

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



Université Mohammed Seddik Ben Yahia -Jijel
Faculté des Sciences et Technologie
Département Génie Civil et Hydraulique



Mémoire de Fin d'Etude

Pour l'Obtention du Diplôme De Master Académique

En Travaux Publique

Option : Voies et Ouvrages d'Art

Thème

Conception et Etude d'un Pont Construit en
Encorbellement Successif Situé à Ras El Mardj

+

Contrôle Adaptatif et Optimal des Vibrations des
Structures

Présenté par :

↪ *BOUDJELIDA Souad*

↪ *BOULAA Hachim*

Encadré par :

MESSIOUD Salah

PROMOTION: 2019

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciement

*Tout d'abord nous tenons à remercier ALLAH qui nous a donné la santé,
le courage et la patience pour mener à bien ce projet.*

*Nous tenons à remercier Mr MESSIOUD Salah notre encadreur pour son
aide et sa patience le long de cette période, Mr LAUCHE Mohammed
et MANDACI Farida*

Nous remercions tous nos enseignants sans exception.

*Nous remercions Mr BOULAA Mohammed et BOUDJELIDA Slimane pour
son aide.*

*Aussi les personnels de L'ADA, spécialement Mr YAKOUBI Mohammed
L'équipe du laboratoire de RIZZANI spécialement Mr Karim
Sans oublier Fouad et Ahmed, de 'Egis' pour leur aide et leur
encouragement*

*Nos remerciements vont aussi aux membres du jury qui nous font
l'honneur d'accepter de lire et de juger ce mémoire.*

Merci Beaucoup



Dedicace

For those who value and admire knowledge,
who will never get enough of it
And will do anything to get more of it...
I dedicate this project.

NOona





Dédicace

*A mes chers parents,
Pour tous leurs sacrifices, leurs amours,
leurs tendresses, leurs soutien et leurs prières
tout au long de mes études,
A mes chers frères, ..., pour leur appui et leur encouragement,
A toute ma famille pour leur soutien tout au long de mon parcours
universitaire,
Que ce travail soit l'accomplissement de vos vœux tant allégués,
et le fruit de votre soutien infailible,
Merci d'être toujours là pour moi.*

Hachim



Résumé

Ce travail de fin d'étude est consacré à la conception et l'étude d'un viaduc de 201,8 m de longueur, ce viaduc est réalisé en encorbellement successif à inertie constante qui peut franchir une brèche profonde au niveau de PK47+00. Une conception générale a été réalisée, dans laquelle on a étudié 2 variantes, un pont à poutre et un autre en caisson. Le pont en caisson a été choisi on se basant sur les données naturelles et économiques du projet, ensuite par le dimensionnement détaillé, l'évaluation des charges et surcharge, l'étude de la précontrainte, l'étude de la section transversale et l'étude des appuis de pont sont étudiés.

Dans ce travail de fin d'étude on a réalisé aussi une modélisation de système de compensation des vibrations dans les structures. Un système adaptatif a été proposé et optimisé ; un programme MATLAB est utilisé pour simuler l'amortissement de masse actif "AMD". Ce système réduit d'une manière optimale les vibrations des structures soumises à des excitations sismiques inattendus.

Mots-clés : Viaduc, encorbellement successif, inertie constante, projet, système de compensation des vibrations, structures, amortissement de masse actif, AMD, excitation sismique.

Abstract:

This final work is devoted to the design and the study of a viaduct of 201,8 m length, this viaduct realized in successive corbelling with constant inertia, which can cross a deep breach at the level of PK47 + 00. A general design has been realized, in which two variants have been studied, a beam bridge and a caisson one. The box bridge was chosen based on the natural and economic data of the project, then by the detailed design, the evaluation of the loads and overload, the study of the prestressing, the study of the cross-section and the study of bridge supports are studied.

In this work, the medialization of the system of the vibrations compensations in the structures realized. An adaptive system has been proposed and optimized; a MATLAB program is used for simulate (AMD) an active mass damping. This system optimally reduces the vibrations of structures under to seismic excitation.

Keywords: Viaduct, successive corbelling, constant inertia, project, vibration compensation system, structures, active mass damping, AMD, seismic excitation.

Sommaire

1^{ère} partie :

Chapitre I : Introduction Générale

I.1. Introduction.....	1
I.2. Présentation de l'ouvrage.....	2
I.3. Les données fonctionnelles	2
I.4. Données naturelles	4
I.5. Donnée Géotechnique.....	6
I.6. Caractérisation sismique locale	9

Chapitre II : Caractéristiques des matériaux

II.1. Introduction	12
II.2. Béton.....	12
II.2.1. Résistance du béton.....	13
II.2.2. Module de déformation longitudinale	14
II.2.3. Coefficient de poisson	14
II.2.4. Poids volumique	15
II.2.5. Les contraintes limites de calcul	15
II.3. Acier	16
II.3.1 les aciers passifs	17
II.3.2. Les aciers actifs (aciers de précontraint)	19
II.4. Conclusion.....	22

Chapitre III : Conception du tablier

III.1. Introduction	23
III.2. Choix du type d'ouvrage.....	23
III.3. Critères de choix du type d'ouvrage.....	23
III.4. Les paramètres intervenants dans le choix du type d'ouvrage	23
III.5. Conception du tablier	23
III.5.1. Variante n°1 : pont à poutre en béton précontrainte.....	24

III.5.2. Variante N°2 : pont à caisson fermé	28
III.6. Comparaison des résultats	35
III.7. Variante retenue	35
III.8. Pré dimensionnement de l'ouvrage	36
III.9. Calcule du poids propre	36
III.10. Les caractéristiques géométriques des voussoirs	37
III.11. Conclusion	39
 Chapitre IV : Evaluation des charges et surcharges	
IV.1. Introduction	40
IV.2. Calcul des charges et surcharges	40
IV.2.1. Les charges permanentes	40
IV.2.2. Les surcharges	43
IV.2.3. Autres charges	56
IV.3. Les combinaisons des charges	60
IV.4. Conclusion	61
 Chapitre V : Etude de fléau isostatique	
V.1. Introduction	62
V.2. Phase d'exécution	63
V.3. Etude du fléau isostatique	65
V.3.1. Effet du poids propre dans un demi-fléau	67
V.3.2. Surcharges du chantier	69
V.3.3. Surcharges du lanceur	72
V.3.4. Effet de la surcharge repartie du vent	74
V.3.5. Effet de la chute d'un voussoir F_a	75
V.4. Les combinaisons des charges	76
V.4.1. Pour vérifier la stabilité de fléau	76
V.4.2. Pour calculer les câbles de fléau	79
V.5. Conclusion	80

Chapitre VI : Etude de la précontrainte

VI.1. Introduction	81
VI.1.1. Histoire et principe du béton précontraint	81
VI.1.2. Qualités et défauts du béton précontraint	81
VI.1.3. Types de précontraint	82
VI.2. Généralités	84
VI.2.1. Les câbles de fléau	84
VI.2.2. Les câbles de continuité	84
VI.3. Etude de la précontrainte de fléau	85
VI.3.1. Calcul de l'effort de précontrainte	85
VI.3.2. Détermination du nombre de câbles de fléau	86
VI.3.3. Répartition des câbles dans chaque voussoir	88
VI.3.4. Description des câbles	89
VI.3.5. Etude du tracé des câbles	90
VI.3.5.1. Etude de tracé en élévation	90
VI.3.5.2. Étude de tracé en plan	94
VI.4. Étude de la précontrainte de continuité	98
VI.4.1. Étude des travées	98
VI.4.2. Moment hyperstatique dus aux câbles de fléau	108
VI.4.3. Traçage du câblage	110
VI.4.3.1. Traçage en élévation	111
VI.4.3.2. Traçage en plan	117
VI.5. Conclusion	120

Chapitre VII : Evaluation des pertes de la précontrainte

VII.1. Introduction	121
VII.2. Calcul les pertes des câbles du fléau	121
VII.2.1. Pertes instantanées	121
VII.2.2. Pertes de tension différées	128

VII.3. Calcul les pertes des câbles de continuité.....	132
VII.3.1. Pertes instantanées	132
VII.3.2. Pertes différées.....	135
VII.9. Conclusion.....	137
 Chapitre VIII: Vérification des contraintes	
VIII.1. Introduction.....	139
VIII.2. Vérification des contraintes normales	139
VIII.2.1. En Phase de construction	139
VIII.2.2. Phase d'exploitation.....	141
VIII.3. Résistance à l'effort tranchant	148
VIII.3.1. Détermination de l'effort tranchant dû à l'effort de précontrainte.....	148
VIII.3.2. Vérification de l'effort tranchant	149
VIII.4. Conclusion	152
 Chapitre IX: stabilité de fléau	
IX.1. Introduction.....	153
IX.2. Aménagement de tête de pile	154
IX.3. Justification et dimensionnement des éléments à ancrer	155
IX.3.1. Détermination des nombres des câbles	155
IX.3.2. Calcul de la surface des cales	159
IX.4. Conclusion	163
 Chapitre X: Etude de la diffusion de la précontrainte	
X.1. Introduction	164
X.2. L'ancrage d'un câble dans la section et non parallèle à la fibre moyenne.....	165
X.2.1. La longueur de régularisation	167
X.3. Justifications réglementaires	168
X.3.1. Zone de la première régulation	168
X.3.2. Justification vis-à-vis de l'équilibre général de diffusion pure.....	169

X.4. Application :(câbles de fléau)	170
X.5. Etude de ferrailage des bossages.....	174
X.5.1. Ferrailage de bossage	175

Chapitre XI: Etude de la section transversale

XI.1. Introduction.....	178
XI.2. Définition des charges.....	178
XI.2.1. Charge permanentes.....	178
XI.2.2. Les surcharges.....	179
XI.3. Détermination des efforts.....	180
XI.3.1. Section sur tête pile (VSP).....	181
XI.3.2. Section sur culée (VSC)	182
XI.3.3. Section Courante.....	182
XI.4. Ferrailage des voussoirs	183
XI.4.1. Section sur pile (VSP)	184
XI.4.2. Section sur culée (VSC) :	184
XI.4.3. Section courante.....	185

Chapitre XII: Equipement du pont

XII.1. Introduction	187
XII.2. Joins de chaussée	187
XII.2.1. Calcul du souffle des joints.....	188
XII.2.2. Choix de type de joint	190
XII.3. Appareil d'appui	191
XII.2.1. Calcul des réactions.....	192
XII.2.2. Dimensionnement de l'appareil d'appui	193
XII.2.3. Conclusion.....	198
XII.4. Dés d'appui	198
XII.4.1. Fonctionnement des dés d'appui.....	198
XII.4.2. Dimensionnement des dés d'appuis	199

XII.4.3. Ferrailage du dés d'appuis	200
XII.5. Les gargouilles	201
XII.6. Conclusion	202
 Chapitre XIII: Etude de la pile	
XIII.1. Introduction	203
XIII.2. Choix du type de pile	203
XIII.3. Etude et ferrailage de la pile	205
XIII.3.1. Evaluation des efforts agissant sur la pile	205
XIII.3.2. Combinaisons des charges	205
XIII.3.3. Application numérique	205
XIII.3.4. Le ferrailage de la pile	210
XIII.4. Les fondations	213
XIII.4.1. Choix du type de fondation	214
XIII.4.2. Nombre de files de pieux	214
XIII.4.3. La semelle	214
XIII.4.3.1. La largeur	214
XIII.4.3.2. La longueur	215
XIII.4.3.3. La hauteur	215
XIII.4.4. Le ferrailage de la semelle	218
XIII.4.5. La solution proposée	219
 Chapitre XIV : Etude de la culée	
XIV.1. Introduction	220
XIV.2. Choix de la morphologie	220
XIV.3. Dimensionnement des éléments de la culée	222
XIV.4. Géométrie de la culée	224
XIV.5. Vérification de la stabilité de la culé	224
XIV.5.1. Poussée des surcharges du remblai	226
XIV.5.2. Calcul des sollicitations	226

XIV.6. Etude et ferrailage des éléments de la culée	231
XIV.6.1. Mur garde grève.....	231
XIV.6.2. Dalle de transition	236
XIV.6.3. Mur en retour	244
XIV.5.4. Mur frontal (antérieur)	249
XIV.6.5. Etude de ferrailage de la semelle sous culée	258
XIV.6.6. Etude et ferrailage des pieux sous la culée	268
Conclusion générale	270

Liste des tableaux

1^{ère} partie :

Chapitre I Introduction Générale

Tableau I.1. Formations géologiques présentes dans le site du viaduc.....	4
Tableau I.2. Sondage.....	6
Tableau I.3. Coefficient d'accélération de zone A (RPOA 2008, §3.1.2).....	9
Tableau I.4. Caractéristiques géotechniques des sites (RPOA 2008, §3.1.3.1).....	10
Tableau I.5. Catégories du site selon les essais pressiométriques.....	11

Chapitre II Caractéristique des matériaux

Tableau II.1. Sections des files.....	20
Tableau II.2. Sections des torons.....	20
Tableau II.3. Sections des barres.....	21

Chapitre III Conception du tablier

Tableau II.1. Caractéristiques géométrique des voussoirs.....	38
---	----

Chapitre IV Evaluation des charges et surcharges

Tableau IV.1. Caractéristique des voussoirs.....	40
Tableau IV.2. La classe des ponts [5].....	44
Tableau IV.3. Coefficient a_1	45
Tableau IV.4. Evaluation des surcharges du système A(l).....	47
Tableau IV.5. Les valeurs de coefficient B_c	49
Tableau IV.6. Valeurs de coefficient de majoration dynamique de surcharge B_c	50
Tableau IV.7. Les valeurs de coefficient b_t en fonction de la classe du pont.....	51
Tableau IV.8. Valeurs de coefficient de majoration dynamique de surcharge B_t	52
Tableau IV.9. Valeurs de coefficient de majoration dynamique de surcharge B_r	53
Tableau IV.10. Valeurs de coefficient de majoration dynamique de surcharge M_c120	55
Tableau IV.11. Les valeurs de l'effet de freinage.....	59
Tableau IV.12. Valeurs des coefficients de majoration.....	60
Tableau IV.13. Combinaison des charges.....	61

Chapitre V : Evaluation des charges et surcharges

Tableau V.1. Poids des voussoirs.....	67
Tableau V.2. Effort sous poids propre.....	69
Tableau V.3. Effort sous q_{pral}	70

Tableau V.4. <i>Effort sous Q_{pra2}</i>	72
Tableau V.5. <i>Effort sous Q_{prc}</i>	73
Tableau V.6. <i>Effort sous q_w</i>	75
Tableau V.7. <i>Effort sous F_a</i>	76
Tableau V.8. <i>Les valeurs maximales de M et V pour la combinaison A_1</i>	77
Tableau V.9. <i>Les valeurs maximales de M et V pour la combinaison A_2</i>	78
Tableau V.10. <i>Les valeurs maximales de M et V pour la combinaison B_1</i>	78
Tableau V.11. <i>Les valeurs maximales de M et V pour la combinaison B_2</i>	79
Tableau V.12. <i>Effort sous 1,03 G ($Q_{pra2} + Q_{pra1}$)</i>	79

Chapitre VI : Etude de la précontrainte

Tableau VI.1. <i>Caractéristiques du voussoir sur pile (VSP)</i>	87
Tableau VI.2. <i>Câble de fléau</i>	88
Tableau VI.3. <i>Câbles de fléau gauche par âme</i>	89
Tableau VI.4. <i>Tracé en élévation des câbles de fléau</i>	93
Tableau VI.5. <i>Tableau des paramètres de tracé des câbles en plan</i>	96
Tableau VI.6. <i>Déviations des câbles en plan et en élévations</i>	97
Tableau VI.7. <i>Moment dans chaque voussoir</i>	102
Tableau VI.8. <i>Nombre de Câbles de continuité</i>	104
Tableau VI.9. <i>Câbles de continuité par voussoir</i>	105
Tableau VI.10. <i>Moment dans chaque voussoir</i>	116
Tableau VI.11. <i>Nombre de Câbles de continuité</i>	107
Tableau VI.12. <i>Nombre de câble arrêtée</i>	108
Tableau VI.13. <i>Nombre de câble(travée intermédiaire)</i>	109
Tableau VI.14. <i>Nombre de câble(travée de rive)</i>	110
Tableau VI.15. <i>Equation des courbures (travée intermédiaire)</i>	113
Tableau VI.16. <i>Equation des courbures (travée de rive)</i>	115
Tableau VI.17. <i>Caractéristique des câbles intermédiaire</i>	118
Tableau VI.18. <i>Caractéristique des câbles de rive</i>	118
Tableau VI.19. <i>Caractéristique des câbles de travée intermédiaire</i>	119
Tableau VI.20. <i>Caractéristique des câbles de travée de rive</i>	119

Chapitre VII : Calcul des pertes de précontrainte

Tableau VII.1. <i>Valeurs de f et φ [2]</i>	122
Tableau VII.2. <i>Pertes dues aux frottements</i>	123

Tableau VII.3. <i>Pertes dues au recul à l'ancrage</i>	125
Tableau VII.4. <i>Les pertes instantanées</i>	127
Tableau VII.5. <i>Total des pertes instantanées</i>	128
Tableau VII.6. <i>Pertes de tension par fluage</i>	129
Tableau VII.7. <i>Pertes dues à la relaxation des aciers</i>	131
Tableau VII.8. <i>Pertes dues aux frottements</i>	132
Tableau VII.9. <i>Pertes dues aux frottements</i>	133
Tableau VII.10. <i>Pertes dues au recul à l'ancrage(travée intermédiaire)</i>	133
Tableau VII.11. <i>Pertes dues au recul à l'ancrage(travée de rive)</i>	133
Tableau VII.12. <i>Pertes dues au recul à l'ancrage</i>	134
Tableau VII.13. <i>Pertes par raccourcissement du béton (travée de rive)</i>	134
Tableau VII.14. <i>Totale des pertes instantanées</i>	135
Tableau VII.15. <i>Pertes de tension par fluage (travée intermédiaire</i>	135
Tableau VII.16. <i>Pertes de tension par fluage (travée de rive</i>	136
Tableau VII.17. <i>Pertes dues à la relaxation des aciers (travée intermédiaire)</i>	136
Tableau VII.18. <i>Pertes dues à la relaxation des aciers (travée d rive)</i>	137
Tableau VII.19. <i>Totale des pertes différées</i>	137

Chapitre VIII Vérification des contraintes

Tableau VIII.1. <i>Vérification des contraintes dans la fibre supérieure</i>	140
Tableau VIII.2. <i>Vérification des contraintes dans la fibre inférieure</i>	141
Tableau VIII.3. <i>La contrainte dans les fibres extrêmes de chaque section</i>	143
Tableau VIII.4. <i>La contrainte dans les fibres extrêmes de chaque section</i>	144
Tableau VIII.5. <i>La contrainte dans les fibres extrêmes de chaque section</i>	146
Tableau VIII.6. <i>La contrainte dans les fibres extrêmes de chaque section</i>	147
Tableau VIII.7. <i>Caractéristique des voussoirs</i>	150
Tableau VIII.8. <i>contrainte de cisaillement dans la travée intermédiaire</i>	151
Tableau VIII.9. <i>contrainte de cisaillement dans la travée de rive</i>	152

Chapitre IX Stabilité de fléau

Tableau IX.1. <i>Valeur de F_{clim}</i>	159
---	-----

Chapitre X Etude de la diffusion de la précontrainte et ancrage

Tableau X.1. <i>Caractéristique géométrique des voussoirs courants</i>	167
Tableau X.2. <i>Efforts agissants sur chaque câble</i>	173

Chapitre XI Etude de la section transversale

Tableau XI.1. Poids des voussoirs	178
Tableau XI.2. Les valeurs des moments fléchissant (en t.m) pour la section sur pile.....	181
Tableau XI.3. Les valeurs des moments fléchissant (en t.m) pour la section sur culée	182
Tableau XI.4. Les valeurs des moments fléchissant (en t.m) pour la section courante	182
Tableau XI.5. Résultat du calcul des armatures pour la section sur pile (VSP).....	184
Tableau XI.6. Résultat du calcul des armatures pour la section sur culée (VSC).....	184
Tableau XI.7. Résultat du calcul des armatures pour la section courante	185

Chapitre XIII : Etude de la pile

Tableau XIII.1. La hauteur de chaque pile	206
Tableau XIII.2. Charge permanente pour chaque pile	206
Tableau XIII.3. Les sollicitations influent sur chaque pile	208
Tableau XIII.4. Sollicitations selon les combinaisons A(l) et Bc	209
Tableau XIII.5. Du ferrailage des piles	212
Tableau XIII.6. Sollicitations selon les combinaisons A(l) et Bc	217
Tableau XIII.7. Les réactions max et min selon les combinaisons A(l).....	218
Tableau XIII.8. Les réactions max et min selon les combinaisons Bc	218

Chapitre XIV : Etude de la culée

Tableau XIV.1. Récapitulation des coefficients des Catre cas	226
Tableau XIV.2. Les sollicitation du au poids propre appliqué sur la culée	227
Tableau XIV.3. Les sollicitations appliquées sur la culée du au poussés des remblais ..	228
Tableau XIV.4. Les sollicitations du au poids propre du tablier et surcharge appliqué sur la culée.....	229
Tableau XIV.5. Vérification de la stabilité (1 ^{ère} étape).....	230
Tableau XIV.6. Vérification de la stabilité (2 ^{ème} étape).....	230
Tableau XIV.7. Vérification de la stabilité (3 ^{ème} étape).....	230
Tableau XIV.8. Vérification de la stabilité (4 ^{ème} étape).....	231
Tableau XIV.9. Les sollicitations appliquées sur le mur en retour.....	246
Tableau XIV.10. Les sollicitation appliqué aux mur frontal	251
Tableau XIV.11. Sollicitation dû aux poussé des remblais	251
Tableau XIV.12. Sollicitation dû aux tablier appliqué sur le mur frontal	252
Tableau XIV.13. Sollicitation dû aux freinage, fluage et retrais	253
Tableau XIV.14. Sollicitation dû aux charge permanente	253
Tableau XIV.15. Sollicitation dû aux surcharges	253

Tableau XIV.16. <i>Sollicitation dû aux freinage, retraits et fluage</i>	253
Tableau XIV.17. <i>Combinaison (condition normal)</i>	254
Tableau XIV.18. <i>Combinaison (condition sismique)</i>	254
Tableau XIV.19. <i>Résultat des combinaison M, F_V et F_h</i>	255
Tableau XIV.20. <i>Sollicitation appliqué sur la semelle dû aux poids propre</i>	259
Tableau XIV.21. <i>Sollicitation dû aux tablier appliqué sur la semelle</i>	260
Tableau XIV.22. <i>Sollicitation dû aux poussé et surcharge Q</i>	260
Tableau XIV.23. <i>Sollicitation dû aux freinage, fluage et retrait</i>	261
Tableau XIV.24. <i>Sollicitation dû aux charges permanentes</i>	261
Tableau XIV.25. <i>Sollicitation dû aux surcharges</i>	261
Tableau XIV.26. <i>Sollicitation dû aux $T+R+F$</i>	261
Tableau XIV.27. <i>Combinaison (condition normal)</i>	262
Tableau XIV.28. <i>Combinaison (condition sismique)</i>	262
Tableau XIV.29. <i>Résultat des combinaison M, F_V et F_h</i>	262
Tableau XIV.30. <i>Effort normal qui revient à chaque pieu R_{max}, R_{min}</i>	264

Liste des Figures

1^{ère} Partie :

Chapitre I : Introduction Générale

Figure I.1. Vue en plan	2
Figure I.2. Profil longitudinale.....	3
Figure I.3. Profile en travers.....	3
Figure I.4. Carte géologique et géomorphologique du secteur du viaduc.....	5
Figure I.5. Morphologie caractéristique du secteur du viaduc.....	5
Figure I.6. Carte de zonage sismique du territoire national.....	9

Chapitre II : Caractéristiques des matériaux

Figure I.1. Contraintes-déformations à l'ELU	15
Figure I.2. Diagramme contraintes déformation à l'ELS.....	16
Figure I.3. Diagramme contrainte déformation.....	17
Figure I.4. Diagramme contrainte-déformation des aciers passifs à palier.....	18
Figure I.5. Diagramme contrainte-déformation des aciers écrouis.....	18
Figure I.6. Diagramme contrainte-déformation des barres et fils trempés.....	22

Chapitre III : Conception du tablier

Figure III.1. Schéma statique(variante 1).....	25
Figure III.2. Coupe transversal (variante 1).....	28
Figure III.3. Profil en long(variante 2).....	29
Figure III.4. Coupe transversal (coupe 01) du voussoir courant(typique).....	33
Figure III.5. Coupe transversal (coupe 02) du voussoir V01.....	34
Figure III.6. Coupe transversal (coupe 03) du voussoir sur tête- pile (VSP).....	34
Figure III.7. Coupe transversal (coupe 04) du voussoir sur tête-culé (VSC).....	34

Chapitre IV : Evaluation des charges et surcharges

Figure IV.1. Détail de la corniche	41
Figure IV.2. Détail de la glissière de sécurité.....	42
Figure IV.3. Détail télécommunication et assainissement.....	43
Figure IV.4. Les dimensions du système Bc.....	48
Figure IV.5. Représentation de système B _t	51
Figure IV.6. Représentation de système B _r	52

Chapitre IV : Evaluation des charges et surcharges

Figure IV.7. Représentation de système M_{C120}	54
Figure IV.8. Représentation de système D_{240}	56

Chapitre V : Etude de fléau isostatique

Figure V.1. Pont construit par encorbellement en voussoirs préfabriqués posés à la poutre de lancement.....	62
Figure V.2. Schéma statique de demi-fléau.....	63
Figure V.3. Fléau sur p_1 est réalisé.....	63
Figure V.4. Disposition des voussoirs à compléter la travée $C1-P1$	64
Figure V.5. Clavage C_1-P_{1v}	64
Figure V.6. Clavage P_1-P_2	64
Figure V.7. Clavage P_2-P_3	65
Figure V.8. Clavage P_3-C_1	65
Figure V.9. Fléau de la pile: Situation de déséquilibre temporaire en construction (1)...	66
Figure V.10. Fléau de la pile: Situation accidentelle de déséquilibre (2).....	66
Figure V.11. Poids propre du demi-fléau.....	67
Figure V.12. Surcharge du chantier (répartie).....	69
Figure V.13. Surcharge du chantier concentré.....	71
Figure V.14. Surcharge du lanceur.....	72
Figure V.15. Surcharge du vent.....	74

Chapitre VI : Etude de la précontrainte

Figure VI.1. Principe de la précontrainte par posttension.....	83
Figure VI.2. : Disposition des câbles de fléau.....	89
Figure VI.3 : Câblage en élévation.....	91
Figure VI.4 : Tracé en long des câbles d'élévation.....	94
Figure VI.5 : Câblage en plan.....	94
Figure VI.6 : Déviations en plan des câbles de la précontrainte.....	97
Figure VI.7 : Modélisation du pont avec logiciel robot 2019.....	99
Figure VI.8 : Diagramme des moments cas de 1 ^{ère} travée chargée.....	99
Figure VI.9 : Diagramme des moments cas de 2 ^{ème} travée chargée.....	100
Figure VI.10 : Diagramme des moments cas de 3 ^{ème} travée chargée.....	100
Figure VI.11 : Diagramme des moments cas de 4 ^{ème} travée chargée.....	101
Figure VI.12. Diagramme des moments cas de toutes les travées chargées.....	101

Figure VI.13. <i>Disposition des câbles de continuités pour la travée intermédiaire</i>	105
Figure VI.14. <i>Bossage des câbles de continuité</i>	111
Figure VI.15. <i>Disposition longitudinal d'un câble de continuité</i>	111
Figure VI.16. <i>Câble arrêtés dans chaque voussoir</i>	114
Figure VI.17. <i>Câble arrêtés dans chaque voussoir</i>	116
Figure VI.18. <i>Variation en plan des câbles de travée intermédiaire</i>	118
Figure VI.19. <i>Variation en plan des câbles de travée de rive</i>	119

Chapitre VII Evaluation des pertes de la précontrainte

Figure VII.1. <i>Diagramme des tensions avant et après ancrage de l'armature sous effet de recul à l'ancrage</i>	12
---	----

CHAPITRE VIII Vérification des contraintes

Figure VIII.1. <i>Diagramme des contraintes</i>	142
Figure VIII.2. <i>Diagramme des contraintes</i>	145
Figure VIII.3. <i>Diagramme de l'effort tranchant</i>	158

Chapitre IX Stabilité de fléau

Figure IX.1. <i>Schéma de câbles de clouage</i>	153
Figure IX.2. <i>Effort dans les câbles et réactions d'appui</i>	155
Figure IX.3. <i>Basculement du fléau avec surtension des câbles</i>	157
Figure IX.4. <i>Dimensions en plan d'une cale et de son bossage</i>	160

Chapitre X Etude de la diffusion de la précontrainte et ancrage

Figure X.1. <i>Schéma d'un bossage d'ancrage</i>	164
Figure X.2. <i>Exemple de zone du béton sous l'action d'un effort concentré de précontraintes</i>	165
Figure X.3. <i>Disposition des contraintes</i>	165
Figure X.4. <i>Sollicitation d'état d'équilibre de la diffusion</i>	166
Figure X.5. <i>Schéma représentation de la longueur de régularisation</i>	167
Figure X.6. <i>Effort sur chaque section</i>	173
Figure X.7. <i>Bossage d'ancrage</i>	174
Figure X.8. <i>Effort sur le bossage</i>	175
Figure X.9. <i>Disposition de ferrailage</i>	175
Figure X.10. <i>Ferrailage du bossage</i>	177

Chapitre XI Etude transversale

Figure XI.1. <i>Model de calcul du voussoir</i>	181
Figure XI.2. <i>Schéma de ferrailage du voussoir sur pile</i>	185
Figure XI.3. <i>Schéma de ferrailage du voussoir sur culée</i>	186
Figure XI.4. <i>Schéma de ferrailage du voussoir courant</i>	186

Chapitre XII Equipment du pont

Figure XII.1. <i>Joint de chaussé</i>	188
Figure XII.2. <i>rotation d'extrémité sous chargement</i>	189
Figure XII.3. <i>Coupe transversale sur le joint de chaussée</i>	191
Figure XII.4. <i>Appui en élastomère fretté</i>	192
Figure XII.5. <i>Réaction maximal due à la combinaison $G + 1,2 (A(L = 60))$ cas du deuxième travée chargé</i>	193
Figure XII.6. <i>Dimensions de dés d'appuis</i>	199
Figure XII.7. <i>Gargouille</i>	202

Chapitre XIII Etude de la pile

Figure XIII.1. <i>Elévation de la pile dans le sens transversal du pont</i>	204
Figure XIII.2. <i>Coupe transversale à la base de la pile</i>	204
Figure XIII.3. <i>Abaque de Walther</i>	210
Figure XIII.4. <i>Schéma du ferrailage de la pile</i>	213
Figure XIII.5. <i>Disposition des pieux</i>	215

Chapitre XIV : Etude de la culée

Figure XIV.1 : <i>Coupe longitudinale dans la culée</i>	221
Figure XIV.2. <i>Détail de la dalle de transition</i>	222
Figure XIV.3. <i>Détail de la culée</i>	224
Figure XIV.4. <i>Poussée de la charge locale située en arrière du mur G.G</i>	232
Figure XIV.5. <i>Schéma de ferrailage de mur G.G</i>	236
Figure XIV.6. <i>Schéma de ferrailage de la dalle de transition</i>	244
Figure XIV.7. <i>Schéma de ferrailage du mur en retour</i>	249
Figure XIV.8. <i>Schéma de ferrailage du mur frontal</i>	258
Figure XIV.9. <i>Détaille de la semelle</i>	263
Figure XIV.10. <i>Schéma de ferrailage de la semelle sous culée</i>	267
Figure XIV.11. <i>Schéma de ferrailage de pieu</i>	269

1^{ère} Partie

Conception et étude d'un pont
construit en encorbellement
successif

Chapitre I :

Introduction Générale

I.1. Introduction

Le matériau utilisé (ponts en bois, en un ouvrage d'art est une construction de grandes dimensions dont l'étude et la réalisation nécessitent des moyens exceptionnels faisant largement appel aux connaissances et au savoir-faire du génie civil. A titre d'exemple, on peut citer les types d'ouvrages tels que : les ponts.

Un ouvrage d'art est une construction de grandes dimensions dont l'étude et la réalisation nécessitent des moyens exceptionnels faisant largement appel aux connaissances et au savoir-faire du génie civil. A titre d'exemple, on peut citer les types d'ouvrages tels que : les ponts.

Le terme **pont** est communément utilisé pour qualifier une structure reliant deux points séparés par une dépression ou par un obstacle – que ceux-ci soient naturels (cours d'eau, vallée, bras de mer) ou créés par l'homme (route, chemin de fer, canal, rivière).

Selon sa forme, un pont peut donc porter un nom particulier :

- **Ponceau** : petit pont d'une seule travée, de l'ordre de 5-8 m.
- **Viaduc** : ouvrage de grande longueur constitué de plusieurs travées et situé à hauteur élevée par rapport à la brèche.
- **Passerelle** : pont léger livrant passage à de faibles charges, piétons, cyclistes...etc.

On peut également classer les ponts selon :

- Maçonnerie, en acier, en béton, en béton précontraint...);
- La nature de la voie portée (pont-route, pont-rail, pont-canal, pont-aqueduc ...);
- La structure (ponts à poutres, ponts-dalles, ponts en arc, ponts-cadres, ponts suspendus, ponts caissons, ponts à haubans, ponts bow-strings, ...);
- La forme (ponts droits, ponts biais, ponts courbes, ...);
- Leur mode d'exécution (ponts réalisés par encorbellement, par poussage, sur cintre, par rotation, par ripage, ...);
- Un pont est composé d'une superstructure et d'une infrastructure :
 - L'infrastructure : est constitué des fondations, culées, et piles qui sont les appuis extrêmes et les piles qui sont des appuis intermédiaires ;

- La superstructure : est constitué du tablier, des poutres et des entretoises. A ces éléments s'ajoute les trottoirs et les bordures, les revêtements de la chaussée et les garde-corps.

I.2. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage d'art en objet est constitué d'un viaduc, se localise entre la $pk46 + 920$ et la $pk47 + 120$, qui se compose de deux chaussées indépendantes (chaussée Est et chaussée Ouest) d'une largeur totale de 13.25 m chacun, avec trois voies de 3.5m chacune et une BAU de 1.00m de largeur, à sens unique de circulation.

Le tablier repose sur des appareils d'appuis, disposés en correspondance sur des piles et des culées reposantes sur fondation sur pieux.

I.3. Les données fonctionnelles

✓ Trace en plan

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

La structure géométrique de l'ouvrage est droite de longueur de 200 m.

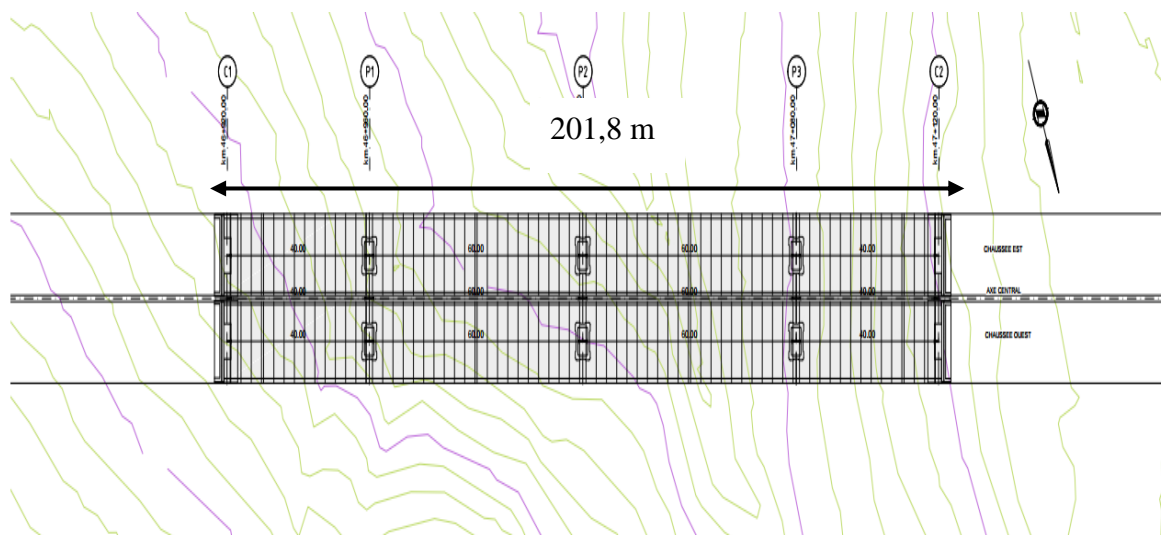


Figure I.1. Vue en plan.

✓ Profil en long

Le profil en long est 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 franchit ou aux contraintes naturelles, Il présente une longueur de 200 m et une pente de 1%.

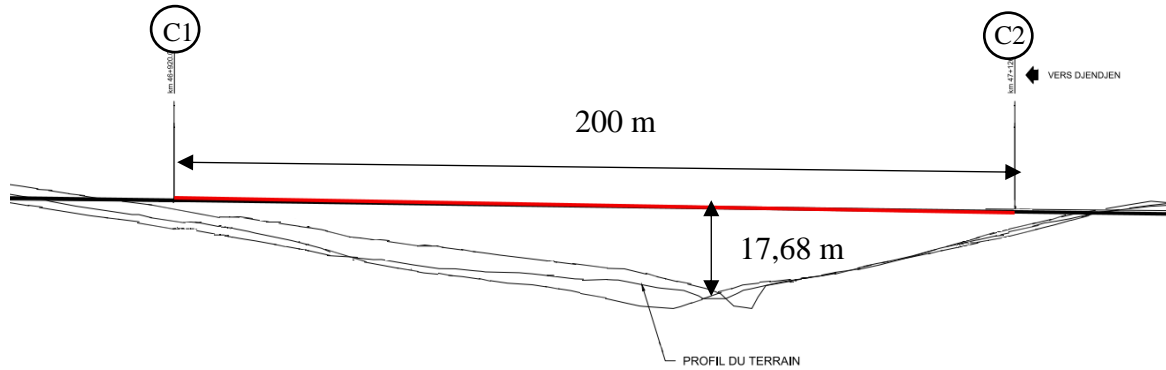


Figure I.2. Profil longitudinal.

✓ **Profil en travers**

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

Les composantes du profil en travers d'une chaussée sont :

- Largeur roulable : $L_r = 12 \text{ m}$
- Largeur utile (chargeable) : $L_u = 10,5 \text{ m}$.
- Nombre de voies de circulations : $N = 3 \text{ Voies}$ (sens unique).
- Divers de 2,5%.

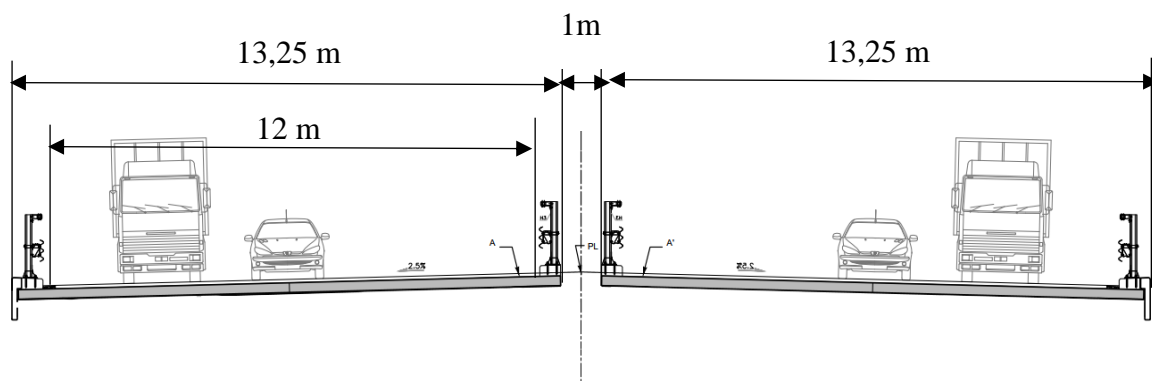


Figure I.3. Profil en travers.

I.4. Données naturelles

✓ Donnée géologiques

Le viaduc V47.0, se développe entre la pk46+920 et la pk47+120, à proximité de la localité Forêt de Ras el Mardj. Ce secteur se caractérise par la présence de dépôts récents du Quaternaire (dépôts alluvionnaires), gisant sur le substrat rocheux de l'Oligocène. En détail, on retrouve les suivantes formations géologiques:



Substrat rocheux – Oligocène	
<p>Grès numidienne (o), qui se caractérise principalement par des grès avec des intercalations de niveaux argileux et marneux feuilletés grises. Les grès peuvent être quartzeux, jusqu'à microconglomérat. Dans la formation peuvent être trouvés aussi conglomérats de base et calcaires fossilifères.</p>	
Dépôts quaternaires	
<p>Alluvions actuelles et récentes (aa-ar): généralement caractérisés par sédiments fins, argilo-limoneux ou sablo-limoneux, avec niveaux plus grossiers (graviers et galets arrondis enrobés dans une matrice graveleuse et sableuse).</p>	

Tableau I.1. Formations géologiques présentes dans le site du viaduc.

Sur site, les lithologies de l'Oligocène présentent un profil d'altération superficiel plutôt constant et bien développé, de profondeur variable entre 1 et 5m. Les pendages est variables entre 280/80° et 70/30°. Le massif rocheux est caractérisé par la présence variable

de trois à quatre systèmes de discontinuités avec altération modérée, et avec fractures ouvertes.

✓ **Géomorphologie du secteur en étude**

Le viaduc en étude se localise dans la rive gauche de la vallée de l'Oued Mardj; dans le versant appelé Forêt de Ras el Mardj.

Le viaduc en objet est situé dans un secteur caractérisé par une morphologie collinaire, avec versants inclinés. Le fond de la vallée, est caractérisé par la présence d'une plaine alluvionnaire caractérisé des zone humides et dépôts colluviaux. Un cout d'eaux mineures descend la pente affectée par le viaduc.



Figure I.4. Carte géologique et géomorphologique du secteur du viaduc.



Figure I.5. Morphologie caractéristique du secteur du viaduc.

I.5. Donnée Géotechnique

Dans le secteur du viaduc V-47.0 ont été réalisées les reconnaissances suivantes:

- Campagne des reconnaissances géotechniques d'Avant Project, comprenant:
 - 1 sondage carotté et pressiométriques jusqu'à la profondeur maximale de 15 m
- Campagne des reconnaissances géotechniques complémentaires du projet d'exécution, comprenant:
 - 3 sondages carottés et pressiométriques jusqu'à la profondeur maximale de 25m;

Les essais pressiométriques ont été associés au même forage carotté.

1) Sondages

Dans le secteur étudié, 3 sondages carottés et pressiométriques ont été réalisés pour l'étude d'exécution (EXE); 1 sondage carotté et pressiométriques a été réalisé pendant la phase d'Avant-Projet Détaillé (APD). Le tableau suivant synthétise leur localisation, profondeur et les types d'essais exécutés.

Phase	Sondage	PK	Coordonnées (système local)			Prof (m)	Type	Piézomètre (m)
			X (m)	Y (m)	Z (m)			
EXE	S-OA020-1	46+924	55705,5	161082,5	871,8	20	Carotté et pressiométriques	20
EXE	S-OA020-2	47+000	55636,6	161109,3	906,1	25	Carotté et pressiométriques	25
EXE	S-OA020-3	47+124	55516,8	161154,2	871,3	25	Carotté et pressiométriques	20
APD	F-PI-47-1	47+160	-	-	-	15	Carotté et pressiométriques	15

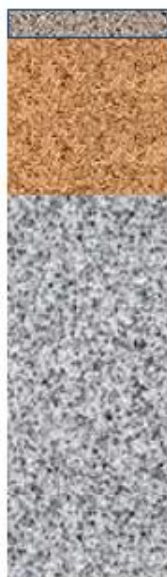
Tableau I.2. Sondage.

1) Les résultats des essais**S-OA020-1**

- Argile marneuse friable de couleur brunâtre [0 - 1m]
- Marne argileuse grise a marron altérée relativement compacte [1m - 3.55m]
- Argile marneuse compacte de couleur marron légèrement altéré [3.55m – 6.50m]

- Marne de couleur grisâtre, schistosée et compacte [6.50m – 17m]

- Marne argileuse de couleur gris a des taches marron avec des passages de calcaire (de 3 à 10 cm) [17m – 20m]

S-OA020-2

- Argile marneuse jaunâtre a des taches grises avec un passage de grès (0.45m a 0.65m) [0 - 1m]
- Marne argileuse schistosée de couleur marron tender et altéré [1m - 6m]

- Marne grise bleuâtre friable et tendre qui présente des passages de calcaire (de 0.4 cm est 10 cm) [6m - 25m]

S-OA020-3



- Grés de couleur grisâtre dur et fracturé [0 - 11m]
- Marne de couleur marron [11m - 12m]
- Grés de couleur gris dur et fracturé [12m – 16m]
- Marne de couleur marron clair friable et tendre [16m – 20m]

F-PI-47-1



- Argile lamineuse jaunâtre, peu plastique a graves de grés très altéré [0 - 1m]
- Sable rougeâtre [1m - 6m]
- Grés de couleur jaunâtre dur [6m – 9.50m]
- Attenance d'argile [9.50m – 15.50m]

I.6. Caractérisation sismique locale

Le document technique RPOA 2008 identifie, pour chaque Wilaya du territoire national, la valeur de référence de l'accélération de zone. Pour la Wilaya de Jijel, dans laquelle se localise l'ouvrage objet de l'étude, la zone de référence est celle caractérisée par une sismicité moyenne. La classe des ouvrages rentre dans le groupe des ponts «1».

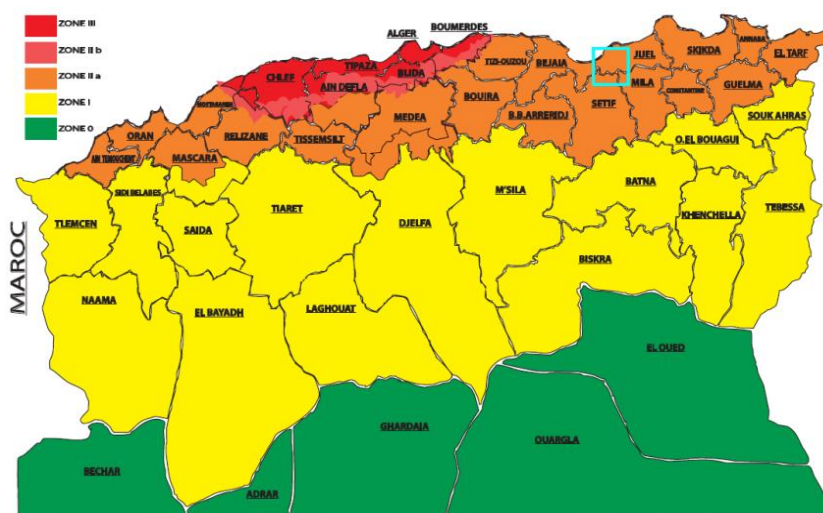


Figure I.6. Carte de zonage sismique du territoire national.

Groupe de pont	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
1	0.15	0.25	0.30	0.40
2	0.12	0.20	0.25	0.30
3	0.10	0.15	0.20	0.25

Tableau I.3. Coefficient d'accélération de zone A (RPOA 2008, §3.1.2) [6]

Comme indiqué dans la norme RPOA 2008, les sites peuvent être classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des couches de sols qui les constituent.

- Catégorie S1: site rocheux
- Catégorie S2: site ferme
- Catégorie S3: site meuble
- Catégorie S4: site très meuble

Par ailleurs, la classification des sites pourrait envisager les valeurs moyennes harmoniques des caractéristiques mécaniques, mesurée au moyen d'essais réalisées sur site ou en laboratoire sur les différentes couches de sol constituant la colonne de sol sur une profondeur de 30m. Dans le tableau suivant sont reportées les limites pour les moyennes harmoniques des caractéristiques mécaniques suivantes:

- résistance au pénétromètre statique (\bar{q}_c);
- nombre des coups non corrigé (\bar{N}).

Catégorie	Description		\bar{q}_c	\bar{N}	\bar{P}_l	\bar{E}_p	\bar{q}_u	V_s
			[MPa]	[-]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[m/s]
S1	Rocheux(a)		--	--	>5	>100	>10	$V_s \geq 800$
S2	Ferme	Sable/gravier	> 15	> 50	>2	>20	--	$400 \leq V_s < 800$
		Argile	>5	--	>2	>25	>0.4	
S3	Meuble	Sable/gravier	5-15	10-50	1-2	5-20	--	$200 \leq V_s < 400$
		Argile	1.5-5	--	0,5-2	5-25	0.1-0.4	
S4	Très meuble	Sable/gravier	<5	<10	<1	<5	--	$100 \leq V_s < 200$
		Argile	<1.5	--	<0.5	<5	<0.1	

Tableau I.4. Caractéristiques géotechniques des sites (RPOA 2008, §3.1.3.1).

