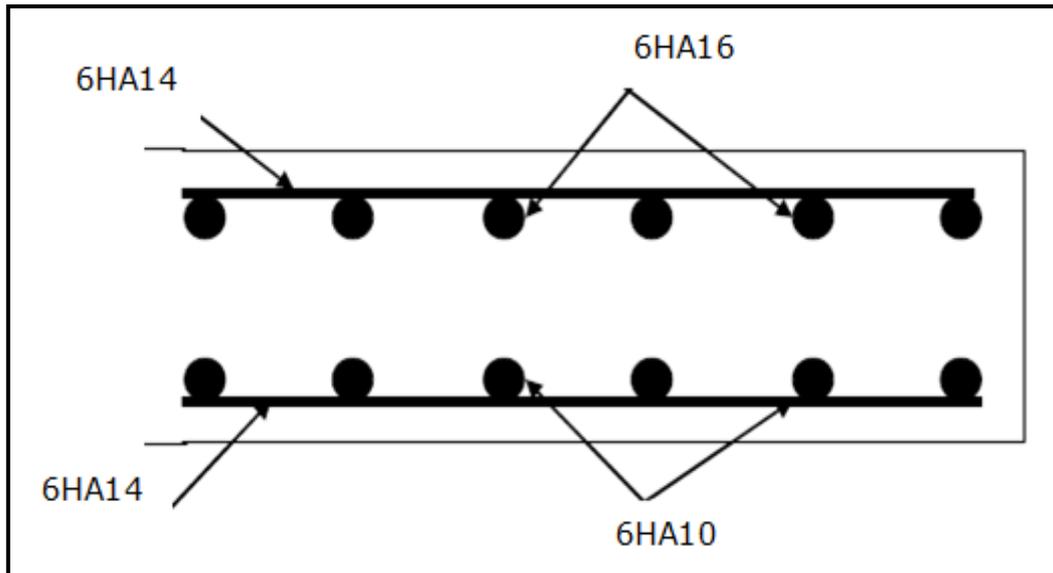


Fig. XII.6. Ferrailage du mur en retour

➤ Mur frontal

Le mur frontal est un élément qui est encasté dans la semelle, il travaille à la flexion composée il est sollicité par :

Forces verticales :

- Réaction du tablier due à la charge permanente.
- Poids propre du corbeau, de mur garde grève de mur cache de mur en retour et de dalle de transition
- Leur poids propre.

Forces horizontales :

- Poussée des terres.
- Force sismique horizontale
- Forces de freinage d'un essieu lourd du camion B_c .

○ **Evaluation des charges et surcharges**

Le tableau ci après donne l'ensemble des moments et efforts agissant sur le mur frontal pour le cas normal et le cas sismique le plus défavorable.

Désignation	conditions	P (t)	$\epsilon_H P$	$(1+\epsilon_v) p$	H(m)	V(m)	M_R (t.m)	M_S (t.m)
Poids propre du tablier	C N	613.12	0	613.12	0.625	6.94	0	996.32
	C S H+V ⁺		61.312	656.04	0.625	6.94	425.50	1066.06
Mur garde grève	C N	65	0	65	1,05	6.70	0	68.25
	C S H+V ⁺		6.5	69.55	1,05	6.70	43.55	73.02
Mur de front	C N	427.7	0	427.7	0	2,35	0	0
	C S H+V ⁺		42.27	457.64	0	2,35	99.33	0
Poids de dalle de transition	C N	45.75	0	45.75	3,9	7.95	0	178.42
	C S H+V ⁺		4.575	48.95	3,9	7.95	36.37	190.90
Les deux murs en retour	C N	31.32	0	31.32	2,3	4.35	0	72.03
	C S H+V ⁺		3.132	33.51	2,3	4.35	13.62	77.07
Les deux murs cache	C N	19.5	0	19.5	0.15	6.70	0	2.92
	C S H+V ⁺		1.95	20.86	0.15	6.70	13.06	3.129
Poids des terres sur D-T	C N	105.40	0	105.40	3,90	8.40	0	411.06
	C S H+V ⁺		10.504	112.78	3,90	8.40	88.23	439.84
freinage du à Bc	C N	30	30	/	/	8.70	261	/
	C S H+V ⁺		0	/	/	8.70	0	/
Poussée des terres Mur GG + Mur frontal	C N	588.57	294.89	/	/	2.9	855.18	/
	C S H+V ⁺		371.94	/	/	2.9	1078.62	/
Poussée des sur charge Mur GG + Mur frontal	C N	135.72	45,19	/	/	4.35	196.57	/
	C S H+V ⁺		57,00	/	/	4.35	247.95	/
Total	C N	2062.08	370.08	1307.79	/	59.34	1312.75	1115.88
	C S H+V ⁺		559.18	1339.33	/	59.34	2046.24	1193.025

Tab. XII.6. Moments et efforts agissants sur le mur frontal

Récapitulatif des efforts :

Le calcul se fait par un mètre linéaire

Condition normale :

Effort normal : $N(t) = (1+v)p = 1307.79t$

Effort normal a l'ELS : $N_{ELS} = 100.59t$

Effort normal a l'ELU : $N_{ELU} = 1.35N_{ELS} = 135.80t$

Moment: $M = \sum M_r - \sum M_s = 196.87.m$

Moment a l'ELS : $M_{ELS} = 196.87/13 = 15.14.m$

Moment a l'ELU : $1.35 * M_{ELS} = 20.44.m$

Condition sismique :

Effort normal : $N(t) = 1339.33t$

Effort normal a l'ELS : $N_{ELS} = 1339.33/13 = 103.02t$

Effort normal a l'ELU : $N_{ELU} = 1.35 * N_{ELS} = 1.35 * 103.02 = 139.07t$

Moment : $M = \sum M_r - \sum M_s = 852.26t.m$

Moment a l'ELS: $M_{ELS}=852.26/13=65.55t.m$

Moment a l'ELU: $1.35*M_{ELS}=88.50.m$

	à l'ELU		à l'ELS	
	Condition normale	Condition sismique	Condition normale	Condition sismique
M (t.m)	20.44	88.50	15.14	65.55
N (t)	135.80	139.07	100.59	103.02

Tab. XII.7. Tableau récapitulatif des efforts

○ **Ferraillage**

On remarque que la condition la plus défavorable est la condition sismique.

Ce ferraillage se fait en considérant une bande d'un mètre linéaire encastrée dans la semelle.

Après calcul on trouve :

$$\mu=0.009$$

$$\alpha=0.01$$

$$Z=2.50$$

$$A_s=10.17 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_s < 0.23 * 1 * 2.52 * 2.22 / 400 = 32.16 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 32.16 \text{ cm}^2 \text{ soit } \mathbf{7HA25} \text{ (} A_s = 34.36 \text{ cm}^2 \text{)}$$

Vérification des contraintes :

En fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{ct} = 16.20 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n f_{tj}} \right)$$

$$n = 1.6 \text{ pour HA}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} 400 ; 110 \sqrt{1.6 * 2.22} \right) = 207.31 \text{ MPa}$$

Calcul de X :

$$\frac{b}{2} X^2 - n A_s (d - X) = 0$$

$$0.5 X^2 - 15 A_s (d - X) = 0$$

$$0.5 X^2 - 15 * 32.16 (d - X) = 0$$

$$X = 0.39$$

$$I_1 = \frac{b * X^3}{3} + n A_s (d - X)^2 = \frac{0.39^3}{3} + 15 * 32.16 * 10^{-4} * (2.52 - 0.39)^2 = 2.20$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{SER} * X}{I} = \frac{0.6555 * 0.39}{2.20} = 0.11 < 16.20 \text{ MPa c'est vérifié}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 * 0.6555 * (2.52 - 0.39)}{2.20} = 9.51 < 207.31 \text{ MPa c'est vérifié}$$

Pour les armatures de construction :

$$A's = A_s/3 = 34.36/3 = 11.45 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit 7HA16 } A's = 14.07 \text{ cm}^2$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$T_u = V_u/bd$$

V_u : effort tranchant à l'ELU

$$\text{Donc : } T_u = 139.07/1 * 2.52 = 0.55 \text{ MPa}$$

$T'_u = \inf(4 \text{ MPa}, 0.1 f_{c28}) = 2.7 \text{ MPa}$.Pour les fissurations préjudiciable ou très préjudiciable.

$T_u \leq T'_u$ Condition vérifié.

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{b * T_u}{0.8 f_e} = \frac{0.55}{0.8 * 400} = 0.17 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(0.9d ; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

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

$$A_t \geq 30 * 0.17 = 5.1 \text{ cm}^2$$

Percentage minimum:

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0.4 b}{f_e} = \frac{0.4 * 100}{400} = 0.10 \text{ cm} \quad \text{Avec } S_t = 30 \text{ cm}$$

$$A_t \geq 30 * 0.10 = 3 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit 2 cadres de HA10/ml pour } A_s = 3.14 \text{ cm}^2$$

Conclusion

Le travail qu'on a effectué sous le thème « étude d'un pont construit par encorbellement successif, avec voussoirs coulé sur place » nous a permis d'appliquer et d'approfondir nos connaissances au cours de cursus de notre formation.

Durant la réalisation de ce mémoire, on a pu connaître les différentes étapes nécessaires pour l'établissement d'un projet de pont en commençant par :

La conception, où nous avons essayé de répondre à la problématique du choix de la variante la plus satisfaisante.

La répartition des efforts longitudinaux dus aux charges et surcharges.

A partir des sollicitations maximales nous avons dimensionné la précontrainte. Les câbles sont mis en tension suivant les phases de construction.

Après l'évaluation des pertes instantanées et différées, l'estimation prise initialement a été vérifiée.

Toutes les vérifications faites sur les contraintes ne dépassent pas les contraintes admissibles. Finalement, le travail a été achevé avec l'étude de l'infrastructure pile et culée.

L'étude d'un pont met en évidence la maîtrise de plusieurs domaines des sciences d'ingénieur telles que la résistance des matériaux, la mécanique des milieux continus, la rhéologie des matériaux, les procédés de la précontrainte ainsi que le calcul numérique par ordinateur.

A la fin de ce travail, on a acquis une bonne formation dans le domaine des ouvrages d'art et plus précisément le pont en voussoir mais elle reste toujours imparfaite et qui devra être complétée dans la vie professionnelle.