Pour la caractérisation sismique du site d'intérêt, ont été utilisés les résultats des essais pressiométriques exécutés dans les sondages de référence; ces données consentent de calculer les valeurs moyennes harmoniques de la pression limite et du module pressiométriques pour chaque couche (i) d'épaisseur h_i et selon les formules suivantes:

$$\bar{P}_l = \frac{\sum_{i=0}^n h_i}{\sum_{i=0}^n \left(\frac{h_i}{P_{li}}\right)} \quad \text{Pression limite harmonique (où } P_{li} \text{ pression limite moyenne);}$$

$$\bar{E}_p = \frac{\sum_{i=0}^n h_i}{\sum_{i=0}^n \left(\frac{h_i}{E_{pi}}\right)} \quad \text{Module pressiométriques harmonique (où } E_{pi} \text{ module pressiométriques).}$$

Pour le viaduc en étude ont été identifiés des sols qui appartiennent seulement à la catégorie S2, comme montre le tableau suivant :

Code sondage	Progressive	Profondeur de forage	Pression limite harmonique	Module pressiométriques harmonique	Catégorie
	pk [m]				
S-OA20-1	46+924	19	3.3	57.3	S2
S-OA20-2	47+000	25	2.6	27.2	S2
S-OA20-3	47+124	19	4.1	54.8	S2

Tableau I.5. *Catégories du site selon les essais pressiométriques.*

Règlement RPOA 2008 (§3.1.3.2) indique comme critère générale à adopter, le suivant «Selon la fiabilité des différent types d'essais, le site sera classé dans la catégorie la plus appropriée. En cas de doute entre deux catégories, classer le site dans la catégorie la plus défavorable».

Dans le cas spécifique, ont été considérés les éléments suivants:

- Résultats des essais SPT disponibles peu représentatifs le long de la verticale (profondeur limitée des essais);
- Afin de prendre en compte une profondeur plus étendue et représentatif des conditions géotechniques locales (essais jusqu'à 25m), on considère la catégorie donnée par les essais pressiométriques comme plus appropriées;
- Les valeurs du Em et Pl ont été considérées pour la définition des catégories du site.

En considération des résultats des essais, le site du viaduc en étude a été classé en catégorie S2.

Chapitre II :

Caractéristiques des matériaux

II.1. Introduction

Le choix des matériaux de construction conditionne en grande partie la conception et le calcul du pont.

Nos calculs « en béton précontraint ou armé » sont basés sur les règlements B.A.E.L 91 et B.P.E.L 91 qui utilisent les états limites ultime concernant le non ruine de l'ouvrage donc sa capacité portante et les états limites de service pour sa durabilité. Et voici certaines particularités de ces lois :

➤ E. L.S :

On trouve dans cette catégorie les déformations qui peuvent être incompatibles avec le bon fonctionnement de l'ouvrage.

- La fissuration des zones tendues.
- Les dommages tels que la corrosion.
- Les vibrations excessives.

➤ E.L.U :

- La perte de stabilité comme le renversement de la structure.
- L'instabilité de forme telle que le flambement.
- La rupture des matériaux.
- Les déformations plastiques exagérées.

II.2. Béton

Le béton est un matériau constitué par le mélange, dont des proportions convenables de ciment, de granulats (sable, gravier) et l'eau, le matériau issu de ce mélange résiste beaucoup mieux à la compression qu'à la traction (Résistance à la compression est de l'ordre de 27MPa à 40MPa et à la traction de 2 à 4MPa).

- Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours qui est notée f_{c28} .
- $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$ pour le béton utilisé dans les piles et les fondations profondes, $f_{c28} = 45 \text{ MPa}$ pour le Béton des voussoirs du tablier préfabriqués et coulé en œuvre.
- Dosage au ciment CPA 325 : **300 à 450 kg/m³**.
- Affaissement du béton : **21 cm**.

- Masse volumique : $\gamma = 2,5 \text{ t/m}^3$.

✓ Ciments

Les ciments sont conformes à la norme NF EN 197-1 et sont choisis en fonction des caractéristiques chimiques du liquide contenu ; Ceux à faible chaleur d'hydratation sont en général bien adaptés.

✓ Granulométrie

Le sable doit avoir un module de finesse inférieur à 2,5 et le rapport G/S (gravillon/sable) doit être inférieur à 2,20.

✓ Eau de gâchage

L'eau de gâchage doit être conforme à la norme XP P 18-303.

Le rapport E/C doit être aussi faible que possible, en particulier pour réduire les phénomènes de retrait.

✓ Adjuvants

Il s'agit de produits mélangés au béton faible proportion, moins de 5 % de la masse de ciment, lors du malaxage.

✓ Ajouts

Il s'agit de produits inertes très fins tels les fumées de silice ou des fibres qui améliorent les caractéristiques mécaniques des bétons et jouent favorablement sur la perméabilité.

Le béton est caractérisé par des différentes caractéristiques :

II.2.1. Résistance du béton

➤ Résistance du béton a la compression

Dans les cas courants, au point de vue technique un béton est défini par la valeur caractéristique requise (ou spécifiée) de sa résistance à la compression à 28 jours d'âge, notée f_{c28} . Cette valeur est déterminée par des essais sur des éprouvettes cylindriques de 16cm de diamètre et de 32cm de hauteur. [3]

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} * f_{c28}, f_{c28} < 40\text{MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} * f_{c28}, f_{c28} > 40\text{MPa}$$

➤ Résistance du béton a la traction

La résistance caractéristique à la traction d'un béton à j jours, notée f_{ij} , est conventionnellement définie par : [3]

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06.f_{cj} \quad \text{si } j < 60 \text{ jours}$$

II.2.2. Module de déformation longitudinale

Ce module est connu sous le nom de module de Young ou module de déformation longitudinal, il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou de courte durée d'application. [3]

➤ Module d'élasticité instantané « E_{ij} »

Il est mesuré à partir de la courbe ($\sigma - \varepsilon$) d'un test de courte durée, il représente le module d'élasticité sous chargement accidentel. [4]

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} \quad (f_{cj}; E_{ij} : \text{en MPa})$$

- Pour les voussoirs : $E_i \cong 3.762 \times 10^7 \text{ kPa}$;
- Pour les piles et les fondations profondes : $E_i \cong 3.30 \times 10^7 \text{ kPa}$;

➤ Module d'élasticité différé « E_{ij} »

Il est mesuré à partir de la courbe ($\sigma - \varepsilon$) d'un test de longue durée, il représente le module d'élasticité sous chargement durable ou transitoire. [3]

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3}$$

- Pour les voussoirs : $E_v \cong 1.265 \times 10^7 \text{ kPa}$;
- Pour les piles et les fondations profondes : $E_v \cong 1.10 \times 10^7 \text{ kPa}$;

II.2.3. Coefficient de poisson

Le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale. [3]

- E.L.U : $\nu = 0,0$ calcul des sollicitations ;
- E.L.S : $\nu = 0,2$ calcul des déformations.

II.2.4. Poids volumique

On adopte la valeur $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$.

II.2.5. Les contraintes limites de calcul

➤ Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U)

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà du quelle il y a ruine de l'ouvrage. [3]

$$f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Avec :

- γ_b : Coefficient de sécurité, Tel que :
- $\gamma_b = 1,5$ cas des situations durables ou transitoires
- $\gamma_b = 1,15$ cas des situations accidentelles.
- θ : Coefficient qui tient compte la durée de l'application des charges :
- $\theta = 1$ si la durée $> 24\text{h}$.
- $\theta = 0,9$ si la durée $> 1\text{h}$ et $< 24\text{h}$.
- Si non $\theta = 0,85$.

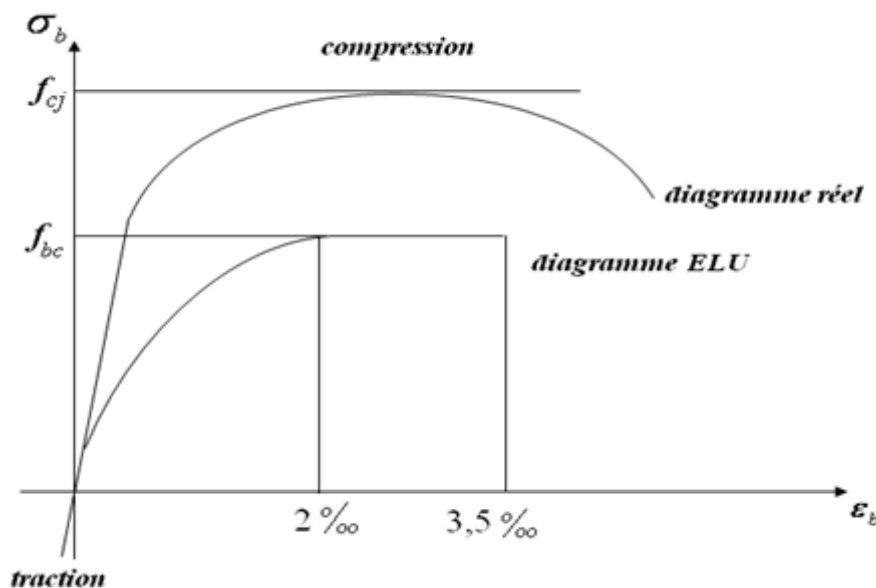


Figure II.1. Contraintes-déformations à l'ELU.

➤ **Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S)**

L'état limite de service est un état de chargement au-delà du quelle la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue ; on distingue :

- L'état limite de service vis à vis de la compression de béton.
- L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- L'état limite de service de déformation.

La contrainte limite de service est donnée par :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}$$

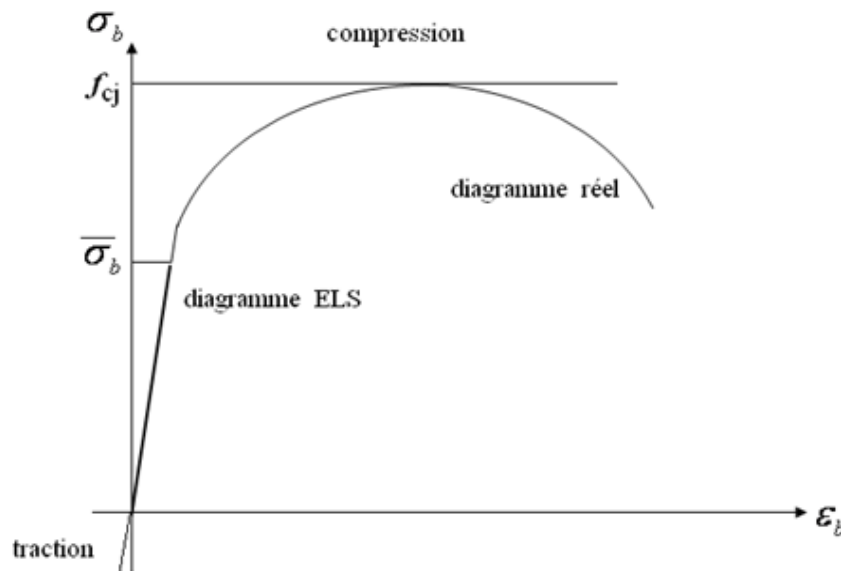


Figure II.2. Diagramme contraintes déformation à l'ELS.

II.3. Acier

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

- Les aciers actifs.
- Les aciers passifs.

II.3.1 les aciers passifs

Les aciers utilisés pour le béton sont des armatures courantes à haute adhérence de classe **FeE500 type 1** avec une limite d'élasticité $f_e = 500$ MPA, leur module d'élasticité E_s est égal à 200000Mpa

Diagramme contrainte déformation :

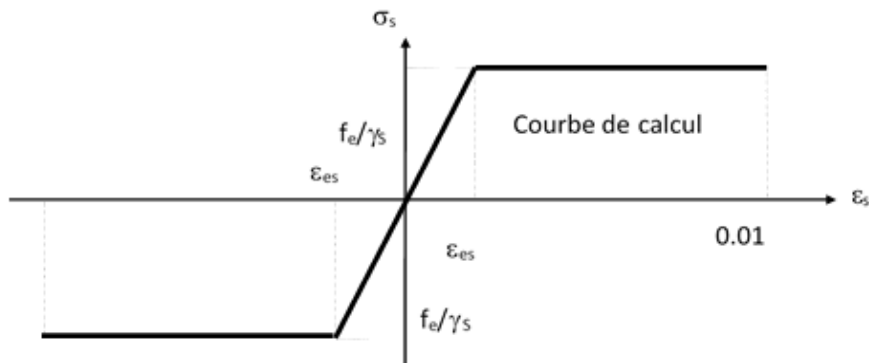


Figure II.3. *Diagramme contrainte déformation.*

η : Coefficient de fissuration.

$$\eta = \begin{cases} 1 & \text{treillis soudé et ronds lisses.} \\ 1.6 & \text{acier à haute adhérence.} \end{cases}$$

❖ **Diagramme contrainte-déformation :** On distingue deux types :

a. Les aciers de type I :

Dits aciers à paliers, correspondent à des aciers naturellement durs et qui représentent la grande majorité des aciers de béton armé utilisés.

Le diagramme contrainte déformation est constituée de deux droites :

$$\text{si } \epsilon_s < \frac{f_e}{E_s} : \text{ la contrainte vaut } \sigma_s = E_s \cdot \epsilon_s$$

$$\text{si } \epsilon_s > \frac{f_e}{E_s} : \text{ la contrainte est constante } \sigma_s = f_e$$

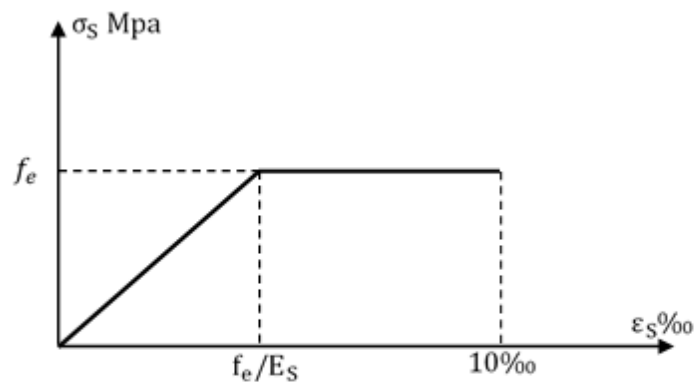


Figure II.4. Diagramme contrainte-déformation des aciers passifs à palier.

b. les aciers de type II :

Ce sont des aciers dits aciers écrouis, correspondent à des aciers écrouis généralement par torsion ou par traction pour améliorer leur capacité.

Pour une droite $\sigma_S < 0,70f_e$

pour une courbe de 5^{ème} degré $\sigma_S > 0,70f_e$

$$\varepsilon_S = \frac{\sigma_S}{E_S} + 0.823 \left(\frac{f_e}{E_S} - 0.70 \right)^5$$

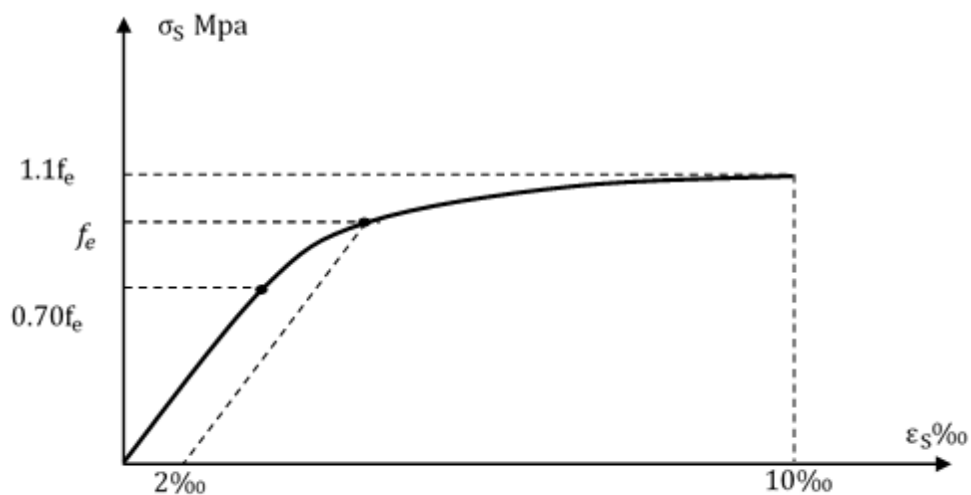


Figure II.5. Diagramme contrainte-déformation des aciers écrouis.

Contraintes limite à la traction :**E.L.U:**

$$\overline{\sigma_s} = f_e / \gamma_s$$

Avec:

γ_s : Coefficient de sécurité qui prend les valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1.00 \text{ dans le cas accidentel.} \\ \gamma_s = 1.15 \text{ dans la cas durable.} \end{array} \right.$$

E.L.S:

Cette contrainte admissible de traction dépend du type de fissuration:

- Fissuration peu nuisible ; pas de vérifications.
- Fissuration préjudiciable ; $\sigma_s = \min . \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_t j} \right\}$
- Fissuration très préjudiciable; $\sigma_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta f_t j} \right\}$

Avec:

η : Coefficient de fissuration ,

Il prend la valeur:

1 : dans le cas d'utilisation d'armatures ronds lisses.

1.6 : dans le cas d'armatures à haute adhérence.

II.3.2. Les aciers actifs (aciers de précontraint)

Les armatures actives sont des armatures en acier à haute résistance qu'on peut utiliser pour les constructions en béton précontraint par pré-tension ou posttension.

Les armatures de précontraint ont été classées par :

- ❖ Catégorie : fils, barres, torons
- ❖ Classe de résistance.

a. Catégories d'aciers de précontraint :**a.1. Les fils :**

On distingue :

- Les fils d'aciers ronds et lisses.
- Les fils autres que ronds et lisses.
- Les diamètres courants en posttension sont 5mm, 7mm et 8mm.
- Les fils non lisses sont surtout utilisés en précontrainte par pré-tension ou de bonnes conditions d'adhérence sont exigées.
- Il est en particulier interdit d'utiliser des fils ronds et lisses pour la pré-tension.

Les fils sont définis par leur diamètre nominal auquel correspond une section nominale conventionnelle, suivant le tableau II.1 :

Type	3fils	7fils	7fils	7fils standard	7fils standard	7fils super	7fils super
Diamètre (mm)	5.2	6.85	9.3	12.5	15.2	12.9	15.7
Section	13.6	28.2	52	93	139	100	150

Tableau II.1. Sections des files.

a.2. Les torons :

Les torons sont constitués d'un ensemble de 3 ou 7 fils enroulés en hélice. Les torons les plus utilisés en posttension sont de 07 fils, 6 fils en hélice.

Diamètre (mm)	4	5	6	7	8	10	12.2
Section	12.6	19.6	28.3	38.5	50.3	78.5	117

Tableau II.2. Sections des torons.

Le tableau II.2 fournit les valeurs correspondantes.

a.3. Les barres :

Les barres sont définies comme étant de section supérieure aux fils (diamètre supérieur à 10mm) et livrables en élément rectiligne; ce qui réduit leur usage à de faibles longueurs, sauf à utiliser des coupleurs.

- Les barres les plus courantes ont un diamètre nominal de 26mm.
- Leur longueur maximale disponible est de 18m.
- Leur limite élastique est nettement plus faible que celle des fils et des torons.

Les caractères géométriques sont le diamètre et la section conventionnellement définie suivant le tableau II.3.

Diamètre	20	22	26	32	36
Section	314	380	531	804	1018

Tableau II.3. Sections des barres

Les caractéristiques des aciers actifs utilisés dans ce projet sont :

- 15T 15.2 mm pour les câbles de continuité interne inférieurs et supérieurs.
- 19T 15.2 mm pour les câbles extérieurs.

b. Caractéristiques mécaniques

b.1. Résistance :

La résistance à prendre en compte dans les calculs est charge maximale garantie que supporte l'éprouvette d'armature dans les essais de traction jusqu'à la rupture, et que l'on désigne par F_{prg} la contrainte correspondante s'appelant (f_{prg})

- $f_{prg} = 1860$ MPa : Pour les câbles de précontrainte.
- $f_{prg} = 1030$ MPa : Pour les barres de précontrainte.

b.2. Limite élastique :

Comme ces aciers n'ont pas de palier de plasticité, on définira la limite élastique comme étant la contrainte, qui après retour à une contrainte nulle laisse un allongement résiduel de 0.1%.

La limite élastique conventionnelle des aciers représente 80 à 90% de la résistance garantie.

- $f_{peg} = 1640$ MPa: Pour les câbles de précontrainte.
- $f_{peg} = 865$ MPa: Pour les barres de précontrainte.

b.3. Module de Young :

Le module de Young ou module d'élasticité longitudinale (E_p) a pris égal à :

- 195000 MPa : Pour les câbles de précontrainte.
- 170000 MPa : Pour les barres de précontrainte.

b.4. Diagramme contrainte-déformation :

Pour les fils tréfilés et torons :

$$\text{si } \sigma_P > 0,95f_{peg}:$$

$$\varepsilon_P = \frac{\sigma_P}{E_P} + 100 \left(\frac{\sigma_P}{f_{peg}} - 0,95 \right)^5$$

$$\text{si } 0 < \sigma_P < 0,9f_{peg}$$

$$\varepsilon_P = \frac{\sigma_P}{E_P}$$

Pour les fils trempés et barres :

$$\text{si } \varepsilon_P < \frac{\sigma_P}{E_P} : \sigma_P = E_P \cdot \varepsilon_P$$

$$\text{si } \varepsilon_P > \frac{\sigma_P}{E_P} : \sigma_P = f_{peg}$$

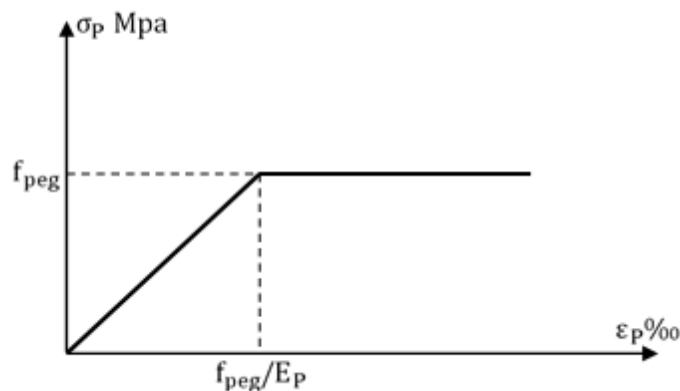


Figure II.6. Diagramme contrainte-déformation des barres et fils trempés.

Comme il existe d'autres caractéristiques telles que; la résistance à la fatigue, la corrosion sous-tension...etc.

II.4. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons focalisé sur les différents matériaux (le béton, le béton précontraint, les armatures passives « aciers hautes adhérences », armatures actives « Câbles de précontrainte »), utilisés pour la conception et la réalisation de notre ouvrage, ces derniers ont été traités et exposés toutes en précisant les différentes caractéristiques mécaniques telles que (la résistance à la compression, la résistance à la traction...etc).

Chapitre III :

Conception du tablier

III.1. Introduction

La conception est la phase la plus difficile dans l'élaboration d'un projet de pont, c'est elle qui permet de fixer le type d'ouvrage le plus économique, capable de satisfaire le mieux possible à toutes les conditions imposées, qui peuvent être naturelles ou fonctionnelles, cette conception est faite suivant une démarche itérative, tout en intégrant un certain nombre d'exigence de durabilité, qualité architecturale ainsi que du respect des référentiels techniques et de guides normatifs.

III.2. Choix du type d'ouvrage

L'objectif est de déterminer du point de vue technique, esthétique et économique le type d'ouvrage capable de satisfaire le mieux possible toutes les conditions imposées et les contraintes existantes.

III.3. Critères de choix du type d'ouvrage

Dans le cas de notre ouvrage, plusieurs propositions peuvent être envisagées, mais, tout d'abord, nous signalons la diversité des ponts. Leur classement est réalisé de la manière suivante :

- Selon la voie portée : pont (route, rails, aqueducs.....) ;
- Selon le matériau principal dont ils sont constitués ;
- Selon la fonction mécanique : isostatique ou hyperstatique ;
- Selon la disposition en plan : droits, biais, courbes ;
- Selon leur durée de vie prévue : définitif ou provisoire.

III.4. Les paramètres intervenants dans le choix du type d'ouvrage

- ✓ Les profils de la chaussée (en long, en travers, en plan) ;
- ✓ Les positions possibles des appuis ;
- ✓ La nature du sol de fondation. · Le gabarit à respecter ;
- ✓ Les conditions d'exécution et d'accès à l'ouvrage.

III.5. Conception du tablier

Nous proposons deux variantes suivantes :

- **Premier variante:** pont à poutres en béton précontraintes ;
- **Deuxième Variante:** pont caisson à voussoir construire par encorbellement successif.

III.5.1. Variante n°1 : pont à poutre en béton précontrainte

1) Introduction

Le tablier est formé d'une travée indépendante, constituée par un nombre de poutres préfabriquées à talon, âme et semelle supérieure. Son principe consiste à reprendre le poids propre de la poutre par une armature active qui est la précontrainte et soit par pré-tension ou par post tension. Signalant que la pré-tension s'adapte pour des portées allant jusqu'à 30 m, et une gamme de portées comprises entre 30 à 50 m pour la poste tension.

2) Avantages

- Le mode de réalisation des poutres tel que le béton coulé en atelier ou sur chantier a poste fixé est en général de meilleure qualité ;
- La préfabrication permet de diminuer le délai d'exécution de l'ouvrage,
- La préfabrication des poutres permet d'éviter l'encombrement des échafaudages gênant souvent le fonctionnement du chantier.
- Les coffrages des poutres peuvent être utilisés un grand nombre de fois ;
- Le fonctionnement isostatique de ce type de structure la rend insensible aux tassements différentiels des appuis et aux effets du gradient thermique ;
- Le béton est toujours comprimé.

3) Inconvénients

- Le pont peut s'allonger ou rétrécir suivant la saison (froide et chaude) ;
- La portée est limitée par la résistance des poutres ;
- Obligation d'avoir régulièrement des points d'appui stables (pilles) ;
- La nécessité de fabriquer du béton plus résistant principalement avant 28 jours ;

- La nécessité de qualification de la main d'œuvre pour l'exécution de la précontrainte (pré tension et post tension) au même temps la vérification de la pose des gaines et câbles et pour la mise en tension des câbles.

4) Implantation des appuis

Pour cette variante, il y a Cinque travées de même longueur de $L= 40\text{m}$ comme le schéma suivant :

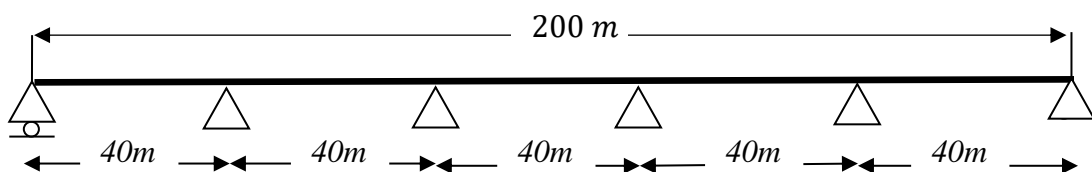


Figure III.1. Schéma statique(variante 1).

1) Pré dimensionnement

L'ouvrage est un pont à poutre en béton précontrainte, son pré dimensionnement se fait selon les recommandations du guide S.E.T.R.A correspondants aux ponts routiers à poutres.

a. La dalle

En générale l'épaisseur de la dalle varie selon l'espacement entre axe des poutres.

- **Epaisseur de l'hourdis (la dalle) h_0 :**

$$20 \leq h_0 \leq 30, \quad \text{on fixe : } h_0 = 25\text{cm}$$

b. Les poutres

- **Nombre de poutres**

Nombre de poutres est déterminée par le rapport entre la largeur L_a et l'espacement

$$N = (L_a / \lambda) + 1$$

L_a : est la largeur du tablier

λ : est l'entraxe des poutres

$$1,5 \leq \lambda \leq 2,5m \text{ on fixe: } \lambda = 1,9m$$

$$L_a = 13,25m$$

$$\text{Donc } N = (13,25/1,9) + 1 = 8$$

$$N = 8 \text{ poutres}$$

- **Elancement de la poutre**

D'après le guide S.E.T.R.A la hauteur des poutres donnée dans l'intervalle :

$$\frac{L}{22} < H_t < \frac{L}{18}$$

Donc on a:

$$\frac{40}{22} < H_t < \frac{40}{18}$$

$$\text{On fixe: } H_t = 1,9 m$$

- **La largeur de la table de compression**

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

$$0,6 \times H_t < b < 0,7 \times H_t$$

$$1,14 < b < 1,33$$

$$\text{On fixe: } b = 1,20 m$$

- **Epaisseur de la table de compression**

D'après le guide S.E.T.R.A l'épaisseur h_c de la table de compression pourra être donnée d'environ 10 cm.

$$12 \leq e \leq 15cm, \text{ On fixe : } e = 15 cm$$

- **Largeur du talon**

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

$$50 < L_t < 80cm, \quad \text{On fixe } L_t = 50 \text{ cm}$$

La valeur peut être modifiée à pré l'étude de la précontrainte.

- **Epaisseur du talon e_t**

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

$$[10 ; 20] \text{ cm}$$

$$\text{On fixe } e_t = 15 \text{ cm}$$

- **Epaisseur de l'âme**

$$\text{Médiane : } 0.16 < b_0 < 0.22m ; \quad \text{On prend : } b_0 = 20 \text{ cm}$$

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

$$\text{On prend : } b_0 = 50 \text{ cm}$$

- **Goussets**

C'est l'angle disposé permettre d'améliorer la section et de placer les armatures d'acier et les câbles précontraints, ou angle est fixé entre : $45^\circ < \alpha < 60^\circ$

- ✓ **Gousset du talon :**

$$\text{En travée : } \alpha = 45^\circ, e = 20 \text{ cm}$$

Sur appuis : pas de gousset.

- ✓ **Gousset de la table de compression:**

$$\text{En travée: } \alpha = 8^\circ e = 5 \text{ cm}, \alpha = 45^\circ e = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Sur appui: } \alpha = 8^\circ, e = 5 \text{ cm}$$

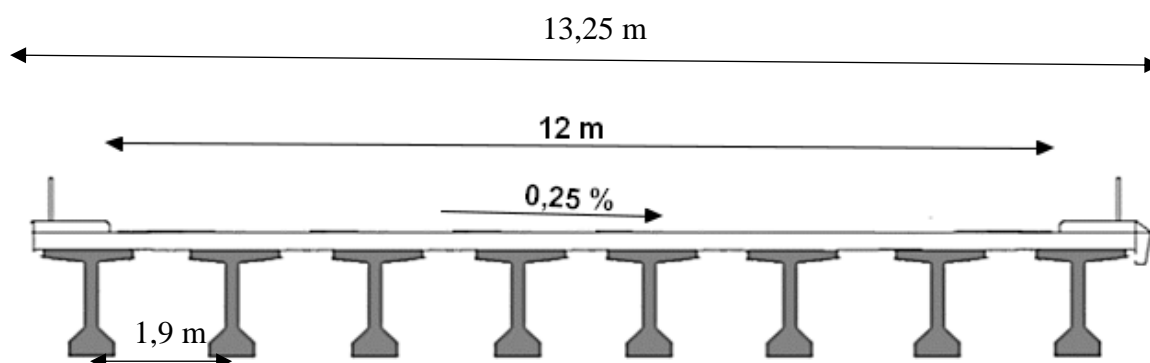


Figure III.2. Coupe transversal (variante 1).

III.5.2. Variante N°2 : pont à caisson fermé

1) Introduction

L'emploi très fréquent de la méthode de construction en encorbellement témoigne des nombreux avantages de ce procédé qui permet de s'affranchir de tout cintre ou échafaudage. Dans les cas les plus courants, elle consiste à construire un tablier de pont par tronçons à partir des piles, après exécution d'un tronçon appelé voussoir, on le fixe à la partie d'ouvrage déjà exécutée à l'aide d'une précontrainte.

Le tronçon devient alors autoporteur et permet de mettre en œuvre les moyens nécessaires à la confection du tronçon suivant. Lorsque tous les tronçons ont été confectionnés, on obtient ce que l'on appelle un fléau.

Le tablier peut être de hauteur constante ou variable. Il est plus facile à confectionner dans le premier cas que dans le second, mais la hauteur constante ne peut convenir que dans une gamme de portées limitées, de l'ordre de 50 à 60 ou 70 m.

Dans notre ouvrage on prend la hauteur constante.

2) Avantages

- La durée d'utilisation (l'entretien) est plus longue ;
- Sa structure de pont donne une belle forme esthétique ;

- La portée de ce type de pont est plus grande que les poutres en B.P;
- Rapidité de construction dans le cas des ouvrages à voussoirs préfabriqués.
- Le type fermé des profilés présents une rigidité a la torsion.

3) Inconvénients

- 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 ;
- Nécessité d'une main d'œuvre qualifiée.

4) Implantation des appuis

on prend :

- ✓ Deux travées de rive de 40m de longueur ;
- ✓ Deux travées centrales de 60m de longueur.

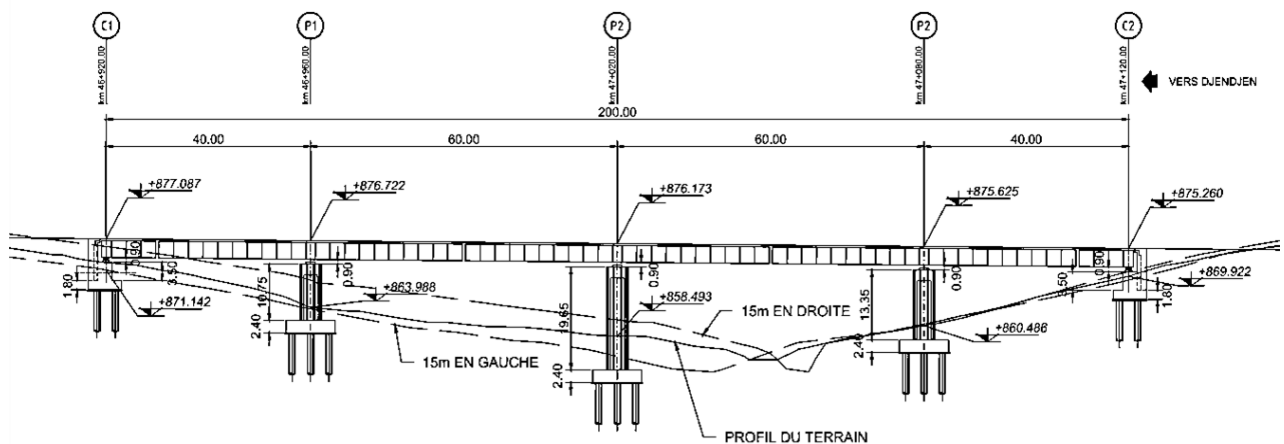


Figure III.3. Profil en long (variante 2).

5) Pré dimensionnement des voussoirs

Dans les ouvrages de portée 40 à 65m, les ponts en béton précontrainte construits en encorbellement sont généralement avec une hauteur constante. ($h_p = h_c$)

- h_p : la hauteur du tablier sur pile
- h_c : la hauteur du tablier sur culée

Le type de convient pour des travées de longueur moyenne), mais une fois la portée grande, il faut construire le tablier avec hauteur variable. Pour des raisons économique et esthétique.

a. Hauteur constante du voussoir (H)

Pour définir la hauteur des sections ; on peut partir de ratios calculés sur la base des projets existants. Dans ce qui suit nous notons respectivement h_p la hauteur du tablier sur pile et h_c sa hauteur à la clé. [4]

La hauteur h_p sur pile est égale à h_c à la clé :

$$\frac{L}{20} \leq h_p = h_c \leq \frac{L}{16}$$

Tel que :

L : la longueur de la plus grande travée est égale à 60 m

$$3 \leq h_p \leq 3.75m$$

Donc : $h_p = 3.20m$

Dans notre ouvrage $h_p = h_c = 3.20m$

b. L'inclinaison des âmes

$$\arctg \alpha \leq \frac{1}{5} rd = 11.309^\circ$$

On prend : $\alpha = 11^\circ$

c. L'épaisseur des âmes

L'épaisseur de l'âme est conditionnée au foie par le style adopté et par les conditions de résistance à l'effort tranchant.

L'épaisseur minimale est de 30 cm

Guyon propose une formule empirique :

$$e_a \geq \frac{h(m)}{5} + 5 + \Phi(cm)$$

Sachant que :

Φ : diamètre de gaine ($\Phi = 8,8 \text{ cm}$)

h : hauteur de l'âme ($h = 3,20 \text{ m}$)

$$e_a \geq \frac{3,20}{5} + 5 + 8,8$$

$$e_a \geq 22,68 \text{ cm}$$

On prend l'épaisseur des âmes de rive et intermédiaire 50 cm pour les sections v proches du pilet 40 cm à mi travée.

d. Hourdi supérieur

Dans un caisson simple les âmes sont souvent implanté aux quart de la largeur du caisson

$$\left(c = \frac{b}{4}\right).$$

L'ourdi supérieur est une dalle pleine dont l'épaisseur est variée transversalement pour s'adapté aux efforts transversaux à reprendre. [4]

D'où :

$$c = \frac{13,10}{4} = 3,275 \text{ m}$$

- **L'épaisseur en extrémité**

L'épaisseur en extrémité (e_1) dépend de dispositif de retenue choisi. Elle est au minimum de 16 à 18 cm en cas de garde-corps.

Son épaisseur en extrémité dépend du dispositif de retenue choisi. Elle est au minimum de:

- 16 à 18 cm en cas de garde-corps ;
- 23 cm en cas de barrière normal ;
- 24 cm en cas de Barrière normal. [4]

Donc on adopte $e_1 = 23 \text{ cm}$

- **L'épaisseur au niveau d'encastrement (e_2)**

L'épaisseur e_2 comprise entre $\frac{b'}{5}$ et $\frac{b'}{7}$

Donc : $58 \geq e_2 \geq 41.429 \text{ cm}$

On prend : $e_2 = 50 \text{ cm}$

- **L'épaisseur du hourdie supérieur (e_s)**

L'hourdie supérieur est essentiellement dimensionné par sa résistance à la flexion transversale sous l'effet des charges roulantes.

GUYON indique la formule d'épaisseur e_s du hourdis suivant :

$$e_s = \frac{L(m)}{36} + 10$$

L : la portée de l'ouvrage

$$e_s = \frac{200}{36} + 10 = 15.56 \text{ cm}$$

L'épaisseur minimale est de 25 cm donc on prend $e_s = 26 \text{ cm}$ constante sur toute la portée.

e. hourdis inferieur

- **Sur pile**

Conformément aux recommandations de **SETRA**, l'épaisseur d'hourdis inferieures est minimale à la clé et maximale sur pile. Dans la partie centrale des travées, l'hourdis inferieur doit être aussi mince que possible (en général 0,18 à 0,22 mètre) pour limiter le poids propre du caisson. R ici le caisson sera plutôt large donc l'épaisseur sera prise égale à 0,4 mètre. Ainsi l'épaisseur d'hourdis ne sera jamais inferieure au tiers de l'épaisseur des âmes et le caisson pourra être considéré comme indéformable transversalement. [4]

$$e_{ip} \geq \text{Max} \left(18 \text{ cm} ; \frac{e_a}{3} \right)$$

$$e_{ip} \geq \text{Max} \left(18 \text{ cm} ; \frac{50}{3} \right)$$

On prend $e_{ip} = 50 \text{ cm}$

- **A la clé**

$$e_{ip} \geq \text{Max} (18 \text{ cm} ; \frac{e_a}{3})$$

$$e_{ip} \geq \text{Max} (18 \text{ cm} ; 40/3)$$

On prend $e_{ip} = 26 \text{ cm}$

f. Goussets

Les goussets du hourdis supérieur doivent être dimensionnés de telle qu'ils permettent au premier lieu le logement des câbles de fléaux, ainsi la facilité de la mise en place du béton et l'amélioration de l'encastrement du hourdis sur les âmes.

Les goussets du hourdis inférieur trouvent leur utilité soit pour placer l'ancrage des câbles de fléaux soit pour disposer tout ou une partie des câbles de continuité inférieure.

On prend des goussets circulaires pour des raisons spéciales de coffrage :

$$R_{int} = 250 \text{ m}$$

$$R_{int} = 500 \text{ m}$$

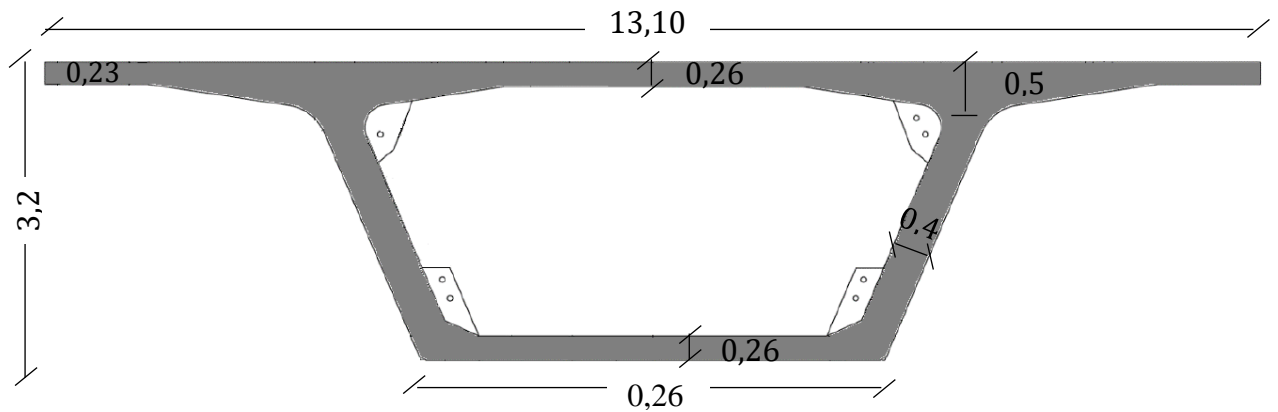


Figure III.4. Coupe transversal (coupe 01) du voussoir courant (typique)

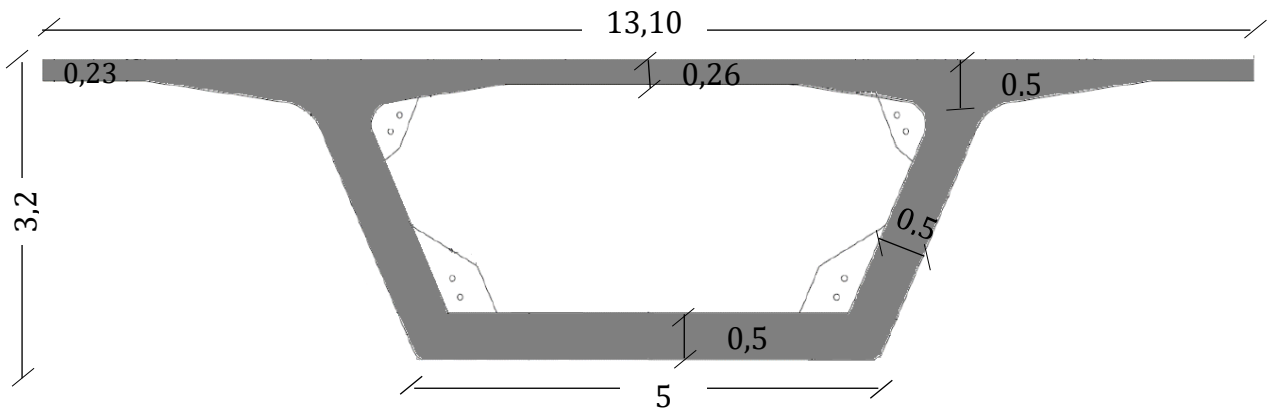


Figure III.5. Coupe transversal (coupe 02) du voussoir V01

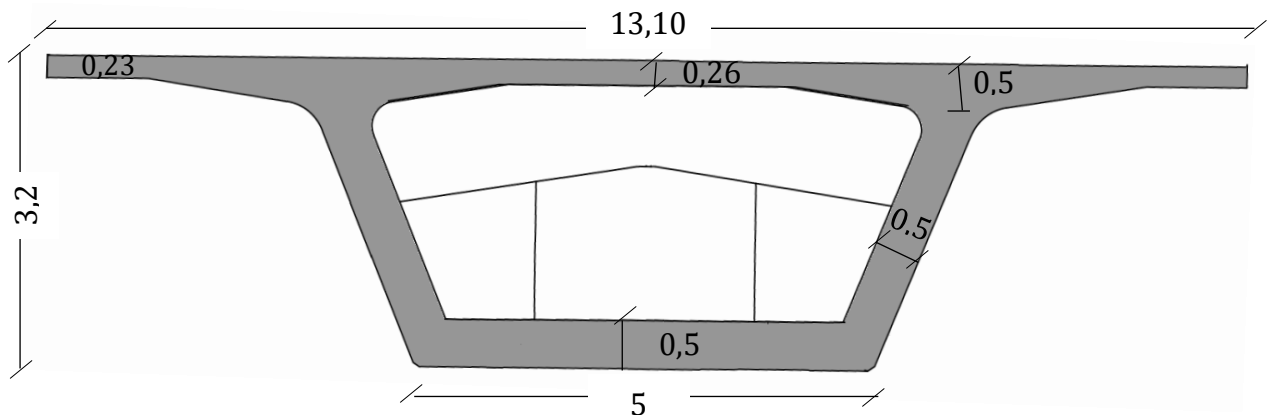


Figure III.6. Coupe transversal (coupe 03) du voussoir sur tête-pile (VSP)

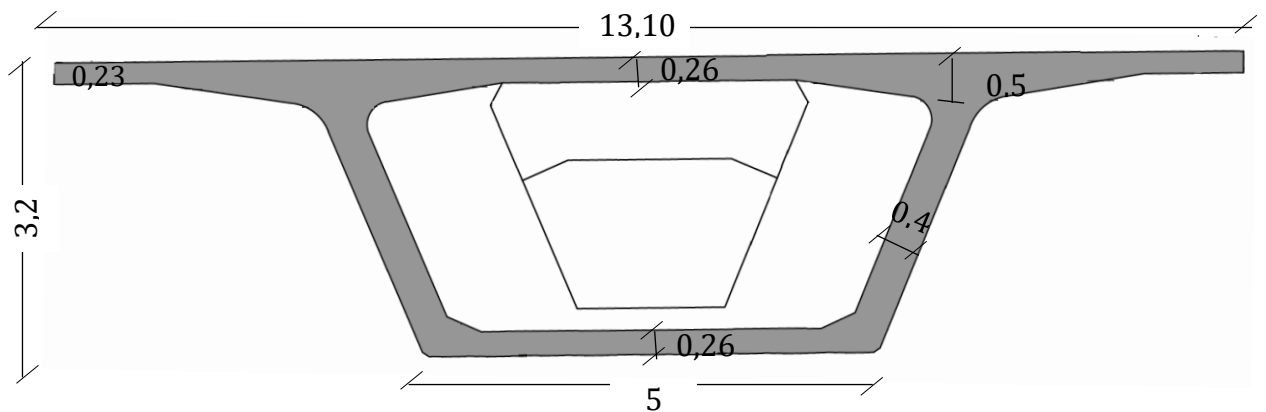


Figure III.7. Coupe transversal (coupe 04) du voussoir sur tête-culé (VSC).

g. La longueur des voussoirs

Le nombre de voussoir lié par la longueur de travée et la longueur de chaque voussoir lorsque les voussoirs sont préfabriqués, le principe critère de déformation de longueur est la variation du poids de ces voussoirs. En effet, les voussoirs préfabriqués doivent être déplacés avec des engins spécifiques, dont la capacité est forcément limitée. Pour les ouvrages préfabriqués, les dimensions du voussoir sur pile sont souvent incompatibles avec la capacité des engins de transport et de pose de voussoir. On coupe alors le VSP en deux voire trois parties assemblées par précontrainte.

La longueur des voussoirs courants est constante et varie de 2,50 à 4 m voire 5 m suivant les ouvrages, la longueur des voussoirs de clavage varie considérablement selon la technique utilisée. Pour les ouvrages préfabriqués, on cherche le clavage pour des raisons économiques avec l'outil le plus simple possible.

- Longueur du voussoir sur pile et culé : $l = 1,8 \text{ m}$,
- Longueur du voussoir courant : $l = 2,88 \text{ m}$,
- Longueur du voussoir de clavage : $l = 0,60 \text{ m}$,

III.6. Comparaison des résultats

D'après l'analyse des données et l'emplacement probable des appuis, la **variante I** résulte un pont à 5 travées isostatiques de la même longueur ainsi que ce type "ouvrage nécessite plus d'entretien.

Par contre la **variation II** (pont caisson construit en encorbellement successif résulte un pont de seulement 4 travées hyperstatique, ainsi que ce type d'ouvrage au point de vue esthétique est le plus élégant que la variante I.

III.7. Variante retenue

Après la comparaison des deux variantes, on a opté à la solution la plus avantageuse qui est le pont à voussoir à hauteur constante qui serait retenue pour une étude plus détaillée.

III.8. Pré dimensionnement de l'ouvrage

Notre ouvrage est constitué de :

- 02 travées de rives de 40 m de longueur ;
- 02 travées intermédiaires de 60 m de longueur ;
- 66 voussoirs courants ;
- 3 voussoirs sur pile ;
- 4 voussoirs de clavage ;
- 2 voussoirs sur culé ;
- La longueur du voussoir sur pile et culé $l = 1,8 m$;
- La longueur du voussoir courant $l = 2,88$;
- La longueur du voussoir de clavage $l = 0,60$.

III.9. Calcul du poids propre

✓ Voussoir courant

$$S = 7,8 m^2$$

Le poids par un mètre linéaire :

$$P_v = S \times \gamma_b$$
$$P_v = 7,8 \times 25 = 195 \text{ KN/ml} = 19,5 \text{ t/ml}$$

✓ Voussoir V01

$$S = 9,4 m^2$$

Le poids par un mètre linéaire :

$$P_v = 9,4 \times 25 = 235 \text{ KN/ml} = 23,5 \text{ t/ml}$$

✓ Voussoir sur pile

$$S = 19 m^2$$

Le poids par un mètre linéaire :

$$P_v = 19 \times 25 = 475 \text{ KN/ml} = 47,5 \text{ t/ml}$$

✓ **Voussoir sur culé**

$$S = 15 \text{ m}^2$$

Le poids par un mètre linéaire :

$$P_v = 15 \times 25 = 375 \text{ KN/ml} = 37,5 \text{ t/ml}$$

III.10. Les caractéristiques géométriques des voussoirs

Les caractéristiques géométriques des voussoirs sont :

G : le centre de gravité de la section ;

V : la distance entre G et la fibre supérieur ;

V' : la distance entre G et la fibre inférieur ;

h : la hauteur de la section ;

B : l'aire de la section ;

I_y : le moment d'inertie de la section par rapport à l'axe horizontal qui passe par G ;

I_z : le moment d'inertie de la section par rapport à l'axe vertical qui passe par G ;

ρ : le rendement géométrique : $\rho = \frac{B}{B \times V \times V'}$

Coupe	b (m)	h (m)	B (m ²)	poids (t/ml)	Moment d'inertie		V (m)	V' (m)	$\rho = \frac{I_y}{B \times V \times V'}$ (m)
					I _y (m ⁴)	I _z (m ⁴)			
Voussoir typique	13,10	3,20	7,8	19,50	11	80	1,10	2,10	0,610
Voussoir V01	13,10	3,20	9.4	23,50	14	86	1,31	1,89	0,602
VSP	13,10	3,20	19	47,50	18	110	1,27	1,93	0,386
VSC	13,10	3,20	15	37,50	17	110	1,40	1,80	0,450
Voussoir de Clavage	13,10	3,20	7,8	19,50	11	80	1,10	2,10	0,610

Tableau.III.1. Caractéristiques géométrique des voussoirs.

III.11. Conclusion

Deux variantes sont considérées et on a opté pour la deuxième variante pont construit en encorbellement successifs, cette proposition permet d'un côté d'augmenter la portée des travées, ce qui diminue le nombre des appuis et d'autre le pont va avoir un aspect esthétique.

Chapitre IV :

Evaluation des charges et surcharges

IV.1. Introduction

Dans ce chapitre on procède au calcul de différentes charges appliquées à l'ouvrage ou à l'un de ses éléments pendant sa durée de vie. Les charges appliquées à l'ouvrage peuvent être permanente ou variable.

IV.2. Calcul des charges et surcharges

IV.2.1. Les charges permanentes

Ses charges comprenant la structure porteuse ainsi que les éléments non porteurs (charge de revêtement, les corniches et les glissières de sécurité).

1) Les charges permanentes CP

✓ Les poids des voussoirs

voussoir	Nombre des voussoirs	Largeur (m)	Aire (m ²)	Poids d'une seule pièce (t/ml)
VSP	3	1,8	19	47,50
VSC	2	1,8	15	37,50
Voussoir V01	8	2,88	9,4	23,50
Voussoir typique	58	2,88	7,8	19,50
Clavage (C1-P1, P1-P2, P2-P3, P3-C2)	4	0,60	7,8	19,50
Clavage (C1-V1, V71-C2)	2	0,16	7,8	19,50

Tableau IV.1. Caractéristique des voussoirs.

$$CP = [((58 \times 2,88) + (4 \times 0,60) + (2 \times 0,16)) \times 19,5 + (8 \times 2,88 \times 23,5) + ((3 \times 47,5) + (2 \times 37,5)) \times 1,8] \times \frac{1}{201,8}$$

$$CP = 21,027 \text{ t/ml}$$

2) Les charges complémentaires permanentes

Sont les charges dues au poids propre des équipements fixes de toute nature, les équipements à prendre en compte sont :

- Le revêtement (couche de roulement + couche d'étanchéité) ;
- Les corniches ;
- Les glissières de sécurité et longrine ;
- Dalle préfabriqué ;
- Réseaux.

a) Couche de roulement

Une couche d'asphalte en béton bitumineux de 7.5 cm d'épaisseur, et un poids volumique

$$\rho_{BB} = 2,4 \text{ KN/m}^3$$

$$g_{rev} = l \times e \times \rho_{BB}$$

$$\text{Avec : } l = l_r = 12 \text{ m}$$

$$g_{rev} = l \times e \times \rho_{BB} = 12 \times 0,075 \times 2,4 = 2,16 \text{ t/ml}$$

b) Couche d'étanchéité

Une couche d'étanchéité de mastic d'asphalte avec une épaisseur de 0,5 cm et un poids volumique de 2,2 t/m³.

$$g_{tch} = 12 \times 0,005 \times 2,2 = 0,132 \text{ t/ml}$$

c) Corniche

$$g_c = 0,74 \times 0,13 \times 2,5 + 0,25 \times 0,25 \times 0,5 = 0,397 \text{ t/ml}$$

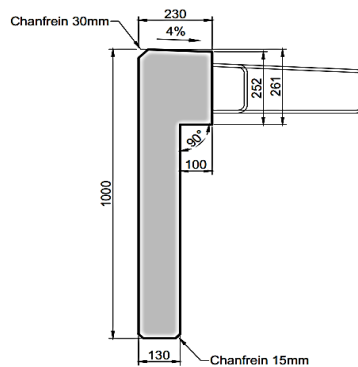


Figure IV.1. Détail de la corniche.

d) Les glissières de sécurité (longrine + la barrière)

Longrine de dimension $a = 25 \text{ cm}$, $b = 50 \text{ cm}$ et un poids volumique 2.5 t/m^3 , et une barrière de 0.1 t/ml donc :

$$g_{gc} = 2 \times (0,50 \times 0,25 \times 2,5) + 2 \times (0,1) = 0,825 \text{ t/ml}$$

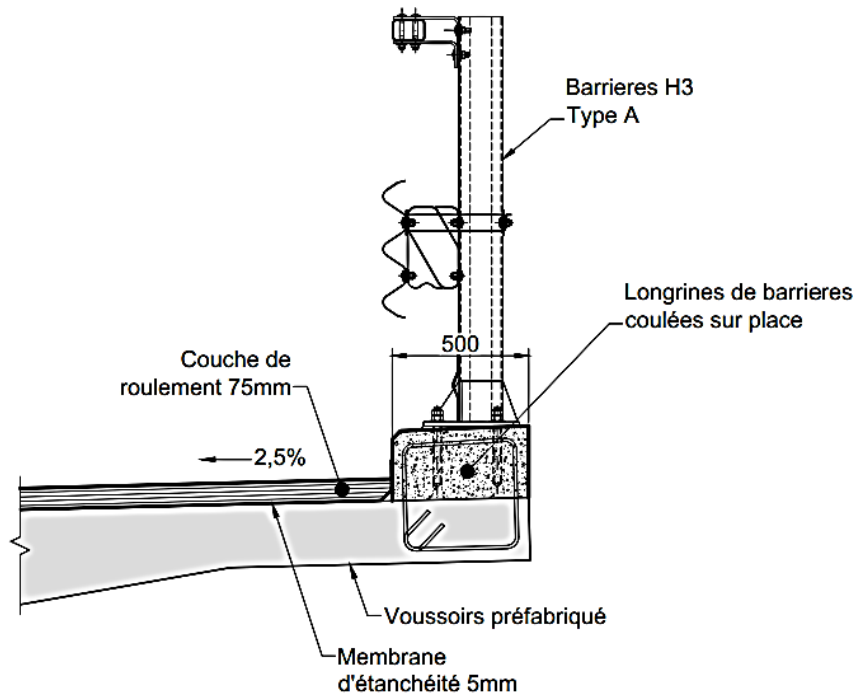


Figure IV.2. *Détail de la glissière de sécurité.*

e) Dalle préfabriquée

$$g_d = 0.50 \times 0.10 \times 2.5 = 0.125 \text{ t/ml}$$

f) Les réseaux (télécommunication + assainissement)

$$g_r = 0.1 \text{ t/ml}$$

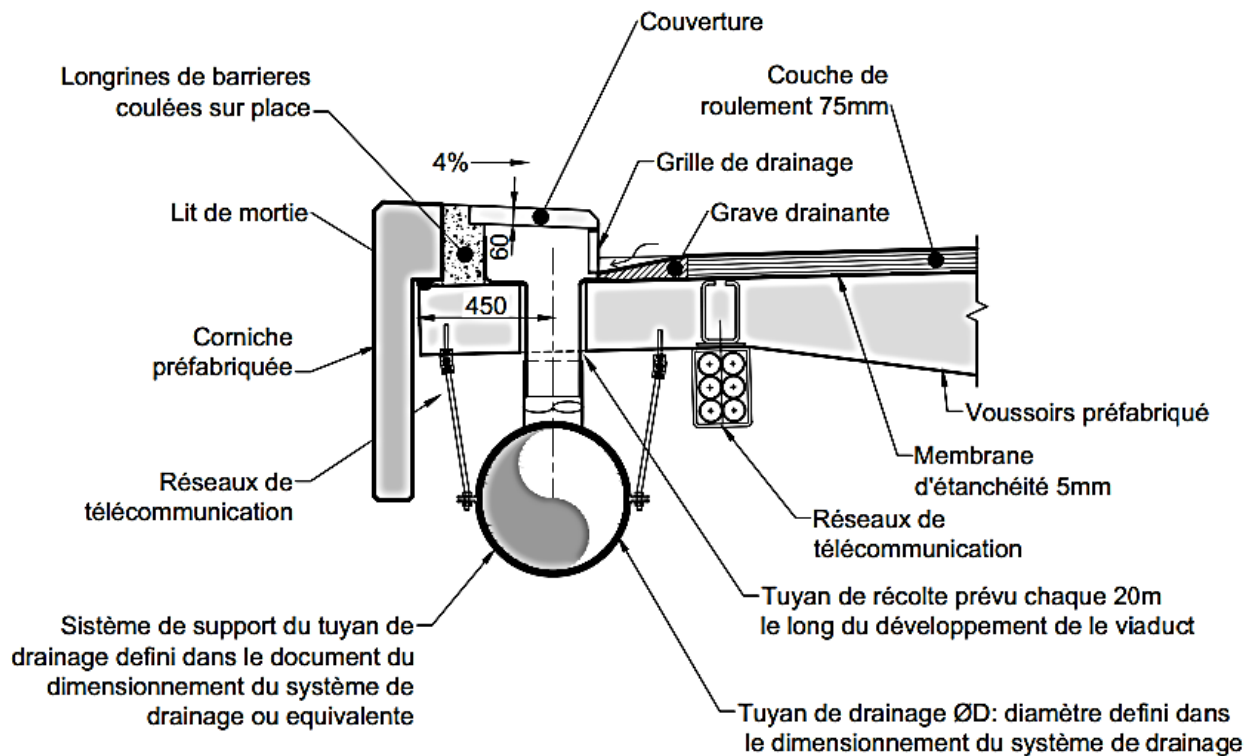


Figure IV.3. Détail télécommunication et assainissement.

La somme des charges

$C_{cp} = \text{la somme des poids } (g_{rev} + g_{tch} + g_c + g_{gc} + g_d + g_r)$

$$C_{cp} = 3.739 \text{ t/ml}$$

Le poids propre du tablier est la somme des charges permanentes (C_p) et les charges complémentaires permanentes (C_{cp}).

$$\text{Donc : } \mathbf{G} = C_p + C_{cp} = 21,027 + 3,739 = 24,766 \text{ t/ml}$$

IV.2.2. Les surcharges

Ce sont des charges variables, elles sont définies par le fascicule 61 titre II (pont route), dans notre ouvrage on considère les systèmes de charge suivante :

- Le système de charge A(L)
- Le système B (B_c , B_t et B_r)
- La charge militaire M_{c120}

- Le convoi D₂₄₀.

Ces actions sont appliquées et disposées sur la chaussée de façon à obtenir l'effet le plus défavorable. Cependant la chaussée n'est pas totalement chargée; donc on définit la largeur chargeable qui se déduit de la largeur roulable ainsi que la classe du pont.

Les caractéristiques du pont

✓ La largeur roulable (L_R)

La largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures.

$L_R = \text{largeur (plate-forme)} - \text{largeur (glissière de sécurité)}$

Donc : $L_R = 13,25 - 0,75 - 0,50 = 12 \text{ m}$

✓ La largeur chargeable (L_C)

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

$L_C = 10,5 \text{ m}$

✓ La classe du pont

Les ponts route sont rangés en trois classes en fonction de la largeur roulable et leur utilisation.

La classe	La largeur roulable
1^{ère} classe	$L_R \geq 7 \text{ m}$
2^{ème} classe	$5,50 \text{ m} \leq L_R < 7 \text{ m}$
3^{ème} classe	$L_R < 5,50 \text{ m}$

Tableau IV.2. La classe des ponts [5]

On a $L_R \geq 7 \text{ m}$ donc notre ouvrage est un pont de première classe.

✓ **Nombre des voies**

D'après le fascicule 61 titre II. Les chaussées comportent un nombre des voies de circulation égale à la partie entière du quotient par 3 de leur largeur chargeable.

$$m = E\left(\frac{L_R}{3}\right) = E\left(\frac{10,5}{3}\right) = E(3,5) \quad [5]$$

Donc : $m = 3$ voies

✓ **Largeur d'une voie**

$$L_v = \left(\frac{L_C}{m}\right) = \left(\frac{10,5}{3,5}\right) = 3,5$$

Donc : $L_v = 3,5$ m

1) Système de charge A(L)

Le système A se compose d'une charge uniformément répartie dont l'intensité dépend de la largeur chargée suivant la loi :

$$A(L) = 230 + \frac{36\,000}{L + 12} \text{ daN/m}^2 \quad (L \text{ en m}) \quad [4]$$

$$A = a_1 \times a_2 \times A(L)$$

a_1 : est déterminé en fonction de la classe du pont, et de nombre de voie chargée il est donné par le tableau suivant :

Classe du pont	Nombre de voies chargés				
	1	2	3	4	5
1^{ère} classe	1	1	0,9	0,75	0,75
2^{ème} classe	1	0,9	-	-	-
3^{ème} classe	0,9	0,8	-	-	-

Tableau IV.3. Coefficient a_1 .

Donc : $a_1 = 0,9$

a_2 : est donné par :

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

L_v : la largeur d'une voie $L_v = 3,5$ m

V_0 : dépend de la classe du pont :

$$V_0 = 3,5 \text{ m} \begin{cases} 3,5\text{m} & \longrightarrow \text{pont 1}^{\text{ere}}\text{classe} \\ 3\text{m} & \longrightarrow \text{pont 2}^{\text{eme}}\text{classe} \\ 2,75 & \longrightarrow \text{pont 3}^{\text{eme}}\text{classe} \end{cases}$$

Donc :

$$a_2 = \frac{3,5}{3,5} = 1$$

Remarque : Les valeurs données précédemment tiennent compte de majoration dynamique.

1^{er} cas : (travée de 40 m)

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{40 + 12} = 922.307 \text{ kg/m}^2 = 0.922 \text{ t/m}^2$$

Et :

$$A(L) = \max\{a_1 \cdot A(L) ; 400 - 0.2 \cdot L\} = \{830 ; 392\} = 830 \left(\frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right)$$

$$A(L) = 0.83 \text{ t/m}^2$$

Donc :

$$A(L)_1 = a_1 \times a_2 \times A(L) \times L_v = 1 \times 0.9 \times 0922 = 2.905 \text{ t/ml}$$

Avec $a_1 = 0,9$, $a_2 = 1$, $L_v = 3.5$ m

Tous les résultats sont présentés dans le tableaux suivant :

Travée chargée	La longueur chargée	a ₁	a ₂	A(L) t/m ²	A(1VC)	A(2VC)	A(3VC)
1	40	0.9	1	0.922	2.9043	5.8086	8.7129
2	60	0.9	1	0.730	2.2995	4.5990	6.8985
3	60	0.9	1	0.730	2.2995	4.5990	6.8985
4	40	0.9	1	0.922	2.9050	5.8100	8.7150
1+2	100	0.9	1	0.5514	1.7369	3.4740	5.2107
1+3	100	0.9	1	0.5514	1.7369	3.4740	5.2107
1+4	80	0.9	1	0.6213	1.9571	3.9140	5.8713
2+3	120	0.9	1	0.5027	1.5835	3.1670	4.7505
2+4	100	0.9	1	0.5514	1.7369	3.4740	5.2107
3+4	100	0.9	1	0.5514	1.7369	3.4740	5.2107
1+2+3	160	0.9	1	0.4393	1.3838	2.7676	4.1514
2+3+4	160	0.9	1	0.4393	1.3838	2.7676	4.1514
1+3+4	140	0.9	1	0.4668	1.4704	2.9408	4.4113
1+2+4	140	0.9	1	0.4668	1.4704	2.9408	4.4113
1+2+3+4	200	0.9	1	0.3998	1.2594	2.519	3.7781

Tableau IV.4. Evaluation des surcharges du système A(l).

2) Les système de charge B

Ce type comporte trois sous-systèmes : B_c , B_t et B_r

✓ Système B_c :

Un chemin type de système B_c comporte trois essieux, et répond aux caractéristiques suivantes :

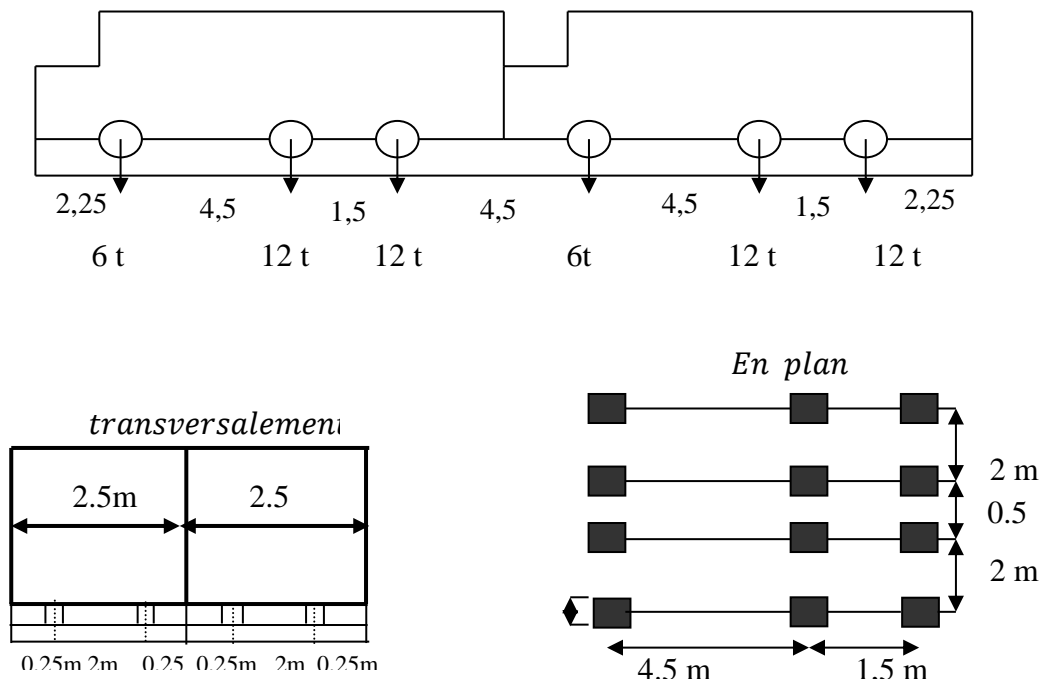


Figure IV.4. Les dimensions du système Bc.

Le sens de circulation peut-être dans un sens, ou dans l'autre à condition que les deux camions circulent dans le même sens. On fonction de la classe du pont et de nombre de files considérées les valeurs des charges du système B_C prise en compte son multiplié par le coefficient b_C.

Disposition sur le pont :

- **Longitudinalement**, on dispose deux (02) camions B_C aux max espacés de façon à produire l'effet le plus défavorable. La distance entre les deux camions est 0.50m.
- **Transversalement**, on dispose le nombre de camion produisant l'effet le plus défavorable sur la largeur chargeable. Le nombre de camion B_C égal le nombre de voies chargées. La distance entre chaque camion est 0,50m.

Dans notre cas on peut disposer deux (02) camion B_C longitudinalement et (03) transversalement.

Les charges de système B_c sont multipliées par deux coefficients :

Un coefficient b_c dépend de classe du pont et le nombre de voies chargée donnée par le tableau suivant :

	1 voie	2 voies	3 voies	4 voies	≥ 5 voies
1 ^{ere} classe	1.2	1.1	0.95	0.8	0.7
2 ^{eme} classe	1	1	/	/	/
3 ^{eme} classe	1	0.8	/	/	/

Tableau.IV.5. Les valeurs de coefficient B_c .

$$\delta_{bc} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2L} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{G}{S}}$$

S : la surcharge maximale

L : la portée du pont

G : la charge permanente

1^{er} cas : (travée de 40 m) 3VC :

On a un pont de 1^{ere} classe et 3 Vc donc : $b_c = 0.95$

$$S = 6 \times L \times b_c = 6 \times 40 \times 0.95 = 228 \text{ t}$$

$$G = g \times L = 24,766 \times 40 = 990.64 \text{ t}$$

$$\delta_{bc} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 40} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{990.64}{228}} = 1.0784$$

Tous les résultats sont présentés dans le tableaux suivant :

Travée chargée	La longueur chargée	G(t)	b _c	S(t)			δ _{bc}		
				1Vc	2Vc	3Vc	1Vc	2Vc	3Vc
1	40	990.64	0.95	76	152	228	1.0557	1.0666	1.0777
2	60	1485.96	0.95	144	228	342	1.0449	1.0529	1.0634
3	60	1485.96	0.95	144	228	342	1.0449	1.0529	1.0634
4	40	990.64	0.95	76	152	228	1.0557	1.0666	1.0777
1+2	100	2476.6	0.95	190	380	570	1.0303	1.0412	1.0517
1+3	100	2476.6	0.95	190	380	570	1.0303	1.0412	1.0517
1+4	80	1981.28	0.95	152	304	456	1.0348	1.0457	1.0562
2+3	120	2971.92	0.95	228	456	684	1.0273	1.0381	1.0486
2+4	100	2476.6	0.95	190	380	570	1.0303	1.0412	1.0517
3+4	100	2476.6	0.95	190	380	570	1.0303	1.0412	1.0517
1+2+3	160	3962.56	0.95	304	608	912	1.0234	1.0343	1.0447
2+3+4	160	3962.56	0.95	304	608	912	1.0234	1.0343	1.0447
1+3+4	140	3467.24	0.95	266	532	798	1.0251	1.0359	1.0464
1+2+4	140	3467.24	0.95	266	532	798	1.0251	1.0359	1.0464
1+2+3+4	200	4953.2	0.95	380	760	1140	1.0210	1.0319	1.0424

Tableau IV.6. Valeurs de coefficient de majoration dynamique de surcharge B_c.

D'après les calculs de δ_{bc} on adopte la valeur maximale δ_{bc} = 1.0777

✓ **Système B_t :**

Un tandem du système B_t est applicable seulement sur la 1^{ère} et 2^{ème} classe, il comporte deux essieux (2x16t).

Disposition sur le pont :

- **Longitudinalement**, un seul tandem est disposé.
- **Transversalement**, on dispose au plus deux (02) tandems pour un pont supportant au moins deux (02) voies. La distance entre les deux tandems est 1m.

Chaque un à deux roues simples qui répond aux caractéristiques suivantes :

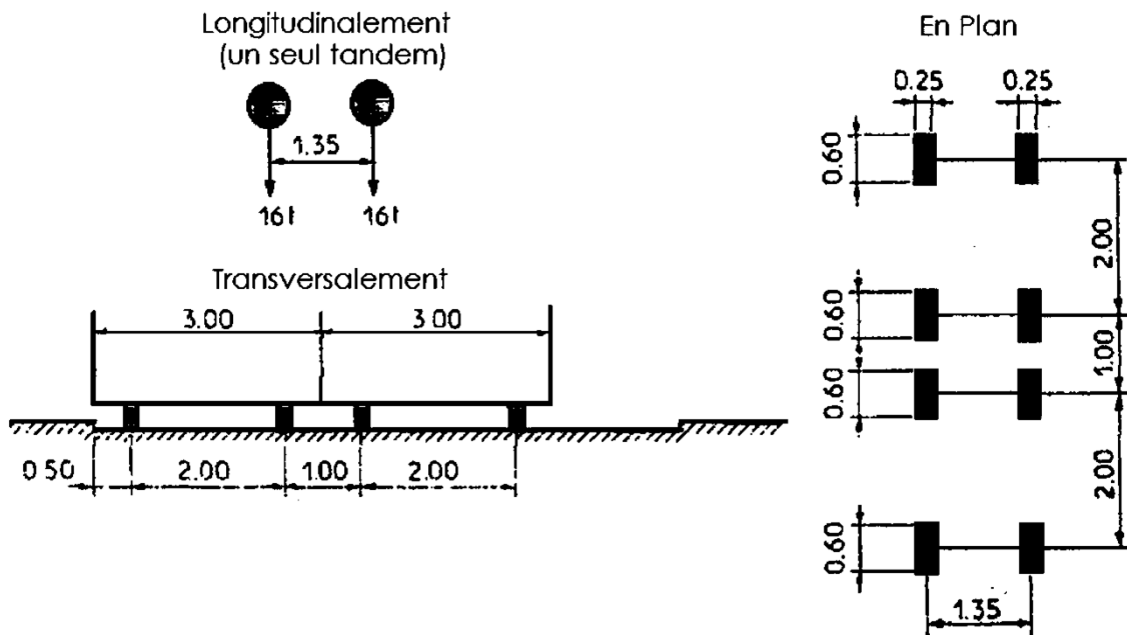


Figure.IV.5. Représentation de système B_t .

Les charges de système B_t sont multipliées par deux coefficients :

Un coefficient b_t dépend de la classe du pont, donné par le tableau suivant :

Classe de pont	1 ^{ère} classe	2 ^{ème} classe
b_t	1	0.9

Tableau.IV.7. Les valeurs de coefficient b_t en fonction de la classe du pont.

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

1^{er} cas : (travée de 40 m) 2VC :

On a un pont de 1^{ère} classe donc : $b_t = 1$

$$S = 2 \times (16 + 16) \times b_t = 2 \times 32 \times 1 = 64 t$$

$$G = g \times L = 24,766 \times 40 = 990.64 t$$

$$\delta_{bc} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 40} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{990.64}{64}} = 1.0540$$

Tous les résultats sont présentés dans le tableaux suivant :

Travée chargée	La longueur chargée	G(t)	b _t	S(t)		δ _{bt}	
				1Vc	2Vc	1Vc	2Vc
1	40	990.64	1	32	64	1.0492	1.0540
2	60	1485.96	1	32	64	1.0340	1.0371
3	60	1485.96	1	32	64	1.0340	1.0371
4	40	990.64	1	32	64	1.0492	1.0540
1+2	100	2476.6	1	32	64	1.0209	1.0229
1+3	100	2476.6	1	32	64	1.0209	1.0229
1+4	80	1981.28	1	32	64	1.0259	1.0283
2+3	120	2971.92	1	32	64	1.0176	1.0192
2+4	100	2476.6	1	32	64	1.0209	1.0229
3+4	100	2476.6	1	32	64	1.0209	1.0229
1+2+3	160	3962.56	1	32	64	1.0133	1.0145
2+3+4	160	3962.56	1	32	64	1.0133	1.0145
1+3+4	140	3467.24	1	32	64	1.0152	1.0165
1+2+4	140	3467.24	1	32	64	1.0152	1.0165
1+2+3+4	200	4953.2	1	32	64	1.0107	1.0117

Tableau.IV.8. Valeurs de coefficient de majoration dynamique de surcharge B_t.

D’après les calculs de δ_{bt} on adopte la valeur maximale δ_{bt} = 1.0540

✓ **Système B_r :**

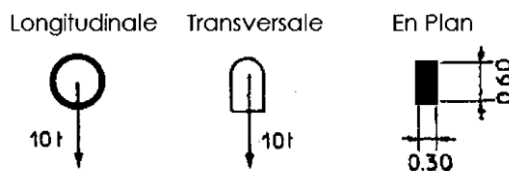


Figure.IV.6. Représentation de système B_r.

Il est constitué d'une roue isolée portant une masse de charges (10 t).

$$\delta_{br} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times L} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{G}{S}}$$

1^{er} cas : (travée de 40 m) :

$$S = 10 \text{ t}$$

$$G = g \times L = 24,766 \times 40 = 990.64 \text{ t}$$

$$\delta_{bc} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 40} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{990.64}{10}} = 1.0459$$

Tous les résultats sont présentés dans le tableaux suivant :

Travée chargée	La longueur chargée	G(t)	S(t)	δ_{br}
1	40	990.64	10	1.0459
2	60	1485.96	10	1.0318
3	60	1485.96	10	1.0318
4	40	990.64	10	1.0459
1+2	100	2476.6	10	1.0196
1+3	100	2476.6	10	1.0196
1+4	80	1981.28	10	1.0243
2+3	120	2971.92	10	1.0165
2+4	100	2476.6	10	1.0196
3+4	100	2476.6	10	1.0196
1+2+3	160	3962.56	10	1.0125
2+3+4	160	3962.56	10	1.0125
1+3+4	140	3467.24	10	1.0142
1+2+4	140	3467.24	10	1.0142
1+2+3+4	200	4953.2	10	1.0101

Tableau.IV.9. Valeurs de coefficient de majoration dynamique de surcharge Br.

D'après les calculs de δ_{bc} on adopte la valeur maximale $\delta_{br} = 1.0459$

✓ **Système militaire M_{C120} :**

Comporte deux (02) chenilles de masse totale 110 t uniformément répartie.

Poids par chenille = 55 t.

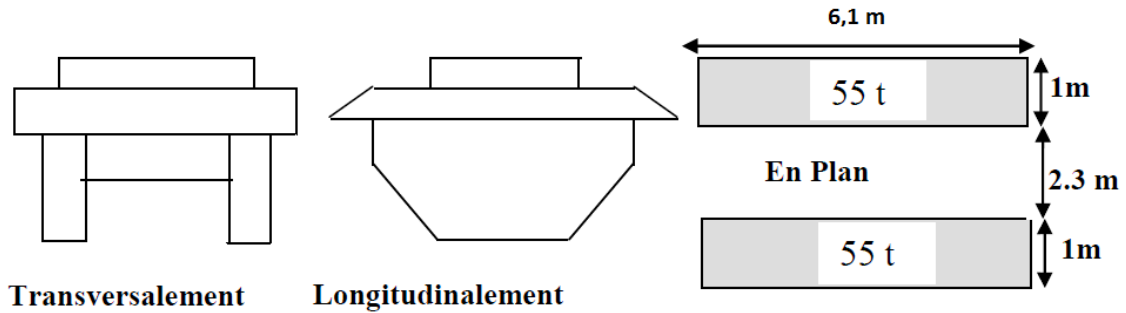


Figure.IV.7. Représentation de système M_{C120} .

Disposition sur le pont :

- **Longitudinalement**, le nombre est déterminé pour produire le cas le plus défavorable. la distance entre axe de deux véhicules successifs égale à 36,60 m.
- **Transversalement**, un seul véhicule disposé.

Le coefficient de majoration dynamique δ_{MC} donnée par la formule suivante :

$$\delta_{Mc} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times L} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{G}{S}}$$

Masse totale de chenille: 110t.

1^{er} cas : (travée de 40 m) :

$$S = 110 \text{ t}$$

$$G = g \times L = 24,766 \times 40 = 990.64 \text{ t}$$

$$\delta_{bc} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 40} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{990.64}{110}} = 1.0606$$

Tous les résultats sont présentés dans le tableaux suivant :

Travée chargée	La longueur chargée	G(t)	S(t)	δ_{Mc120}
1	40	990.64	110	1.0606
2	60	1485.96	110	1.0417
3	60	1485.96	110	1.0417
4	40	990.64	110	1.0606
1+2	100	2476.6	110	1.0256
1+3	100	2476.6	110	1.0256
1+4	80	1981.28	110	1.0317
2+3	120	2971.92	110	1.0215
2+4	100	2476.6	110	1.0256
3+4	100	2476.6	110	1.0256
1+2+3	160	3962.56	110	1.0162
2+3+4	160	3962.56	110	1.0162
1+3+4	140	3467.24	110	1.0185
1+2+4	140	3467.24	110	1.0185
1+2+3+4	200	4953.2	110	1.0130

Tableau IV.10. Valeurs de coefficient de majoration dynamique de surcharge $Mc120$.

D'après les calculs de δ_{Mc120} on adopte la valeur maximale $\delta_{Mc120} = 1.0606$

- **Système de charge exceptionnelles D_{240} :**

C'est une charge de 240 t répartie uniformément sur un rectangle ($18,60 \times 3,20$) m² cette surcharge n'est pas frappé d'un coefficient de majoration dynamique

$$P = 240 \text{ t}$$

Soit :

$$P = \frac{P}{l} = \frac{240}{18.6} = 12.90 \text{ t/ml}$$

$$P_{D240} = 12.90 \text{ t/ml}$$

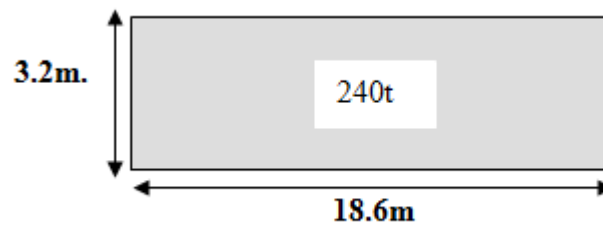


Figure IV.8. Représentation de système D_{240} .

IV.2.3. Autres charges

✓ Actions thermiques (charge climatique)

Variations uniformes

La valeur du coefficient de dilatation thermique linéaire du béton est fixée à $10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$. La variation de température uniforme saisonnière a été considérée être égale à $\Delta T = \pm 35 \text{ } ^\circ\text{C}$ dont :

- une part de température rapidement variable (variation journalière) est prise égale à $\Delta T_i = \pm 10 \text{ } ^\circ\text{C}$ et la détermination des sollicitations (efforts horizontaux sur les piles et culées) dues à des variations rapides doit être effectuée avec le module de déformation instantanée des matériaux (béton, néoprène,...) et de sol.
- une part de température lentement variable est prise égale à $\Delta T_d = \pm 25 \text{ } ^\circ\text{C}$ et la détermination des sollicitations (efforts horizontaux sur les piles et culées) dues à des variations lentes doit être effectuée avec le module de déformation différé des matériaux (béton, néoprène,...) et de sol.

Gradient thermique

Il y a lieu de prendre en compte l'effet d'un même gradient thermique vertical tout le long de l'ouvrage. Il est admis une variation linéaire de température sur la hauteur de la section; le gradient est positif si la température de la fibre supérieure du tablier est plus grande que celle de la fibre inférieure.

Les valeurs caractéristiques des gradients linéaires verticaux de température considérées sont:

$\Delta\theta = (-7 / +7) \text{ } ^\circ\text{C}$ pour les tabliers en béton en service;

$\Delta\theta = (-12 / +12) \text{ } ^\circ\text{C}$ pour les tabliers en béton en phase de construction.

Actions de la température dans les piles

Il y a lieu de prendre en compte les effets d'un gradient linéaire de température entre surfaces opposées des piles. En l'absence d'exigences particulières il convient de considérer une valeur caractéristique du gradient linéaire égale à $\pm 10^\circ\text{C}$ dans le cas des piles en béton. De plus, il y a lieu de considérer, une différence de température entre les faces interne et externe d'une paroi (piles creuses) dont la valeur caractéristique est fixée à $\pm 15^\circ\text{C}$ en l'absence d'indications particulières.

✓ Effet de vent :

Le vent souffle horizontalement et verticalement à l'axe longitudinal de la chaussée, il développe sur toute la surface souflée normalement une pression de **2000 N/m²**.

✓ Effet de séisme :

Les charges sismiques sont classées parmi les actions accidentelles.

Les effets de séisme sont très importants sur les appuis, et même pour le dimensionnement des appareils d'appuis et ferrailage des piles.

Notre ouvrage est un pont stratégique avec sismicité moyenne.

✓ L'effet de freinage :

Les charges de chaussées des systèmes A(L) et B_C sont susceptibles de développer dans réaction de freinage, efforts s'exercent à la surface de la chaussée dans un sens ou l'autre.

L'effort de freinage considéré pour la stabilité des appuis et la résistance des appareils d'appuis.

L'effet de freinage correspondant au système A(L) est donné par :

$$F_H = F \times A(L)$$

$$\text{Avec: } F = \frac{1}{(20 + 0.0035 \times S)}$$

$S = L_C \times L$ (la surface chargée en m^2)

1^{er} cas : (travée de 40 m) 3VC :

$$A_{3VC} = A(L) \times a_1 \times a_2 \times S = 0.922 \times 0.9 \times 1 \times 420 = 348.516 \text{ t/ml}$$

$$S = 3.5 \times 40 \times 3 = 420 \text{ m}^2$$

$$F_H = F \times A_{3VC} = 16.233 \text{ t}$$

Avec:

$$F = \frac{1}{(20 + 0.0035 \times S)} = 0.046576$$

Tous les résultats sont présentés dans le tableaux suivant :

Travée chargée	La longueur chargée	S(t)			A(L) t/m ³	A t/ml			F (t)		
		1Vc	2Vc	3Vc		1Vc	2Vc	3Vc	1Vc	2Vc	3Vc
1	40	140	280	420	0.922	116.172	232.344	348.516	5.670	11.074	16.233
2	60	210	420	630	0.730	137.970	275.940	413.910	6.654	12.852	18.640
3	60	210	420	630	0.730	137.970	275.940	413.910	6.654	12.852	18.640
4	40	140	280	420	0.922	116.172	232.344	348.516	5.670	11.074	16.233
1+2	100	350	700	1050	0.5514	173.691	347.382	521.073	8.183	15.473	22.010
1+3	100	350	700	1050	0.5514	173.691	347.382	521.073	8.183	15.473	22.010
1+4	80	280	560	840	0.6213	156.568	313.135	469.703	7.463	14.260	20.475
2+3	120	420	840	1260	0.5027	190.021	380.041	570.062	8.850	16.567	23.354
2+4	100	350	700	1050	0.5514	173.691	347.382	521.073	8.183	15.473	22.010
3+4	100	350	700	1050	0.5514	173.691	347.382	521.073	8.183	15.473	22.010
1+2+3	160	560	1120	1680	0.4393	246.008	492.016	738.024	11.202	20.569	28.517
2+3+4	160	560	1120	1680	0.4393	246.008	492.016	738.024	11.202	20.569	28.517
1+3+4	140	490	980	1470	0.4668	228.732	457.464	686.196	10.533	19.525	27.289
1+2+4	140	490	980	1470	0.4668	228.732	457.464	686.196	10.533	19.525	27.289
1+2+3+4	200	700	1400	2100	0.3998	251.874	503.748	755.622	11.219	20.231	27.628

Tableau.IV.11. Les valeurs de l'effet de freinage.

Pour le système B_c , un seul camion est supposé freiné avec une force égale à son poids $FH = 30t$.

Effort de freinage correspondant à B_c :

Pour le system B_c chaque essieu peut développer un effort de freinage égal à son poids, parmi les camions B_c que l'on peut placer sur le pont un seul est supposé freiner.

Les efforts de freinage développés par le système B_c ne sont pas susceptibles de majoration pour l'effet dynamique donc $F = 30 t$.

IV.3. Les combinaisons des charges

Les combinaisons sont obtenues en considérant une action prépondérante accompagnée d'actions concomitantes. Un coefficient de majoration est affecté à chaque action en fonction de sa nature prépondérante ou concomitante. Les coefficients des majorations mentionnés dans le tableau suivant :

Action	ELU	ELS
Poids propre (G)	1.35	1
Surcharge A(L)	1.6	1.2
Système B_c	1.6	1.2
M_{c120}	1.35	1
D_{240}	1.35	1
Vent (W)	1.5	0
Température (ΔT)	0	0.5

Tableau IV.12. Valeurs des coefficients de majoration.

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 ;

ΔT : gradient thermique ;

F_f : freinage .

Les combinaisons sont présentées au tableau suivant :

Action prépondérante	Combinaisons	Numéro de la combinaison
E.L.U	$1.35 G + 1.6 A(L)$	1
	$1.35 G + 1.6 B_c$	2
	$1.35 G + 1.6 B_t$	3
	$1.35 G + M_{c120}$	4
	$1.35 G + D_{240}$	5
	$G + Q_r$	6
Situation accidentelle	$G + E$	7
E.L.S	$G + 1.2 A(L)$	8
	$G + 1.2 B_c$	9
	$G + 1.2 B_t$	10
	$G + M_{c120}$	11
	$G + D_{240}$	12
	$G + 1.2 A(L) + 0.5 \Delta T$	13
	$G + 1.2 B_c + 0.5 \Delta T$	14
	$G + M_{c120} + 0.5 \Delta T$	15
	$G + D_{240} + 0.5 \Delta T$	16

Tableau IV.13. *Combinaison des charges.*

IV.4. Conclusion

L'étude de comportement mécanique pour chaque ouvrage passé par l'évaluation des charges et surcharges avec l'utilisant les différentes combinaisons des charges, à l'aide du logiciel Robot on a évalués les sollicitations dans chaque section de tablier.

Chapitre V :

Etude de fléau isostatique

V.1. Introduction

La construction par encorbellement successif consiste à exécuter un ouvrage élément par élément, sans contact avec le sol.



Figure V.1. *Pont construit par encorbellement en voussoirs préfabriqués posés à la poutre de lancement*

Les ponts construits en encorbellement successifs 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 de tablier. Lorsque les extrémités atteignent le voisinage de la clé pour les deux extrémités, on dit qu'on a construit un fléau.

Un fléau est une partie principale de tablier de pont, il est construit en demi-fléau symétriquement à partir de l'axe de la pile pour assurer son équilibre.

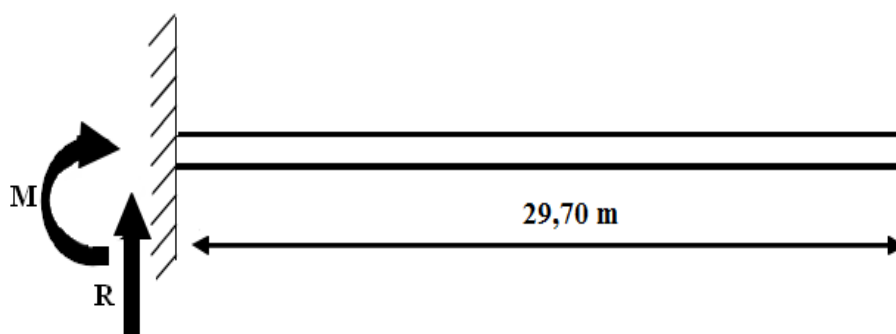


Figure V.2. Schéma statique de demi-fléau.

V.2. Phase d'exécution

La construction d'un ouvrage par encorbellement successifs se décompose par plusieurs phases aux cours desquelles le fonctionnement structural de l'ouvrage évalue.

- ✓ Phase 0 : élévation des piles
- ✓ Phase 1 : réalisation du fléau sur p_1

Le fléau appelé "fléau typique de 10 voussoirs" est constitué par un voussoir posé au sommet de chaque pile, dit voussoir de tête-pile (voussoir V0), et par 20 autres voussoirs disposés symétriquement de chaque côté du voussoir de tête-pile, à savoir 10 d'une part et 10 de l'autre (voussoirs V1 -> V10) ; les autres types de fléaux se composent de façon tout à fait similaire.

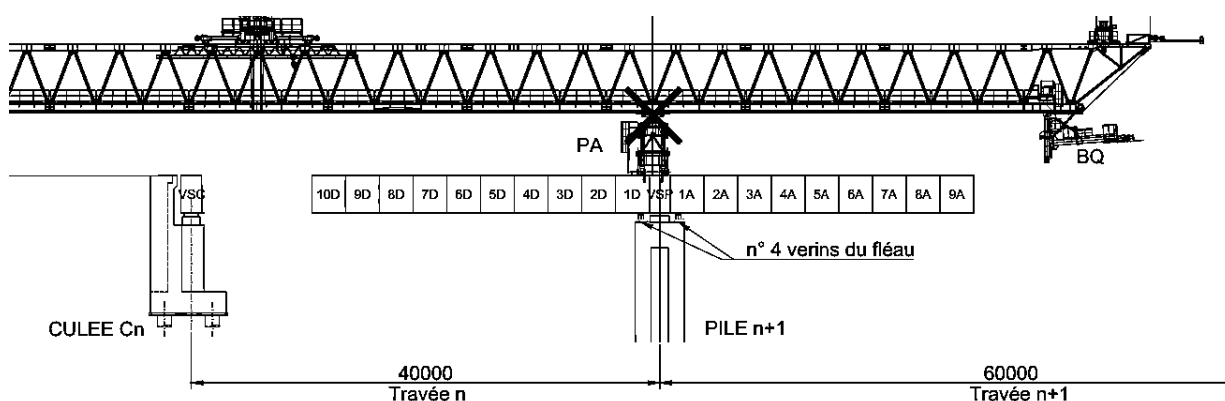


Figure V.3. Fléau sur p_1 est réalisé.

✓ **Phase 2 : clavage c**

Disposition des voussoirs à compléter la travée C1-P1, jetée du voussoir de ‘clavage’ et exécution de la précontrainte à compléter la travée C1-P1.

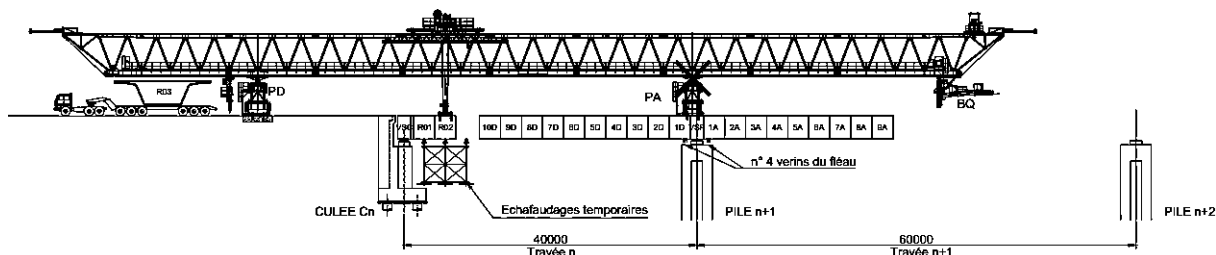


Figure V.4. Disposition des voussoirs à compléter la travée C1-P1.

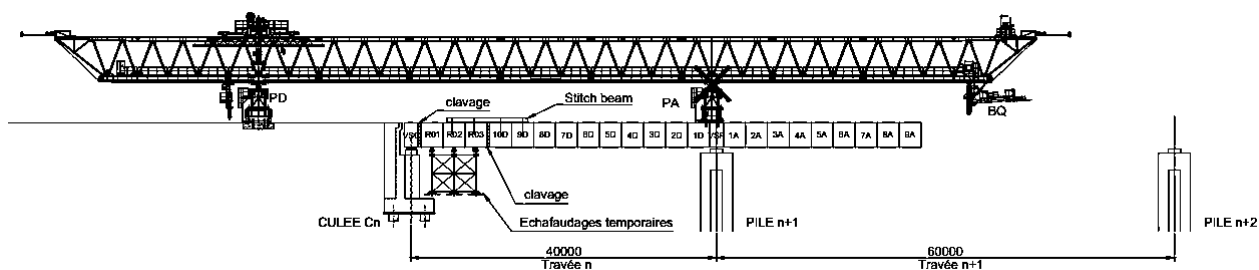


Figure V.5. Clavage C1-P1v.