Bibliographie

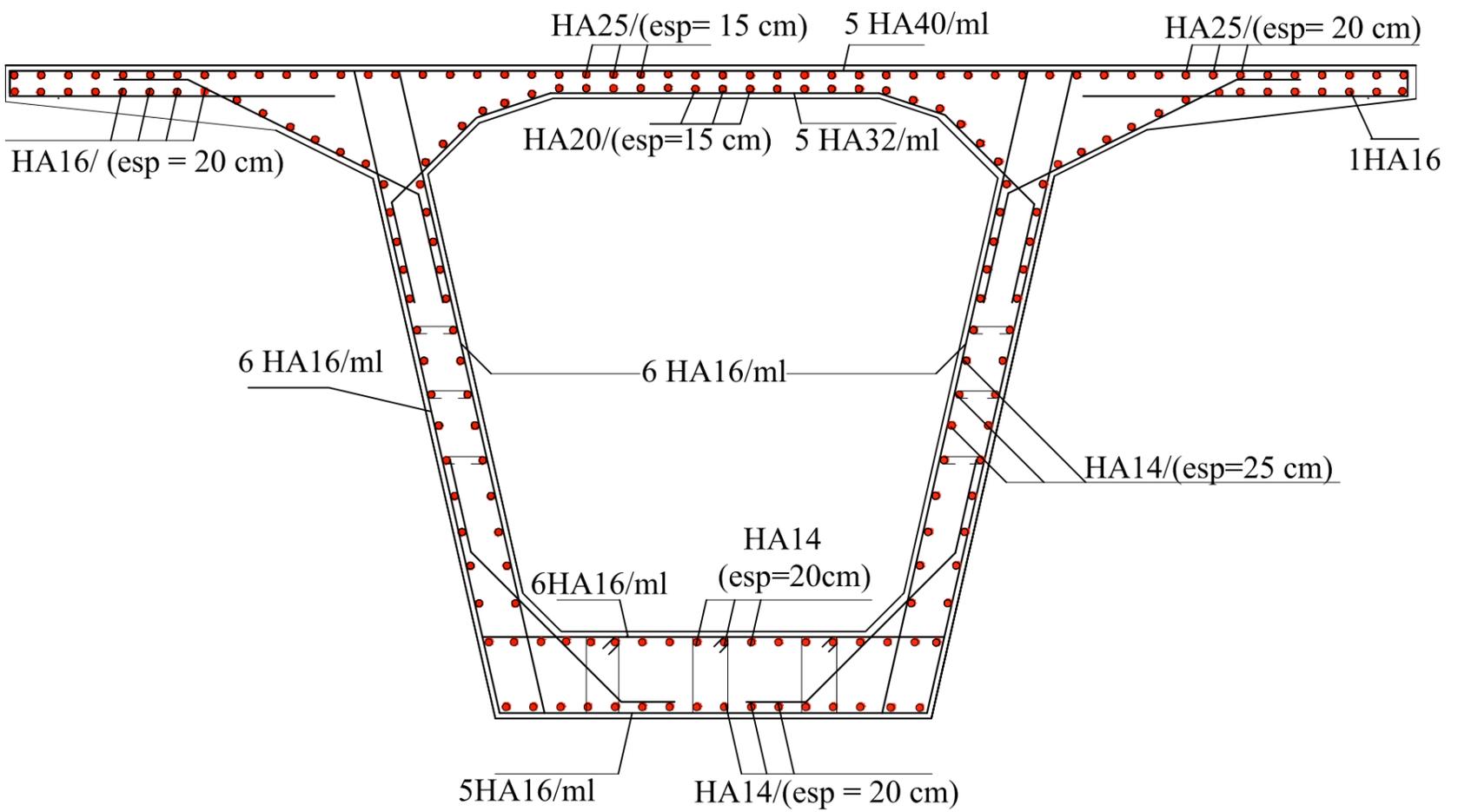
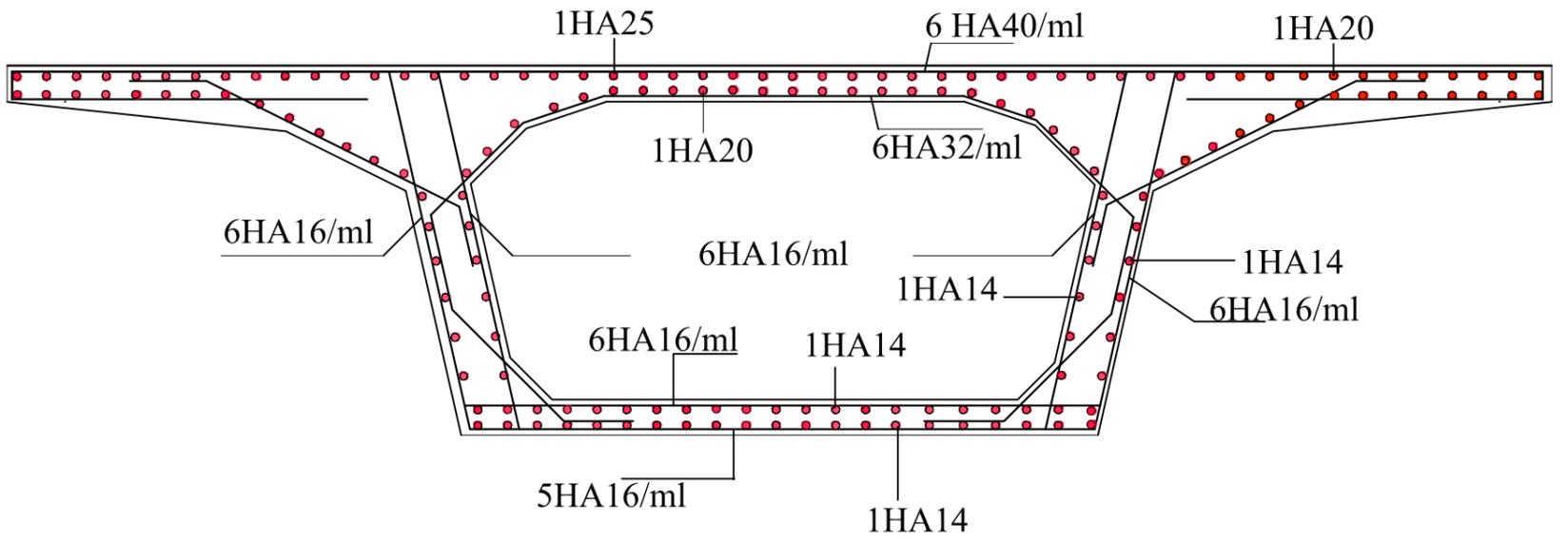
- *Conception des ponts. J. A. Calgaro – A. Bernard Gely*
- *Document SETRA*

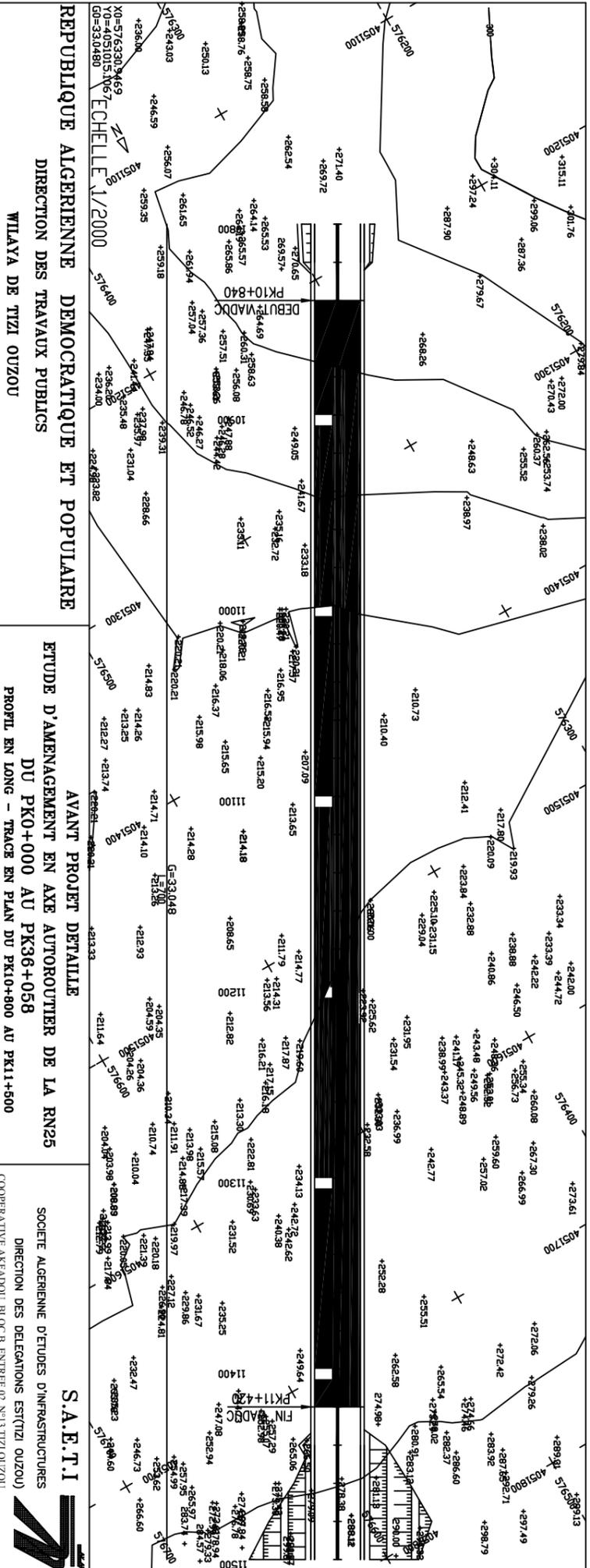
- *Fascicule 61 « Conception, calcul, et épreuves des ouvrages d'arts, programme de charges des ponts routes » titre 2.*
- *Fascicule N°68 « Exécution des travaux de fondation des ouvrages de génie civil RPOA.*
- *Règles B.A.E.L 91 modifiées 99, Eyrolles, 2000.*
- *Règles B.P.E.L 91, Eyrolles, 1993.*
- *Mémoires des années précédentes :*
 - ✓ *Mémoire Khaled Med, Khedidja Salah, Etude et Conception d'un pont à voussoirs Construit par encorbellements successifs, proposé par la SAETI (ENTP) promotion 2010*
 - ✓ *Mémoire bouchafa djamal, saidani douadi, Etude d'un viaduc en béton précontraint par encorbellements successifs sur la pénétrante de relizane autoroute est-ouest proposé par la SAETI (ENTP) promotion 2012*
 - ✓ *Mémoire Zian Nabil, bouchala Massinissa: Etude d'un pont en béton précontraint construit par encorbellement successif, avec voussoirs coulés sur place, proposé par E.N.G.O.A (UMMTO) promotion 2011*

- *Technique de l'ingénieur : Conception des ponts. Auteur : Anne BERNARD-GELY et Jean ARMAND. C4500-12*
- *Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs, Bulletin technique N°7 SETRA, 1992.*

- *Logiciels :*
 - ✓ *Autodesk Robot Structural Analyses Professional 2011.*
 - ✓ *AutoCAD 2011.*
 - ✓ *Logiciel Socotec.*

- *Sites web :*
 - ✓ *[http\ |:www.google.fr](http://www.google.fr)*
 - ✓ *[http\ |:www.mémoire ingénieur.com](http://www.mémoire ingénieur.com)*