✓ **Phase 3 : réalisation du fléau sur p2**

Exécution par encorbellement du fléau de la pile P2.

✓ **Phase 4 : clavage P1-P2**

Jetée du voussoir de ‘clavage’ et exécution de la précontrainte pour la travée P2-P1.

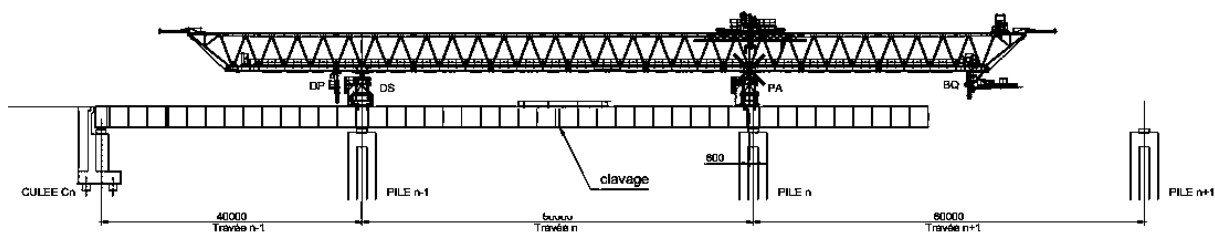


Figure V.6. Clavage P1-P2.

✓ **Phase 5 : réalisation du fléau sur la pile P₃**

Exécution par encorbellement du fléau de la pile P₃.

✓ **Phase 6 : clavage c**

Jetée du voussoir de ‘clavage’ et exécution de la précontrainte pour la travée P₃-P₂.

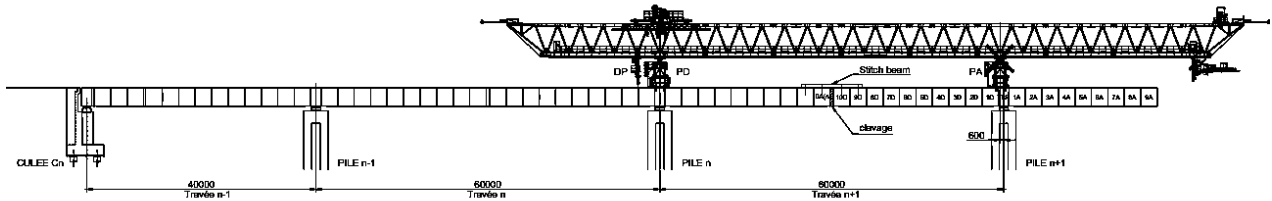


Figure V.7. Clavage P₂-P₃.

✓ **Phase 7 : clavage P₃-C₂**

Disposition des voussoirs à compléter la travée P₃-C₂, jetée du voussoir de ‘clavage’ et exécution de la précontrainte à compléter la travée P₃-C₂.

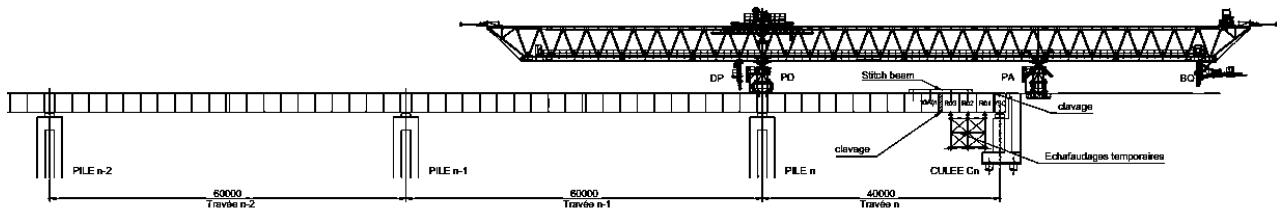


Figure V.8. Clavage P₃-C₁.

V.3. Etude du fléau isostatique

Pendant l'exécution des fléaux du tablier il faut en assurer leur stabilité. Pour ce faire il faut vérifier deux types de situations créant des déséquilibres qui sont décrit dans les SETRA.

[4]

Dans le détail il faut considérer :

1. Une situation temporaire de construction alors que le fléau est en déséquilibre sous l'effet du poids d'un voussoir construit ou posé avant son symétrique, des charges de chantier non-symétriques ;

2. Une situation accidentelle qui correspond à la chute d'un voussoir préfabriqué. On reporte dans le dessin ci-dessous le schéma des 2 situations à considérer :

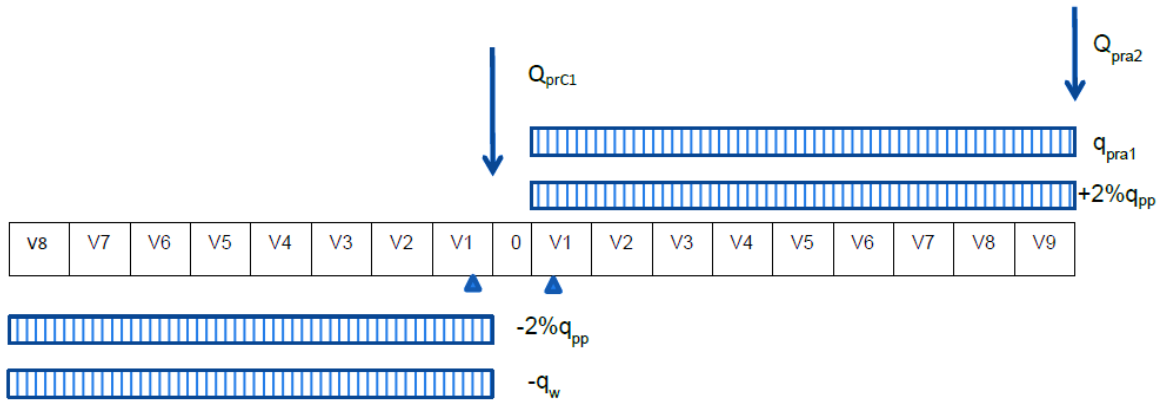


Figure V.9. Fléau de la pile: Situation de déséquilibre temporaire en construction (1)

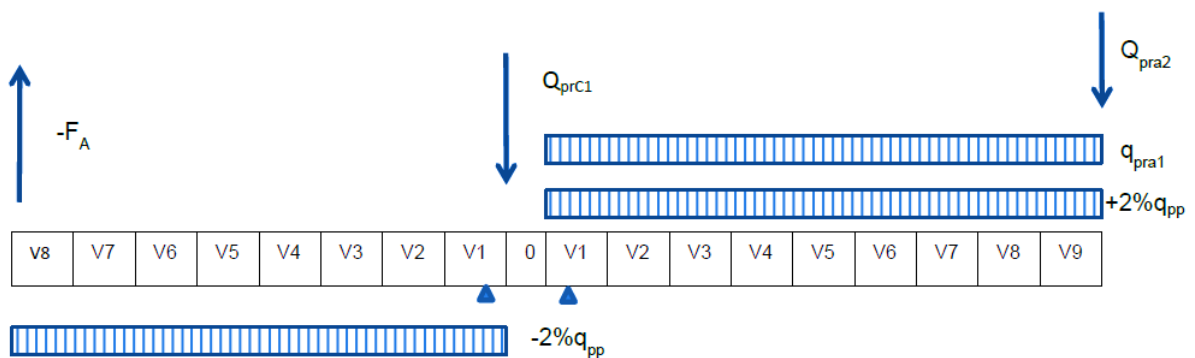


Figure V.10. Fléau de la pile: Situation accidentelle de déséquilibre (2)

Où les charges considérées sont :

- Le poids propre du tablier q_{pp} (G) ;
- Surcharges de chantier : c'est une surcharge des divers matériels de chantier que l'on assimile à une surcharge uniformément répartie q_{pra1} et l'autre concentré Q_{pra2} appliqué à mi-travée :

$$q_{pra1} = 0,2 \times 13,10 = 2,62 \text{ kN.m} = 0,262 \text{ t.m} \text{ Charge aléatoire uniforme et répartie}$$

[4]

$$Q_{pra1} = 50 + 5 \times 13,10 = 115,5 \text{ kN} = 11,55 \text{ t} \text{ Charge aléatoire concentrée [4]}$$

- Les charges Q_{prc1} et Q_{prc2} sont les décharges des appuis de l'équipement de lacement $3734 \text{ KN} = 373,4 \text{ t}$;
- Le vent ascendant $q_w = 0,125 \times 13,10 = 1,6375 \text{ t/m}$ [5]
- La chute d'un voussoir F_a .

Le fléau est encasté sur le chevêtre de la pile au moyen de soutiens provisoires. Pour assurer la transmission à la pile des tractions qui se développent pendant l'exécution, on prévoit des câbles verticaux (câbles de précontrainte).

V.3.1. Effet du poids propre dans un demi-fléau

On prend les résultats suivant pour faire le calcul :

Type de voussoir	Longueur (m)	Poids (t/ml)
Voussoir typique	2,88	19,50
Voussoir V01	2,88	23,50
VSP	1,80	47,50

Tableau V.1. Poids des voussoirs.

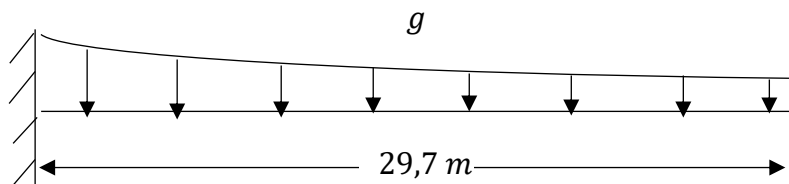


Figure.V.11. Poids propre du demi-fléau.

Poids propre d'un voussoir typique :

$$P = 19,50 \times 2,88 = 56,16 \text{ t}$$

Poids propre du voussoir V01 :

$$P = 23,50 \times 2,88 = 67,68 \text{ t}$$

Poids propre de VSP :

$$P = 47,50 \times 1,80 = 85,50 \text{ t}$$

On a un demi-fléau se compose de 11 voussoirs \longrightarrow $\frac{1}{2}$ voussoir sur pile, 1 voussoir v01 et 09 voussoirs typiques.

$$\frac{85,50}{2} + 67,68 + (56,16 \times 9) = 615,87 \text{ t}$$

Le poids propre du fléau est :

$$615,87 \times 2 = 1231,74 \text{ t}$$

Les équations des sollicitations donner par les formules suivantes :

✓ **Le moment fléchissant :**

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

Telle que :

$$g = \frac{1231,74}{59,4} = 20,73636 \text{ t}$$

$$M(x) = 20,73636 \left(-\frac{x^2}{2} + xl - \frac{l^2}{2} \right)$$

✓ **L'effort tranchant :**

$$V(x) = g(x - l)$$

$$V(x) = 20,73636(x - l)$$

Section	Distance (m)	Moment fléchissant M(t.m)	Effort tranchant V(t)
Axe pile	0	-9172,3952	-615,86989
Vsp	0,9	-8599,78322	-597,207168
V01	3,78	-6965,82441	-537,48645
V02	6,66	-5503,86126	-477,7657
V03	9,54	-4213,89377	-418,04502
V04	12,42	-3095,92195	-358,32430
V05	15,30	-2149,9458	-298,60358
V06	18,18	-1375,9653	-238,88286
V07	21,06	-773,98049	-179,16215
V08	23,94	-343,99133	-119,44143
V09	26,82	-85,99783	-59,72072
V10	29,70	0	0

Tableau V.2. Effort sous poids propre.

V.3.2. Surcharges du chantier

Correspondant aux matériaux stocker sur le tablier, aux petits engin de chantier aux personnel et aux action climatique.

Pour couvrir les charges de chantier inconnue on utilise :

- a. Une charge répartie $q_{pra1} = 200\text{KN/m}^2$ [4]

$$q_{pra1} = 0.02 \times 13,10 = 0,262 \text{ t/ml}$$

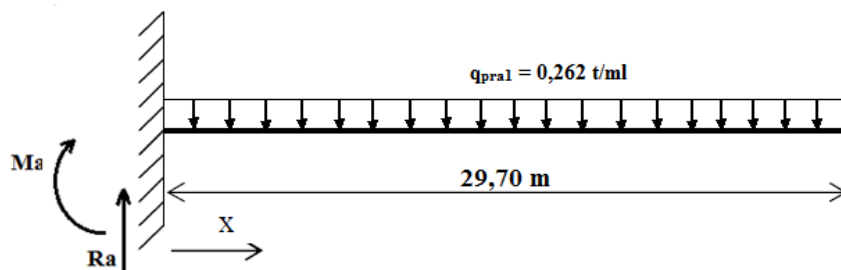


Figure V.12. Surcharge du chantier (répartie)

Les équations des sollicitations sont :

✓ **Le moment fléchissant**

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

$$M(x) = 0,262 \left(-\frac{x^2}{2} + xl - \frac{l^2}{2} \right)$$

✓ **L'effort tranchant**

$$V(x) = q_{\text{pral}} (x - l)$$

$$V(x) = 0,262 (x - 30)$$

Section	Distance (m)	Moment fléchissant M(t.m)	Effort tranchant V(t)
Axe pile	0	-115,5538	-7,7814
Vsp	0,9	-108,6566	-7,5456
V01	3,78	-88.0118784	-6,7910
V02	6,66	-69.5402496	-6,0365
V03	9,54	-53.2417536	-5,2819
V04	12,42	-39.1163904	-4,5273
V05	15,30	-27.16416	-3,7728
V06	18,18	-17.3850624	-3,0182
V07	21,06	-9.7790976	-2,2636
V08	23,94	-4.3462656	-1,5091
V09	26,82	-1.0865664	-0,7545
V10	29,70	0	0

Tableau V.3. Effort sous q_{pral} .

a. Une charge concentrée Q_{pra2}

La charge concentrée appliquée en bout du fléau, à l'extrémité du dernier voussoir terminer est donnée par la formule suivante : $(50 + 5 b) \text{ KN}$

Tel que :

b : largeur du hourdis supérieur

$$Q_{pra2} = 50 + 5 \times 13,10 = 115,5 \text{ kN} = 11,55 \text{ t}$$

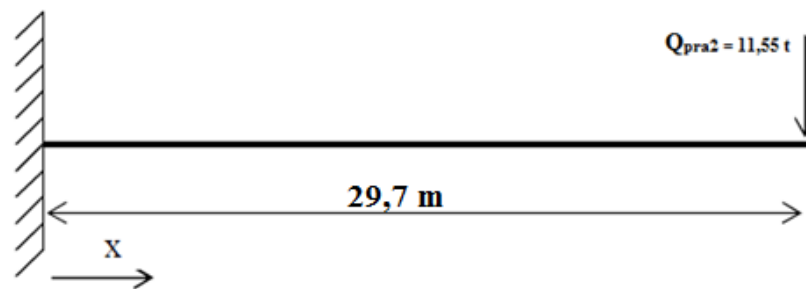


Figure V.13. Surcharge du chantier concentré

Les équations des sollicitations sont :

✓ **Le moment fléchissant**

$$M(x) = Q_{pra2} (x - l) \quad M(x) = 11,55 (x - 29,70)$$

✓ **L'effort tranchant**

$$V(x) = - Q_{pra2} = - 11,55 \text{ t}$$

Section	Distance (m)	Moment fléchissant M(t.m)	Effort tranchant V(t)
Axe pile	0	-343,035	-11,55
Vsp	0,9	-332,64	-11,55
V01	3,78	-299,376	-11,55
V02	6,66	-266,112	-11,55
V03	9,54	-232,848	-11,55
V04	12,42	-199,584	-11,55
V05	15,30	-166,32	-11,55
V06	18,18	-132,056	-11,55
V07	21,06	-99,792	-11,55
V08	23,94	-66,528	-11,55
V09	26,82	-33,264	-11,55
V10	29,70	0	-11,55

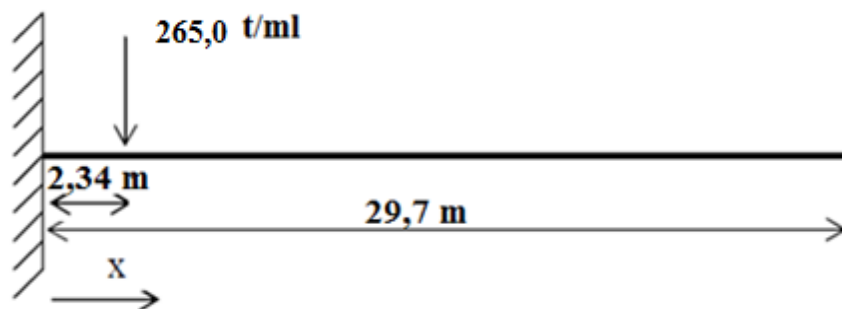
Tableau V.4. Effort sous Q_{pra2} .

Figure V.14. Surcharge du lanceur.

V.3.3. Surcharges du lanceur

Dans la phase d'exécution sont fournis deux charges concentrées de la « poutre de lancement » avec les valeurs égales à 2650 kN avec une excentricité de pile égal à 2,340m.

Les équations des sollicitation dans la première partie : $x(0; 2,34)$.

✓ **Le moment fléchissant :**

$$M(x) = (+265,00(x - 2,34))$$

✓ **L'effort tranchant :**

$$V(x) = (-265,00)$$

Les équations des sollicitation dans la deuxième partie : $x(2,34; 29,70)$.

✓ **Le moment fléchissant :**

$$M(x) = (0)$$

✓ **L'effort tranchant :**

$$V(x) = (0)$$

Section	Distance (m)	Moment fléchissant M(t.m)	Effort tranchant V(t)
Axe pile	0	-620,10	-265,00
Vsp	0,9	-381,60	-265,00
V01	3,78	0	0
V02	6,66	0	0
V03	9,54	0	0
V04	12,42	0	0
V05	15,30	0	0
V06	18,18	0	0
V07	21,06	0	0
V08	23,94	0	0
V09	26,82	0	0
V10	29,70	0	0

Tableau V.5. Effort sous Q_{prc} .

V.3.4. Effet de la surcharge répartie du vent

Selon le fascicule 61 titre 2 :

- $P = 2,00 \text{ KN}/\text{m}^2$ Pour les ouvrages en service ;
- $P = 1,25 \text{ KN}/\text{m}^2$ Pour les ouvrages en cours de construction. [5]

On prend une surcharge du vent répartie de $125 \text{ kg}/\text{m}^2$

$$q_w = 0,125 \times 13,10 = 1,6375 \text{ t}/\text{m}$$

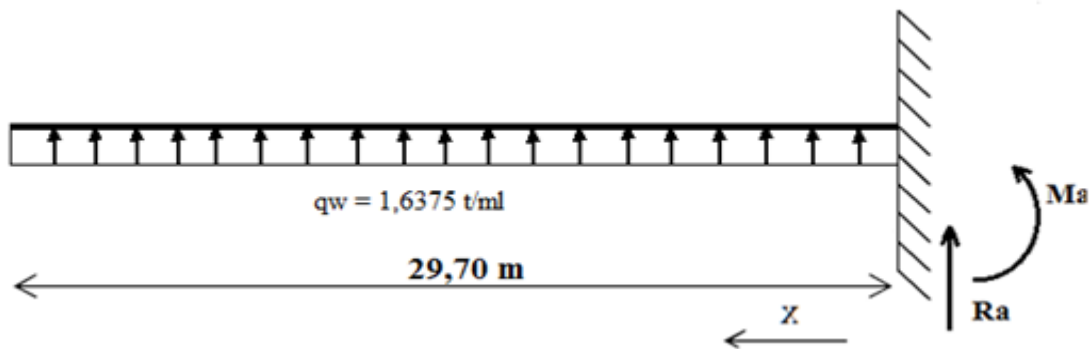


Figure V.15. Surcharge su vent.

✓ Le moment fléchissant

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

$$M(x) = 1,6375 \left(-\frac{x^2}{2} + 29,70 x - \frac{29,70^2}{2} \right)$$

✓ L'effort tranchant

$$V(x) = q_w (x - l)$$

$$V(x) = 1,6375 (x - 29,70)$$

Section	Distance (m)	Moment fléchissant M(t.m)	Effort tranchant V(t)
Axe pile	0	-722,2112	-48,63375
Vsp	0,9	-679,104	-47,160
V01	3,78	-550,0742	-42,493125
V02	6,66	-434,6265	-37,728
V03	9,54	-332,7609	-33,012
V04	12,42	-244,4774	-28,296
V05	15,30	-169,776	-23,580
V06	18,18	-108,6566	-18,864
V07	21,06	-61,119	-14,148
V08	23,94	-27,1641	-9,432
V09	26,82	-6,791	-4,716
V10	29,70	0	0

Tableau V.6. Effort sous q_w .

V.3.5. Effet de la chute d'un voussoir F_a

Action accidentelle provoqué par la chute d'un voussoir et égale à l'inverse de son poids propre.

Soit :

$$F_a = S_{vt} \times \gamma_b \times l_v = 7,8 \times 2,5 \times 2.88 = 56,16 \text{ t}$$

✓ **Le moment fléchissant**

$$M(x) = F_a (x - l) = 56,16 (x - 29,70)$$

✓ **L'effort tranchant**

$$V(x) = -F_a = -65,16 \text{ t}$$

Section	Distance (m)	Moment fléchissant M(t.m)	Effort tranchant V(t)
Axe pile	0	-1667,952	-56,16
Vsp	0,9	-1617,408	-56,16
V01	3,78	-1455,6672	-56,16
V02	6,66	-1293,9264	-56,16
V03	9,54	-1132,1856	-56,16
V04	12,42	-970,4448	-56,16
V05	15,30	-808,704	-56,16
V06	18,18	-646,9632	-56,16
V07	21,06	-485,2224	-56,16
V08	23,94	-323,4816	-56,16
V09	26,82	-161,7408	-56,16
V10	29,70	0	-56,16

Tableau V.7. Effort sous F_a .

V.4. Les combinaisons des charges

V.4.1. Pour vérifier la stabilité de fléau

On considère les combinaisons suivantes selon le B.A.E.L 91 :

1. Combinaison en situation temporaire de construction (type A) ;
2. Combinaison en situation accidentelle de construction (type B).

On étudier le fléau avec un déséquilibre lors de la pose de la dernière paire de voussoir. L'un des deux voussoirs est supposé brêlé à l'extrémité du fléau et libéré de l'engin de pose, l'autre voussoir n'est pas encore posé

On prend + 2% lors de la pose de la dernière paire de voussoir ;

- G_{\max} : le poids propre d'un demi-fléau majoré par 1.02 ;

- G_{\min} : le poids propre d'un demi-fléau minoré par 0.98 ;
- $Q_{\text{pra}2}$: charge concentrée ;
- $q_{\text{pra}1}$: la charge répartie ;
- $Q_{\text{prc}1}$: La charge de lacement ;
- F_a : la chute du voussoir ;
- Q_w : surcharge répartie du vent.

1. combinaison en situation temporaire de construction

Pour ce type on a deux cas :

✓ Combinaison A₁ :

$$1,1 (G_{\max} + G_{\min}) + 1,25 (Q_{\text{pra}2} + Q_{\text{prc}1} + Q_{\text{pra}1} + Q_w)$$

La valeur maximale a ($x = 0$)

	G		1,25 $q_{\text{pra}1}$	1,25 $Q_{\text{pra}2}$	1,25 $Q_{\text{prc}1}$	1,25 Q_w
	1,1 G_{\max}	1,1 G_{\min}				
M(x=0)	-10291,42741	-9887,842026	-144,44225	-428,79375	-775,125	-902,764
V(x=0)	-691,0060	-663,9077	-9,72675	-14,4375	-331,25	-60,79219

Tableau V.8. Les valeurs maximales de M et V pour la combinaison A₁.

$$M(x = 0) = -2654,710384 \text{ t.m}$$

$$V(x = 0) = -443,30474 \text{ t}$$

✓ Combinaison A₂ :

$$0,9 (G_{\max} + G_{\min}) + 1,25 (Q_{\text{pra}2} + Q_{\text{prc}1} + Q_{\text{pra}1} + Q_w)$$

La valeur maximal a ($x = 0$)

	G		1,25 q _{pra1}	1,25 Q _{pra2}	1,25 Q _{prc}	1,25 Q _w
	0,9 G_{max}	0,9 G_{min}				
M(x=0)	-8420,25879	-8090,052566	-144,44225	-428,79375	-775,125	-902,764
V(x=0)	-565,368559	-543,19724	-9,72675	-14,4375	-331,25	-60,79219

Tableau V.9. Les valeurs maximales de M et V pour la combinaison A₂.

$$M(x = 0) = -2581,331224 \text{ t.m}$$

$$V(x = 0) = -438,377759 \text{ t}$$

2. Combinaison en situation accidentelle de construction

Pour ce type on a deux cas :

✓ Combinaison B₁ :

$$1,1 (G_{max} + G_{min}) + Fa + (Q_{pra2} + Q_{prc} + Q_{pra1} + Q_w)$$

La valeur maximal a ($x = 0$)

	G		Q _{pra1}	Q _{pra2}	Q _{prc}	Q _w	F _a
	1,1 G_{max}	1,1 G_{min}					
M	-10291,4274	-9887,842026	-115,5538	-343,035	-620,10	-722,2112	-1667,952
V	-691,0060	-663,9077	-7,7814	-11,55	-265,00	-48,63375	-56,16

Tableau V.10. Les valeurs maximales de M et V pour la combinaison B₁.

$$M(x = 0) = -3871,437384 \text{ t.m}$$

$$V(x = 0) = -416,22345 \text{ t}$$

✓ Combinaison B₂ :

$$0,9 (G_{max} + G_{min}) + Fa + (Q_{pra2} + Q_{prc} + Q_{pra1} + Q_w)$$

La valeur maximal a ($x = 0$)

	G		Q _{pra1}	Q _{pra2}	Q _{prc}	Q _w	F _a
	0,9 G_{max}	0,9 G_{min}					
M	-8420,25879	-8090,052566	-115,5538	-343,035	-620,10	-722,2112	-1667,952
V	-565,368559	-543,19724	-7,7814	-11,55	-265,00	-48,63375	-56,16

Tableau V.11. Les valeurs maximales de M et V pour la combinaison B₂.

$$M(x = 0) = -3799,058224 \text{ t.m}$$

$$V(x = 0) = -411,296469 \text{ t}$$

V.4.2. Pour calculer les câbles de fléau

On utilise la formule suivante :

$$1,03 G + Q_{pra1} + Q_{pra2}$$

1,03 G (Q _{pra2} + Q _{pra1})			
Section	Distance x	Moment fléchissant M(x) (t.m)	Effort tranchant V(x) (t)
Axe pile	0	-9906,155856	-653,6773867
Vsp	0,9	-9299,073317	-634,218983
V01	3,78	-7562,18701	-571,952043
V02	6,66	-6004,62935	-509,685171
V03	9,54	-4626,404367	-447,4182706
V04	12,42	-3427,49999	-385,151329
V05	15,30	-2407,928334	-322,8844874
V06	18,18	-1566,685321	-260,6175458
V07	21,06	-906,7710023	-198,3506145
V08	23,94	-425,1853355	-136,0837729
V09	26,82	-122,9286313	-73,8168416
V10	29,70	0	-11,55

Tableau V.12. Effort sous 1,03 G (Q_{pra2} + Q_{pra1}).

D'après le tableau on adopte la combinaison maximale :

✓ Le moment fléchissant :

$$M(x = 0) = 1,03 \times (-9172,3952) - 115,5538 - 343,035 = -9906,155856 \text{ t.m}$$

✓ L'effort tranchant :

$$V(x = 0) = 1,03 \times (-615,86969) - 7,7814 - 11,55 = -653,6773867 \text{ t}$$

V.5. Conclusion

L'étude isostatique du fléau permet de déterminer les sollicitations maximales nécessaires pour calculer le nombre des câbles de précontrainte du fléau.

Chapitre VI :

Étude de la précontrainte

VI.1. Introduction

VI.1.1. Histoire et principe du béton précontraint

L'idée de la précontrainte consiste à comprimer le béton à l'avance à l'aide d'un ensemble des forces internes de façon telle que la variation des contraintes qui faisait naître de la traction, ne provoque qu'une décompression du matériau.

L'idée de la technique du béton précontraint est due à **M. FREYSSINET**, qui chercha à se placer dans des conditions voisines de certains arcs où l'effort normal compense les tractions, produisant ainsi, exclusivement les compressions auxquelles le béton résiste convenablement. Bien avant **M. FREYSSINET**, d'autres ingénieurs tels que **KOENER** et **LUNDT** (en 1907) avaient essayé de pré comprimer des éléments en béton en les traversant par des barres d'acier doux filetées et tendues par serrage d'un écrou; mais leurs essais n'avaient abouti qu'à des échecs, en raison de l'intervention des déformations différées (retrait, fluage, et la relaxation de l'acier.). A partir d'études théoriques et expérimentales, **M. FREYSSINET** découvre en 1962 les lois régissant le retrait, les déformations lentes sous charges, et les hygrométries. En 1928, il déposa ses brevets qui définissent à la fois le fonctionnement théorique du matériau et les dispositifs à mettre en œuvre pour réaliser pratiquement la mise en place du béton (câble, grâce, ancrages, vérins, etc.....).

VI.1.2. Qualités et défauts du béton précontraint

Comme principaux avantages du béton précontraint, on peut citer :

- ✓ Une meilleure utilisation de la matière puisque contrairement au béton armé, il n'y a pas de béton tendu inutile (tout au moins en classe I et II) ;
- ✓ Le béton situé autour des armatures de précontrainte est toujours comprimé, on limite ainsi sérieusement les risques de corrosion des aciers ;
- ✓ Les armatures à haute limite élastique utilisées en béton précontraint sont moins chères, à force égale, que les aciers de béton armé ;
- ✓ L'effort de précontrainte, agissant en sens inverse des charges extérieures, limite les déformées. On obtient ainsi une diminution des flèches des poutres et donc une diminution de leur hauteur ;

- ✓ La possibilité d'assembler des éléments préfabriqués sans échafaudage ni bétonnage de deuxième phase : ponts construits avec des voussoirs préfabriqués posés en encorbellements successifs, fléaux de couvertures de stade (parc des princes, stade olympique de Montréal, etc.) ;
- ✓ La possibilité de franchir de plus grandes portées qu'avec des ouvrages en béton armé comme inconvénients, on retiendra :
 - ✓ La nécessité de fabriquer des bétons plus résistants, principalement avant 28 jours
 - ✓ La nécessité de disposer d'un personnel qualifié pour la vérification de la pose des gaines et des câbles et pour la mise en tension des câbles ;
 - ✓ Des calculs en général plus complexes que pour les ouvrages en béton armé.

VI.1.3. Types de précontraint

La mise en œuvre de la précontrainte nécessite l'utilisation de matériel spécifique de mise en tension et de blocage des armatures qui font l'objet de divers brevets.

Ces différents procédés peuvent se classer en deux principales catégories : [8]

- La précontrainte par pré tension ;
- La précontrainte par posttension.

a. Précontrainte par pré tension

On entend par précontrainte par pré tension, la mise en tension des armatures avant le coulage du béton. Cela suppose donc que l'on doive tendre les aciers en s'appuyant, soit sur le coffrage lui-même, soit sur les culées ancrées dans le sol ou tout autre dispositif qui permet de transférer l'effort d'une extrémité à l'autre.

Ce procédé peut être réalisé en usine ou sur chantier.

- **Les avantages et les inconvénients de la pré tension**

- **Les avantages :**
 - L'économie des gaines, des dispositifs d'ancrage et de l'opération de l'injection ;
 - La simplicité de la réalisation du procédé ;
 - Une bonne collaboration du béton et des armatures.

➤ **Les inconvénients :**

- La portée limitée à 20 m ;
- Les fils sont rectilignes donc on ne peut pas faire varier l'excentricité la longueur de la poutre ;
- Le risque d'éclatement à l'extrémité.

b. Précontrainte par post tension

Son principe est de tendre les armatures en prenant appuis sur la pièce à précontrainte pendant sa mise en tension, l'armature s'allonge tandis que le béton comprimé présente un léger raccourcissement, pour permettre le mouvement relatif qui en résulte, il est nécessaire de ménager dans le béton des évitements tubulaires généralement formés par des gaines métalliques de section circulaire disposées et réglées dans les coffrages avant bétonnage.

Les armatures elles-mêmes peuvent avoir été enfilées dans les gaines avant coulage du béton au contraire, si le procédé d'ancrage le permet, l'être après durcissement du béton. La première solution peut faire naître un danger de corrosion des aciers qu'il est souvent difficile de protéger pendant un délai assez long. Quant à l'enfilage des armatures, il n'est applicable que si le tracé des gaines n'est si trop long.

Après mise en tension et fixation de l'ancrage de l'armature au béton, la gaine dans laquelle elle pouvait coulisser, est remplie de ciment. Le rôle de cette injection est double : le ciment protège tout d'abord l'acier vis-à-vis la corrosion et de plus il solidarise

Pour effet d'améliorer le comportement des pièces fléchies ou tendues vis-à-vis de la fissuration.

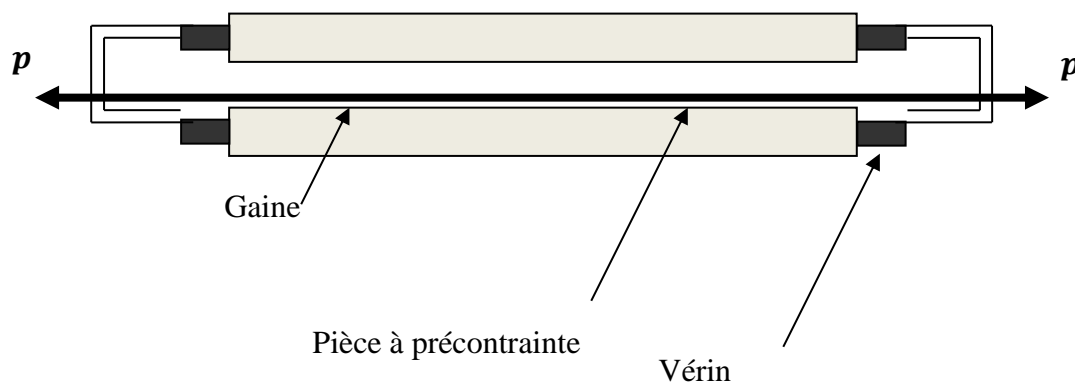


Figure VI.1. Principe de la précontrainte par post-tension.

- **Les avantages et les inconvénients de la posttension**

- **Les avantages :**

- Elle permet le choix des différentes formes ;
- Ne demande aucune installation fixe puisque ; c'est sur la pièce elle-même que s'appuie, le vérin de précontrainte ;
- La facilité de réalisation des tracés courbes d'armatures de précontrainte ;
- La possibilité de régler l'effort de précontrainte, ce qui permet d'adapter le procédé à l'évolution de la masse de l'ouvrage.

- **Les inconvénients :**

- Cette méthode est plus chère parce qu'elle demande plus de matériel.

❖ **Note :** dans notre projet nous choisissons la précontrainte par post tension.

VI.2. Généralités

Le tracé des câbles de précontrainte résulte du mode de construction et des phases successives rencontrées.

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.

VI.2.1. Les câbles de fléau

Les câbles de fléau sont dimensionnés :

- En construction, pour assembler les voussoirs successifs et pour reprendre les moments négatifs dus au poids propre du fléau et aux surcharges de chantier.
- En service, pour participer ; avec les câbles de continuité, à la reprise des moments négatifs dus aux charges permanentes et d'exploitation.

VI.2.2. Les câbles de continuité

Les câbles de continuité sont dimensionnés pour reprendre en service les moments positifs.

VI.3. Etude de la précontrainte de fléau

Les câbles de fléau sont disposés au voisinage de la membrure supérieure des voussoirs et mis en place au fur et à mesure de l'avancement de construction. La décroissance des moments à partir de l'encastrement permet d'arrêter des câbles dans chaque voussoir.

VI.3.1. Calcul de l'effort de précontrainte

Les moments dus à l'exécution du fléau engendrent des contraintes au niveau des fibres supérieures et inférieures. Ces contraintes sont données par les relations suivantes :

$$\text{Fibres supérieures : } \sigma_{\text{sup}} = - \frac{|M|}{I} v.$$

$$\text{Fibres inférieures : } \sigma_{\text{inf}} = \frac{|M|}{I} v'.$$

Ce sont des contraintes de traction en fibres supérieures, et des contraintes de compression en fibres inférieures.

L'effort de précontrainte reprend le moment négatif maximal au niveau de l'encastrement.

Les contraintes engendrées par l'effet du précontrainte sont écrites comme suit :

$$\text{Fibres supérieures : } \sigma_{p \text{ sup}} = \frac{P}{S} + \frac{P e v}{I} \quad (\text{Compression})$$

$$\text{Fibres inférieures : } \sigma_{p \text{ inf}} = \frac{P}{S} - \frac{P e v'}{I} \quad (\text{Traction}).$$

Afin de déterminer l'effort de précontrainte, il suffit d'équilibrer leurs contraintes avec les contraintes dues aux efforts sur la console en cours de construction. Cela donne :

$$\text{Fibres supérieures : } \frac{P}{S} + \frac{P e v}{I} - \frac{|M|}{I} v = 0$$

$$\text{Fibres inférieures : } \frac{P}{S} - \frac{P e v}{I} + \frac{|M|}{I} v' = 0$$

Avec :

P: effort de précontrainte.

M: moment maximal dû aux poids propre et surcharge.

V: distance de CDG de la section à la fibre supérieure.

V': distance de CDG de la section à la fibre inférieure.

e: distance de P au CDG de la section.

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

A la limite on aura:

$$P = \frac{\frac{M.V}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e.V}{I}}$$

On peut déterminer ainsi, pour chaque voussoir, le nombre de câbles arrêtés. L'effort assuré par ces câbles sera nécessaire pour soutenir le voussoir V_i .

Chaque voussoir V_i doit supporter son poids propre ainsi que le poids propre du voussoir V_{i+1} , avec l'équipage mobile et les surcharges du chantier et du vent.

Pour calculer l'effort « P », on doit fixer le « e ».

VI.3.2. Détermination du nombre de câbles de fléau

Le nombre des câbles est donné par la relation suivante :

$$N \geq \frac{P}{0,8 P_0}$$

Avec ; P_0 : Effort de précontrainte limite qu'un câble de 19T15,2 peut créer il est estimé 20% de pertes.

Nous avons donc fait le choix de câbles 19T15, Au cours de la construction, on doit vérifier l'état des contraintes (dans les fibres inférieures et supérieures) dans la section.

Règlementairement, il n'y a pas de limite de traction, mais il y a une limite de compression $0,6 \times f_{e28} = 26 \text{ MPa}$.

L'acier des torons a les caractéristiques mécaniques suivantes :

- Contrainte de rupture garantie $f_{prg} = 1860$ MPa;
- Limite élastique conventionnelle a 0,1% $f_{peg} = 1640$ MPa;
- Module d'élasticité $E_p = 1.95 \times 10^5$ MPa ;
- Section du câble $A_p = 139 \times 19 = 2641 \times 10^{-6} \text{m}^2$;
- La tension a l'origine :

$$\sigma_{p0} = \min (0.8f_{prg} ; 0.9f_{peg})$$

$$\sigma_{p0} = \min (0,8 \times 1860, 0,9 \times 1640) = \min (1488, 1476)$$

$$\sigma_{p0} = 1476 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{p0} = \frac{P_0}{S} \quad P_0 = \sigma_{p0} \times S = 1476 \times 2641 = 389.8116 \text{ t}$$

Section	Voussoir sur pile
Aire (cm ²)	19
I _y (cm ⁴)	18
La hauteur H (cm)	3,2
V (cm)	1,27
V' (cm)	1,93

Tableau VI.1. Caractéristiques du voussoir sur pile (VSP).

$$e = V - d ;$$

d: le diamètre des gains a 80 mm

$$\text{enrobage} = \frac{28 - 8}{2} = 10 \text{ cm}$$

$$d = 10 + \frac{1}{2} \varnothing = 14 \text{ cm}$$

$$e = 1.27 - 0.14 = 1.13 \text{ cm}$$

$$M_{max} = 9906.1558 \text{ t.m}$$

$$P = \frac{\frac{M \times V}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e \times V}{I}} = \frac{\frac{9906.1558 \times 1.27}{18}}{\frac{1}{19} + \frac{1.13 \times 1.27}{18}} = 5280.581 \text{ t}$$

$$N \geq \frac{P}{0,8 P_0} = 16.933$$

Donc ; on arrondit à 18 câbles et 2 câbles de secours répartis.

VI.3.3. Répartition des câbles dans chaque voussoir

La décroissance des moments fléchissant à partir de l'encastrement, considéré à la fin du voussoir sur pile, permet d'arrêter au moins 2 câbles dans chaque voussoir. Pour éviter le phénomène de torsion; on doit arrêter la moitié du nombre de câbles dans chaque âme.

X (m)	M (t.m)	I (m4)	S (m2)	e (m)	V (m)	P (t)	N	N
0.00	-9906.155856	18	19	1.13	1.27	5280.58119	16.933119	20
0,90	-9299.073317	18	19	1.13	1.27	4956.96942	15.895401	20
3.78	-7562.18701	14	9.4	1.17	1.31	3278.04855	10.511644	18
6.66	-6004.62935	11	7.8	0.96	1.10	2678.18555	8.5880767	16
9.54	-4626.404367	11	7.8	0.96	1.10	2063.46947	6.6168806	14
12.42	-3427.49999	11	7.8	0.96	1.10	1528.73398	4.9021565	12
15.30	-2407.928334	11	7.8	0.96	1.10	1073.9845	3.4439217	10
18.18	-1566.685321	11	7.8	0.96	1.10	698.773188	2.2407401	8
21.06	-906.7710023	11	7.8	0.96	1.10	404.438119	1.2969025	6
23.94	-425.1853355	11	7.8	0.96	1.10	189.641218	0.6081181	4
26.82	-122.9286313	11	7.8	0.96	1.10	54.8286439	0.1758177	2
29.70	0	11	7.8	0.96	1.10	0	0	0

Tableau. VI.2. Câbles de fléau.

N° de Voussoir	1	2	3	4	5	6	7	8	9	Total
Nombre de câbles arrêtés par voussoir	2	2	2	2	2	2	2	2	2	18
Nombre de câbles arrêtés par âme	1	1	1	1	1	1	1	1	1	9

Tableau. VI.3. Câbles de fléau gauche par âme.

VI.3.4. Description des câbles

Les câbles de fléau sont logés dans l'hourdis supérieur de voussoirs.

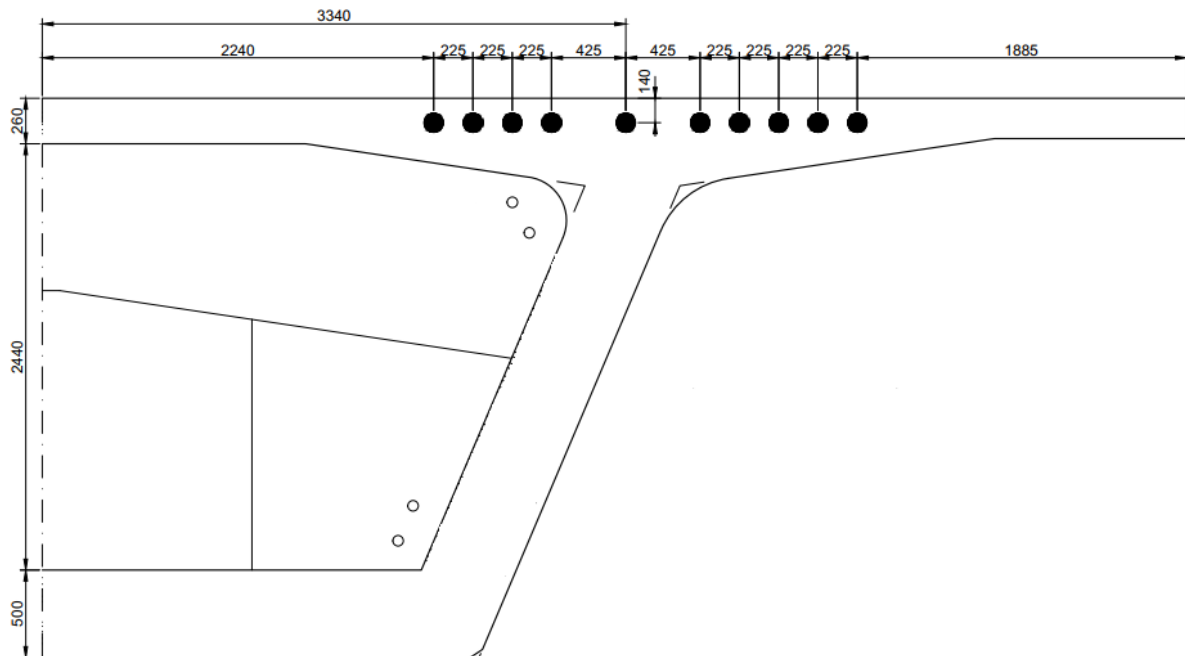


Figure VI.2. Disposition des câbles de fléau.

VI.3.5. Etude du tracé des câbles

Pour descendre dans l'axe des âmes, la plupart des câbles de fléau doivent subir des déviations (en plan et en élévation). Le grand principe à respecter est de ne pas dévier un câble simultanément dans deux plans différents.

VI.3.5.1. Etude de tracé en élévation

Afin de réduire les contraintes de cisaillement, il est possible de faire descendre une partie des câbles de fléau dans les âmes. Leurs points de départ étant les goussets supérieurs, et leurs ancrages sont souvent situés sur la tranche des voussoirs, aux nœuds entre les âmes et le hourdis supérieur.

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 0,14m de part et d'autre du CDG de la section (la demi-longueur de la plaque d'ancrage).

Les câbles suivent une allure rectiligne jusqu'au dernier voussoir avant leur ancrage ou le trace devient parabolique, son équation est :

$$d(x) = d_0 + (d_1 - d_0) \frac{X^2}{L^2}$$

- d_1 : distance du point d'encrage à la fibre supérieur ;
- d_0 : distance de câble filant à la fibre supérieur ;
- l : longueur sur laquelle s'effectue la courbure.

L'équation du rayon de courbure à pour expression :

$$R = \frac{X^2}{2Y}$$

Avec : $Y = d_1 - d_0$; $R_{min} = 6 m$

La tangente au point d'ancrage est donnée par formule suivante :

$$\tan \alpha = \frac{dY}{dX} = 2(d_1 - d_0) \frac{X}{L^2} \rightarrow \alpha = \arctg \left[2(d_1 - d_0) \times \frac{X}{L^2} \right] \frac{2Y}{L^2} \rightarrow \tan \alpha = \frac{2Y}{L^2}$$

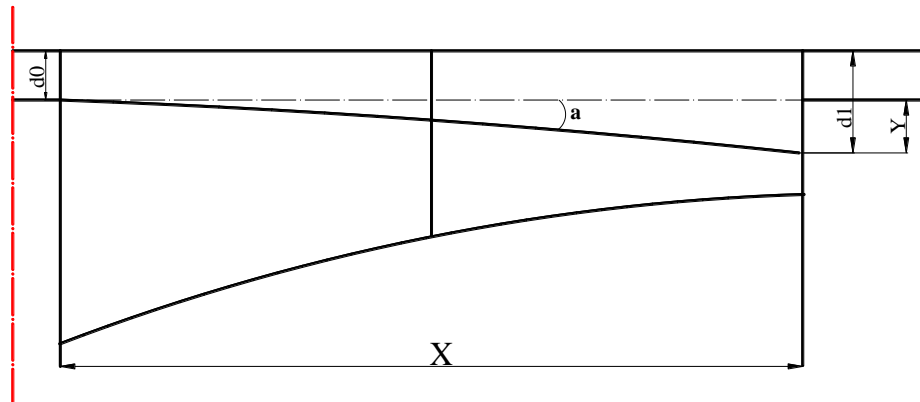


Figure VI.3. Câblage en élévation.

Exemple : calcul du tracé en élévation pour le voussoir N° 01 :

Dans ce voussoir, on a arrêté deux câbles, celui-ci s'ancore au niveau du CDG :

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 3.78\text{m.} \\ V = 1.31\text{m.} \\ d_0 = 0,14\text{m.} \end{array} \right.$$

$d_1 = V = 1.31\text{m}$ (S'il y a deux câbles dans un même voussoir, on aura $d_1 = V - 0.14$ pour l'un, et $d_1 = V + 0.14$ pour l'autre. Donc en total, ce sera une distance de 28cm entre les axes des deux câbles)

$$y = d_1 - d_0 = 1.31 - 0.14 = 1.17 \text{ m}$$

$$R = \frac{3.78^2}{(2 \times 1.17)} = 6.10615 \text{ m}$$

$$R = 6.10615\text{m} > R_{min} = 6 \quad CV$$

$$\tan \alpha = \frac{2Y}{L} = \frac{2 \times 1.17}{3.78} = 0.619047 \Rightarrow \alpha = 31.7594^\circ$$

Équation de la courbure :

Le câble suit une parabole de la forme

$$y(x) = d_0 + (d_1 - d_0) \frac{X^2}{L^2} = d_0 + y \left(\frac{X}{L} \right)^2 = 0.14 + \frac{1.17}{3.78^2} x^2$$

$$y(x) = 0.14 + 0.0819 x^2$$

Les câbles N° (2,3,4,....,10)

La longueur des deux voussoirs successifs est : $2.88 \times 2 = 5.76 \text{ m}$. La variation de la courbure est à partir du voussoir avant dernier c.-à-d. :

$$\begin{cases} X = 5.76\text{m.} \\ V = 1.10\text{m.} \\ d_0 = 0,14\text{m.} \end{cases}$$

$$y = d_1 - d_0 = 1.10 - 0.14 = 0.96 \text{ m}$$

$$R = \frac{5.76^2}{(2 \times 0.96)} = 17.28 \text{ m}$$

$$R = 14.68 \text{ m} > R_{min} = 6 \quad CV$$

Donc il faut que :

$$R = \frac{X^2}{2y} \geq 6 \text{ m} \Rightarrow \frac{X^2}{2(d_1 - d_0)} \geq 6 \text{ m} \Rightarrow X \geq \sqrt{12(d_1 - d_0)} = \sqrt{12 \times 0.96} = 3.39 \text{ m}$$

$$5.76 \geq 3.39 \quad CV$$

$$\tan \alpha = \frac{2Y}{L} = \frac{2 \times 0.96}{5.76} = 0.3333 \Rightarrow \alpha = 18.4349^\circ$$

Équation de la courbure :

Le câble suit une parabole de la forme :

$$y(x) = d_0 + (d_1 - d_0) \frac{X^2}{L^2} = d_0 + y \left(\frac{X}{L} \right)^2 = 0.14 + \frac{0.96}{5.76^2} x^2$$

$$y(x) = 0.14 + 0.0289 x^2$$

Le tableau suivant donne les résultats obtenus pour chaque câble :

N° de voussoir	N° de câble	x (m)	V (m)	La longueur des deux voussoirs successifs	d1	d0	Y (m)	R (m)	α °	Eq. de la courbure (m)
1	1	3.78	1.31	3.78	1.31	0.14	1.17	6.10615	31.7594	$0.14 + 0.0819 x^2$
2	2	6.66	1.10	5.76	1.10	0.14	0.96	17.28	18.4349	$0.14 + 0.0289 x^2$
3	3	9.54	1.10	5.76	1.10	0.14	0.96	17.28	18.4349	$0.14 + 0.0289 x^2$
4	4	12.42	1.10	5.76	1.10	0.14	0.96	17.28	18.4349	$0.14 + 0.0289 x^2$
5	5	15.30	1.10	5.76	1.10	0.14	0.96	17.28	18.4349	$0.14 + 0.0289 x^2$
6	6	18.18	1.10	5.76	1.10	0.14	0.96	17.28	18.4349	$0.14 + 0.0289 x^2$
7	7	21.06	1.10	5.76	1.10	0.14	0.96	17.28	18.4349	$0.14 + 0.0289 x^2$
8	8	23.94	1.10	5.76	1.10	0.14	0.96	17.28	18.4349	$0.14 + 0.0289 x^2$
9	9	26.82	1.10	5.76	1.10	0.14	0.96	17.28	18.4349	$0.14 + 0.0289 x^2$
10	10	29.70	1.10	5.76	1.10	0.14	0.96	17.28	18.4349	$0.14 + 0.0289 x^2$

Tableau VI.4. *Tracé en élévation des câbles de fléau.*

Ce dessin représente une en élévation des câbles de fléau.

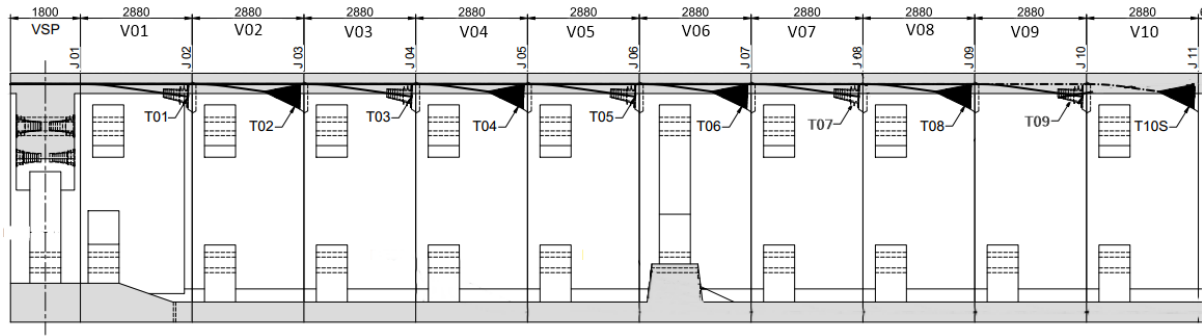


Figure VI.4. Tracé en long des câbles d'élévation.

VI.3.5.2. Étude de tracé en plan

En plan, les câbles de précontrainte suivent un tracé parallèle à l'axe longitudinal de la poutre caisson, puis, pour s'ancrer dans l'axe de l'âme, ils prennent une trajectoire en plan de forme de 'S' sur toute la longueur du voussoir qui se trouve avant les deux voussoirs qui sont lieu d'une déviation de câbles en élévation, après, ils reprennent un tracé rectiligne jusqu'à leur ancrage.

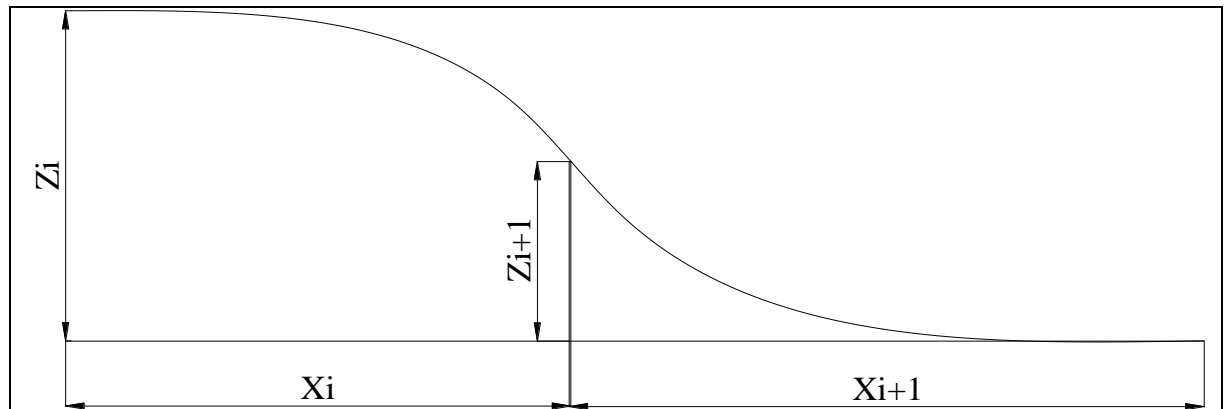


Fig.VI.5. Câblage en plan.

Le tracé suit une équation parabolique de forme :

$$Z(x) = a x^2 + b x + c$$

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

a) Équation de 1er courbure :

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

b) Équation de la 2ème courbure :

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

c) Le rayon de courbure :

$$R_i(x) = \frac{l^2}{2(Z_i - Z_{i+1})} \quad ; \quad R_{i+1}(x) = \frac{l^2}{2 Z_{i+1}}$$

d) L'inclinaison β :

$$\tan \beta_i = \frac{2(Z_i - Z_{i+1})}{l} \quad ; \quad \tan \beta_{i+1} = \frac{2 Z_{i+1}}{l}$$

Avec :

β_i : L'inclinaison dans la section intermédiaire.

β_{i+1} : L'inclinaison dans la section d'ancrage.

R_i : Le Rayon de courbure dans la première section.

R_{i+1} : Le Rayon de courbure dans la deuxième section.

Exemple de calcul : câble T4 du voussoir V4:

$$Z_i = 0.65 \text{ m} ; Z_{i+1} = 0.325 \text{ m} ; l = 2.88 \text{ m}$$

$$R_i(x) = \frac{l^2}{2(Z_0 - Z_i + 1)} = 12,76 \text{ m}$$

$$\tan \beta_i = \frac{2(0.65 - 0.325)}{2.88} = 0.2256944 \quad ; \quad \tan \beta_{i+1} = \frac{2 \times 0.325}{2.88} = 0.2256944$$

$$\beta_i = 12.72^\circ$$

$$\beta_{i+1} = 12.72^\circ$$

$$Z1(x) = 0.65 - 0.03918306x^2$$

$$Z2(x) = 0.325 - 0.03918306x^2$$

N.B : Le câble 1 ne subisse aucune déviation en plan, le calcul du reste des câbles est récapitulé dans le tableau suivant :

Tableau récapitulatif du tracé des câbles :

N° de vous	N° de câble	X_i (m)	X_{i+1} (m)	Z_i (m)	Z_{i+1} (m)	R_i (m)	R_{i+1} (m)	β_i °	β_{i+1} °	Eq. de la 1ere courbure (m)	Eq. de la 2eme courbure (m)
1	T01	3.78	3.78	0	0	0	0	0	0	0	0
2	T02	6.66	2.88	0.425	0.2125	19.516	19.516	8.39°	8.39°	$0.425-0.0256197x^2$	$0.2125-0.0256197x^2$
3	T03	9.54	2.88	-0.425	-0.2125	-19.516	-19.516	-8.39	-8.39	$-0.425+0.0256197x^2$	$-0.2125+0.0256197x^2$
4	T04	12.42	2.88	0.65	0.325	12.761	12.761	12.72	12.72	$0.65-0.03918306x^2$	$0.325-0.03918306x^2$
5	T05	15.30	2.88	-0.65	-0.325	-12.761	-12.761	-12.72	-12.72	$-0.65+0.03918306x^2$	$-0.325+0.03918306x^2$
6	T06	18.18	2.88	0.875	0.4375	9.479	9.479	16.89	16.89	$0.875-0.05274643x^2$	$0.4375-0.05274643x^2$
7	T07	21.06	2.88	-0.875	-0.4375	-9.479	-9.479	-16.89	-16.89	$-0.875+0.05274643x^2$	$-0.4375+0.05274643x^2$
8	T08	23.94	2.88	1.1	0.55	7.540	7.540	20.90	20.90	$1.1-0.0663098x^2$	$0.55-0.0663098x^2$
9	T09	26.82	2.88	-1.1	-0.55	-7.540	-7.540	-20.90	-20.90	$-1.1+0.0663098x^2$	$-0.55+0.0663098x^2$
10	T10S	29.70	2.88	1.325	0.6625	6.259	6.259	24.706	24.706	$1.325-0.07987317x^2$	$0.6625-0.07987317x^2$

Tableau VI.5. Tableau des paramètres de tracé des câbles en plan.

Les valeurs de déviations des câbles soient en plan ou en élévation sont représenté dans le tableau suivant :

N° du câble	Déviaton en élévation (α°)	Déviaton en plan (β°)	Déviaton angulaire totale $\theta^\circ = \alpha^\circ + \beta^\circ$
T01	31.7594	0	31.7594
T02	18.4349	8.39°	26.8249
T03	18.4349	-8.39	10.0449
T04	18.4349	12.72	31.1549
T05	18.4349	-12.72	5.7149
T06	18.4349	16.89	35.3249
T07	18.4349	-16.89	1.5449
T08	18.4349	20.90	39.3349
T09	18.4349	-20.90	-2.4651
T10	18.4349	24.706	43.1409

Tableau VI.6. Déviaton des câbles en plan et en élévations.

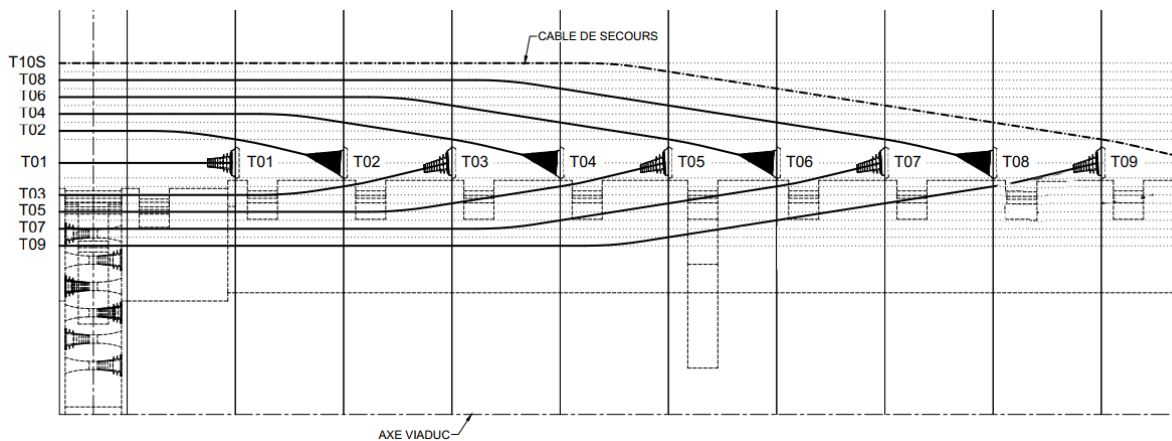


Figure VI.6. Déviations en plan des câbles de la précontrainte.

VI.4. Étude de la précontrainte de continuité

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

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

Une fois l'ouvrage est fini le schéma statique final est devenu un système hyperstatique, la précontrainte totale sera évaluée en fonction des efforts suivants :

- Poids propre ;
- Superstructure ;
- Surcharges routières ;
- Gradient thermique ;
- Tassement de la pile ;
- Fluage du béton ;
- Moment hyperstatique de précontrainte.

VI.4.1. Étude des travées

a. Combinaison des efforts

Selon le **BPEL** 91 il y a deux combinaisons qui donnent le moment max :

À l'état limite de service :

$$G + 1.2 Q + 0.5 \Delta T \text{ et } G + D240 + 0.5 \Delta T$$

G : Poids propre + superstructure.

Q : L'effet d'A (L) ou Bc + l'effet de surcharge de deux trottoirs, (les plus défavorable)

ΔT : Effet dû au gradient thermique.

Après la modélisation de notre pont par la méthode des éléments finis par le logiciel ROBOT ; dans le modèle numérique le pont est considéré comme une poutre continue posée sur plusieurs appuis ; les résultats obtenus à travers le modèle numérique sont les suivants :

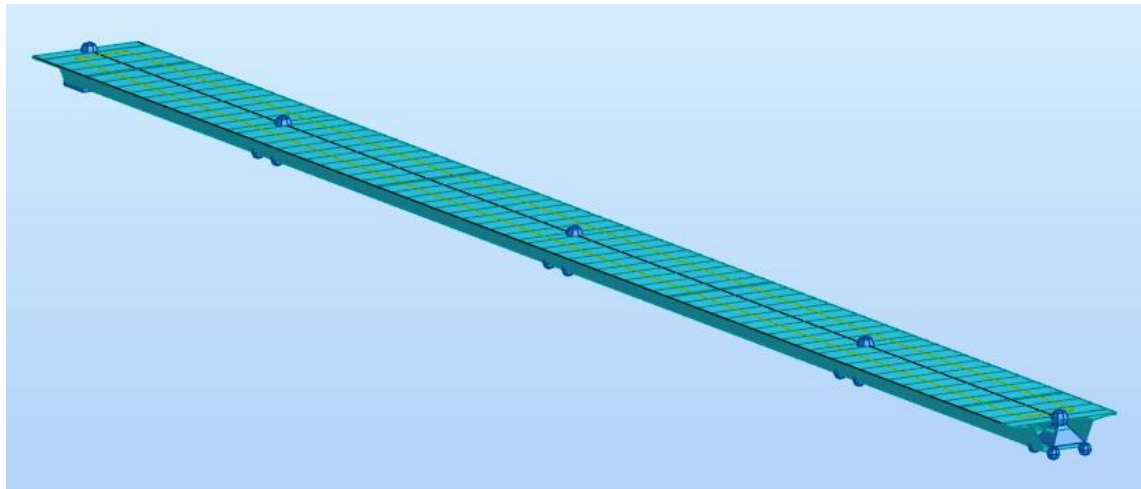


Figure VI.7. Modèle numérique du tablier de pont en MEF Robot 2019.

- La combinaison de charge : $G + 1.2 A(l) + 0.5 \Delta T$

Les résultats des moments ont le différent cas de charge sont illustrés dans les figures suivantes :

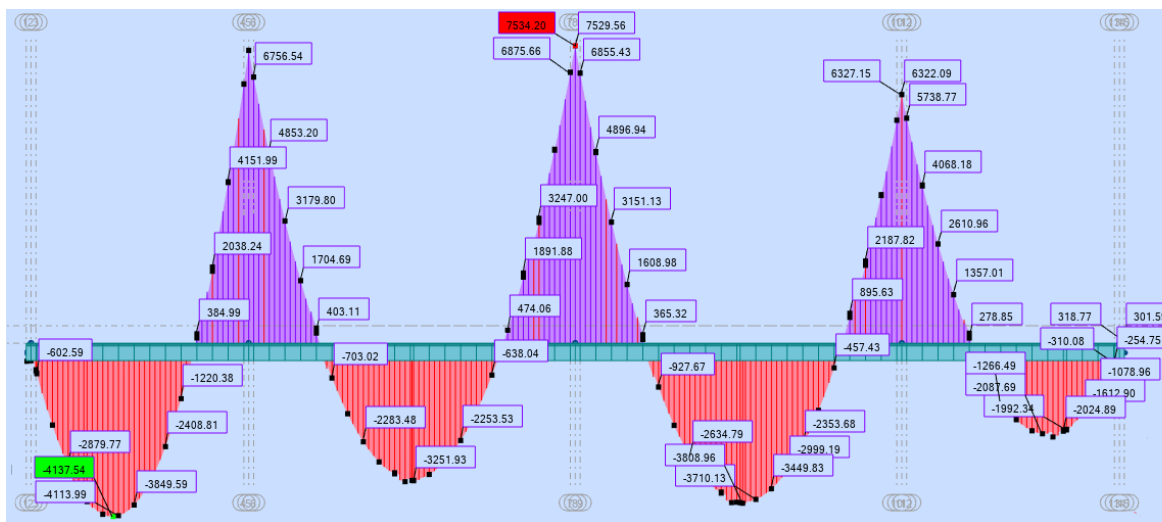


Figure VI.8. Diagramme des moments cas de 1^{ère} travée chargée.

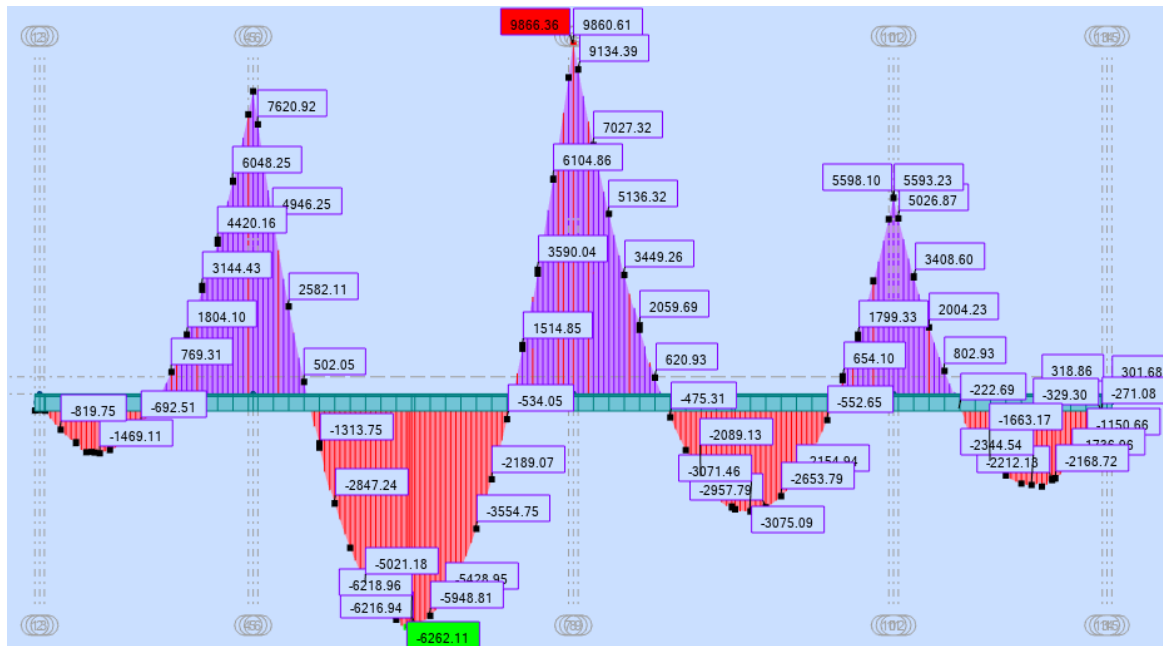


Figure VI.9. Diagramme des moments cas de 2^{ème} travée chargée.

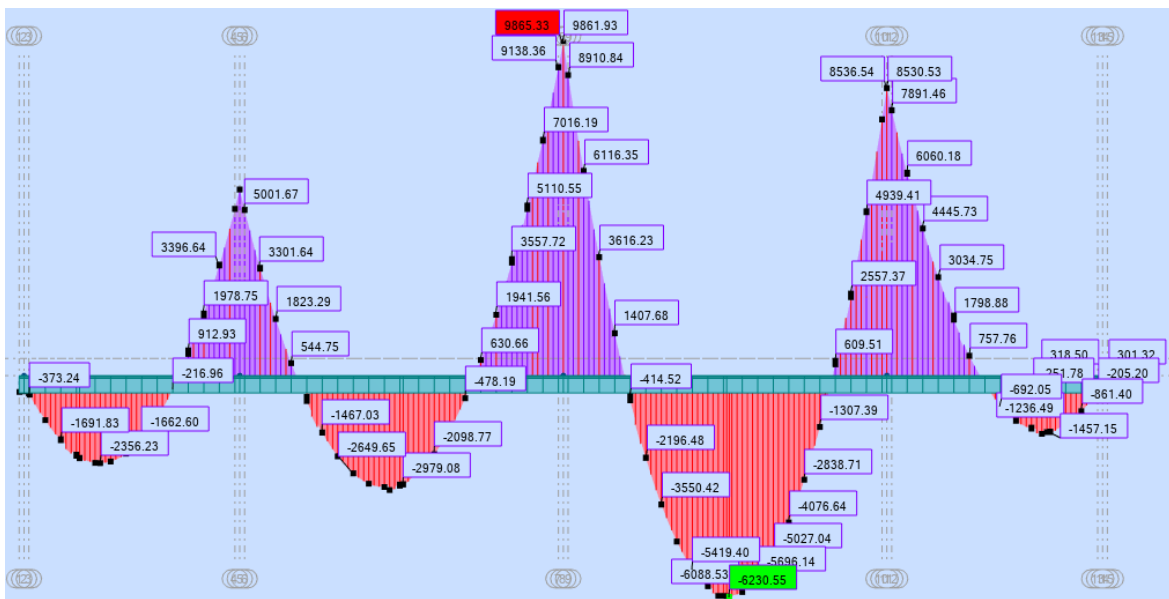


Figure VI.10. Diagramme des moments cas de 3^{ème} travée chargée.

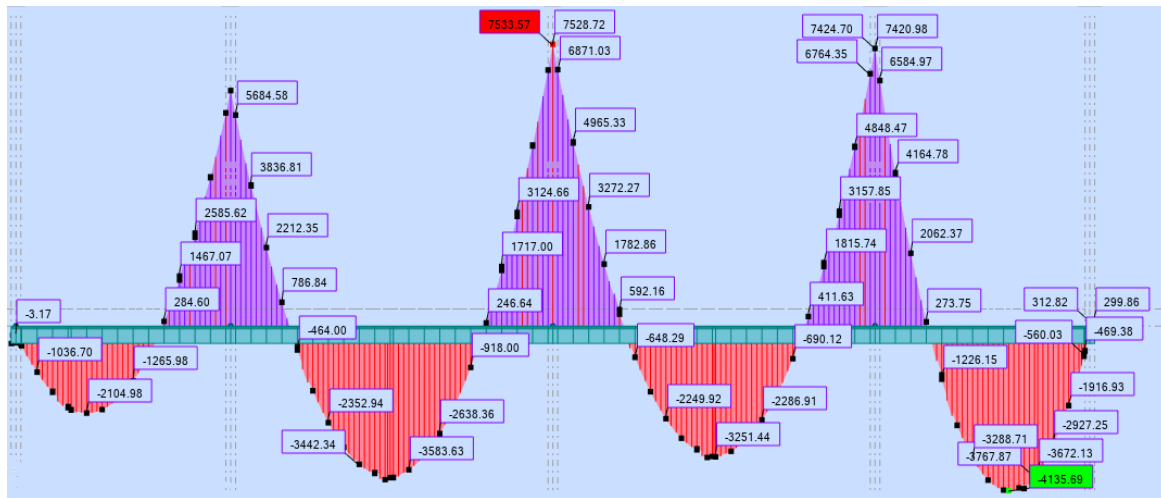


Figure VI.11. Diagramme des moments cas de 4^{ème} travée chargée.

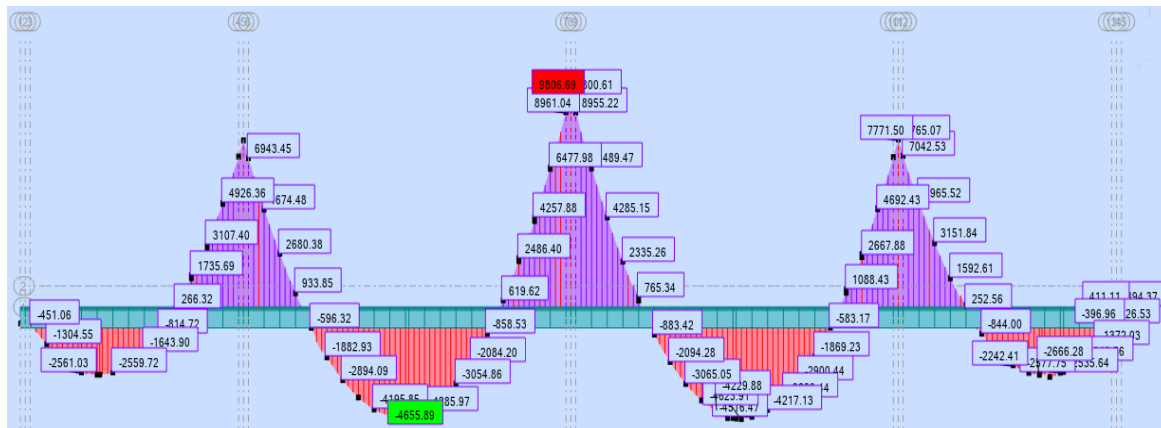


Figure VI.12. Diagramme des moments cas de toutes les travées chargées.

b. Calcul du nombre de câbles de continuité dans chaque travée

1- Travée intermédiaire N° 1 :

Le moment maximal positive dans la travée intermédiaire N°1 du a la combinaison :

$$G + 1.2 A(l) + 0.5 \Delta T$$

Voussoir	X(m)	² Moment M(t.m)
VSP	0	-9866.36
	0.9	-9860.61
1	3.78	-6104.86
2	6.66	-3590.04
3	9.54	-1514.85
4	12.42	534.05
5	15.30	2189.07
6	18.18	3554.75
7	21.06	4628.57
8	23.94	5428.95
9	26.82	5948.81
10	29.70	6216.94
Clavage	30.30	6262.11
10'	33.18	6218.96
9'	36.06	5688.08
8'	38.94	5021.18
7'	41.82	4073.94
6'	44.70	2847.24
5'	47.58	1313.75
4'	50.46	-502.05
3'	53.34	-2582.11
2'	56.22	-4946.25
1'	59.10	-7620.92
VSP sud	60.00	-8531.08

Tableau VI.7. *Moment dans chaque voussoir.*

Calcul de l'effort de précontrainte

La détermination de l'effort de précontrainte se fera à l'aide de la formule suivante :

$$P_i = \frac{\frac{M_i \cdot V'_i}{I_i}}{\frac{1}{S_i} + \frac{e_i \cdot V'_i}{I_i}}$$

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

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

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

Tel que :

P : Effort de la précontrainte.

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

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

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

S : l'aire de la section.

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

On établira un exemple de calcul concernant le moment à l'abscisse $x = 0$ m :

Section du câble $S = 139 \times 19 = 2641 \times 10^{-6} \text{m}^2$

$\sigma_{p0} = 1476 \text{ MPa}$

$P_0 = \sigma_{p0} \times S = 1476 \times 2641 = 389.8116 \text{ T}$

$M = 6262.11 \text{ t.m;}$

$S = 7.8 \text{ m}^2;$ $I = 11 \text{ m}^4;$ $V' = 1.465 \text{ m;}$

$d = 0.13 \text{ m;}$ $e = V' - d = 1.97 \text{ m}$

$$P = \frac{\left(\frac{6262.11 \times 1.93}{11} \right)}{\left(\frac{1}{7.8} \right) + \left(\frac{1.80 \times 1.93}{11} \right)} = 2370.61892 \text{ t}$$

$$N = \frac{P}{0.8P_0} = \frac{2370.61892}{0.8 \times 389.8116} = 7.601$$

Donc ; on arrondit à 8 câbles répartis à raison de 4 câbles par amé donc le nombre total est **08 câbles de 19T15.2.**

Voussoir	X(m)	Moment M(t.m)	S(m ²)	e(m)	I(m ⁴)	V'(m)	P (t)	N
VSP	0	-9866.36	19	1.80	18	1.93	4306.82834	13.80928
	0.9	-9860.61	19	1.80	18	1.93	4304.31837	13.801232
1	3.78	-6104.86	9.4	1.76	14	1.89	2395.921168	7.682206935
2	6.66	-3590.04	7.8	1.97	11	2.10	1359.06535	4.3576648
3	9.54	-1514.85	7.8	1.97	11	2.10	573.469976	1.8387563
4	12.42	534.05	7.8	1.97	11	2.10	202.1729152	0.64824093
5	15.30	2189.07	7.8	1.97	11	2.10	828.7064199	2.65713843
6	18.18	3554.75	7.8	1.97	11	2.10	1345.705777	4.31482905
7	21.06	4628.57	7.8	1.97	11	2.10	1752.217003	5.61825397
8	23.94	5428.95	7.8	1.97	11	2.10	2055.213272	6.58977176
9	26.82	5948.81	7.8	1.97	11	2.10	2252.014343	7.22078858
10	29.70	6216.94	7.8	1.97	11	2.10	2353.519115	7.54625032
Clavage	30.30	6262.11	7.8	1.97	11	2.10	2370.61892	7.6010786
10'	33.18	6218.96	7.8	1.97	11	2.10	2354.283818	7.54870223
9'	36.06	5688.08	7.8	1.97	11	2.10	2153.310955	6.90430911
8'	38.94	5021.18	7.8	1.97	11	2.10	1900.845611	6.0948121
7'	41.82	4073.94	7.8	1.97	11	2.10	1542.253209	4.94503261
6'	44.70	2847.24	7.8	1.97	11	2.10	1077.866887	3.45603878
5'	47.58	1313.75	7.8	1.97	11	2.10	497.3404501	1.59465691
4'	50.46	-502.05	7.8	1.97	11	2.10	190.058819	0.6093987
3'	53.34	-2582.11	7.8	1.97	11	2.10	977.497811	3.1342185
2'	56.22	-4946.25	7.8	1.97	11	2.10	1872.4797	6.0038605
1'	59.10	-7620.92	9.4	1.97	14	2.10	2844.45488	9.1203714
VSP	60.00	-8531.08	19	1.80	18	1.93	3723.95667	11.940379

Tableau. VI.8. Nombre de Câbles de continuité.

Le tableau suivant donne les nombres des câbles arrêtés dans chaque voussoir :

Voussoir	N	Câbles réel	Câble arrêté
1	Câble de fléau	2	0
2	4.3576648	2	2
3	1.8387563	2	0
4	0.64824093	4	2
5	2.65713843	6	2
6	4.31482905	8	2
7	5.61825397	8	0
8	6.58977176	8	0
9	7.22078858	8	0
10	7.54625032	8	0
Clavage	7.6010786	8	0
10'	7.54870223	8	0
9'	6.90430911	8	0
8'	6.0948121	8	0
7'	4.94503261	8	0
6'	3.45603878	8	2
5'	1.59465691	6	2
4'	0.6093987	4	2
3'	3.1342185	2	0
2'	6.0038605	2	2
1'	Câble de fléau	2	0

Tableau. VI.9. Câbles de continuité par voussoir.

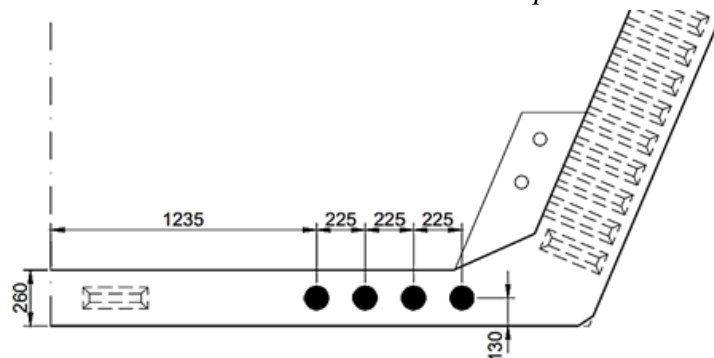


Figure VI.13. Disposition des câbles de continuités pour la travée intermédiaire.

1- Travée de rive N° 1 (L = 40 m) :

Le moment maximal positive dans la travée de rive du a la combinaison :

$$G + 1.2 A(l) + 0.5 \Delta T$$

Voussoir	X(m)	Moment M(t.m)
VSP	0	-7421.65
	0.9	-6585.41
1	3.78	-4151.99
2	6.66	-2038.4
3	9.54	-384.99
4	12.42	1220.38
5	15.30	2408.81
6	18.18	3284.34
7	21.06	3849.59
8	23.94	4113.99
9	26.82	4137.54
10	29.70	4077.01
Clavage	30.30	3767.58
11	33.18	2879.77
12	36.06	1871.52
13	38.94	602.59
Clavage	39.10	502.55
VSC	40	8.48

Tableau VI.10. *Moment dans chaque voussoir.*

Le tableau suivant illustre les résultats obtenus pour chaque voussoir de la première travée de notre ouvrage :

Voussoir	X(m)	Moment M(t.m)	S(m ²)	e(m)	I(m ⁴)	V'(m)	P (t)	N
VSP	0	-7421.65	19	1.80	18	1.93	3239.67223	10.387584
	0.9	-6585.41	19	1.80	18	1.93	2874.63972	9.2171552
1	3.78	-4151.99	9.4	1.76	14	1.89	1629.49531	5.224763
2	6.66	-2038.4	7.8	1.97	11	2.10	771.667953	2.4742521
3	9.54	-384.99	7.8	1.97	11	2.10	145.743939	0.4673088
4	12.42	1220.38	7.8	1.97	11	2.10	461.9937876	1.48132248
5	15.30	2408.81	7.8	1.97	11	2.10	911.892407	2.92386338
6	18.18	3284.34	7.8	1.97	11	2.10	1243.337876	3.9865998
7	21.06	3849.59	7.8	1.97	11	2.10	1457.322035	4.67271194
8	23.94	4113.99	7.8	1.97	11	2.10	1557.414758	4.99364613
9	26.82	4137.54	7.8	1.97	11	2.10	1566.329976	5.0222316
10	29.70	4077.01	7.8	1.97	11	2.10	1543.415405	4.94875904
Clavage	30.30	3767.58	7.8	1.97	11	2.10	1426.275877	4.5731665
11	33.18	2879.77	7.8	1.97	11	2.10	1090.181624	3.49552437
12	36.06	1871.52	7.8	1.97	11	2.10	708.4929395	2.27168967
13	38.94	602.59	7.8	1.97	11	2.10	228.1197959	0.7314362
Clavage	39.10	502.55	7.8	1.97	11	2.10	190.2481014	0.61000558
VSC	40	8.48	15	1.67	17	1.80	0.38562948	0.001236589

Tableau. VI.11. Nombre de Câbles de continuité.

Donc ; on arrondit à 6 câbles répartis à raison de 3 câbles par amé donc le nombre total est **06 câbles de 19T15.2.**

Voussoir	N	Câbles réel	Câble arrêté
1	Câble de fléau	2	0
2	Câble de fléau	2	0
3	Câble de fléau	2	0
4	1.48132248	2	2
5	2.92386338	4	2
6	3.9865998	6	2
7	4.67271194	6	0
8	4.99364613	6	0
9	5.0222316	6	0
10	4.94875904	6	0
Clavage	4.5731665	6	0
11	3.49552437	6	0
12	2.27168967	6	0
13	0.7314362	6	0
Clavage	0.61000558	6	0
VSC	0.00123658	6	6

Tableau XI.12. Nombre de câble arrêtée.

N.B : les travées de notre ouvrage sont symétriques (travée 1 = travée 4 et travée 2 = travée 3) donc on a étudié juste deux travée '1' et '2'.

VI.4.2. Moment hyperstatique dus aux câbles de fléau

Les câbles de fléau donnent des effets hyperstatiques dans la structure finale a l'état de service. Le moment provoque par les câbles de fléau comprimer les fibres inférieures.

Les valeurs des moments dues à l'effort de précontrainte de fléau M_p présenté dans le tableau suivant :

1- Travée intermédiaire

Voussoir	M (t.m)	N (t)	Y(m)	Mp = N.Y (t.m)	Mp = M+Mp (t.m)	N
2	3590.04	2806.641	0.96	-2694.375	895.6646	1.087280846
3	1514.85	2494.792	0.96	-2395.001	-880.1503	1.068447432
4	534.05	2182.943	0.96	-2095.625	-1561.5752	1.895654708
5	2189.07	1871.094	0.96	-1796.250	392.8197	0.476858616
6	3554.75	1559.245	0.96	-1496.875	2057.8748	2.49813128
7	4628.57	1247.396	0.96	-1197.500	3431.0698	4.16510416
8	5428.95	935.547	0.96	-898.125	4530.8248	5.500137985
9	5948.81	623.698	0.96	-598.750	5350.0599	6.494638078
10	6216.94	311.849	0.96	-299.375	5917.5649	7.183553697
Clavage	6262.11	0	0.96	0	6262.11	7.601809823
10'	6218.96	311.849	0.96	-299.375	5919.5849	7.18600585
9'	5688.08	623.698	0.96	-598.750	5089.3299	6.178128167
8'	5021.18	935.547	0.96	-898.125	4123.0548	5.005130713
7'	4073.94	1247.396	0.96	-1197.500	2876.4398	3.491818034
6'	2847.24	1559.245	0.96	-1496.875	1350.3648	1.639258397
5'	1313.75	1871.094	0.96	-1796.250	-482.5002	0.585725109
4'	502.05	2182.943	0.96	-2095.625	-1593.575	1.93450073
3'	2582.11	2494.792	0.96	-2395.001	187.1096	0.227139447
2'	4946.25	2806.641	0.96	-2694.375	2251.874	2.73363495

Tableau VI.13. Nombre de câble (travée intermédiaire).

NB : le nombre des câbles sont inférieurs au nombre de câbles de continuité calculée précédemment, donc on garde 8 câbles répartis à raison de 4 câbles par amé total est **08 câbles de 19T15.2.**

2- Travée de rive :

Voussoir	M (t.m)	N (t)	Y(m)	Mp = N.Y (t.m)	Mp = M+Mp (t.m)	N
4	1220.38	2182.943	0.96	-2095.625	-875.24528	1.06249302
5	2408.81	1871.094	0.96	-1796.250	612.55976	0.743609231
6	3284.34	1559.245	0.96	-1496.875	1787.4648	2.169870455
7	3849.59	1247.396	0.96	-1197.500	2652.08984	3.219471168
8	4113.99	935.547	0.96	-898.125	3215.86488	3.903858801
9	4137.54	623.698	0.96	-598.750	3538.78992	4.295869599
10	4077.01	311.849	0.96	-299.3750	3777.63496	4.585812537
Clavage	3767.58	0	0.96	0	3767.58	4.573606445
11	2879.77	311.849	0.96	-299.375	2580.39496	3.132438069
12	1871.52	623.698	0.96	-598.750	1272.76992	1.545063067
13	602.59	935.547	0.96	-898.125	-295.53512	0.358761149
Clavage	502.55	1247.396	0.96	-1197.50	-694.95016	0.843626023
VSC	8.48	0	1.26	0	8.48	0.001236589

Tableau VI.14. Nombre de câble (travée de rive).

NB : le nombre des câbles sont inférieurs au nombre de câbles de continuité calculée précédemment, donc on garde 6 câbles répartis à raison de 3 câbles par amé total est **06 câbles de 19T15.2.**

VI.4.3. Traçage du câblage

Tous les câbles de continuité sont ancrés dans des bossages situés à la jonction âme-hourdis inférieur.

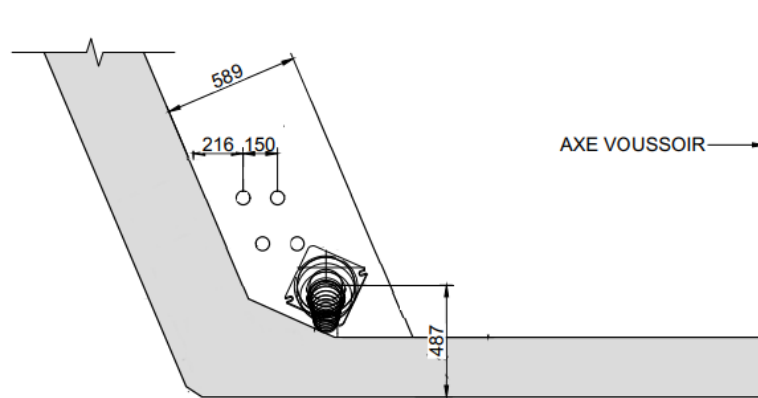


Figure VI.14. Bossage des câbles de continuité.

VI.4.3.1. Traçage en élévation

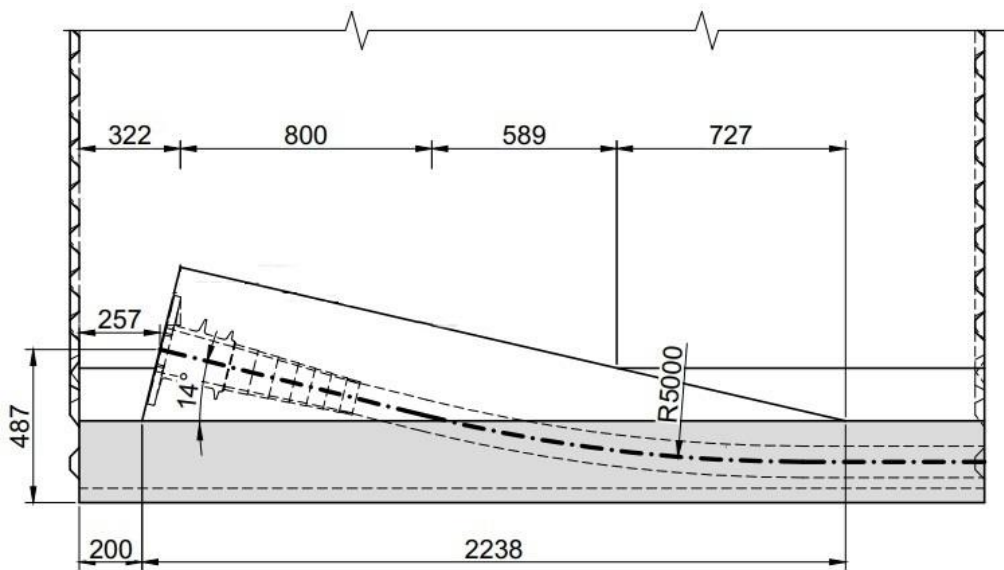


Figure VI.15. Disposition longitudinale d'un câble de continuité.

L'équation du rayon de courbure est de forme :

$$d(x) = d_0 + (d_1 - d_0) \frac{x^2}{L^2}$$

- d_1 : distance du point d'ancrage a la fibre inférieure ;
- d_0 : distance de câble filant a la fibre inférieure ;
- l : longueur sur laquelle s'effectue la courbure.

L'équation du rayon de courbure à pour expression :

$$R(X) = \frac{X^2}{2Y} \geq R_{min}$$

Avec $Y = d_1 - d_0$; $R_{min} = 6 \text{ m}$

La tangente au point d'ancrage est donnée par formule suivante :

$$\tan \alpha = \frac{dY}{dX} = 2(d_1 - d_0) \frac{X}{L^2} \rightarrow \alpha = \arctg \left[2(d_1 - d_0) \times \frac{X}{L^2} \right] \frac{2Y}{L^2} \rightarrow \tan \alpha = \frac{2Y}{L^2}$$

a- Travée intermédiaire :

$$\begin{cases} X = 2.623 \text{ m.} \\ V' = 2.10 \text{ m.} \\ d_0 = 0,13 \text{ m.} \end{cases}$$

et $d_1 = 0.487 \text{ m}$

$$y = d_1 - d_0 = 0.487 - 0.13 = 0.357 \text{ m}$$

$$R = \frac{2.623^2}{(2 \times 0.357)} = 9.636 \text{ m}$$

$$R = 9.636 \text{ m} > R_{min} = 6 \quad CV$$

$$\tan \alpha = \frac{2Y}{L} = \frac{2 \times 0.357}{2.623} = 0.2722 \Rightarrow \alpha = 15.23^\circ$$

N° du voussoir	1/2 câble N°	Longueur de variation de câble en élévation X(m)	d ₁ (m)	d ₀ (m)	Y(m)	R(x) (m)	α°(deg)	Equation de la courbure
V ₁₀	Tous les câbles	0	0.487	0.13	0.357	-	-	0.13
V ₉	Tous les câbles	0	0.487	0.13	0.357	-	-	0.13
V ₈	Tous les câbles	0	0.487	0.13	0.357	-	-	0.13
V ₇	Tous les câbles	0	0.487	0.13	0.357	-	-	0.13
V ₆	B1	2.623	0.487	0.13	0.357	9.636	15.23	0.13 + 0.0519 x ²
V ₅	B2	2.623	0.487	0.13	0.357	9.636	15.23	0.13 + 0.0519 x ²
V ₄	B3	2.623	0.487	0.13	0.357	9.636	15.23	0.13 + 0.0519 x ²
V ₃	Tous les câbles	0	0.487	0.13	0.357	-	-	0.13
V ₂	B4	2.623	0.487	0.13	0.357	9.636	15.23	0.13 + 0.0519 x ²

Tableau VI.15. Equation des courbures (travée intermédiaire).