ECHELLE EN S 1/ 2000
ECHELLE EN Z 1/ 400
PLAN DE COMPARAISON

COTES TERRAIN	DISTANCES PARTIELLES	DISTANCES CUMULEES	COTES PROJET	DECLIVITES PROJET
274.10	10800.00		274.10	
273.99	10820.00		273.99	
273.89	10840.00		273.89	
273.78	10860.00		273.78	
273.67	10880.00		273.67	
273.57	10900.00		273.57	
273.46	10920.00		273.46	
273.35	10940.00		273.35	
273.25	10960.00		273.25	
273.14	10980.00		273.14	
273.03	11000.00		273.03	
272.93	11020.00		272.93	
272.82	11040.00		272.82	
272.71	11060.00		272.71	
272.61	11080.00		272.61	
272.50	11100.00		272.50	
272.40	11120.00		272.40	
272.29	11140.00		272.29	
272.18	11160.00		272.18	
272.08	11180.00		272.08	
271.97	11200.00		271.97	
271.86	11220.00		271.86	
271.76	11240.00		271.76	
271.65	11260.00		271.65	
271.54	11280.00		271.54	
271.44	11300.00		271.44	
271.33	11320.00		271.33	
271.22	11340.00		271.22	
271.12	11360.00		271.12	
271.01	11380.00		271.01	
270.90	11400.00		270.90	
270.80	11420.00		270.80	
270.69	11440.00		270.69	
270.58	11460.00		270.58	
270.48	11480.00		270.48	
270.37	11500.00		270.37	

PK DEBUT DA: 2.47, 1.56, 5.30, 9.63, 15.12, 20.99, 27.09, 32.55, 38.00, 45.74, 52.90, 57.65, 60.35, 62.44, 64.92, 63.40, 58.32, 55.04, 55.18, 52.88, 50.97, 49.06, 46.96, 43.27, 38.65, 33.72, 28.47, 22.73, 18.94, 17.18, 12.74, 5.33

VALEUR DU PONDAGE AU POINT-028

L=700

P=0.53%

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
DIRECTION DES TRAVAUX PUBLICS
WILAYA DE TIZI OUZOU

AVANT PROJET DETAILLE
ETUDE D'AMENAGEMENT EN AXE AUTOMOTRIER DE LA RN25
DU PK0+000 AU PK36+058
PROFIL EN LONG - TRACE EN PLAN DU PK10+800 AU PK11+800

S.A.E.T.I
SOCIETE ALGERIENNE D'ETUDES D'INFRASTRUCTURES
DIRECTION DES DELEGATIONS EST(TIZI OUZOU)
COOPERATIVE ANKADOU, BLOC B, ENTREE 02, N°13 TIZI OUZOU