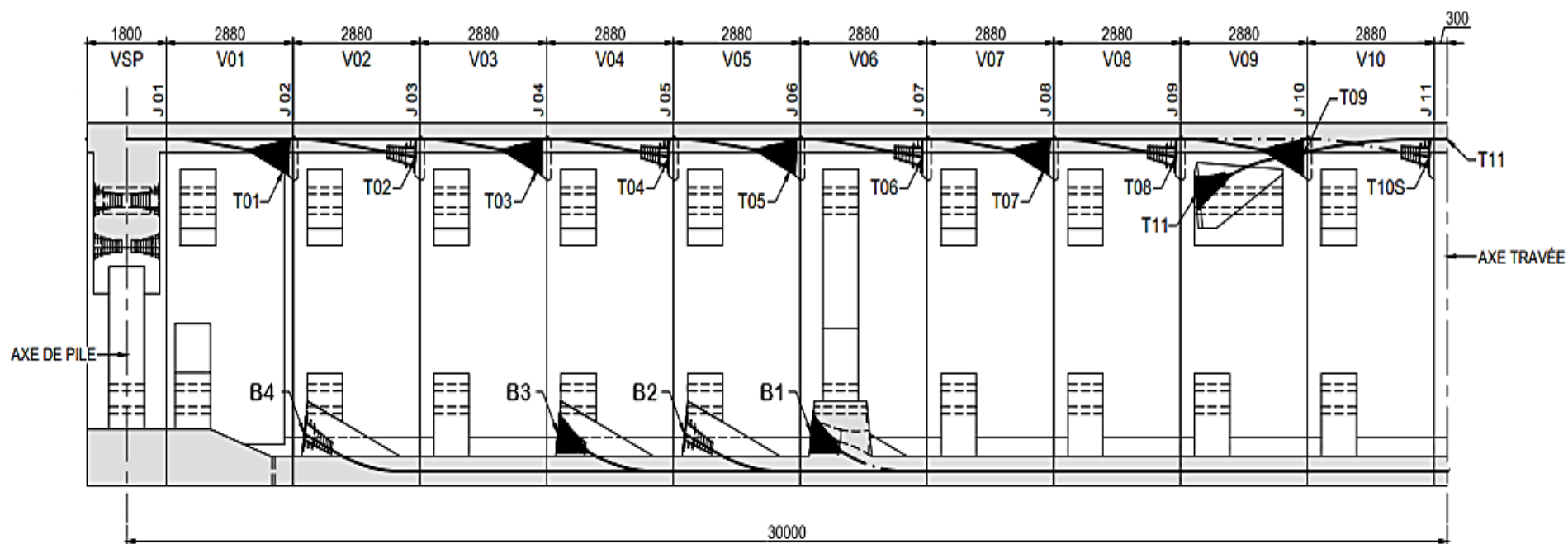


Figure VI.16. Câble arrêtés dans chaque voussoir.

b- Travée de rive :

N° du voussoir	½ cable N°	Longueur de variation de câble en élévation X(m)	d ₁ (m)	d ₀ (m)	Y(m)	R(x) (m)	α°(deg)	Equation de la courbure
V ₁₁	Tous les câbles	0	0.487	0.13	0.357	-	-	0.13
Clavage	Tous les câbles	0	0.487	0.13	0.357	-	-	0.13
V ₁₀	Tous les câbles	0	0.487	0.13	0.357	-	-	0.13
V ₉	Tous les câbles	0	0.487	0.13	0.357	-	-	0.13
V ₈	Tous les câbles	0	0.487	0.13	0.357	-	-	0.13
V ₇	Tous les câbles	0	0.487	0.13	0.357	-	-	0.13
V ₆	C1	2.623	0.487	0.13	0.357	9.636	15.23	0.13 + 0.0519 x ²
V ₅	C2	2.623	0.487	0.13	0.357	9.636	15.23	0.13 + 0.0519 x ²
V ₄	C3	2.623	0.487	0.13	0.357	9.636	15.23	0.13 + 0.0519 x ²

Tableau VI.16. Equation des courbures (travée de rive).

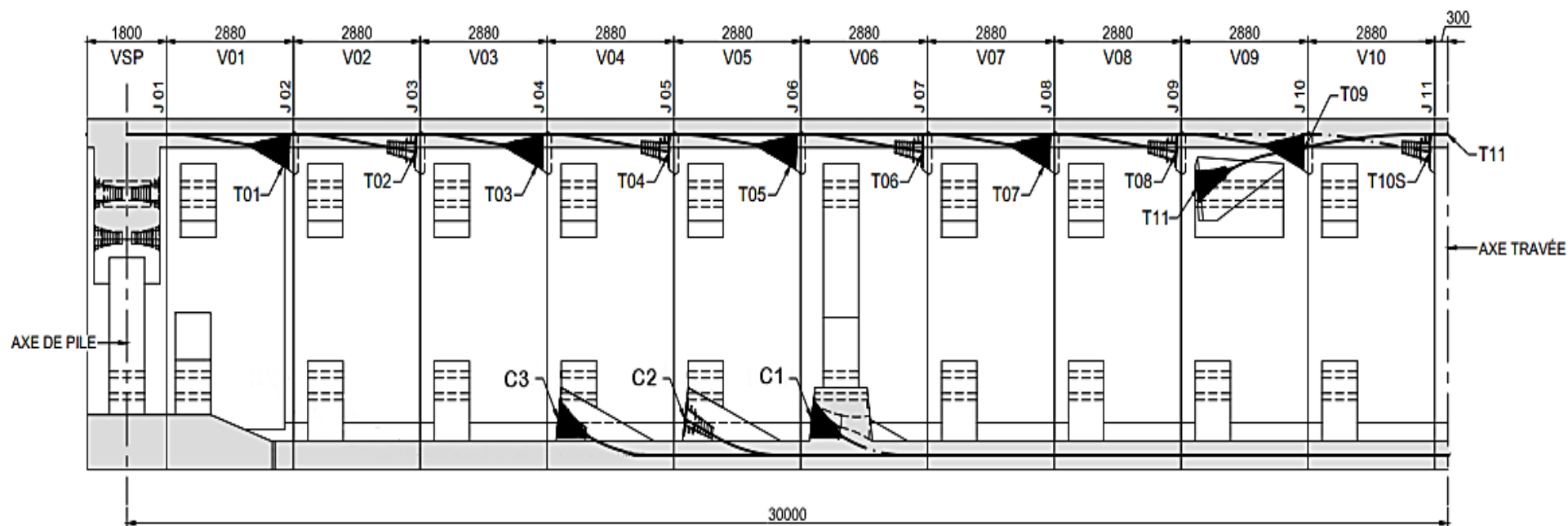


Figure VI.17. Câble arrêtés dans chaque voussoir.

VI.4.3.2. Traçage en plan

Le tracé suit une équation parabolique de forme :

$$Z(x) = a x^2 + b x + c$$

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

Equation de la courbure 1er courbure :

$$Z(x) = Z_0 + (Z_1 - Z_0) \times \left(\frac{x}{l}\right)^2$$

Le rayon de courbure :

$$R_i(x) = \frac{x_i^2}{2(Z_0 - Z_1)} \quad ; \quad R_{i+1}(x) = \frac{x_{i+1}^2}{2 Z_1}$$

L'inclinaison β :

$$\tan \beta_i = \frac{2(z_0 - z_1)}{x_i^2} \quad ; \quad \tan \beta_{i+1} = \frac{2 Z_1}{x_{i+1}^2}$$

Avec :

β_i : L'inclinaison dans la section intermédiaire.

β_{i+1} : L'inclinaison dans la section d'ancrage.

R_i : Le Rayon de courbure dans la première section.

R_{i+1} : Le Rayon de courbure dans la deuxième section.

a- Travée intermédiaire :

Exemple de calcul :

$$Z_0 = 0.6755 \text{ m} \quad ; \quad Z_1 = 0.45 \text{ m} \quad ; \quad l = 2.88 \text{ m}$$

$$R_i(x) = \frac{l^2}{2(Z_0 - Z_1)} = 18.391 \text{ m}$$

$$R_{i+1}(x) = \frac{x_{i+1}^2}{2 Z_1} = 36.864 \text{ m}$$

$$\tan \beta_i = \frac{2(0.6755 - 0.45)}{2.88} = 0.156597222 \quad ; \quad \tan \beta_{i+1} = \frac{2 \times 0.45}{2.88} = 0.3125$$

$$\beta_i = 8.9^\circ$$

$$\beta_{i+1} = 17.35^\circ$$

$$Z_i(x) = 0.6755 - 0.027187017 x^2$$

Câble N°	$X_i(m)$	$X_{i+1}(m)$	Z_0	Z_1	$R_i(m)$	$R_{i+1}(m)$	β_i°	β_{i+1}°
B4	2.88	2.88	0.6755	0.45	18.391	9.216	8.90	17.35
B3	2.88	2.88	0.45	0.225	18.432	18.432	3.10	3.10
B2	2.88	2.88	0.225	0.1125	36.864	36.864	1.50	1.50
B1	2.88	2.88	0	0	-	-	0	0

Tableau VI.17. Caractéristique des câbles intermédiaire.

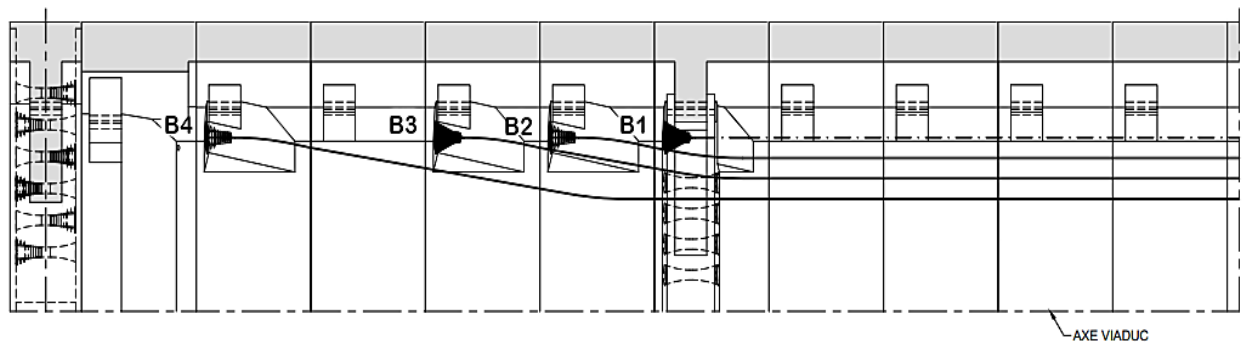


Figure VI.18. Variation en plan des câbles de travée intermédiaire.

b- Travée de rive :

Câble N°	$X_i(m)$	$X_{i+1}(m)$	Z_0	Z_1	$R_i(m)$	$R_{i+1}(m)$	β_i°	β_{i+1}°
C3	2.88	2.88	0.7875	0.5625	18.432	7.3728	3.10	7.724
C2	2.88	2.88	0.225	0.1125	36.864	36.864	1.50	1.50
C1	2.88	2.88	0	0	-	-	0	0

Tableau VI.18. Caractéristique des câbles de rive.

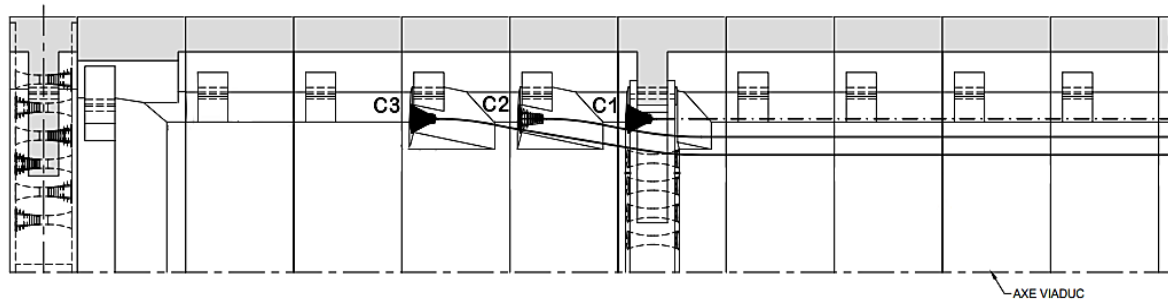


Figure VI.19. Variation en plan des câbles de travée de rive.

N° du câble	Déviaton en élévation (α°)	Déviaton en plan (β°)	Déviaton angulaire totale $\theta^\circ = \alpha^\circ + \beta^\circ$
B4	15.23	8.90	24.13
B3	15.23	3.10	18.33
B2	15.23	1.50	16.73
B1	15.23	0	0

Tableau VI.19. Caractéristique des câbles de travée intermédiaire.

N° du câble	Déviaton en élévation (α°)	Déviaton en plan (β°)	Déviaton angulaire totale $\theta^\circ = \alpha^\circ + \beta^\circ$
C3	15.23	3.10	18.33
C2	15.23	1.50	16.73
C1	15.23	0	15.23

Tableau VI.20. Caractéristique des câbles de travée de rive.

Ces câbles sont disposés et ancrés de façon à avoir en chaque section un nombre de câbles n calculé précédemment, qui engendrent l'effort de précontrainte suffisant pour reprendre les moments positifs dans ces sections.

VI.5. Conclusion

En phase de construction on a dimensionnée les câbles de précontrainte longitudinal pour prendre le poids propre de fléau et les surcharges du chantier par le placement de vingt câbles à partir de voussoir sur pile, deux câbles pour chaque voussoir dans les deux sens défèrent (pour la stabilité)

Après le clavage des demis-fléau, la structure devient hyperstatique. L'étude des différents cas de chargement passent dans chaque travée permettre de déterminer les sollicitations maximums. On garde la stabilité de l'ouvrage par les câbles de précontrainte de continuité seront calculé pour chaque travée.

Chapitre VII :

Calcul des pertes de précontrainte

VII.1. Introduction

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

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

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

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

$$\sigma_{p0} = \text{Min} (0.8 f_{prg}; 0.9 f_{peg}) \quad [2]$$

F_{prg} : contrainte de rupture garantie.

F_{peg} : limite conventionnelle d'élasticité.

VII.2. Calcul des pertes des câbles du fléau

VII.2.1. Pertes instantanées

1) Pertes de frottement

Les pertes par frottement sont provoquées par le frottement de l'acier des câbles sur sa gaine. Lors de la mise en tension, le câble est tiré du côté du vérin et fixé du côté opposé

(ancrage mort). Le déplacement du câble à l'intérieur de la gaine est gêné par sa courbure s'il n'est pas rectiligne, il en est de même en ligne droite, ni la gaine ni le câble ne sont rigoureusement rectilignes.

Les pertes par frottements sont évaluées par la formule suivante:

$$\sigma_{p0}(x) = \sigma_{p0} [1 - (e^{-(f\theta + \varphi x)})]$$

f : Coefficient de frottement en courbe,

φ : Coefficient de perte de tension par unité de longueur,

σ_{p0} : Tension à l'origine,

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

θ : La déviation angulaire totale du câble sur la distance x, indépendamment de leur direction et de leur signe considérons son tracé dans l'espace. : $\theta = \beta + \alpha$.

e : La base des logarithmes népériens.

Le tableau suivant donne les valeurs de f et φ selon le BPEL :

Cas	Nature des armatures	F		
		$3 \leq R \leq 6$ (en m)	$R \geq 6$ (en m)	
I Câbles ne traversant pas des joints ou surfaces de reprise	Fils tréfilés ronds et lisses	$\frac{22-R}{100}$	0.16	0.002
	Torons	$\frac{24-R}{100}$	0.18	
II Câbles traversant de nombreux joints ou reprise de bétonnage	Fils tréfilés ronds et lisses	$\frac{24-R}{100}$	0.18	Φ
	Torons	$\frac{26-R}{100}$	0.2	

Tableau. VII.1. Valeurs de f et φ [2].

Dans notre calcul on a : $f = 0.20/\text{rad}$ et $\varphi = 0.003 \text{ rad/m}$.

$$\sigma_{p0} = \min(0.8f_{\text{prg}} ; 0.9f_{\text{peg}})$$

$$\sigma_{p0} = \min(0,8 \times 1860, 0,9 \times 1640) = \min(1488, 1476)$$

$$\sigma_{p0} = 1476 \text{ MPa}$$

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

N° de voussoir	N° de câble	X (m)	θ (rad)	σ_{p0} (MPa)	$e^{-(0,2\alpha + 0,003x)}$	$\sigma_{p0}(1 - e^{-(0,2\alpha + 0,003x)})$ (MPa)
1	T01	3.78	0.554306099	1476	0.884970277	169.7838713
2	T02	6.66	0.468182827	1476	0.89260014	158.5221935
3	T03	9.54	0.175316578	1476	0.938302094	91.06610926
4	T04	12.42	0.543755583	1476	0.864148094	200.5174136
5	T05	15.30	0.099743821	1476	0.936272455	94.06185583
6	T06	18.18	0.616535813	1476	0.837070352	240.4841612
7	T07	21.06	0.026963592	1476	0.933725557	97.82107772
8	T08	23.94	0.686523516	1476	0.811294061	278.529966
9	T09	26.82	-0.043024111	1476	0.930665665	102.3374783
10	T10	29.70	0.752950747	1476	0.786871636	314.577466
					$\Sigma \Delta \sigma_{p0}$	1747.701593

Tableau. VII.2. Pertes dues aux frottements.

Donc la somme des pertes dues aux frottements est : $\Sigma \Delta \sigma_{p0} = 1747.701593 \text{ MPa}$.

2) Pertes dues au recul à l'ancrage

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

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

σ_{p0} : contrainte initiale.

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

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

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

E_p : module d'élasticité des aciers = 195000MPa selon BPEL91.

En pratique, on admet le raisonnement suivant :

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

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

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

$g = 0.005 \text{ mm}$

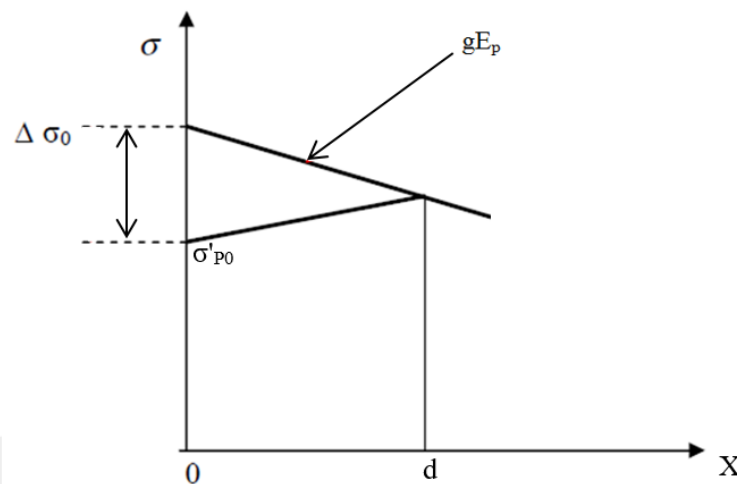


Figure VII.1. Diagramme des tensions avant et après ancrage de l'armature sous effet de recul à l'ancrage. [2]

Les pertes dues au recul à l'ancrage sont données par la formule suivante: $\Delta\sigma_r = 2dK$

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

N° de voussoir	N° de câble	X (m)	θ (rad)	K	σ_{p0} (MPa)	d (m)	$\Delta\sigma_r$ (MPa)	
1	1	3.78	0.554306099	0.03232837	1476	4.5202997	0.292267794	
2	2	6.66	0.468182827	0.01705954	1476	6.2226514	0.212311195	
3	3	9.54	0.175316578	0.0066754	1476	9.9476497	0.13280908	
4	4	12.42	0.543755583	0.01175613	1476	7.4959545	0.176246808	
5	5	15.30	0.099743821	0.00430384	1476	12.388852	0.106639295	
6	6	18.18	0.616535813	0.00978257	1476	8.2736631	0.161875412	
7	7	21.06	0.026963592	0.00325606	1476	14.243376	0.0927547	
8	8	23.94	0.686523516	0.00873537	1476	8.6959789	0.151925147	
9	9	26.82	-0.043024111	0.00267916	1476	15.702175	0.084137401	
10	10	29.70	0.752950747	0.00807038	1476	9.0471572	0.14602791	
							$\Sigma\Delta\sigma_0$ (MPa)	1.556994743

Tableau. VII.3. Pertes dues au recul à l'ancrage.

Les pertes dus aux reculs à l'ancrage sont égales à 1.556995 MPa.

3) Pertes par raccourcissement du béton :

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

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

$$\Delta\sigma_p = \sum \frac{k\Delta\sigma_{bj}}{E_{ij}} \quad [2]$$

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

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

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

n : nombre de câbles.

Les règles du béton précontraint aux état limite B.P.E.L proposent la formule simplifiée suivante :

$$\Delta\sigma_{rac} = E_p \cdot \left(\frac{\sigma_{bj}}{E_{ij}} \right) \times \frac{1}{2}$$

E_{ij} : module de Young instantanée du béton a j jours, il est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28}$$

$$f_{c28} = 45 \text{ MPa}$$

$$f_{c15} = \frac{15}{1.4 + 0.95 \times 15} \times 45 = 43.1309 \text{ MPa}$$

$$E_{i15} = 11000 \sqrt[3]{f_{c15}} = 38576.47099 \text{ MPa}$$

$$E_p = 195000 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bj} = \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e^2}{I} - \frac{M \cdot e}{I} \quad \text{Avec: } v = e$$

P : effort de précontrainte.

M : moment fléchissant dues au poids propre.

e : excentricité du câble.

Exemple de calcul :

$$\Delta\sigma_{\text{rac}} = E_p \cdot \left(\frac{\sigma_{\text{bj}}}{E_{\text{ij}}} \right) \times \frac{1}{2} = 195000 \times \left(\frac{0.521604071}{38576.47099} \right) \times \frac{1}{2} = 1.318326836 \text{ MPa}$$

Voussoir	X(m)	P(t)	S(m ²)	e(m)	I(m ⁴)	M(t.m)	σ_{bj} (MPa)	$\Delta\sigma_{\text{rac}}$ (MPa)
VSP	0	5280.58119	19	1.27	18	-9906.155856	0.521604071	1.318326836
	0.9	4956.96942	19	1.27	18	-9299.073317	0.489638421	1.237535337
1	3.78	3278.04855	9.4	1.31	14	-7562.18701	0.429424358	1.08534746
2	6.66	2678.1855	7.8	1.10	11	-6004.62935	0.374945973	0.94765621
3	9.54	2063.46947	7.8	1.10	11	-4626.404367	0.288885729	0.730143476
4	12.42	1528.73398	7.8	1.10	11	-3427.49999	0.214022747	0.540931228
5	15.30	1073.9845	7.8	1.10	11	-2407.928334	0.150357821	0.380021479
6	18.18	698.773188	7.8	1.10	11	-1566.685321	0.097828247	0.247255746
7	21.06	404.438119	7.8	1.10	11	-906.7710023	0.056621338	0.143107451
8	23.94	189.641218	7.8	1.10	11	-425.1853355	0.026549771	0.067103149
9	26.82	54.8286439	7.8	1.10	11	-122.9286313	0.00767601	0.019400712
10	29.70	0	7.8	1.10	11	0	0	0
							$\Sigma\Delta\sigma_{\text{rac}}$	6.716829084

Tableau.VII.4. Les pertes instantanées.

$$\Delta\sigma_{\text{rac}} = 6.716829084 \text{ MPa}$$

Totale des pertes instantanées :

$$\Delta\sigma_{\text{tot}} = \Delta\sigma_{\text{f}} + \Delta\sigma_{\text{r}} + \Delta\sigma_{\text{rac}}$$

	$\Delta\sigma_f$	$\Delta\sigma_r$	$\Delta\sigma_{rac}$	$\Delta\sigma_{tot}$	%
Les pertes (MPa)	1747.701593	1.556994743	6.716829084	1755.97542	11.897

Tableau VII.5. Total des pertes instantanées.

VII.2.2. Pertes de tension différées

1) Pertes de tension dues au retrait du béton :

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

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

$$\Delta\sigma_{rt} = \varepsilon_r \cdot E_p \quad [2]$$

ε_r : étant le retrait total du béton, vaut en climat humide $2 \cdot 10^{-4}$ (BPEL).

E_p : module d'élasticité de l'acier de précontrainte ($E_p = 195 \text{ KN/mm}^2$ pour les torons).

Alors : $\Delta\sigma_r = 195000 \times 2 \cdot 10^{-4} = 39 \text{ MPa}$

2) Pertes par fluage :

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

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

$$\Delta\sigma_{fl} = \frac{E_p}{E_{ij}} (\sigma_M + \sigma_\infty) \quad [2]$$

Avec :

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

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

$$\sigma_\infty \leq 1.5 \sigma_M$$

Donc :

$$\Delta\sigma_{fl} = 2.5 \frac{E_p}{E_{ij}} \sigma_M$$

$$\sigma_M = \frac{P}{S} + \frac{P}{I} e^2 - \frac{M}{I} e$$

Tableau donnant les pertes dues au fluage de béton dans chaque câble :

Voussoir	X(m)	P(t)	S(m ²)	e(m)	I(m ⁴)	M(t.m)	σ_M (MPa)	$\Delta\sigma_{fl}$
VSP	0	5280.581193	19	1.27	18	-9906.155856	0.521604071	6.591634
	0.9	4956.969422	19	1.27	18	-9299.073317	0.489638421	6.187677
1	3.78	3278.04855	9.4	1.31	14	-7562.18701	0.429424358	5.426737
2	6.66	2678.18555	7.8	1.10	11	-6004.62935	0.374945973	4.738281
3	9.54	2064.955211	7.8	1.10	11	-4626.404367	0.288885729	3.650717
4	12.42	1529.834706	7.8	1.10	11	-3427.49999	0.214022747	2.704656
5	15.30	1074.757796	7.8	1.10	11	-2407.928334	0.150357821	1.900107
6	18.18	699.2763193	7.8	1.10	11	-1566.685321	0.097828247	1.236279
7	21.06	404.7293228	7.8	1.10	11	-906.7710023	0.056621338	0.715537
8	23.94	189.7777636	7.8	1.10	11	-425.1853355	0.026549771	0.335516
9	26.82	54.86812168	7.8	1.10	11	-122.9286313	0.00767601	0.097004
10	29.70	0	7.8	1.10	11	0	0	0
							$\Sigma\Delta\sigma_{fl}$	33.58414

Tableau. VII.6. Pertes de tension par fluage.

Les pertes dues au fluage sont égales à : 33.584145 MPa

3) Perte par relaxation des câbles

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

Elle dépend de la nature de l'acier de son traitement et l'on distingue des aciers :

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

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

Un acier est caractérisé par sa relaxation à 1000 heures exprimée en % (ρ_{1000})

En général : $\rho_{1000} = 2.5\%$ pour les aciers TBR.

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

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

σ_{pi} : étant la tension initiale de l'acier dans la section d'abscisse x : $\sigma_{pi} = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{inst}$

μ_0 : coefficient pris égal à :

- 0.43 pour les aciers TBR.
- 0.3 pour les aciers RN.
- 0.35 pour les autres aciers.

σ_{p0} : tension à l'origine ; $\sigma_{p0} = 1476$ MPa

f_{prg} : contrainte de rupture garantie égale 1860 MPa

ρ_{1000} : valeur garantie de la relaxation à 1000h.

Le tableau suivant donne les valeurs de la perte de précontrainte pour chaque câble :

N° de voussoir	σ_{p0} (MPa)	$\Delta\sigma_{inst}$ (MPa)	σ_{pi} (MPa)	ρ_{1000} (%)	μ_0	$\Delta\sigma_{relax}$ (X) (MPa)	
1	1476	169.7838713	1306.2161	2.5	0.43	53.34588	
2	1476	158.5221935	1317.4778	2.5	0.43	55.00234	
3	1476	91.06610926	1384.9339	2.5	0.43	65.352561	
4	1476	200.5174136	1275.4826	2.5	0.43	48.929424	
5	1476	94.06185583	1381.9381	2.5	0.43	64.877331	
6	1476	240.4841612	1235.5158	2.5	0.43	43.414018	
7	1476	97.82107772	1378.1789	2.5	0.43	64.283035	
8	1476	278.529966	1197.47	2.5	0.43	38.40306	
9	1476	102.3374783	1373.6625	2.5	0.43	63.572052	
10	1476	314.577466	1161.4225	2.5	0.43	33.87069	
						$\Sigma\Delta\sigma_p$ (MPa)	531.05039

Tableau VII.7. Pertes dues à la relaxation des aciers.

Les pertes dues à la relaxation des câbles sont égales à : 531.05039 MPa

Pertes différées totales

La perte différée finale est prise, selon le BPEL, égale à :

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

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.

Alors :

$$\Delta\sigma_d = 39 + 33.58414 + \frac{5}{6} 531.05039 = 515.1261317 \text{ MPa}$$

VII.3. Calcul des pertes des câbles de continuité

VII.3.1. Pertes instantanées

1) Pertes de frottement :

Dans notre calcul on a : $f = 0.20/rad$ et $\varphi = 0.003 rad/m$.

$$\sigma_{p0} = \min(0.8f_{prg} ; 0.9f_{peg})$$

$$\sigma_{p0} = \min(0,8 \times 1860, 0,9 \times 1640) = \min(1488, 1476)$$

$$\sigma_{p0} = 1476 \text{ MPa}$$

a- Pour la travée intermédiaire :

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

N° de vous	N° de câble	X (m)	θ (rad)	σ_{p0} (MPa)	$e^{-(0,2\alpha + 0,003x)}$	$\sigma_{p0}(1 - e^{-(0,2\alpha + 0,003x)})$ (MPa)
2	C4	14.443	0.42114794	1476	0.880241843	176.76304
4	C3	17.323	0.31991885	1476	0.890517281	161.596493
5	C2	20.203	0.29199358	1476	0.887800951	165.605796
6	C1	25.963	0.26581364	1476	0.877172399	181.293539
$\Sigma \Delta \sigma_{p0}$						685.258868

Tableau. VII.8. Pertes dues aux frottements.

Donc la somme des pertes dues aux frottements est : $\Sigma \Delta \sigma_{p0} = 685.258868 \text{ MPa}$.

a- Pour la travée de rive :

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

N° de vous	N° de câble	X (m)	θ (rad)	σ_{p0} (MPa)	$e^{-(0,2\alpha + 0,003x)}$	$\sigma_{p0}(1 - e^{-(0,2\alpha + 0,003x)})$ (MPa)
4	C1	12.6715	0.31991885	1476	0.903031114	143.126076
6	C2	14.1115	0.29199358	1476	0.904174219	141.438853
11	C3	15.5515	0.26581364	1476	0.905002812	140.215849
$\Sigma \Delta \sigma_{p0}$						424.780778

Tableau. VII.9. Pertes dues aux frottements.

Donc la somme des pertes dues aux frottements est : $\Sigma \Delta \sigma_{p0} = 424.780778$ MPa.

2) Pertes dues au recul à l'ancrage

a- Pour la travée intermédiaire :

N° de vous	N° de câble	X (m)	θ (rad)	K	σ_{p0} (MPa)	d (m)	$\Delta \sigma_r$ (MPa)
2	C1	14.443	0.42114794	0.01067578	1476	4.5202997	0.096515405
4	C2	17.323	0.31991885	0.00840533	1476	6.2226514	0.104606901
5	C3	20.203	0.29199358	0.00473555	1476	9.9476497	0.094215184
6	C4	25.963	0.26581364	0.0071887	1476	7.4959545	0.107772277
$\Sigma \Delta \sigma_0$ (MPa)							0.403109767

Tableau. VII.10. Pertes dues au recul à l'ancrage.

Les pertes dus aux reculs à l'ancrage sont égales à 0.403109767 MPa.

a- Pour la travée de rive :

N° de vous	N° de câble	X (m)	θ (rad)	K	σ_{p0} (MPa)	d (m)	$\Delta \sigma_r$ (MPa)
4	C1	12.6715	0.31991885	0.01174886	1476	4.5202997	0.106216764
5	C2	14.1115	0.26581364	0.00963548	1476	6.2226514	0.119916457
6	C3	15.5515	0.26581364	0.00525466	1476	9.9476497	0.104542996
$\Sigma \Delta \sigma_0$ (MPa)							0.330676217

Tableau. VII.11. Pertes dues au recul à l'ancrage.

Les pertes dus aux reculs à l'ancrage sont égales à 0.330676217 MPa.

3) Pertes par raccourcissement du béton

a- Pour la travée intermédiaire :

Voussoir	X(m)	P(t)	S(m ²)	e(m)	I(m ⁴)	M(t.m)	σ_{bj} (MPa)	$\Delta\sigma_{rac}$ (MPa)
2	14.443	1359.06535	7.8	1.97	11	-3590.04	0.107862308	0.272616306
4	17.323	202.1729152	7.8	1.97	11	-534.05	0.016045469	0.040554079
5	20.203	828.7064199	7.8	1.97	11	-2189.07	0.065770351	0.1662311
6	25.963	1345.705777	7.8	1.97	11	-3554.75	0.106802044	0.269936545
$\Sigma\Delta\sigma_{rac}$								0.749338029

Tableau.VII.12. Les pertes instantanées pour la travée intermédiaire.

$$\Delta\sigma_{rac} = 0.749338029 \text{ MPa}$$

b- Pour la travée de rive :

Voussoir	X(m)	P(t)	S(m ²)	e(m)	I(m ⁴)	M(t.m)	σ_{bj} (MPa)	$\Delta\sigma_{rac}$ (MPa)
4	12.6715	461.9937876	7.8	1.97	11	-1220.38	0.036666173	0.092671823
5	14.1115	911.892407	7.8	1.97	11	-2408.81	0.072372413	0.182917466
6	15.5515	1243.337876	7.8	1.97	11	-3284.34	0.098677612	0.249402469
$\Sigma\Delta\sigma_{rac}$								0.524991759

Tableau.VII.13. Les pertes instantanées pour la travée de rive.

$$\Delta\sigma_{rac} = 0.524991759 \text{ MPa}$$

Totale des pertes instantanées :

$$\Delta\sigma_{tot} = \Delta\sigma_f + \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{rac}$$

	$\Delta\sigma_f$	$\Delta\sigma_r$	$\Delta\sigma_{rac}$	$\Delta\sigma_{tot}$	%
travée intermédiaire	685.258868	0.403109767	0.749338029	686.41132	4.65048317
travée de rive	424.780778	0.330676217	0.524991759	425.63645	2.88371576

Tableau VII.14. Total des pertes instantanées.**VII.3.2. Pertes différées****1) Pertes de tension dues au retrait du béton**

$$\Delta\sigma_r = 195000 \times 2 \cdot 10^{-4} = 39 \text{ MPa} \quad \text{pour les deux travée (intérimaire et de rive)}$$

2) Pertes par fluage :

Tableau donnant les pertes dues au fluage de béton dans chaque câble :

a- Pour la travée intermédiaire :

Voussoir	X(m)	P(t)	S(m ²)	e(m)	I(m ⁴)	M(t.m)	σ_M (MPa)	$\Delta\sigma_{fl}$ (MPa)
1	3.78	2395.921168	7.8	1.97	11	-6104.86	0.107862308	1.363081531
3	9.54	573.469976	7.8	1.97	11	-1514.85	0.016045469	0.202770392
4	12.42	202.1729152	7.8	1.97	11	534.05	0.065770351	0.831155502
5	15.30	828.7064199	7.8	1.97	11	2189.07	0.106802044	1.349682724
$\Sigma\Delta\sigma_{rac}$								3.746690149

Tableau. VII.15. Pertes de tension par fluage (travée intermédiaire).

Les pertes dues au fluage sont égales à : 3.746690149 MPa.

b- Pour la travée de rive :

Voussoir	X(m)	P(t)	S(m ²)	e(m)	I(m ⁴)	M(t.m)	σ_M (MPa)	$\Delta\sigma_{fl}$ (MPa)
4	9.54	461.9937876	7.8	1.97	11	1220.38	0.036666173	0.463359112
6	15.30	1243.337876	7.8	1.97	11	3284.34	0.072372413	0.914587323
11	30.30	1090.181624	7.8	1.97	11	2879.77	0.098677612	1.247012353
							$\Sigma\Delta\sigma_{rac}$	2.624958788

Tableau. VII.16. Pertes de tension par fluage (travée de rive).

Les pertes dues au fluage sont égales à : 2.624958788 MPa

3) Perte par relaxation des câbles

a- Pour la travée intermédiaire :

Le tableau suivant donne les valeurs de la perte de précontrainte pour chaque câble :

N° de vouss	σ_{p0} (MPa)	$\Delta\sigma_{inst}$ (MPa)	σ_{pi} (MPa)	ρ_{1000} (%)	μ_0	$\Delta\sigma_{relax}$ (x) (MPa)	
1	1476	176.76304	1299.237	2.5	0.43	52.329593	
3	1476	161.596493	1314.4035	2.5	0.43	54.548117	
4	1476	165.605796	1310.3942	2.5	0.43	53.958039	
5	1476	181.293539	1294.7065	2.5	0.43	51.67408	
						$\Sigma\Delta\sigma_p$ (MPa)	212.509829

Tableau. VII.17. Pertes dues à la relaxation des aciers (travée intermédiaire).

Les pertes dues à la relaxation des câbles sont égales à 212.509829 MPa

a- Pour la travée de rive :

Le tableau suivant donne les valeurs de la perte de précontrainte pour chaque câble :

N° de vouss	σ_{p0} (MPa)	$\Delta\sigma_{inst}$ (MPa)	σ_{pi} (MPa)	ρ_{1000} (%)	μ_0	$\Delta\sigma_{relax} (x)$ (MPa)	
4	1476	143.126076	1332.8739	2.5	0.43	57.300027	
6	1476	141.438853	1334.5611	2.5	0.43	57.554149	
11	1476	140.215849	1335.7842	2.5	0.43	57.73864	
						$\Sigma\Delta\sigma_p$ (MPa)	172.592816

Tableau VII.18. Pertes dues à la relaxation des aciers (travée d rive).

Les pertes dues à la relaxation des câbles sont égales à : 172.592816 MPa

1) Pertes différées totales

La perte différée finale est prise, selon le BPEL, égale à :

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

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. Alors :

	$\Delta\sigma_{rt}$	$\Delta\sigma_{fl}$	$\Delta\sigma_{rlx}$	$\Delta\sigma_d$
travée intermédiaire	39	3.746690149	212.509829	219.8375059
travée de rive	39	2.624958788	172.592816	185.4517301

Tableau VII.19. Total des pertes différé.

VII.9. Conclusion

Tous les ouvrages ayant comme élément de résistance, les câbles souffrent des pertes après la mise en tension. Ces pertes sont évaluées par différentes approcher. Les pertes des câbles de fléau totale du aux pertes instantanées et pertes différées égale à :

$$1755,97542 + 555,268274 = 2271,101552 \text{ MPa}$$

Donc on a un pourcentage de perte égal à :

$$100 \times \frac{2271.101552}{20 \times 1476} = 7,693 \%$$

7.693 % < 20 % , Donc, on gardera le nombre de câbles précédent **20** câbles **19T15**.

La perte des câbles de continuité totale du aux pertes instantanées et pertes différées égale à :

a- Travée intermédiaire : $686,41132 + 219,8375059 = 898,921145 \text{ MPa}$

b- Travée de rive : $425,63645 + 185,4517301 = 598,229262 \text{ MPa}$

Donc on a un pourcentage de perte égal à :

$$100 \times \frac{898.921145}{8 \times 1476} = 7.613\% \quad \text{et} \quad 7.613 \% < 20 \%$$

$$100 \times \frac{598.229262}{6 \times 1476} = 6.755 \% \quad \text{et} \quad 6.755 \% < 20 \%$$

Donc, on gardera le nombre de câbles **08** câbles **19T15** pour la travée intermédiaire et **06** câbles de **19T15** pour la travée de rive.

Chapitre VIII :

Vérification des contraintes

VIII.1. Introduction

Cette étape définie pour l'objectif 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.

VIII.2. Vérification des contraintes normales

VIII.2.1. En Phase de construction

Il y a deux cas de vérifications :

- 1^{er} cas ou l'ouvrage il est calculé sous l'effet des charges permanentes, la vérification à vide.
- 2^{er} cas ou l'ouvrage est sollicité par son poids propre et par des surcharges d'exploitations

$$\text{Fibre supérieure : } \sigma_{\text{Sup}} = \frac{P}{S} + \frac{P e v}{I} - \frac{M}{I} v \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\text{Fibre inférieure : } \sigma_{\text{Inf}} = \frac{P}{S} - \frac{P e v'}{I} + \frac{M}{I} v' \geq \bar{\sigma}_{bt}$$

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 voussoir.

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 : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 45 = 27 \text{ MPa}$

Et : ($\bar{\sigma}_{bt} = 0$, car on est en classe I)

Donc on doit vérifier que : $\sigma_{Inf} \leq 27 \text{ MPa}$. et $\sigma_{Sup} = 0 \text{ MPa}$.

Ce tableau présenté les résultat des contraintes dans la fibre supérieure dans le demi-fléau :

X (m)	M (t.m)	I (m4)	S (m2)	e (m)	V (m)	P (t)	σ_{Sup} (MPa)
0.00	-9906.155856	18	19	1.13	1.27	5280.58119	-3.97E-07
0,90	-9299.073317	18	19	1.13	1.27	4956.96942	-2.95E-07
3.78	-7562.18701	14	9.4	1.17	1.31	3278.04855	-3.08E-07
6.66	-6004.62935	11	7.8	0.96	1.10	2678.18555	1.08E-07
9.54	-4626.404367	11	7.8	0.96	1.10	2063.46947	3.69E-07
12.42	-3427.49999	11	7.8	0.96	1.10	1528.73398	-1.02E-06
15.30	-2407.928334	11	7.8	0.96	1.10	1073.9845	-8.87E-07
18.18	-1566.685321	11	7.8	0.96	1.10	698.773188	1.02E-07
21.06	-906.7710023	11	7.8	0.96	1.10	404.438119	9.14E-08
23.94	-425.1853355	11	7.8	0.96	1.10	189.641218	4.47E-08
26.82	-122.9286313	11	7.8	0.96	1.10	54.8286439	4.91E-09
29.70	0	11	7.8	0.96	1.10	0	0

Tableau.VIII.1. Vérification des contraintes dans la fibre supérieure.

Ce tableau présente les résultats des contraintes dans la fibre inférieure dans le demi-fléau :

X (m)	M (t.m)	I (m ⁴)	S (m ²)	e (m)	V'(m)	P (t)	σ_{inf} (MPa)
0.00	-9906.155856	18	19	1.80	1.93	5280.58119	3.21
0.90	-9299.073317	18	19	1.80	1.93	4956.96942	3.01
3.78	-7562.18701	14	9.4	1.76	1.89	3278.04855	5.91
6.66	-6004.62935	11	7.8	1.97	2.10	2678.18555	4.82
9.54	-4626.404367	11	7.8	1.97	2.10	2063.46947	3.72
12.42	-3427.49999	11	7.8	1.97	2.10	1528.73398	2.75
15.30	-2407.928334	11	7.8	1.97	2.10	1073.9845	1.93
18.18	-1566.685321	11	7.8	1.97	2.10	698.773188	1.26
21.06	-906.7710023	11	7.8	1.97	2.10	404.438119	0.729
23.94	-425.1853355	11	7.8	1.97	2.10	189.641218	0.342
26.82	-122.9286313	11	7.8	1.97	2.10	54.8286439	0.0988
29.70	0	11	7.8	1.97	2.10	0	0

Tableau VIII.2. Vérification des contraintes dans la fibre inférieure.

Remarque : On remarque, d'après le tableau précédent que les contraintes en construction sont largement inférieures aux contraintes admissibles, ce qui signifie que notre ouvrage travaille dans la sécurité

VIII.2.2. Phase d'exploitation

Dans le cadre de l'étude de l'ouvrage en service ; il existe deux cas de vérification :

- 1^{er} cas ou l'ouvrage ne subit aucune surcharge sauf celles qui sont permanentes, c'est-à-dire la vérification à vide.

- 2^{ème} cas ou l'ouvrage est sollicité par son poids propre et par des surcharges d'exploitations.

a- Etat a vide :

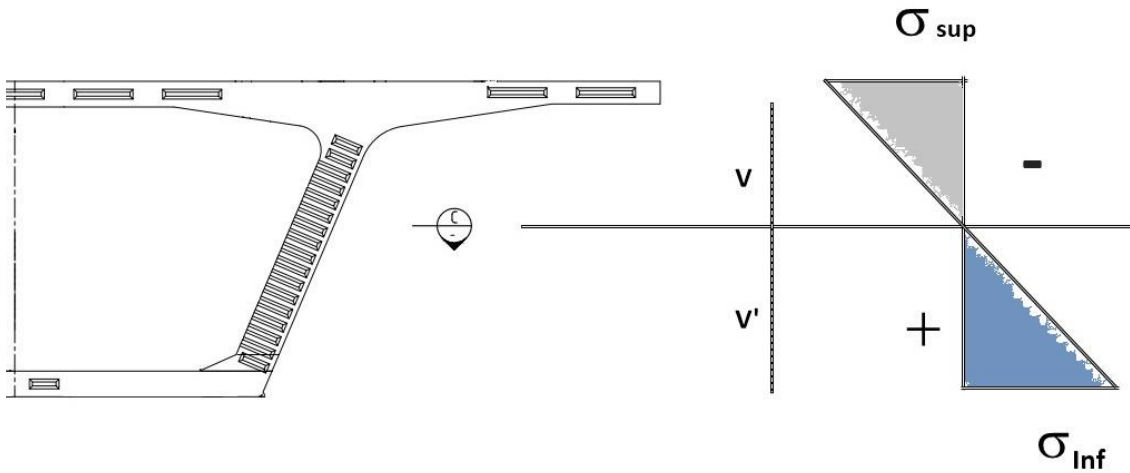


Figure VIII.1. Diagramme des contraintes.

Fibre supérieure :

$$\sigma_{\text{Sup}} = \frac{P}{S} + \frac{P e v}{I} + \frac{M_{\text{min}}}{I} v \geq \bar{\sigma}_{\text{bc}}$$

Fibre inférieure:

$$\sigma_{\text{Inf}} = \frac{P}{S} - \frac{P e v'}{I} - \frac{M_{\text{min}}}{I} v' \leq \bar{\sigma}_{\text{bt}}$$

M_{min} : moment engendré par les charges permanentes.

➤ **Travée de rive :**

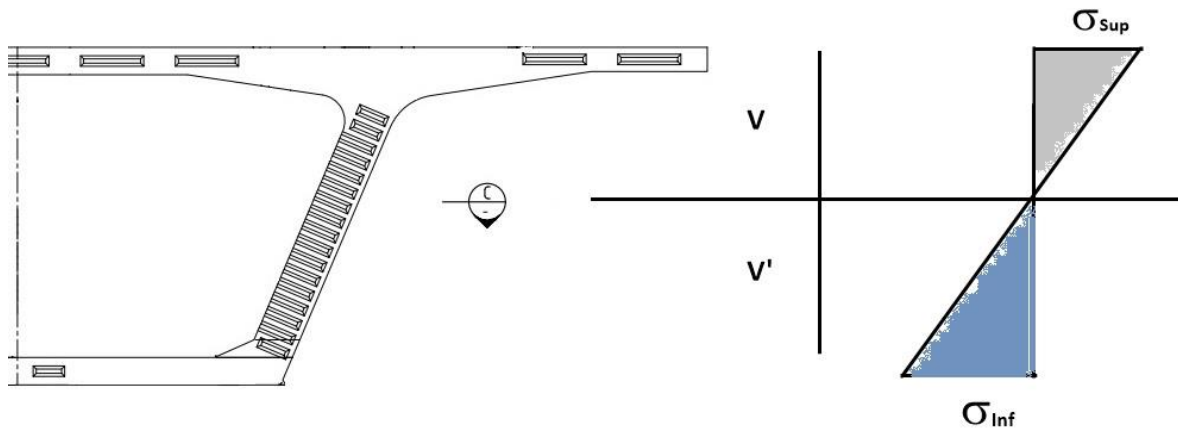
Voussoir	X (m)	Moment M_{\min} (t.m)	S (m ²)	e (m)	I (m ⁴)	V (m)	V' (m)	P (t)	σ_{Sup} (MPa)	σ_{Inf} (MPa)
VSP	0	-6221.98	19	1.80	18	1.27	1.93	3239.67223	1.429521824	2.12386847
	0.9	-5644.29	19	1.80	18	1.27	1.93	2874.63972	1.181400551	2.01684678
1	3.78	-3962.61	9.4	1.76	14	1.31	1.89	1629.49531	0.709180854	3.21134829
2	6.66	-2498.01	7.8	1.97	11	1.10	2.10	771.667953	0.011493756	2.85607305
3	9.54	-1385.69	7.8	1.97	11	1.10	2.10	145.743939	-0.91172323	2.28412968
4	12.42	-209.44	7.8	1.97	11	1.10	2.10	461.9937876	1.292987489	-0.74537691
5	15.30	660.76	7.8	1.97	11	1.10	2.10	911.892407	3.626280871	-3.52190252
6	18.18	1328.58	7.8	1.97	11	1.10	2.10	1243.337876	5.371978534	-5.6184378
7	21.06	1793.04	7.8	1.97	11	1.10	2.10	1457.322035	6.532325992	-7.03557047
8	23.94	2066.81	7.8	1.97	11	1.10	2.10	1557.414758	7.13160266	-7.80633792
9	26.82	2147.82	7.8	1.97	11	1.10	2.10	1566.329976	7.241605407	-7.98309293
10	29.70	2065.64	7.8	1.97	11	1.10	2.10	1543.415405	7.084906047	-7.76940187
Clavage	30.30	2002.38	7.8	1.97	11	1.10	2.10	1426.275877	6.640702294	-7.35826055
11	33.18	1593.36	7.8	1.97	11	1.10	2.10	1090.181624	5.138686548	-5.74427432
12	36.06	1054.44	7.8	1.97	11	1.10	2.10	708.4929395	3.358495372	-3.76927507
13	38.94	362.13	7.8	1.97	11	1.10	2.10	228.1197959	1.103987275	-1.25681563
Clavage	39.10	7.60	7.8	1.97	11	1.10	2.10	190.2481014	0.626296582	-0.48610708
VSC	40	0	19	1.67	18	1.40	1.80	3.861011263	0.007047136	-0.00441578

Tableau.VIII.3. La contrainte dans les fibres extrêmes de chaque section.