N° DE PLANCHER: PI-22
NATURE DE LA REVISION: TP-22

DATE: AVR 2010

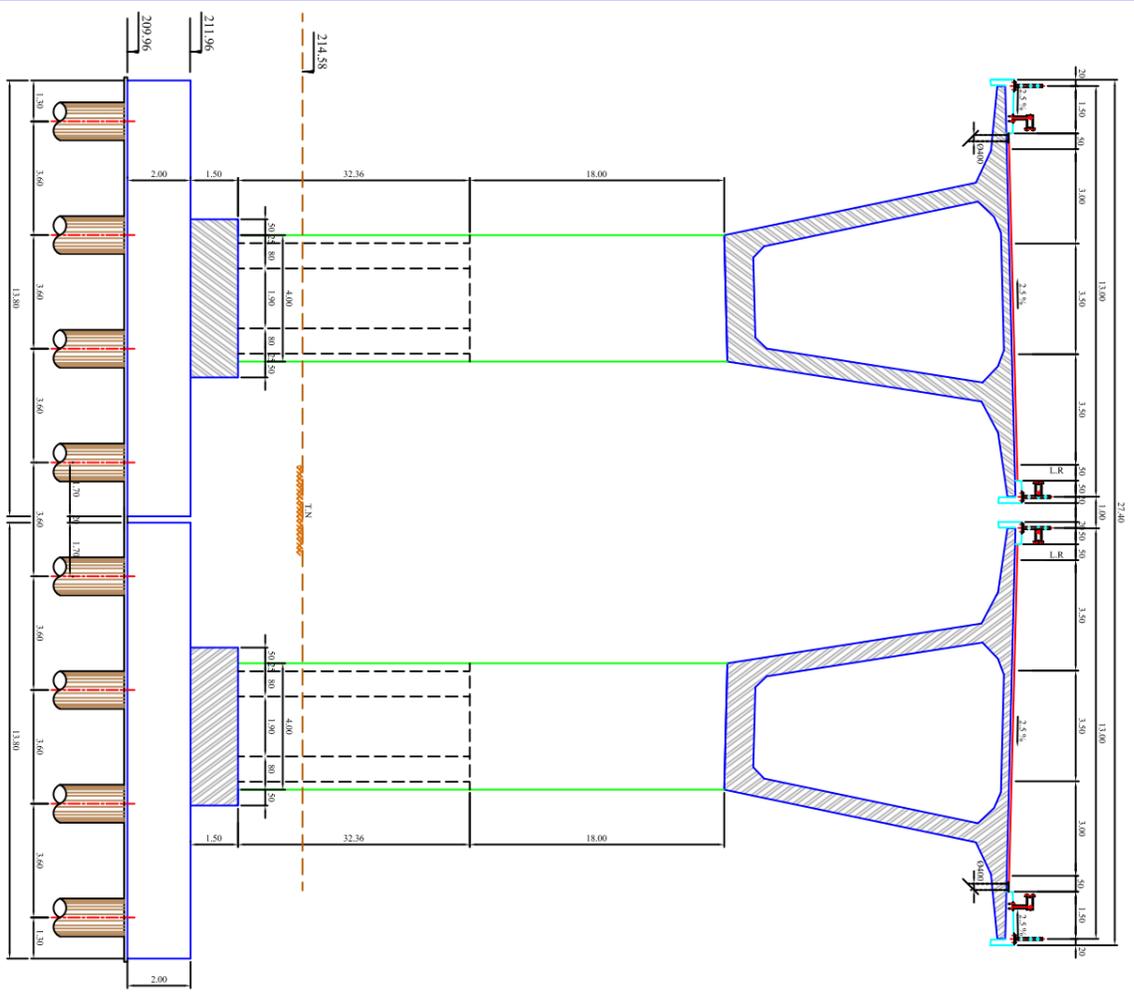
DECLIVITES PROJET: P=0.53%

Signature: Mr. ABDOUNE.M / SAADAO

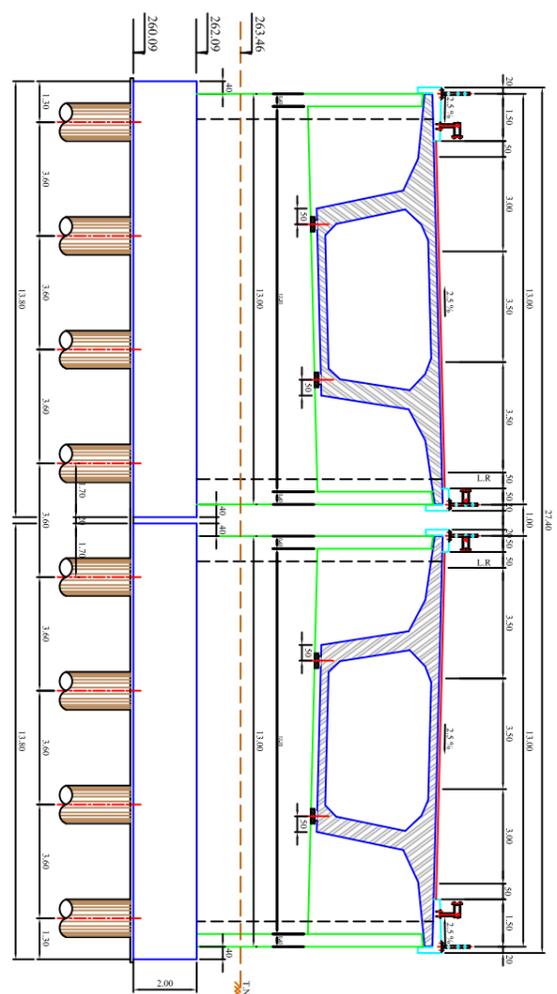
Verifié: Mr. ABDOUNE.M

VU: Mr. ABDOUNE.M

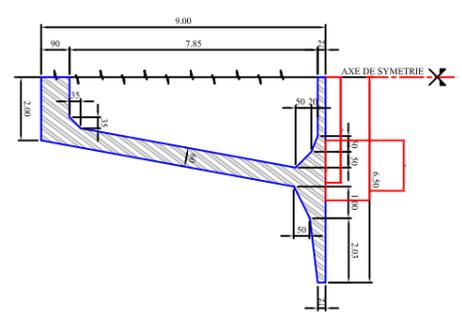
COUPE TRANSVERSALE : B-B
(PILE P3)
ECH. : 1/100



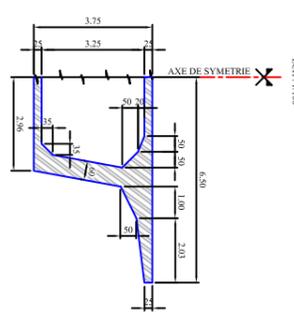
COUPE TRANSVERSALE : C-C
(COULEE C2)
ECH. : 1/100



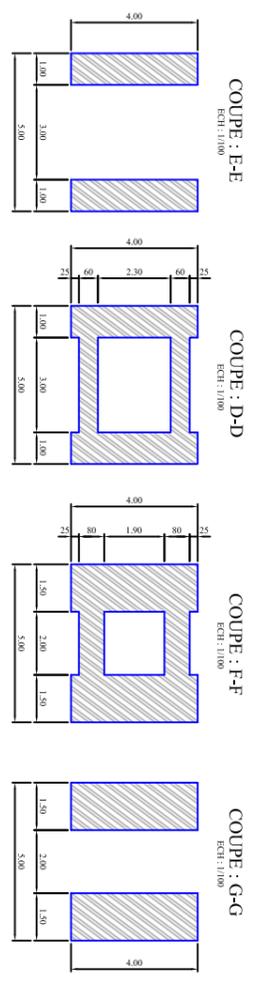
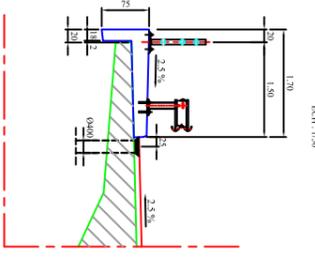
DETAIL DEMI COUPE VOUSOIR
SUR PILE
ECH. : 1/100



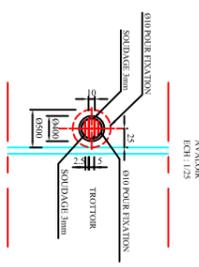
DETAIL DEMI COUPE VOUSOIR
SUR COULEE
ECH. : 1/100



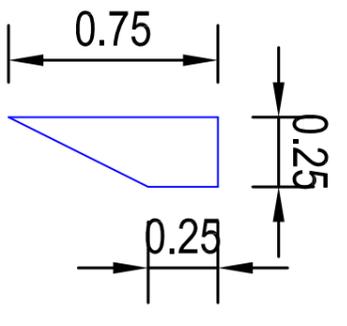
DETAIL TROTTOIR
ECH. : 1/50



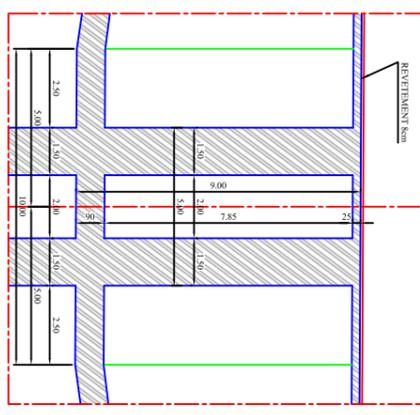
VUE EN PLAN
AVAILOR
ECH. : 1/25



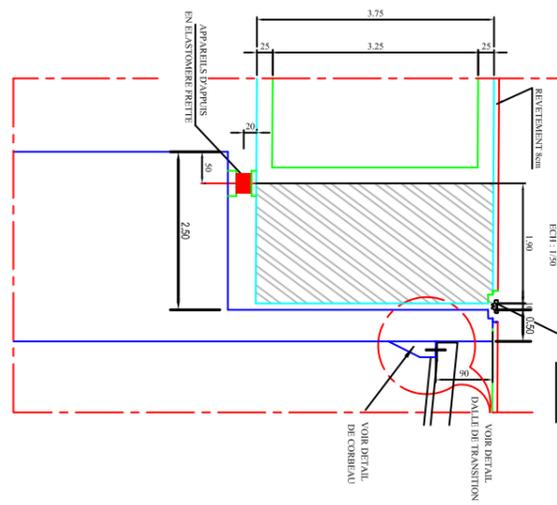
DETAIL DE CORBEAU
ECH. : 1/50



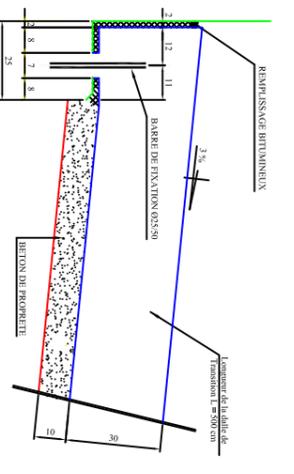
DETAIL "y-y"
PILE P4
ECH. : 1/100



DETAIL "x-x"
COULEE C2
ECH. : 1/50



DETAIL APPUI DALE DE TRANSITION
ECH. : 1/10



NOTA:
EN L'ABSENCE D'UN RAPPORT GEOTECHNIQUE
LA PORTANCE D'UN PIEU PRISE EST DE L'ORDRE DE 400

HYPOTHESES DE CALCUL
- SURCHARGES A B SECON FASIQUE N° 61
- SURCHARGE MILITAIRES MC 120, 110K
- SUR DEUX EMPREINTEES 2x(1.00x5.10m)
- CANAL D'EXPERIMENTEL 2x(0.80x1.80m)
- SENSIBILITE (K = 0.20) SELON PROVA.2003 MODIFIEE
MATERIAUX
- BETON INFRASTRUCTURE RN Z7N/mm²
- ACIER D'ARMATURE Fc 40 A
- BETON SUPER RN 35 N/mm²
- REBILALI δ = 211 / m³
PRECONTRAINTE
* DIRECTION LONGITUDINALE
- QUALITE ACIER FPK03 = 1800 MPa
- QUALITE ACIER FPK02 = 1800 MPa
* SECTION 19T 15c138mmx15c264 mm²

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLICAINE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

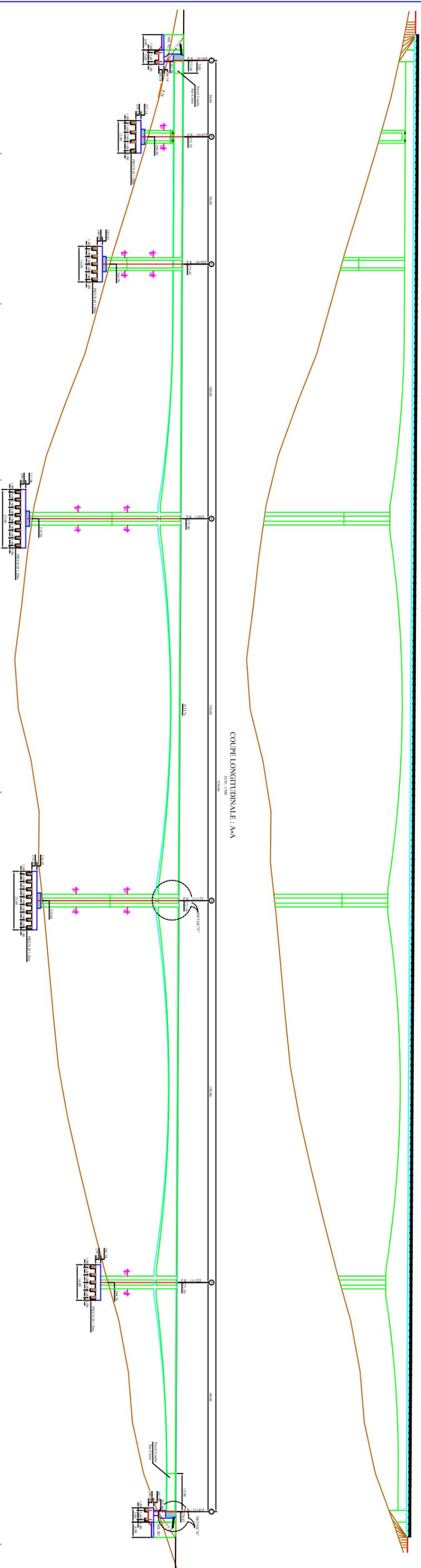
U.M.M.T.O
UNIVERSITE MOULOU D'AMMERT DE TIZI OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL
OPTION VOIES ET OUVRAGES D'ART