➤ Travée intermédiaire :

Voussoir	X (m)	Moment M(t.m)	S (m ²)	e (m)	I (m ⁴)	V' (m)	P (t)	σ_{Sup} (MPa)	σ_{Inf} (MPa)
VSP	0	6221.98	19	1.80	18	1.93	4306.82834	3.346471194	0.62591828
	0.9	-5586.82	19	1.80	18	1.93	4304.31837	3.790103162	-0.05159118
1	3.78	-3760.23	9.4	1.76	14	1.89	2395.921168	2.976091267	1.93245411
2	6.66	-2159.13	7.8	1.97	11	2.10	1359.06535	2.260620214	0.7530457
3	9.54	-754.69	7.8	1.97	11	2.10	573.469976	1.110263771	0.01922129
4	12.42	475.08	7.8	1.97	11	2.10	202.1729152	1.132556688	-1.40812882
5	15.30	1508.58	7.8	1.97	11	2.10	828.7064199	4.203575775	-4.93426174
6	18.18	2321.92	7.8	1.97	11	2.10	1345.705777	6.698224197	-7.76856964
7	21.06	2942.53	7.8	1.97	11	2.10	1752.217003	8.640829551	-9.96105407
8	23.94	3369.24	7.8	1.97	11	2.10	2055.213272	10.05289896	-11.5267669
9	26.82	3563.31	7.8	1.97	11	2.10	2252.014343	10.88697613	-12.3851061
10	29.70	3735.29	7.8	1.97	11	2.10	2353.519115	11.38905486	-12.9650474
Clavage	30.30	3675.04	7.8	1.97	11	2.10	2370.61892	11.3844143	-12.8924127
10'	33.18	3443.04	7.8	1.97	11	2.10	2354.283818	11.09929171	-12.4090112
9'	36.06	3045.99	7.8	1.97	11	2.10	2153.310955	10.04866765	-11.1528235
8'	38.94	2455.59	7.8	1.97	11	2.10	1900.845611	8.637237406	-9.39987053
7'	41.82	1676.59	7.8	1.97	11	2.10	1542.253209	6.692076526	-7.02378914
6'	44.70	693.16	7.8	1.97	11	2.10	1077.866887	4.198438392	-3.9951842
5'	47.58	-492.59	7.8	1.97	11	2.10	497.3404501	1.124786648	-0.29243717
4'	50.46	-1984.10	7.8	1.97	11	2.10	190.058819	-1.36601897	3.31669849
3'	53.34	-3412.97	7.8	1.97	11	2.10	977.497811	-0.23409699	4.09259192
2'	56.22	-5194.71	7.8	1.97	11	2.10	1872.4797	0.894690009	5.27556271
1'	59.10	-7186.88	9.4	1.97	14	2.10	2844.45488	0.985560381	5.96987903
VSP	60.00	-7869.02	19	1.80	18	1.93	3723.95667	1.137371388	3.21007893

Tableau VIII.4 : La contrainte dans les fibres extrêmes de chaque section.

a- Etat en charge :**Figure VIII.2.** *Diagramme des contraintes.*

Fibre supérieure :

$$\sigma_{\text{Sup}} = \frac{P}{S} + \frac{P e v}{I} + \frac{M_{\text{max}}}{I} v \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Fibre inférieure :

$$\sigma_{\text{Inf}} = \frac{P}{S} - \frac{P e v'}{I} - \frac{M_{\text{max}}}{I} v' \geq \bar{\sigma}_{bt}$$

 M_{max} : moment engendré par le poids propre et toutes les surcharges.➤ **Travée de rive :**

Voussoir	X (m)	Moment M(t.m)	S (m ²)	e (m)	I (m ⁴)	V (m)	V' (m)	P (t)	σ_{Sup} (MPa)	σ_{Inf} (MPa)
VSP	0	-6221.98	19	1.80	18	1.27	1.93	3239.67223	10.20942694	-11.218822
	0.9	-5644.29	19	1.80	18	1.27	1.93	2874.63972	9.146120885	-10.0870196
1	3.78	-3962.61	9.4	1.76	14	1.31	1.89	1629.49531	8.124922425	-7.48769871
2	6.66	-2498.01	7.8	1.97	11	1.10	2.10	771.667953	5.007513756	-6.68178331
3	9.54	-1385.69	7.8	1.97	11	1.10	2.10	145.743939	1.859656764	-3.00668668
4	12.42	-209.44	7.8	1.97	11	1.10	2.10	461.9937876	1.711867489	-1.54505691
5	15.30	660.76	7.8	1.97	11	1.10	2.10	911.892407	3.626280871	-3.52190252
6	18.18	1328.58	7.8	1.97	11	1.10	2.10	1243.337876	5.371978534	-5.6184378
7	21.06	1793.04	7.8	1.97	11	1.10	2.10	1457.322035	6.532325992	-7.03557047
8	23.94	2066.81	7.8	1.97	11	1.10	2.10	1557.414758	7.13160266	-7.80633792
9	26.82	2147.82	7.8	1.97	11	1.10	2.10	1566.329976	7.241605407	-7.98309293
10	29.70	2065.64	7.8	1.97	11	1.10	2.10	1543.415405	7.084906047	-7.76940187
Clavage	30.30	2002.38	7.8	1.97	11	1.10	2.10	1426.275877	6.640702294	-7.35826055
11	33.18	1593.36	7.8	1.97	11	1.10	2.10	1090.181624	5.138686548	-5.74427432
12	36.06	1054.44	7.8	1.97	11	1.10	2.10	708.4929395	3.358495372	-3.76927507
13	38.94	362.13	7.8	1.97	11	1.10	2.10	228.1197959	1.103987275	-1.25681563
Clavage	39.10	7.60	7.8	1.97	11	1.10	2.10	190.2481014	0.626296582	-0.48610708
VSC	40	0	15	1.67	17	1.40	1.80	3.861011263	0.007884034	-0.00425317

Tableau VIII.5. La contrainte dans les fibres extrêmes de chaque section.

➤ Travée intermédiaire :

Voussoir	X (m)	Moment M(t.m)	S (m ²)	e (m)	I (m ⁴)	V (m)	V' (m)	P (t)	σ_{Sup} (MPa)	σ_{Inf} (MPa)
VSP	0	-6221.98	19	1.80	18	1.27	1.93	4306.82834	11.83849883	-12.7167722
	0.9	-5586.82	19	1.80	18	1.27	1.93	4304.31837	11.38601724	-12.0322163
1	3.78	-3760.23	9.4	1.76	14	1.31	1.89	2395.921168	11.94398711	-8.22016689
2	6.66	-2159.13	7.8	1.97	11	1.10	2.10	1359.06535	7.677283799	-7.49090521
3	9.54	-754.69	7.8	1.97	11	1.10	2.10	573.469976	3.083125146	-2.86232235
4	12.42	475.08	7.8	1.97	11	1.10	2.10	202.1729152	1.295953875	-1.40812882
5	15.30	1508.58	7.8	1.97	11	1.10	2.10	828.7064199	4.873340554	-4.93426174
6	18.18	2321.92	7.8	1.97	11	1.10	2.10	1345.705777	7.785830507	-7.76856964
7	21.06	2942.53	7.8	1.97	11	1.10	2.10	1752.217003	10.05698032	-9.96105407
8	23.94	3369.24	7.8	1.97	11	1.10	2.10	2055.213272	11.71393286	-11.5267669
9	26.82	3563.31	7.8	1.97	11	1.10	2.10	2252.014343	12.70706567	-12.3851061
10	29.70	3735.29	7.8	1.97	11	1.10	2.10	2353.519115	13.29118107	-12.9650474
Clavage	30.30	3675.04	7.8	1.97	11	1.10	2.10	2370.61892	13.30036067	-12.8924127
10'	33.18	3443.04	7.8	1.97	11	1.10	2.10	2354.283818	13.00203596	-12.4090112
9'	36.06	3045.99	7.8	1.97	11	1.10	2.10	2153.310955	11.78898461	-11.1528235
8'	38.94	2455.59	7.8	1.97	11	1.10	2.10	1900.845611	10.17351058	-9.39987053
7'	41.82	1676.59	7.8	1.97	11	1.10	2.10	1542.253209	7.938533478	-7.02378914
6'	44.70	693.16	7.8	1.97	11	1.10	2.10	1077.866887	5.069575937	-3.9951842
5'	47.58	-492.59	7.8	1.97	11	1.10	2.10	497.3404501	2.511919751	-2.17323535
4'	50.46	-1984.10	7.8	1.97	11	1.10	2.10	190.058819	2.755787538	-4.25895606
3'	53.34	-3412.97	7.8	1.97	11	1.10	2.10	977.497811	7.381861753	-8.93874808
2'	56.22	-5194.71	7.8	1.97	11	1.10	2.10	1872.4797	12.79745771	-14.5587846
1'	59.10	-7186.88	9.4	1.97	14	1.31	2.10	2844.45488	17.56012117	-16.1596683
VSP	60.00	-7869.02	19	1.80	18	1.27	1.93	3723.95667	11.99251584	-13.6645973

Tableau VIII.6. La contrainte dans les fibres extrêmes de chaque section.

VIII.3. Résistance à l'effort tranchant

- L'effort tranchant est la projection du résultat des efforts appliqués à la droite de la section de calcul, sur la normale à la fibre moyenne.

-Les charges qu'il faut tenir compte :

- ✓ Les charges permanentes et les surcharges d'exploitation.
- ✓ -la réduction au l'efforts tranchant du a la précontraintes
- ✓ -les efforts dus gradient thermique.

-L'âme est la partie la plus sollicitée en effort tranchant, les membrures supérieures et inférieures du fait leur inertie par rapport au CDG de la section est des éléments résistants à la flexion.

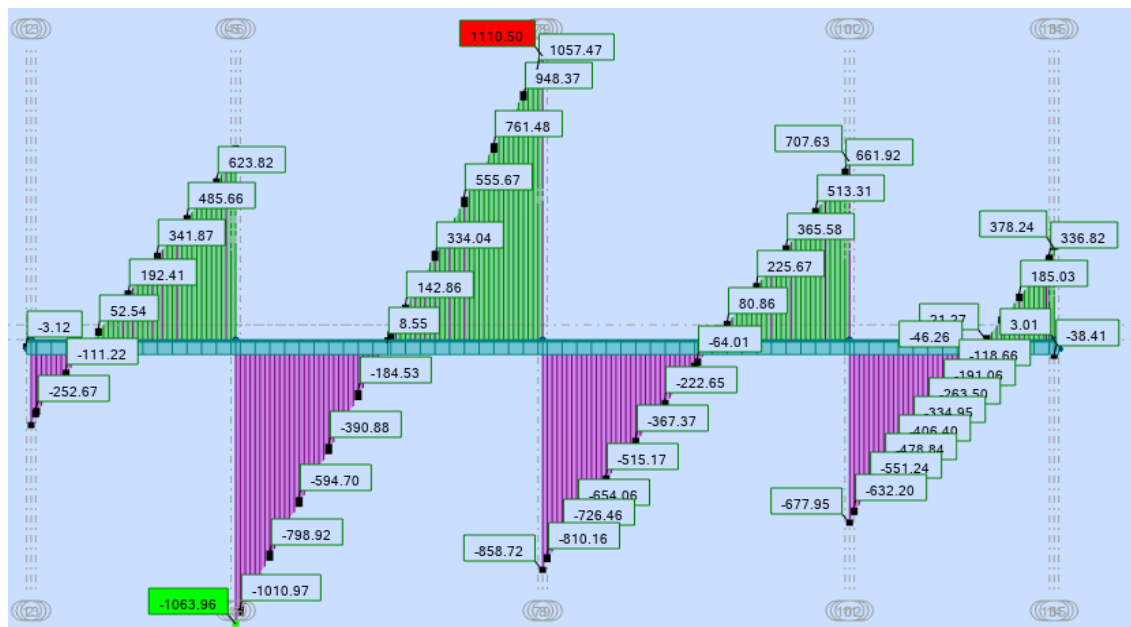


Figure VIII.3. Diagramme de l'effort tranchants.

VIII.3.1. Détermination de l'effort tranchant dû à l'effort de précontrainte

Effet isostatique :

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

- un effort tranchant positif.

- une composante verticale de la précontrainte $P \sin \alpha$ qui vient se retrancher à l'effort tranchant.

$$V = P \sin \alpha$$

Effet hyperstatique :

A cette action, on doit ajouter l'effort tranchant du au moment hyperstatique de précontrainte

et vaut :

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

VIII.3.2. Vérification de l'effort tranchant

Les combinaisons de l'état limite de service on détermine l'effort tranchant :

✓ Calcul de l'effort tranchant :

$$V_r = V_G + V_g - P \sin \alpha$$

$$P \sin \alpha = 0$$

$$\sigma_i = \sigma_x + \frac{M}{I} \left(V' - \frac{\varepsilon}{2} \right)$$

$$M = M_{ELS} + P_{sup} (V' - d) - P_{inf} (V' - d)$$

✓ Calcul de la contrainte cisaillement

$$\tau = \frac{V_r \times S}{I \times b_n}$$

Avec:

V_r : Effort tranchant.

I : le moment d'inertie.

S : le moment statique.

b_n : Epaisseur nette de l'âme, elle est égale à la différence entre l'épaisseur totale de l'âme et des diamètre des câbles qui traversent cette âme (section nette).

La vérification à faire est : $\tau < \bar{\tau}$

$$\tau = \frac{Vr (ELS) \times S}{I \times bn}$$

✓ La contrainte de cisaillement admissible est : $\bar{\tau} = \min(\bar{\tau}_1, \bar{\tau}_2)$

Avec :

$$\bar{\tau}_1^2 = 0.4 f_{tj} (f_{tj} + \sigma_x) \text{ et } \sigma_x = \frac{P}{S}$$

$$\bar{\tau}_2^2 = \frac{2 f_{tj}}{f_{cj}} \left(0.6 f_{cj} - \sigma_x \right) \left(f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_t \right)$$

$$\sigma_t = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \right)^2 + \tau^2} \text{ et } \sigma_y \geq \frac{\tau^2}{\sigma_x}$$

La résistance à l'effort tranchant de la section

$$f_{cj} = 45 \text{ MPa}$$

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{tj}$$

$$f_{tj} = 3.3 \text{ MPa}$$

Section	VSP	V01	Voussoir courant	VSC
Epaisseur dalle (m)	0.26	0.26	0.26	0.26
Epaisseur d'âme (m)	0.50	0.50	0.50	0.50
Aire (m ²)	19	9.4	7.8	15
I (m ⁴)	18	14	11	17
La hauteur (m)	3.20	3.20	3.20	3.20
V (m)	1.27	1.31	1.10	1.40
V' (m)	1.93	1.89	2.10	1.80
Moment statique (m ³)	24.13	12.314	8.58	23.80

Tableau VIII.7. Caractéristique des voussoirs.

➤ Pour la travée intermédiaire :

Voussoir	Vr(t)	τ (Mpa)	σ_x (Mpa)	σ_y (Mpa)	$\bar{\tau}_1$ (Mpa)	σ_t (Mpa)	$\bar{\tau}_2$ (Mpa)	(τ) (Mpa)
VSP	-1063.96	-28.525949	2.26675176	358.98497	2.520064	212.1593	22.9127719	2.520064
	-1010.97	-27.105229	2.26543072	324.306293	2.519833	193.2522	21.89295042	2.519833
1	-916.80	-16.127821	2.54885231	102.048531	2.568846	69.97368	13.38313925	2.568846
2	-798.92	-12.463152	1.74239147	89.1476801	2.426786	59.61455	12.62676881	2.426786
3	-695.27	-10.846212	0.73521792	160.00741	2.236735	94.44297	15.97582169	2.236735
4	-594.70	-9.27732	0.25919605	332.060107	2.141049	182.0413	22.11036646	2.141049
5	-494.22	-7.709832	1.06244413	55.9478921	2.300205	37.88316	10.42208129	2.300205
6	-390.88	-6.097728	1.72526382	21.5516528	2.423678	18.62564	7.632679452	2.423678
7	-287.69	-4.487964	2.24643206	8.96613847	2.516514	10.68054	6.15049701	2.516514
8	-184.53	-2.878668	2.63488881	3.14500157	2.58354	6.233099	5.161456441	2.58354
9	-81.29	-1.268124	2.88719788	0.55698935	2.626159	3.546986	4.475755161	2.626159
10	-69.45	-1.08342	3.0173322	0.38901878	2.647872	3.39934	4.424712682	2.647872
Clavage	39.53	0.616668	3.03925503	0.12512258	2.651512	2.98307	4.311036812	2.651512
10'	142.86	2.228616	3.01831259	1.64553178	2.648035	5.033524	4.838268259	2.648035
9'	246.03	3.838068	2.76065507	5.33596759	2.604871	8.381795	5.620956031	2.604871
8'	334.04	5.211024	2.43698155	11.142789	2.549612	12.61609	6.495041216	2.549612
7'	452.40	7.05744	1.9772477	25.1902982	2.469	21.54563	8.051116904	2.469200
6'	555.67	8.668452	1.38188062	54.3766652	2.360517	38.02922	10.37534971	2.360517
5'	656.08	10.234848	0.63761596	164.287157	2.217453	96.14502	16.14193772	2.217453
4'	761.48	11.879088	0.24366515	579.125617	2.137855	310.4403	28.72335702	2.137855
3'	860.10	13.41756	1.25320232	143.656705	2.336409	88.34476	15.32458638	2.336409
2'	948.37	14.794572	2.400615	91.1763697	2.543329	63.08781	12.79193535	2.543329
1'	1057.47	18.602408	3.02601583	114.358153	2.649314	78.81028	22.9127719	2.649314
VSP	1110.50	29.7737389	1.95997719	452.288695	2.46592	260.495	21.89295042	2.46592

Tableau VIII.8. Contrainte de cisaillement dans la travée intermédiaire.

➤ Pour la travée de rive :

Voussoir	Vr(t)	τ (MPa)	σ_x (MPa)	σ_y (MPa)	$\bar{\tau}_1$ (MPa)	σ_t (MPa)	$\bar{\tau}_2$ (MPa)	(τ) (MPa)
VSP	976.77	26.188289	1.70509065	402.222886	2.420013	231.7598	24.19482675	2.420013
	921.84	24.7155547	1.51296827	403.748481	2.384827	231.1525	24.25535969	2.384827
1	805.42	14.1684884	1.73350565	115.803524	2.425174	74.87797	14.0426401	2.425174
2	695.63	10.851828	0.98931789	119.033702	2.286174	73.34469	14.11044714	2.286174
3	589.68	9.199008	0.1868512	452.883077	2.12613	244.1746	25.55524362	2.12613
4	477.65	7.45134	0.59229973	93.7404918	2.208443	57.29995	12.67750791	2.208443
5	366.24	5.713344	1.16909283	27.9210503	2.320515	21.41438	8.159810071	2.320515
6	254.97	3.977532	1.59402292	9.92505229	2.399735	10.405	6.175856644	2.399735
7	143.76	2.242656	1.86836158	2.69193393	2.449519	4.983785	4.940557709	2.449519
8	32.55	0.50778	1.99668559	0.12913427	2.472461	2.212149	4.184396732	2.472461
9	-78.77	-1.228812	2.00811535	0.75193834	2.474495	3.080029	4.42964389	2.474495
10	-184.42	-2.876952	1.9787377	4.1828954	2.469265	6.450931	5.281187271	2.469265
Clavage	-206.82	-3.226392	1.82855882	5.69279218	2.442359	7.525019	5.540904201	2.442359
11	-320.60	-5.00136	1.39766875	17.8966596	2.363459	15.5345	7.160693831	2.363459
12	-432.83	-6.752148	0.90832428	50.1929801	2.270532	33.98523	9.966037457	2.270532
13	-535.83	-8.358948	0.29246128	238.910301	2.147874	133.3663	19.00429632	2.147874
Clavage	-550.26	-8.584056	0.24390782	302.106003	2.137905	166.1703	21.15729498	2.137905
VSC	-591.68	-16.56704	0.00495001	55447.6795	2.088147	27891.17	271.3384535	2.088147

Tableau VIII.9. Contrainte de cisaillement dans la travée de rive.

VIII.4. Conclusion

D'après les deux tableaux on a conclu que les contraintes normales et de cisaillement sont vérifiées dans les différentes sections (reste admissibles), ces conditions sont vérifiées pour notre tablier donc on garde le nombre des câbles utilisé auparavant.

Chapitre IX :

Stabilité de fléau

IX.1. Introduction

Il est nécessaire d'assurer la stabilité des fléaux sur leur pile avant clavage avec le fléau voisin. L'accident à éviter est le basculement du fléau sur la pile.

Les différents procédés de stabilisation des fléaux :

1. Clouage par précontraint

Le clouage par câble de précontraint est en principe la méthode la plus économique pour des travées dont la portée est inférieure à 120 m, elle consiste à tendre des armatures verticales pour placer le voussoir sur pile sur ses appuis.

Pendant la construction de fléau l'utilisation des appareils d'appui n'est pas conseillée, sont importants est qu'un calage des appuis.

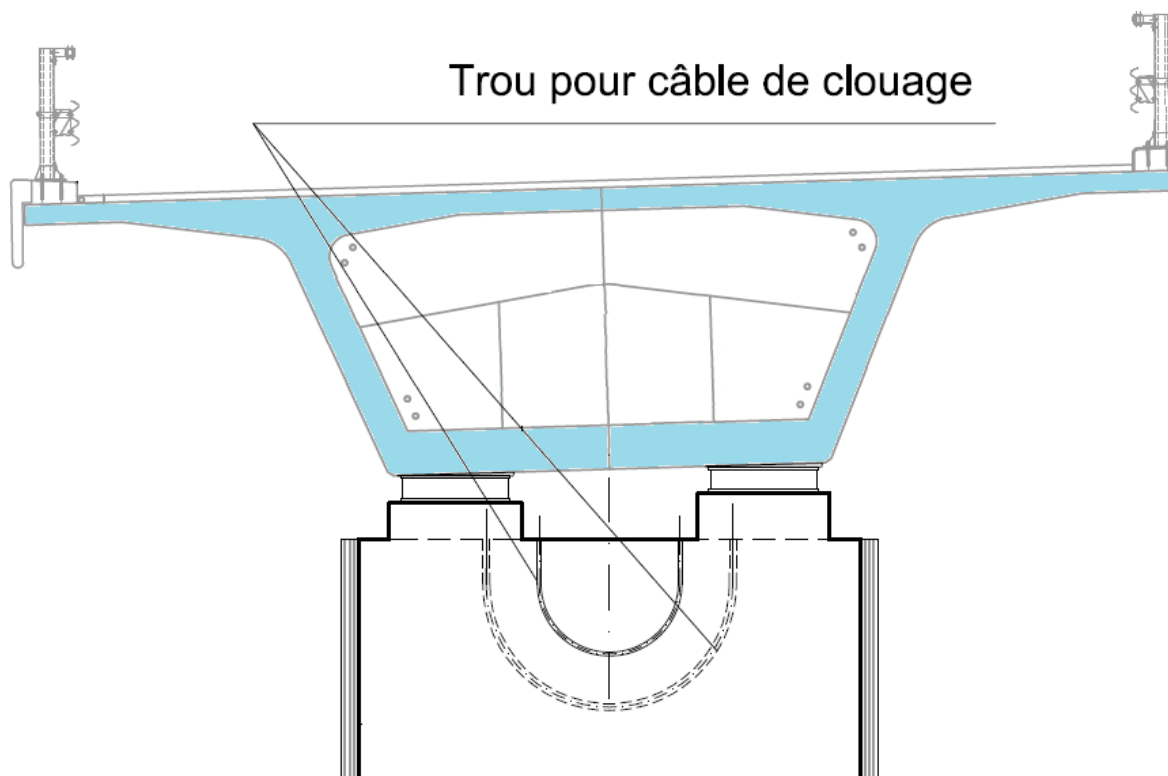


Figure IX.1. Schéma de câbles de clouage.

2. Palées provisoires

La méthode consiste à augmenter l'entre axe des cales d'appuis provisoire en les placent sur des palés provisoires métalliques ou en béton, elle n'est applicable que lorsque le tablier est situé à une hauteur modérée au-dessus du sol (moins de 15 m environ). Le fléau est général stabilisé par deux palées disposées symétriquement par rapport à la pile.

3. Câbles extérieur ou haubanage provisoire

Les câbles de clouage peuvent être disposée à l'extérieur de la pile. Ils sont ancrés d'ans les premiers voussoirs en encorbellement et passant à l'extérieur du fut de la pile.

4. Clavage de travée arrière

Dans le cas où l'ouvrage comporte des travées de longueurs très inégales ou de rives très courtes, on peut profiter des clavages sur les petites travées.

5. Encastrement sur pile

Lorsque le fléau est encastéré de façon définitive sur sa pile, le calcul de stabilité se réduit aux calculs de résistance du fut et des fondations de la pile.

IX.2. Aménagement de tête de pile

Les têtes de pile doivent être conçu pour recevoir :

- Les appareils d'appuis ;
- Les cales de stabilité provisoire ;
- Les câble de clouage ;
- Les zones de vérinage pour le réglage des fléaux en fin ou en cours de construction, ou le changement des appareils d'appuis ;

Les vérins doivent pouvoir soulever le fléau complet avant son élévation pour passer sur appuis définitif et aussi permettre le changement des appareils d'appui en service.

Pour notre ouvrage, a la phase de construction, on prévoit deux appareils d'appui provisoire au milieu de chevêtre.

IX.3. Justification et dimensionnement des éléments à ancrer

IX.3.1. Détermination des nombres des câbles

La méthode idéale de stabilité pour notre ouvrage celle de clouage par trois fils de câble.

Dans le cas où $\left(\frac{M}{N} < \frac{e}{2}\right)$, le fléau ne risque pas de basculer ; les câbles de coulage sont théoriquement pas nécessaires ; on dispose toutefois, par sécurité, un minimum de deux paires de câbles (une paire des câbles 12T15 pour chaque file de cales).

Dans le cas où $\left(\frac{M}{N} > \frac{e}{2}\right)$, les câbles de coulage doivent rétablir l'équilibre du fléau.

L'effort normal (N) et le moment fléchissant (M) sont déterminés dans les combinaisons décrites dans le chapitre 4 « étude du fléau isostatique ».

e : est l'entraxe des cales provisoire. ($e = 3.2 \text{ m}$)

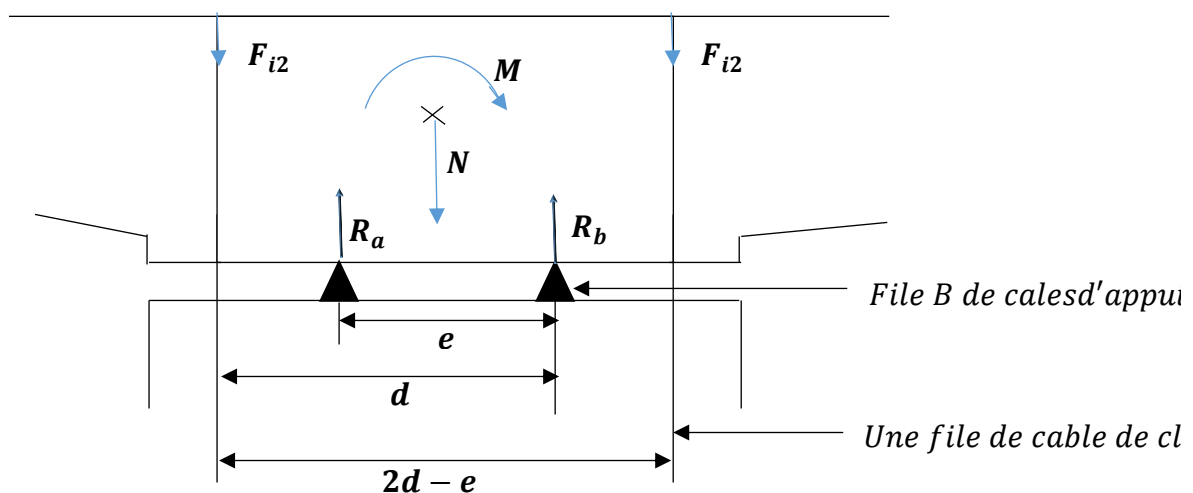


Figure IX.2. Effort dans les câbles et réactions d'appui.

1) Situation temporaire de construction (Combinaisons A)

Calcul de l'excentricité :

Combinaison A₁ :

$$\frac{M}{N} = \frac{2654,710384 \text{ t.m}}{443,30474 \text{ t}} = 5,988 \text{ m} \geq \frac{e}{2} = \frac{3,2}{2} = 1,60$$

Combinaison A₂ :

$$\frac{M}{N} = \frac{2581,331224 \text{ t.m}}{438,37775 \text{ t}} = 5,88 \text{ m} \geq \frac{e}{2} = \frac{3,2}{2} = 1,60$$

Dans ce cas, il est nécessaire de déterminer les câbles de coulage pour rétablir l'équilibre du fléau.

Le fléau ne doit pas décoller, la précontrainte doit composer la réaction de soulèvement sous l'action de M et N.

$$R_a = \frac{N}{2} - \frac{M}{e} + F_{i2} \geq 0 \quad [4]$$

$$R_b = \frac{N}{2} + \frac{M}{e} + F_{i2} \quad [4]$$

Avec :

$$F_i = n \times (1 - p) \times \sigma_{p0} \times s$$

F_i : Force d'une file d'un câble avec p % de pertes

s : section du câble

Pour rétablir l'équilibre du cantilever, doivent être utilisées câbles 12T15.7mm (s=150mm²). Pour ces câbles est considérée une perte de 5%. La résistance à la traction des câbles est égale à :

$$\sigma_{p0} = \min(0,8 f_{prg}; 0,9 f_{peg}) = (0,8 \times 1860 ; 0,9 \times 1640) = 1476 \text{ MPa}$$

f_{prg} et f_{peg} , limites de rupture et élastique.

On a donc :

$$n = \frac{\left(\frac{M}{e} - \frac{N}{2}\right)}{s \times (1 - p) \times \sigma_{p0}}$$

$$n = \frac{\left(\frac{2654,710384}{3,2} - \frac{443,30474}{2}\right)}{150 \times 12 \times (1 - 0,05) \times 1476 \times 10^{-4}} = 2,40$$

Donc on adopte 2 câbles de 12 T15,7 et 1 câble de 4 T 15,7

2) Situation accidentel (combinaison B)

Combinaison B₁ :

$$\frac{M}{N} = \frac{3871,437384 \text{ t.m}}{416,22345 \text{ t}} = 9,30 \text{ m} \geq \frac{e}{2} = \frac{3,2}{2} = 1,60$$

Combinaison B₂ :

$$\frac{M}{N} = \frac{3799,058224 \text{ t.m}}{411,296469 \text{ t}} = 9,23 \text{ m} \geq \frac{e}{2} = \frac{3,2}{2} = 1,6$$

Il est nécessaire d'évaluer l'équilibre des forces appliquées dans le voussoir sur les piles, lorsqu'il tourne d'un angle α autour d'une file de cales et que les câbles s'allongent où se raccourcissent.

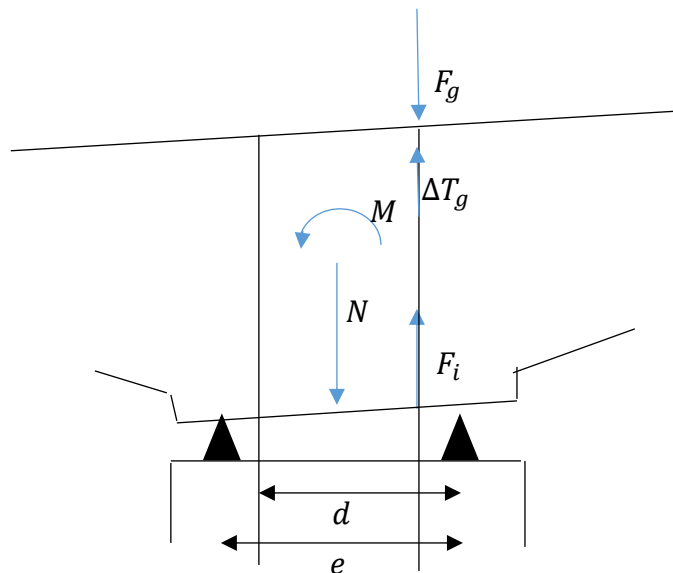


Figure IX.3. Basculement du fléau avec surtension des câbles.

$$F_g = F_i + \Delta T_g \leq F_{ul}$$

$$-F_g \times d - N \times \frac{e}{2} + M + F_d \times (d - e) = 0$$

$$R_b - F_g - N = 0$$

Avec :

ΔT_g : la variante de tension dans le câble gauche ;

F_{ul} : la tension limite à l'ELU ;

F_g : la tension dans le câble gauche ;

On tire F_g en fonction de F_{ul} et on reporte dans les équations ci-dessus. On sait aussi que :

$$F_g = F_{ul} = n. s. \frac{f_{peg}}{\gamma_p}$$

Où :

$$f_{peg} = 1640 \text{ MPa}$$

$$\gamma_p = 1,00 \quad \text{Pour les combinaisons accidentelles}$$

On déduire que :

$$n = \left(M - N \frac{e}{2} \right) \times \frac{d}{K \times S}$$

Avec :

$$K = (1 - P) \times \sigma_{p0} \times (2 \times d - e) \times (e - d) + \frac{f_{peg}}{\gamma_p} (d^2 + (d - e)^2) \quad [4]$$

Donc :

$$K = (1 - 0,05) \times 1476 \times (2 \times 3 - 3,2) \times (3,2 - 3) + \frac{1640}{1,00} (3^2 + (3 - 3,2)^2)$$

$$K = 17286,56$$

$$n = \left(3799,058224 - 411,294 \frac{e}{2} \right) \times \frac{d}{17286,56 \times 150 \times 15} = 2,4$$

Donc on adopte 2 câble de 15T15,7 et 1 câble de 4T15,7.

Il faut ensuite vérifie la rotation du fléau en cas d'accident, sous l'effet de l'allongement des câbles.

La variante des tensions dans les câbles situer de coté de soulèvement est égal à :

$$\Delta\sigma = \frac{f_{peg}}{\gamma_p} - (1 - p) \times \sigma_{p0}$$

Et l'allongement relative des câbles est :

$$\varepsilon = \frac{\Delta\sigma}{E_s}$$

Pour des câbles de longueur libre L , l'allongement ΔL peut-être évaluer a :

$$\Delta L = L. \frac{\Delta\sigma}{E_s}$$

La rotation du voussoir sur pile est alors :

$$\tan(\alpha) = \frac{L}{d} \times \frac{\Delta\sigma}{E_s}$$

Pour notre ouvrage les câbles sont encre à 3,3 m

Alors :

$$\Delta\sigma = \frac{1640}{1,00} - (1 - 0,05) \times 1476 = 237,8 \text{ MPa}$$

$$\alpha = \arctg\left(\frac{3,3}{3} \times \frac{237,8}{1,95 \times 10^4}\right) = 0,91$$

IX.3.2. Calcul de la surface des cales

Connaissant la force de précontrainte appliquée pour chaque câble, on peut maintenant dimensionner les cales des files A et B.

Les câbles sont comprimés sous la réaction maximal R_b , la contrainte de compression de béton est limité pour éviter le fendage de la pile la valeur à ne pas dépasser est : F_{clim} .

1) Situation temporaire de construction (Combinaisons A)

La détermination de la surface de cales et des armatures frettage est conduite selon les procédures décrites dans la Guide SETRA « Restressed concrete bridges built using cantilever method » et selon la disposition de l'article A8.4 et annexe E.8 du BPEL91.

Le tableau ci-dessous donne des ordres de grandeur sur les valeurs limites issues de ce calcul en fonction de la résistance du béton et du type de vérification à effectuer :

Type de combinaisons à ELU	F_{clim}
Combinaison fondamental ne comportant que des actions permanentes	0,61 à 0,65 F_{cj}
Combinaison fondamental avec actions variables	0,72 à 0,75 F_{cj}
Combinaison accidentelles	0,94 à 0,98 F_{cj}

Tableau IX.1. Valeur de F_{cl} .

Pour la situation temporaire la résistance du béton est :

$$F_{clim} = \min (K \times f_{bu} , 0,75 \times F_{cj})$$

Où :

$$K = 1 + \left[3 - \frac{4}{3} \times \left(\frac{0,88 \times B_0}{a} + \frac{0,88 \times B_0}{b} \right) \right] \times \sqrt{\left(1 - \frac{4}{3} \times \frac{0,88 \times B_0}{b} \right) \cdot \left(1 - \frac{4}{3} \times \frac{0,88 \times B_0}{b} \right)} \leq 3,3 \quad [2]$$

$$K = 1,15 < 3,3$$

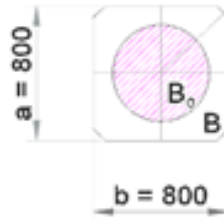


Figure IX.4. Dimensions en plan d'une cale et de son bossage.

f_{bu} : la résistance limite du béton a l'ELU :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{cf}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad [2]$$

$\theta = 1,00$: charge de long duré d'application ;

$\gamma_b = 1,50$: Pour les combinaisons du type A ;

La valeur f_{bu} , la résistance caractéristique en compression f_{cf} peut être augmentée.

L'article A.8.4.23 du BAEL 91 fixe cette contrainte à :

$$f_{cf} = f_{cj} \cdot \left(1 + 2 \times \rho_t \frac{f_e}{f_{cj}} \right) \quad [2]$$

Où :

$\rho_t = 0$ Pourcentage d'acier du seul noyau fretté.

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

$$f_{cj} = 40 \text{ Mpa}$$

La valeur ρ_t est nul et donc le facteur d'amplification est égal à 1.

$$f_{cf} = 40 \cdot (1) = 40 \text{ MPa}$$

Donc :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times 40}{1 \times 1,5} = 22,7 \text{ MPa}$$

$$F_{clim} = \min (1,15 \times 22,7 , 0,75 \times 40) = \min (26,10 , 30) = 26,1 \text{ MPa}$$

La maximum compression dans le béton doit satisfaire la relation suivante :

$$F_{cmax} = \min (F_{clim} ; f_{cf}) = \min (26,10 , 40) = 26,1 \text{ MPa}$$

$$F_i = (150 \times 15) \times (1 - 0,05) \times 1476 = 315,495 \text{ t}$$

$$R_b = \frac{443,30474}{2} + \frac{2654,710384}{3,2} + 315,495 = 1366,74436 \text{ t}$$

$$s = 2 \cdot a = \frac{R_b}{F_{clim}}$$

$$s = 2 \cdot 0,8 \cdot 0,8 = 1,28 \text{ m}^2 > \frac{1366,744365 \text{ t}}{26,1 \text{ MPa} \times 10^{-4}} \times 10^{-6} = 0,59 \text{ m}^2$$

1) Situation accidentelle (Combinaisons B)

Pour la situation accidentelle, le valeur limite de la compression du béton est déterminée dans l'équation suivant :

$$F_{clim} = \min (K \times f_{bu} , 0,75 \times F_{cj})$$

$$K = 1,15$$

f_{bu} : la résistance limite du béton a l'ELU :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{cf}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad [2]$$

$\theta = 0,85$: charge de courte durée d'application ;

$\gamma_b = 1,15$: Pour les combinaisons du type B ;

La valeur f_{bu} , la résistance caractéristique en compression f_{cf} peut être augmentée.

L'article A.8.4.23 du BAEL 91 fixe cette contrainte à:

$$f_{cf} = f_{cj} \cdot \left(1 + 2 \times \rho_t \frac{f_e}{f_{cj}} \right) \quad [2]$$

Où :

$\rho_t = 0$ Pourcentage d'acier du seul noyau fretté.

$f_e = 500 \text{ MPa}$

$f_{cj} = 40 \text{ MPa}$.

La valeur ρ_t est nul et donc le facteur d'amplification est égal à 1.

$$f_{cf} = 40 \cdot (1) = 40 \text{ MPa}$$

Donc :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times 40}{0,85 \times 1,15} = 34,78 \text{ MPa}$$

$$F_{clim} = \min (1,15 \times 34,78 , 0,98 \times 40) = \min (40 , 39,2) = 39,20 \text{ MPa}$$

La maximum compression dans le béton doit satisfaire la relation suivante :

$$F_{cmax} = \min (F_{clim} ; f_{cf}) = \min (39,20 , 40) = 39,20 \text{ MPa}$$

On vérifie tout d'abord qu'il y a bien décollement avec le nombre des câbles déterminer

$$R_a = \frac{411,2964}{2} - \frac{3799,058224}{3,2} + 315,495 = -666,0624 \text{ t}$$

$R_a < 0$ Alors on déduit les équations présidons mais cette fois on a : [4]

$$F_g = F_i + \Delta T_g \leq F_{ul}$$

la force R_b est calculée avec l'équation suivant:

$$R_b = \frac{e}{K_1} \times \left(F_i \times K_4 + N \frac{K_3}{2e} + M \right)$$

Avec :

$$K_1 = d^2 + (d - e)^2 = 9,04 \text{ m}^2$$

$$K_2 = d^3 + e(2d - e) \times (d - e) = 25,208 \text{ m}^3$$

$$K_3 = 2K_1 - e^2 = 7,84 \text{ m}^2$$

$$K_4 = 2(d - e) \frac{K_2}{e \times d^2} = -0,350$$

$$R_b = \frac{e}{9,04} \times \left(315,495 \times (-0,35) + 411,2964 \frac{7,84}{2e} + 3799,058224 \right) = 1484,061126 \text{ t}$$

$$s = 2 \cdot a \cdot b = \frac{R_b}{F_{clim}}$$

$$s = 2 \cdot 0,8 \cdot 0,8 = 1,28 \text{ m}^2 > \frac{1484,061126 \text{ t}}{39,20 \text{ MPa}} = 0,38 \text{ m}^2$$

IX.4. Conclusion

En conclusion du chapitre on peut affirmer que la pression de contact entre la plaque d'acier et l'intrados de voussoir est satisfaite et n'est pas nécessaire de l'armature additionnelles de fretage dans la zone d'appui des vérins.

Chapitre X :

Etude de la diffusion de la
précontrainte

X.1. Introduction

Dans les ponts en béton précontraint construits par encorbellement successif, le ferrailage des âmes tient compte seulement de la flexion transversale du caisson et de l'effort tranchant. Donc, il est nécessaire de tenir compte de la diffusion de précontrainte derrière les ancrages. L'effort à l'ancrage introduit dans les âmes une forte contrainte de compression sur une faible surface du béton. Cet effort se diffuse ensuite progressivement sur une plus grande surface dans le corps de l'âme au bout d'une certaine distance LR appelée longueur de zone de Régularisation, on admet que le principe de Saint-Venant s'applique et que la répartition des contraintes existe linéaire.

Donc il est nécessaire de tenir compte de ce phénomène, pour ferrailer les zones où apparaissent des fissures lors de la mise en tension.

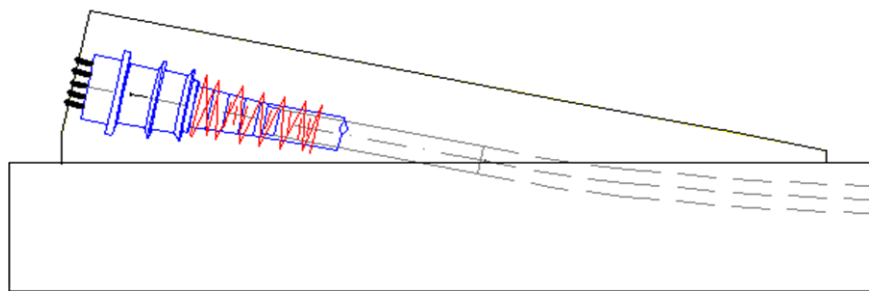


Figure X.1. Schéma d'un bossage d'ancrage.

-Dans notre cas où les câbles sont rectilignes et excentrés, on a donc à faire à deux zones de régularisation :

- Une zone de première régulation dans le prisme symétrique $d \times d$ avec $d=2C$ ou C représente la distance de l'axe d'ancrage à l'extrémité la plus proche.
- Une zone centrale appelée zone d'éclatement.

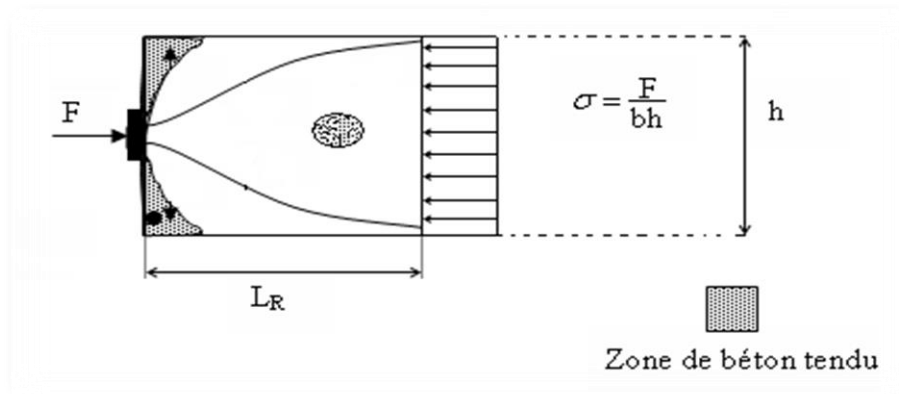


Figure X.2. Exemple de zone du béton sous l'action d'un effort concentré de précontraintes.

X.2. L'ancrage d'un câble dans la section et non parallèle à la fibre moyenne

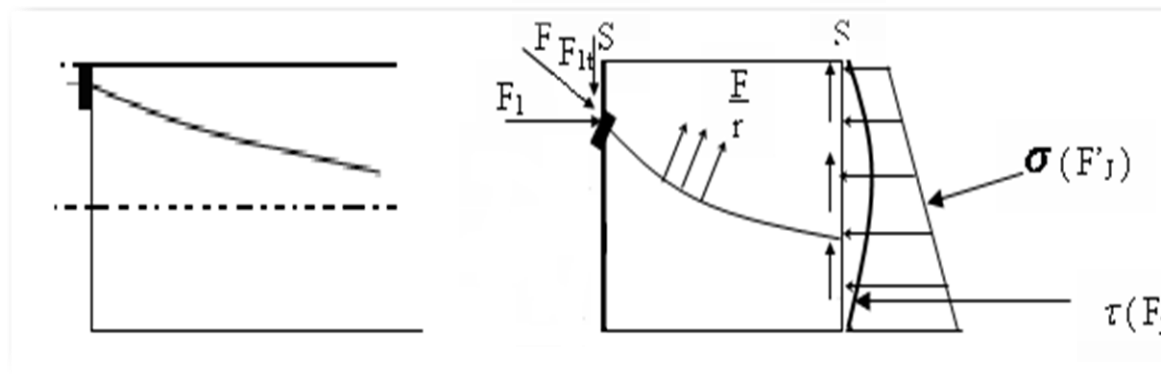


Figure X.3. Disposition des contraintes.

-Pour l'équilibre général, pour une section (S) est en équilibre sous l'effet

- Des forces concentrées sous les ancrages F_j ;
- Des forces tangentielle (souvent négligeable) et radiales, appliquées par les câbles sur le béton de sections S_A .

Des contraintes tangentielles $\tau (F_j')$ et normales $\sigma (F_j')$ qui équilibrent dans (S_R) les sollicitations de précontraintes développées par les câbles dans (S_A).

-Pour l'équilibre général les règles BPEL admettent de considérer cet équilibre général comme superposition de deux états d'équilibre.

- Un état d'équilibre selon la résistance des matériaux en remplaçant les efforts F_j en S_A par une distribution de contraintes réparties $\sigma (F_j)$ et $\tau (F_j)$ calculées selon la résistance des matériaux.

- Un équilibre général de diffusion pure qui résulte de l'application à la poutre de répartition des forces concentrées F_j et réparties $\sigma (F_j)$ et $\tau (F_j)$. Cet équilibre traduit l'écart entre la résistance des matériaux et la distribution réelle des contraintes.

- Sur un plan de coupure quelconque SSA situé entre les deux ancrages 1 et 2 d'ordonnée t par rapport à l'extrados, on obtient les sollicitations suivantes.

- Effort tranchant $V_x = F_{1x} - x$.

- Moment fléchissant : $M_t = F_{1x} (t - c_1) - \alpha x + \frac{n}{2} (T - F_{1t})$

- Effort normal : $N_t = F_{1t} - T$

Avec :

$$x = \int_{AB} \sigma (F_j) . b . dt$$

$$T = \int_{AB} t (F_j) . b . dt$$

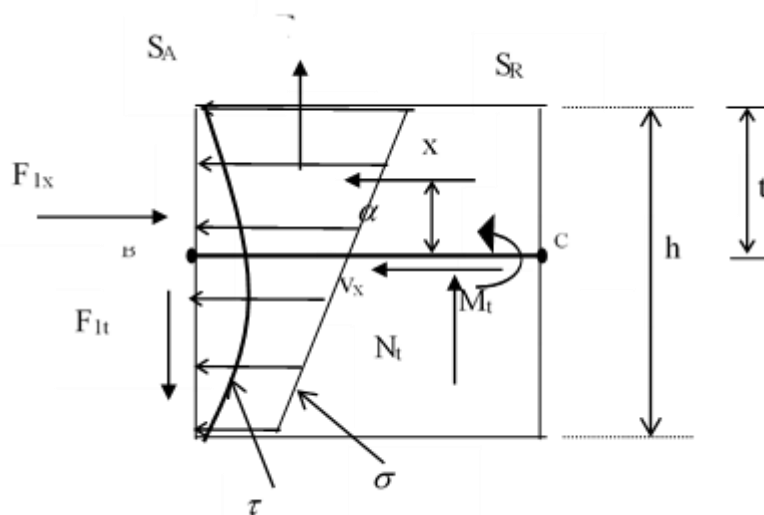


Figure X.4. Sollicitation d'état d'équilibre de la diffusion.