AVANT PROJET DETAILLE
ETUDE D'UN PONT EN BETON PRECONTRAINTE CONSTRUIT
EN ENCORBELLEMENT SUCCESSIF AVEC VOUSOIRS COULES SUR PLACE
PLAN DETAIL

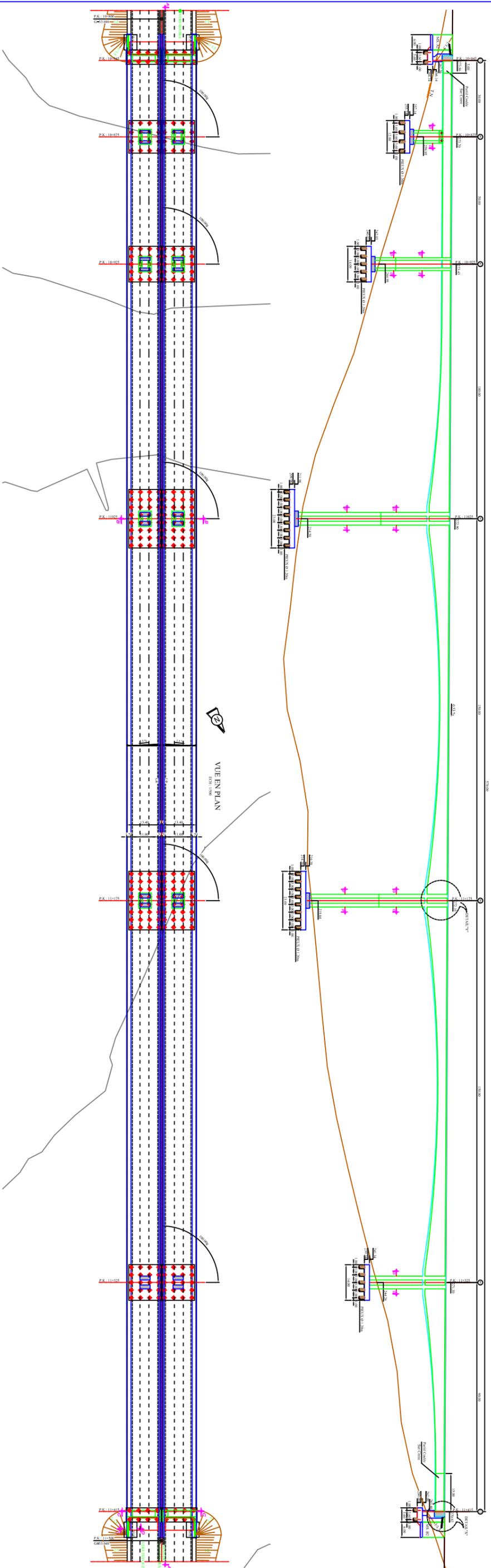
0A2 DU PK 10+840 AU PK 11+420

REVISION		NATURE DE LA REVISION	SIGNATURE	ETABL:	PLAN No : 02
N°	DATE				
				SALEMKOUR Nadia	ECHELLE: 1/100/ 50 /25/10
				BEN MOUSSA Hassiba	DATE : 2012/2013

VUE EN ELEVATION
1/500 (1:500)

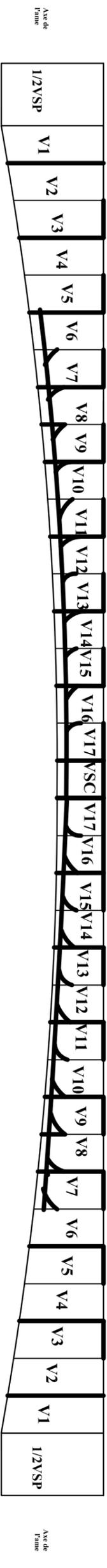


COUPE LONGITUDINALE : A-A
1/500 (1:500)



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية REPUBLICA ALGERIENSIS DEMOCRATICUS ET POPULARIS MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE		UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL OPTION VOIES ET OUVRAGES D'ART	
AVANT PROJET DETAILLE ETUDE D'UN PONT EN BETON PRECONTRAINT CONSTRUIT EN ENCORBILLEMENT SUCCESSIF AVEC VOISSIERS COULES SUR PLACE PLAN DETAIL		U.M.M.T.O	
0A DU PK 10+840 AU PK 11+420		UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL OPTION VOIES ET OUVRAGES D'ART	
REVISION		ETABL:	
N°		SALEMKOUR MADIA	
DATE		BEN MOUSSA Hachba	
NATURE DE LA REVISION		SIGNATURE	
SIGNATURE		PLAN N° : 01	
DATE		ECHELLE: 1/500	
DATE : 2012/2013		DATE : 2012/2013	

Annexe 3



Câbles de précontrainte de continuité pour la travée de intermédiaire

Annexe 1