X.2.1. La longueur de régularisation

On peut définir deux longueurs de régularisation conventionnelles, correspondant à chacun des deux plans perpendiculaires d'étude. Dans la majorité des cas, ces longueurs de régularisation LR et LR' .

Plan vertical:

$$LR = \max \left(H - d ; \frac{H}{2} \right)$$

Plan horizontal:

$$LR' = \max \left(H' - d' ; \frac{H'}{2} \right)$$

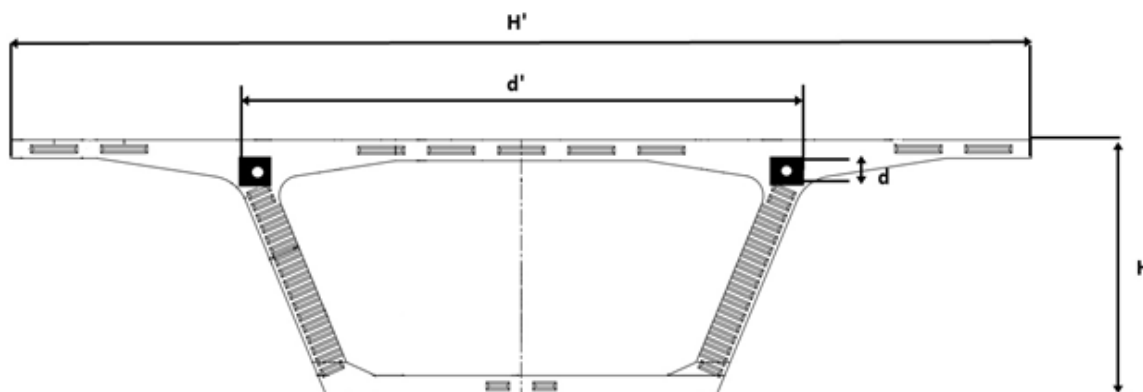


Figure X.5. Schéma représentation de la longueur de régularisation.

Section	Voussoir courant
Epaisseur âme (m)	0.40
La hauteur H (m)	3.20
La largeur H' (m)	13.10
d (m)	0.40
d'(m)	7.18
V (m)	1.10
V' (m)	2.10

Tableau X.1. Caractéristique géométrique des voussoirs courants.

$$LR = \max \left(H - d ; \frac{H}{2} \right) = \max \left(3.2 - 0.4 ; \frac{3.2}{2} \right) = \max (2.80 : 1.60)$$

$$LR = 2.80 \text{ m}$$

$$LR' = \max \left(H' - d' ; \frac{H'}{2} \right) = \max \left(13.10 - 7.18 ; \frac{13.10}{2} \right) = \max (5.92 : 6.55)$$

$$LR' = 6.55 \text{ m}$$

X.3. Justifications réglementaires

X.3.1. Zone de la première régulation

Il y a plusieurs zones d'ancrage qu'il faut vérifier.

- Les zones d'ancrage des câbles de fléau, qu'ils sont ancrés au centre de gravité des âmes ;
- Les zones d'ancrage des câbles de continuité, qu'ils sont ancrés au niveau des bossages au niveau de la jonction âme-contre dalle ;

Les effets de surface et d'éclatement nécessitent :

- Une vérification de l'état de contraintes dans le béton ;
- La mise en place d'un ferrailage passif approprié et dimensionné de façon à travailler au max à $\frac{2}{3} fe$.

a) Effets de surface

Au voisinage immédiat de SA, on dispose une section d'acier A_s :

$$A_s = 0.04 \frac{\max(F_j)}{\bar{\sigma}_s}$$

Avec :

F_j : représente la force à l'origine de l'ancrage de niveau

$\bar{\sigma}_s$: Contrainte admissible de l'acier telle que

$$\bar{\sigma}_s = \frac{2}{3} fe$$

b) Effets d'éclatement

A l'intérieur de chaque prisme symétrique, la contrainte maximale de l'éclatement vaut :

$$\bar{\sigma}_{tj} = 0.5 \left(1 - \frac{a_j}{d_j} \right) \cdot \frac{F_j}{b \cdot d_j} \leq 1.25 f_{tj}$$

Avec:

a_j : Dimension de la plaque d'ancrage dans le sens considéré ;

d_j : Dimension de prisme dans le sens considéré.

Et la contrainte de compression longitudinale est :

$$\bar{\sigma}_{cj} = \frac{F_j}{b \cdot d_j} \leq \frac{2}{3} f_{cj}$$

Avec :

f_{cj} : Contrainte caractéristique de compression à j jours ;

f_{tj} : Contrainte caractéristique de traction à j jours ($f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$) ;

b : La largeur de l'âme.

La résultante des contraintes d'éclatement vaut:

$$R_j = 0.25 \left(1 - \frac{a_j}{d_j} \right) \cdot F_j$$

Ferrailage pour l'effet d'éclatement vaut :

On calcule pour chaque ancrage de niveau j, l'acier nécessaire

$$A_{ej} = \frac{R_j}{K_j \bar{\sigma}}$$

K_j : vaut 1 pour un ancrage d'extrémité et 1,5 pour un ancrage intermédiaire.

$$A_e = \max \left\{ \begin{array}{l} A_{ej \max} \\ 0.15 \left(\frac{F_j \max}{\bar{\sigma}} \right) \end{array} \right.$$

Où A_{ej} présente la plus grande valeur des A_{ej} et $F_j \max$ et la plus grande valeur de F_j ces aciers, sont réparties sur une longueur d_j à l'aval de S_A en s'assurant que chaque prisme j possédé au moins une section d'acier A_{ej} sur la longueur d_j .

X.3.2. Justification vis-à-vis de l'équilibre général de diffusion pure

On remplace ici, les forces F_j concentrées par des forces réparties sur la plaque d'encrage de hauteur a_j .

a) Justification des contraintes du béton

La contrainte de cisaillement vaut:

$$\tau_d = \frac{2 V_x}{b \cdot l_R}$$

Avec :

V_x : L'effort tranchant dans le plan horizontal ;

b : La longueur de l'âme ;

l_R : Longueur de régularisation.

A chaque niveau z la contrainte τ_d est composée algébriquement avec la contrainte τ calculée selon la RDM, donc la contrainte globale de cisaillement est :

$$\tau_g = \tau_d + \tau$$

Il faut vérifier que:

$$\tau_{g \max} \leq 1.5 f_{tj}$$

b) Armatures de l'équilibre général

On considère l'effort tranchant:

$$V_{xe} = V_x \left[1 - \left(\frac{f_{tj}}{3 \tau_d} \right)^2 \right]$$

$$A_c = \frac{|V_{xe}|_{\max} - N_{tc}}{\frac{2}{3} f_e}$$

X.4. Application :(câbles de fléau)

Caractéristique de béton et d'armature :

$$f_{c28} = 45 \text{ MPa} \text{ --- } f_{t28} = 3.3 \text{ MPa}$$

La mise en tension à 28 jours :

$$\bar{\sigma}_s = \frac{2}{3} f_e = \frac{2}{3} 500 = 333.34 \text{ MPa}$$

$f_j = 389.81 \text{ t}$ (Câbles de fléau)

$f_j = 389.81 \text{ t}$ (Câbles de continuité)

a) Effets de surface

Pour la précontrainte de fléau

$$A_s = 0.04 \frac{\max(F_j)}{\bar{\sigma}_s} = 0.04 \frac{389.81 \times 10^4}{333.34} = 4.67763 \text{ cm}^2$$

Soit : 6 HAØ 10

b) Effets d'éclatement

Hauteur de prismes :

Plan de diffusion verticale : (PV)

$$d = \min (2 \times 1.1; 0.5) = 0.5 \text{ m}$$

Plan de diffusion horizontal (PH) :

$$d = \min (2 \times 0.5; 0.5) = 1 \text{ m}$$

Vérification des contraintes

✓ Effort d'éclatement :

Vérification des contraintes.

• Enlacement :

$$\sigma_{tj} = 0,5 \left(1 - \frac{a_j}{d_j}\right) \cdot \frac{F_j}{b \cdot d_j} \leq 1,25 f_{tj}$$

• Compression :

$$\sigma_{cj} = \frac{F_j}{b \cdot d_j} \leq \frac{2}{3} f_{cj}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,25 f_{tj} = 1,25 \times 3.3 = 4.125 \text{ MPa} \\ \frac{2}{3} f_{cj} = \frac{2}{3} \times 45 = 30 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\begin{array}{l}
 Pv \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{tj} = 0,5 \left(1 - \frac{0.4}{0.5}\right) \cdot \frac{389.81}{0,5 \times 0,5} = 155.924 \text{ t/m}^2 < 412.50 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_{cj} = \frac{389.81}{0,5 \times 0,5} = 1949.05 \text{ t/m}^2 < 3000 \text{ t/m}^2 \end{array} \right. \quad CV \\
 \\
 PH \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{tj} = 0,5 \left(1 - \frac{0.4}{0.5}\right) \cdot \frac{389.81}{1 \times 0,5} = 77.962 \text{ t/m}^2 < 412.50 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_{cj} = \frac{389.81}{1 \times 0,5} = 779,62 \text{ t/m}^2 < 3000 \text{ t/m}^2 \end{array} \right. \quad CV
 \end{array}$$

Relations sont vérifiées.

Aciers d'éclatement :

$$A_e = \max \left\{ \begin{array}{l} A_{ej} = \frac{0,25 \left(1 - \frac{a_j}{b_j}\right) \cdot F_j}{k_j \cdot \frac{2}{3} f_e} \\ 0,15 \cdot \left(\frac{F_{jmax}}{\frac{2}{3} f_e}\right) \end{array} \right.$$

$$PV : \quad A_e = \max \left\{ \begin{array}{l} 3,898 \text{ cm}^2 \\ 17.54 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \Rightarrow A_e = 17.54 \text{ cm}^2 \text{ soit } 9 \text{ } \emptyset 16$$

$$PH : \quad A_e = \max \left\{ \begin{array}{l} 3,898 \text{ cm}^2 \\ 17.54 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \Rightarrow A_e = 17.54 \text{ cm}^2 \text{ soit } 9 \text{ } \emptyset 16$$

Ce ferrailage est réparti sur une profondeur égale à 0,35 m de façon que chaque prisme soit traversé par A_e .

N.B : dans notre ouvrage on a utilisé les même démontions des câbles (19T15), donc le ferrailage calculé adapté pour les câbles de fléau et de continuité.

✓ **Justification vis-à-vis de l'équilibre générale**

On se fixe des plans de coupure et on procède à la détermination des sollicitations (V_x , N_t).
Par l'étude de l'équilibre.

Les sollicitations varient en fonction de la position (t) de coupure sur la hauteur de la pièce, ce qui nécessite de déterminer la position qui donne les efforts les plus défavorables.

N de câble	α°	F_0	$F \cos\alpha$ (t)	$F \sin\alpha$ (t)
C ₁	31.7594	389.81	331.442	205.178
C ₂	18.4349	389.81	396.806	123.268
C ₃	18.4349	389.81	396.806	123.268
C ₄	18.4349	389.81	396.806	123.268
C ₅	18.4349	389.81	396.806	123.268
C ₆	18.4349	389.81	396.806	123.268
C ₇	18.4349	389.81	396.806	123.268
C ₈	18.4349	389.81	396.806	123.268
C ₉	18.4349	389.81	396.806	123.268
C ₁₀	18.4349	389.81	396.806	123.268

Tableau X.2. Efforts agissants sur chaque câble.



Figure.X.6. Effort sur chaque section.

X.5. Etude de ferrailage des bossages

Nous avons vu que les câbles de continuités étaient disposés dans le hourdis inférieur, et peuvent être relevés dans des bossages et arrêtés au-dessus du hourdis inférieur ou en dessous du hourdis supérieur.

Nous avons étudié les câbles bossages affleurant sur le hourdis inférieur du caisson il s'agit d'ancrage de câble dans le hourdis et déviés à leurs extrémités d'un angle α pour s'ancrer en saillie sur celui-ci.

A l'ancrage du câble, il en résulte localement des efforts tangents entre le bossage et le hourdis, et une poussée au vide du droit de la courbure du câble et des efforts de flexion dans le hourdis.

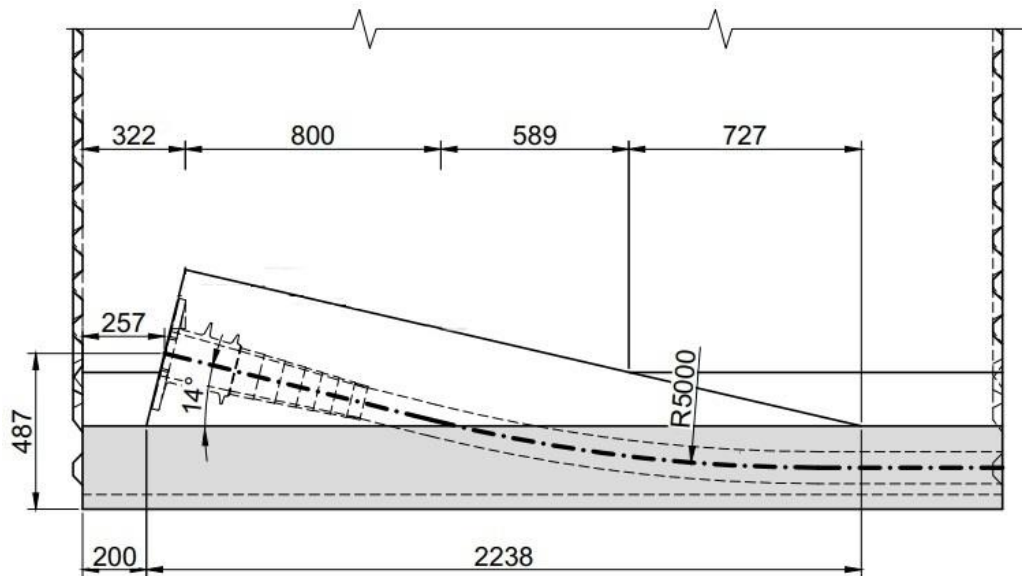


Figure.X.7. Bossage d'ancrage.

L'action des bossages sur le hourdis peut se schématiser par les sollicitations suivantes :

- un moment dû à l'excentrement de l'ancrage par rapport au plan moyen de hourdis, que l'on évalue à $M = F \frac{L}{2} \sin \alpha$.
- deux poussées réparties, l'une traduisant l'action de la composante ($F \sin \alpha$) verticale de la force à l'ancrage, l'autre la poussée au vide dans la zone coude de la gaine dans le sens transversale, ces poussées sont réparties sur une longueur du bossage plus épaisseur du hourdis.

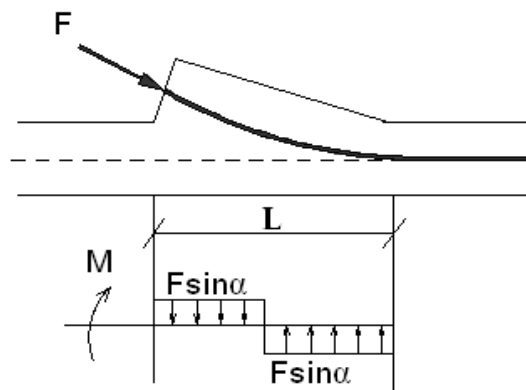


Figure.X.8. Effort sur le bossage.

L : étant la longueur qui couvre entièrement la zone de courbure du câble ancré sur le bossage.

X.5.1. Ferrailage de bossage

Pour un effort F à l'ancrage et avec $\bar{\sigma}_s = \frac{3}{4} f_e$, on prévoit les armatures suivantes répartie en trois groupes précisés sur le schéma qui suit :

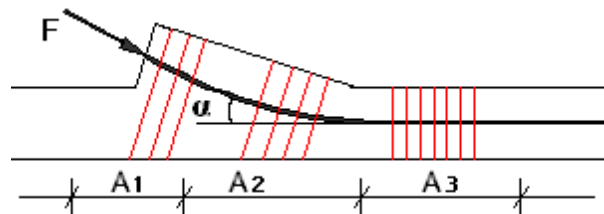


Figure.X.9. Disposition de ferrailage.

L'effort maximal ne s'exerçant qu'à la construction et diminuant par la suite:

1) Armature sa section total A_1 formant tirant en tête de consol. (À répartir sur une longueur de 70-80cm).

$$A_1 = \frac{F}{\bar{\sigma}_s} (0,5 - \sin \alpha)$$

F : force de précontrainte à l'ancrage.

α : L'angle que fait la force de précontrainte avec la fibre supérieure du hourdis.

$\bar{\sigma}_s$: Contrainte admissible en traction.

$$\bar{\sigma}_s = \frac{3}{4} f_e$$

2) armatures de couture de section total A_2 réparties entre la tête de bossage et le début de la courbe du câble.

$$A_2 = \frac{F \times 0,5}{\bar{\sigma}_s}$$

3°) armatures de section total A_3 destinée à reprendre la poussée au vide le long de la zone courbe du câble.

$$A_3 = \frac{F \times \sin \alpha}{\bar{\sigma}_s}$$

➤ **Bossage à un seul ancrage**

$P_0 = 389.81$ t pour un câble 19 T15s.

✓ **Armatures de tirant :**

$$A_1 = \frac{389.81}{\frac{2}{3} \times 500} (0,5 - \sin 14) = 26,83 \text{ cm}^2$$

Soit 6 HA 25

✓ **Armatures de coutures :**

$$A_2 = \frac{0,5 \times 389.81}{\frac{2}{3} \times 500} = 51.97 \text{ cm}^2$$

Soit 7 HA 32

✓ **Armatures de la poussée au vide:**

$$A_3 = \frac{389.81 \times \sin 14}{\frac{2}{3} \times 500} = 28.29 \text{ cm}^2$$

Soit 5 HA 25

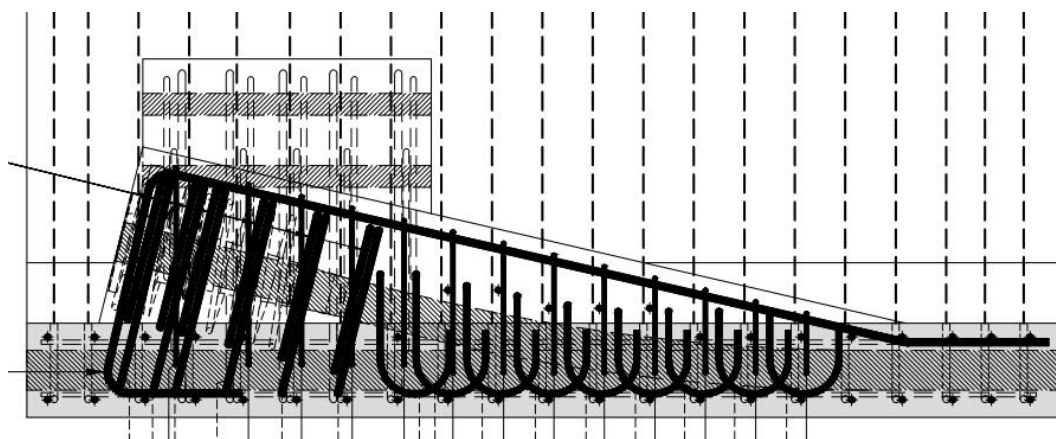


Figure X.10. Ferrailage du bossage.

Chapitre XI :

Etude de la section transversale

XI.1. Introduction

Les ponts caisson sont des ponts a section creuse, cette structure transversale est la meilleure adaptée à la construction par encorbellement.

On peut modéliser le voussoir transversalement comme un portique a section variable. Les calculs des sollicitations sont faites avec le logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2019.

XI.2. Définition des charges

XI.2.1. Charge permanentes

✓ Le poids des voussoir C_p :

voussoir	Largeur (m)	Aire (m ²)	Poids d'une seule pièce (t/ml)
VSP	1,8	19	47,50
VSC	1,8	15	37,50
Voussoir typique	2,88	7,8	19,50

Tableau XI.1. Poids des voussoirs.

✓ Les charges complémentaires permanentes CCP

a) Couche de roulement

Une couche d'asphalte en béton bitumineux de 7.5 cm d'épaisseur, et un poids volumique

$$\rho_{BB} = 24 \text{ KN/m}^3$$

$$g_{rev} = 0.075 \times 2,4 = 0,18 \text{ t/ml}$$

b) Couche d'étanchéité

Une couche d'étanchéité de mastic d'asphalte avec une épaisseur de 0,5 cm et un poids volumique de 2,2 t/m³.

$$g_{ch} = 0,005 \times 2.2 = 0,1320,0011 \text{ t/ml}$$

c) Corniche

$$g_c = 0,74 \times 0,13 \times 2,5 + 0,25 \times 0,25 \times 0,5 = 0,397 \text{ t / ml}$$

d) Les glissières de sécurité (longrine + la barrière)

Longrine de dimension $a = 25 \text{ cm}$, $b = 50 \text{ cm}$ et un poids volumique 2.5 t/m^3 , et une barrière de 0.1 t/ml donc :

$$g_{gc} = 2 \times (0,50 \times 0,25 \times 2,5) + 2 \times (0,1) = 0,825 \text{ t / ml}$$

e) Dalle préfabriquée

$$g_d = 0.50 \times 0.10 \times 2.5 = 0.125 \text{ t / ml}$$

f) Les réseaux (télécommunication + assainissement)

$$g_{réseau} = 0.1 \text{ t/ml}$$

XI.2.2. Les surcharges**1) Système de charge A(L)**

D'après l'étude longitudinale, on adopte la valeur maximale du système $A(l)$ pour une voie chargée et aussi pour deux voies chargés et trois voies chargées .

Dans le premier cas de chargement la travée de rive de 40 m longueur chargée, ce cas donne une valeur maximale.

$$A(L) = 0.922 \text{ t/m}^2.$$

2) Les système de charge B**✓ Système B_C :**

Les surcharges B_c sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique $\delta_{bc} = 1.0777$.

✓ Système B_t :

Les surcharges B_t sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique $\delta_{bc} = 1.0540$.

✓ Charge militaire M_{c120} :

Charge uniformément répartie et vaut selon le fascicule 61 titre II 110t sa surface d'impact est constituée de deux rectangles (essieux) d'une largeur de 1m chacun espacé de 2,3 m, ces rectangle preuve être placer sur la largeur chargeable. La charge de chaque rectangle sera modélisée par une charge répartie de 1m qui vaut 9,016 t/m² multipliée par un coefficient dynamique. $\delta = 1.0606$.

✓ Convoi exceptionnelle :

Charge uniformément répartie et vaut selon le fascicule 61 titre II 240t sur une largeur de 3,2 m et une longueur de 18,6 m.

La charge du convoi sera modéliser par une charge uniformément repartie d'une largeur de 3,2 m qui vaut 4,032 t/m².

Le convoi exceptionnel est supposé rouler sur les ponts a une vitesse au plus égale à 10 km/h , ce qui justifie l'absence d'effets annexes.

XI.3. Détermination des efforts

Après la modélisation par le logiciel robot structural on obtient les valeurs extrêmes du moment fléchissant dans les différents éléments du modèle de calcule.

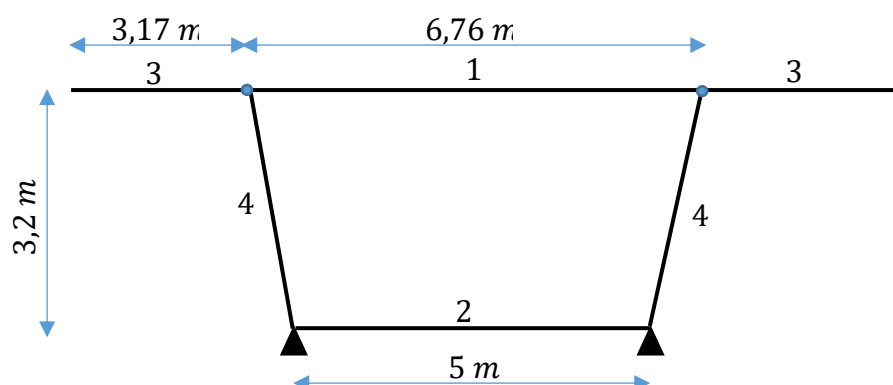


Figure XI.1. Model de calcul du voussoir.

Le ferrailage sera calculé en flexion simple ; en concéderont une section de béton $b \times h$, avec $b = 1 \text{ m}$ et h la hauteur de la section. Le type de fissuration est préjudiciable.

Le ferrailage se fait avec les combinaisons dans les tableaux suivants :

XI.3.1. Section sur tête pile (VSP)

Elément	station	Moment fléchissant transversal				
		$G + 1,2 Bc$	$G + 1,2 Bt$	$G + 1,2 A(L)$	$G + M_{c120}$	$G + D_{240}$
1	0	-28,80	-28,82	-8,37	-15,83	-13,94
	3,38	14,55	16,24	3,89	-9,24	8,66
	6,76	-25,13	-26,93	-7,10	-14,52	-13,19
2	0	-16,60	-15,36	-4,58	-9,77	-3,85
	2,5	0	-1,32	2,67	4,35	0,79
	5	9,26	8,71	-1,38	-2,68	-2,47
3	0	0	0	0	0	0
	3,17	-28,80	-28,82	-8,37	-15,83	-13,94
4	0	18,98	21,79	-2,98	-9,38	-3,85
	3,2	-5,60	-15,36	-4,58	-9,77	0,79

Tableau XI.2 : les valeurs des moments fléchissant (en t.m) pour la section sur pile.

XI.3.2. Section sur culée (VSC)

Elément	station	Moment fléchissant transversal				
		$G + 1,2 Bc$	$G + 1,2 Bt$	$G + 1,2 A(L)$	$G + M_{c120}$	$G + D_{240}$
1	0	-30,36	-29,96	-8,75	-17,01	-13,69
	3,38	14,89	17,26	3,89	9,69	9,01
	6,76	-24,10	-25,76	-7,51	-14,59	-12,69
2	0	-15,32	-14,48	-3,84	-8,85	-3,98
	2,5	-2,14	-2,79	3,31	4,87	0,58
	5	-5,45	7,33	1,27	-3,27	-2,78
3	0	0	0	0	0	0
	3,17	-30,36	-29,96	-8,75	-17,01	-13,69
4	0	17,96	20,62	-2,38	9,45	7,31
	3,2	-15,32	-14,48	-3,84	-8,85	-3,98

Tableau XI.3. Les valeurs des moments fléchissant (en t.m) pour la section sur culée.**XI.3.3. Section Courante**

Elément	station	Moment fléchissant transversal				
		$G + 1,2 Bc$	$G + 1,2 Bt$	$G + 1,2 A(L)$	$G + M_{c120}$	$G + D_{240}$
1	0	-32,65	-32,22	-9,17	-18,03	-13,85
	3,38	14,67	14,55	3,90	9,62	8,97
	6,76	-24,11	-22,05	-7,39	-14,54	-12,62
2	0	-11,55	-10,97	-3,17	-7,00	-2,19
	2,5	-0,17	-0,10	1,32	2,53	0,41
	5	7,94	7,56	-0,78	-1,25	-1,15
3	0	0	0	0	0	0
	3,17	-32,65	-32,22	-9,17	-18,03	-13,85
4	0	17,96	16,91	-2,08	9,40	7,48
	3,2	-11,55	-10,97	-3,17	-7,00	-2,19

Tableau XI.4. Les valeurs des moments fléchissant (en t.m) pour la section courante.

XI.4. Ferrailage des voussoirs

Le ferrailage se fait pour 1 ml.

La fissuration est préjudiciable donc : le calcul de la section se fera à l'E.L.S à l'aide de la formule suivante :

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \cdot \bar{\sigma}_s}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max \left(0,5 f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \right\} = 252,76 \text{ Mpa}$$

$n = 1,6$ Pour les aciers à haute adhérence.

$$Z = d \left(1 - \frac{x}{3} \right)$$

$$x = \frac{15 \bar{\sigma}_{bc}}{15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s} = \frac{15 \times 0,6 \times 45}{15 \times 0,6 \times 45 + 252,76} = 0,616$$

✓ Exemple de calcul :

On prend comme exemple de calcul le ferrailage de la table supérieure de la section sur pile :

$$M_{ser}(\text{sur appuis}) = 28,82 \text{ t.m}$$

$$d = h - c = 0,50 - 0,03 = 0,47 \text{ m}$$

$$Z = d \left(1 - \frac{x}{3} \right) = 0,373 \text{ m}$$

Alors :

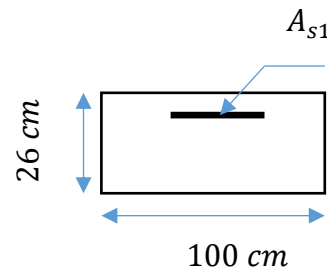
$$A_{s1} = \frac{28,82 \times 10^2}{0,373 \times 252,76} = 30,53 \text{ cm}^2$$

$$\bar{M}_1 = \frac{1}{2} \cdot b \cdot x \cdot d \cdot Z \cdot \bar{\sigma}_{bc} = 35,116 \text{ t.m}$$

$$\bar{M}_1 > M_{ser} = 28,82 \text{ t/m} \Rightarrow \dot{A}_s = 0$$

Selon le BAEL, la condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 3,49 \text{ cm}^2$$



$$A_{min} < A_{s1} \text{ ----- } CV$$

On aura dans le sens longitudinal :

$$A_t = \frac{A_{s1}}{3} = \frac{30,53}{3} = 10,17 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$A_{s1} = 8 \text{ HA } 25$$

$$A_t = 6 \text{ HA } 16$$

Tout le reste du calcul est récapitulé dans les tableaux suivants :

XI.4.1. Section sur pile (VSP)

		M _{ser} (t.m)	h(m)	d(m)	A _s (cm ²)	At (cm ²)	A _{s min} (cm ²)	Armatures transversales	Armatures longitudinales
1	M _{max}	14,67	0,26	0,23	31,751	10,583	3,491	8HA25	6HA16
	M _{min}	-28,82	0,50	0,47	30,524	10,627	7,134	8HA25	6HA16
2	M _{max}	9,6	0,50	0,47	9,807	3,269	7,134	6HA16	6HA12
	M _{min}	-16,26	0,50	0,47	17,221	5,741	7,134	6HA20	6HA14
3	M _{max}	0	0,23	0,20	0	0	3,036	4HA16	4HA12
	M _{min}	-28,82	0,50	0,47	30,524	10,174	7,134	8HA25	6HA16
4	M _{max}	21,79	0,5	0,47	23,078	7,693	7,134	8HA20	6HA14
	M _{min}	-5,36	0,5	0,47	5,677	1,892	7,134	8HA16	4HA12

Tableau XI.5. Résultat du calcul des armatures pour la section sur pile (VSP).

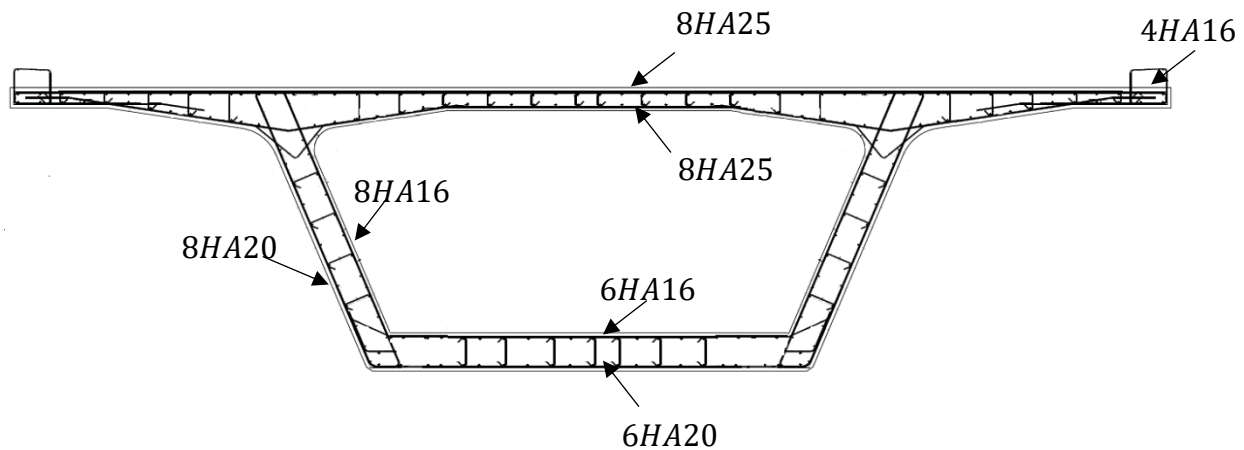
XI.4.2. Section sur culée (VSC) :

		M _{ser} (t.m)	h(m)	d(m)	A _s (cm ²)	AS	A _{s min} (cm ²)	Armatures transversales	Armatures longitudinales
1	M _{max}	17,26	0,26	0,23	37,356	12,452	3,491	8HA25	6HA16
	M _{min}	-30,36	0,50	0,47	32,155	10,718	7,134	8HA25	6HA16
2	M _{max}	7,33	0,26	0,23	15,864	5,491	3,491	6HA20	6HA12
	M _{min}	-15,32	0,26	0,23	29,15	11,052	3,491	6HA25	6HA14
3	M _{max}	0	0,23	0,20	0	0	3,036	4HA16	4HA12
	M _{min}	-30,36	0,50	0,47	32,155	10,718	7,134	8HA25	6HA16
4	M _{max}	21,79	0,40	0,37	29,316	9,772	5,616	8HA25	6HA16
	M _{min}	-5,36	0,40	0,37	7,211	2,403	5,616	8HA16	6HA12

Tableau XI.6. Résultat du calcul des armatures pour la section sur culée (VSC).

XI.4.3. Section courante

		M_{ser} (t.m)	h(m)	d(m)	A_s (cm ²)	A_t (cm ²)	$A_{s\ min}$ (cm ²)	Armatures transversales	Armatures longitudinales
1	M_{max}	14,67	0,26	0,23	31,751	10,583	3,4914	8HA25	6HA16
	M_{min}	-32,65	0,50	0,47	34,581	11,527	6,831	8HA25	6HA16
2	M_{max}	7,94	0,26	0,23	17,184	5,72827	3,4914	6HA20	6HA12
	M_{min}	-11,55	0,26	0,23	24,998	8,33268	3,4914	6HA25	6HA14
3	M_{max}	0	0,23	0,20	0	0	3,4914	4HA16	5HA16
	M_{min}	-32,65	0,50	0,47	34,81	12,0393	6,831	8HA25	5HA16
4	M_{max}	17,96	0,40	0,37	24,163	8,51469	5,313	8HA20	6HA14
	M_{min}	-1155	0,40	0,37	15,539	5,47576	5,313	8HA16	6HA12

Tableau XI.7. Résultat du calcul des armatures pour la section courante.✓ **Schéma de ferrailage**VSP :**Figure XI.8.** Schémat de ferrailage du voussoir sur pile.

VSC :

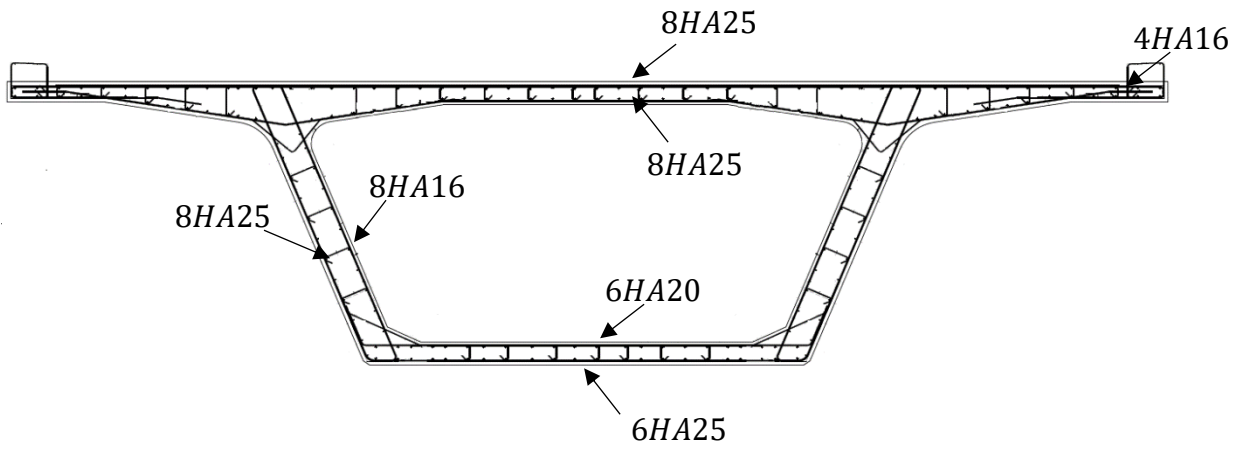


Figure XI.9. Schémat de ferraillage du voussoir sur culée.

Voussoir courant :

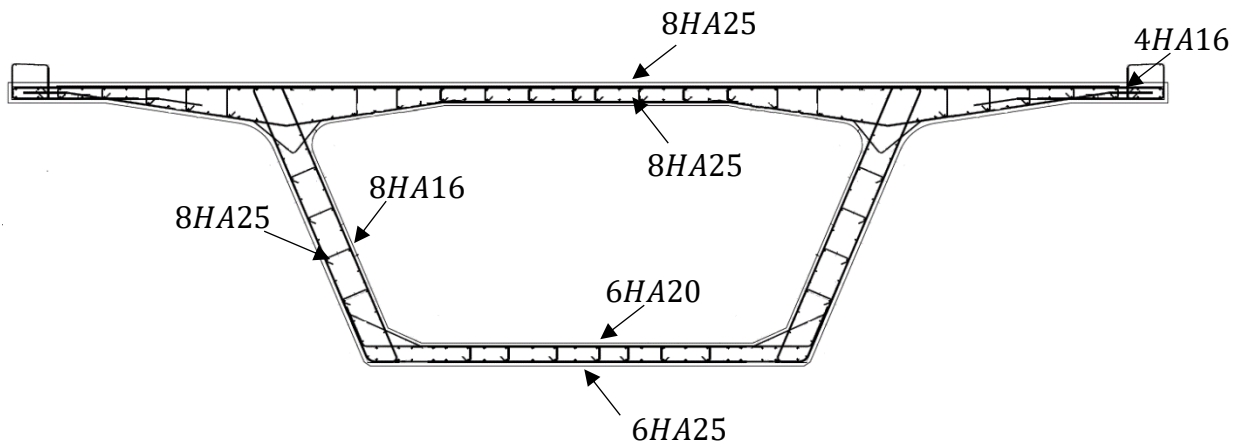


Figure XI.10. Schémat de ferraillage du voussoir courant.

Chapitre XII :

Equipements du pont

XII.1. Introduction

Les équipements jouent un rôle fondamental dans la conception, le calcul et la vie d'un pont. Ils sont considérés comme des accessoires très importants soit pour la sécurité des usagers (glissières, garde-corps...) ou pour la durabilité de l'ouvrage par l'assurance d'une meilleure transmission des efforts (appareils d'appui, dés d'appui ...).

Et parmi ces équipements en trouve :

- Joints de chaussée ;
- Etanchéité des ponts route ;
- Barrières de sécurité ;
- Corniches en béton ;
- Dispositif d'évacuation des eaux ;
- Trottoir.

XII.2. Joints de chaussée

Les joints de chaussée sont conçus et réalisés pour assurer la continuité de circulation entre deux éléments métalliques identiques solidarités aux deux parties d'ouvrage au moyen de tiges précontraintes.

Dans le plus part des cas, est inséré entre les éléments métalliques, un profil en élastomère qui empêche la pénétration des corps étrangers.

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.



Figure XII.1. Joint de chaussée.

Tout en satisfaisant un certain nombre d'autres exigences non moins essentielles :

✓ **Confort et esthétique :**

- Souple, il assure la continuité de la surface de roulement quelle que soit l'importance du hiatus.
- Absence de bruits de vibrations.

✓ **Résistance :**

- Le choix des matériaux constitutifs (nature et qualité), est garant de bon comportement sous une circulation sous cesse croissante.

✓ **Étanche :**

- 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.

XII.2.1. Calcul du 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 définissant donc le souffle du tablier. Elles sont la

somme algébrique de plusieurs facteurs : les rotations, la température, le retrait et le fluage et le freinage.

1. Rotation d'extrémité sous chargement

La rotation d'extrémité sous charge crée, au niveau du joint de chaussée, un déplacement horizontal : $\Delta l = h \cdot \text{tg } \alpha$

On accepte pour le dernier voussoir une rotation de 0.02 rad .

h : la hauteur des voussoirs d'extrémité égale à $3,2 \text{ m}$

Le déplacement horizontal dû à la rotation d'extrémité est de $\Delta l = 3,2 \cdot \text{tg } 0.02$

$$\Delta l = 0,06400853 \text{ m} = 6.40 \text{ cm}$$

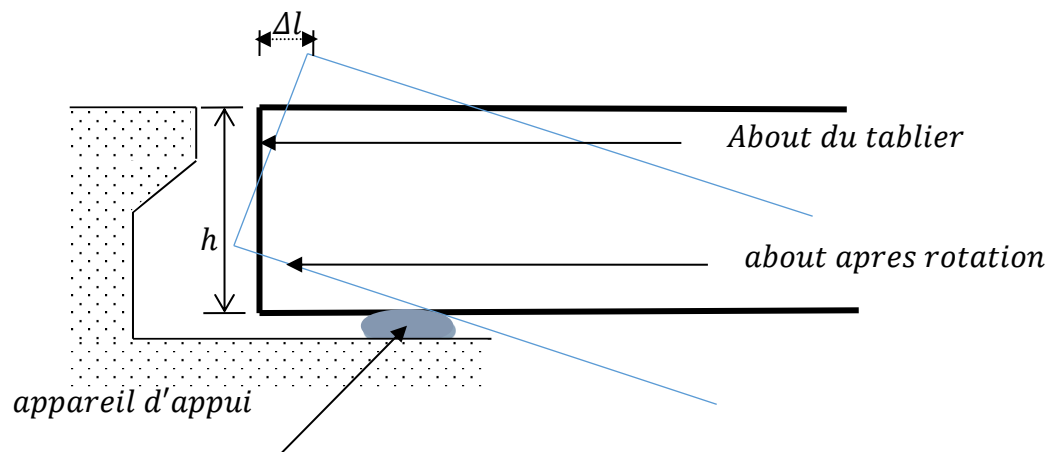


Figure XII.2 : rotation d'extrémité sous chargement.

2. Dilatation thermique

La température étant considérée comme action de courte durée. On prend dans le cas généralement un raccourcissement relatif :

$$\frac{\Delta l}{l/2} = 4 \times 10^{-4}$$

l : étant la longueur dilatable du tablier, sous une température égale à 50° .

Pour notre cas $l = 200 \text{ m} \Rightarrow \Delta l = 4 \text{ cm}$

3. Retrait

$$\frac{\Delta l}{l/2} = 3,5 \times 10^{-5}$$

Dans les zones où la température est considérable.

$$l = 200 \text{ m} \Rightarrow \Delta l = 0,35 \text{ cm}$$

4. Fluage

Les raccourcissements dus au fluage sont fonction des contraintes normales appliquées. On pourra prendre en première approximation ;

$$\frac{\Delta l}{l/2} = k_{\rho} \times 10^{-4}$$

k_{ρ} : Coefficient du fluage à $t=0$ au moment où il subit la contrainte σ_b est de 2 à 3.

$$\frac{\Delta l}{l} \times 2 = 3 \times 10^{-4}$$

$$l = 200 \text{ m} \Rightarrow \Delta l = 3 \text{ cm}$$

Donc, le déplacement total devient :

$$\Delta l = 6,4 + 4 + 0,35 + 3 = 13,75 \text{ cm}$$

XII.2.2. Choix de type de joint

Suivant Δl et la rotation α la rotation d'extrémité, on choisit le joint FT150 (Freyssinet).

Les souffles admissibles pour ce genre de joint, permettent des déplacements transversaux admissibles en service $\pm 130 \text{ mm}$, et des déplacements longitudinaux de 20 à 170 mm

Ce joint peut absorber des rotations de leurs appuis jusqu'à 0,03 rad.

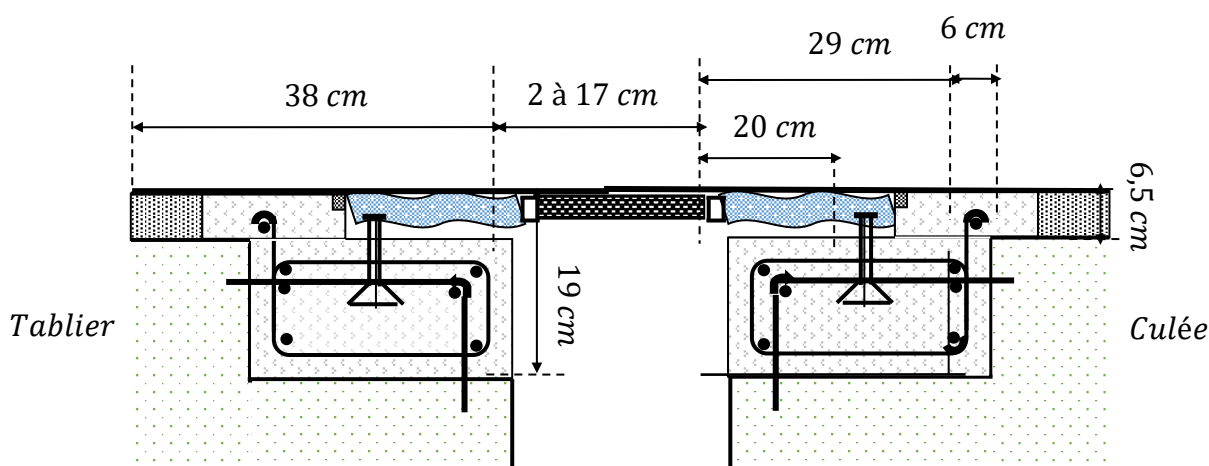


Figure XII.3. Coupe transversale sur le joint de chaussée.

XII.3. Appareil d'appui

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

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

Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appui qui sont :

- Les articulations en béton ;
- Les appareils d'appui spéciaux ;
- Les appareils d'appui métalliques ;
- Les appareils d'appui en élastomère fretté.

On constate que l'appareil d'appuis en **élastomère fretté** est le type le plus compatible à notre ouvrage pour les raisons qui viendra si dessous :

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, l'épaisseur des frettes est comprise entre 1 et 3 mm l'épaisseur des feuilles de néoprène est en générale de 8,10 à 12 mm (par fois 20 mm) Ce type d'appareils d'appuis est plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton à cause des avantages qu'ils présentent :

- ✓ Facilité de mise en œuvre ;
- ✓ Facilité de réglage et de contrôle ;
- ✓ Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis ;
- ✓ Ils n'exigent aucun entretien ;
- ✓ Leur coût est relativement modéré.

Ils transmettent les charges normales à leur plan, et ils permettent en même temps d'absorber par rotation et distorsion les déformations et translations de la structure.

Le principal intérêt de ces appareils d'appuis réside dans leur déformabilité vis-à-vis des efforts qui les sollicitent. Ils reprennent élastiquement les charges verticales, les charges horizontales et les rotations.

La figure si dessous, Représente la constitution d'un appareil d'appui en élastomère fretté.

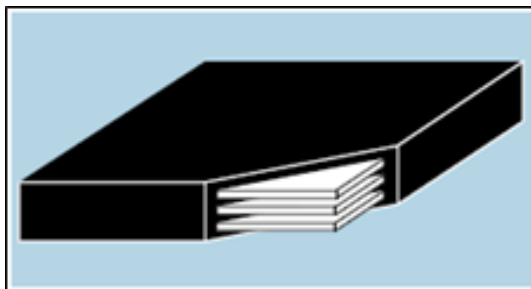


Figure XII.4. Appui en élastomère fretté.

XII.2.1. Calcul des réactions

La réaction sera calculée à l'ELS à l'aide des combinaisons suivante :

$$G + 1,2 (A(L)) \qquad G + M_{c120}$$

$$G + 1,2 (Bc) \qquad G + D_{240}$$

Les résultats suivants sont calculé par le logiciel robot structural 2019, on prendra la valeur maximale obtenu par la combinaison $G + 1,2 (A(L = 60))$:

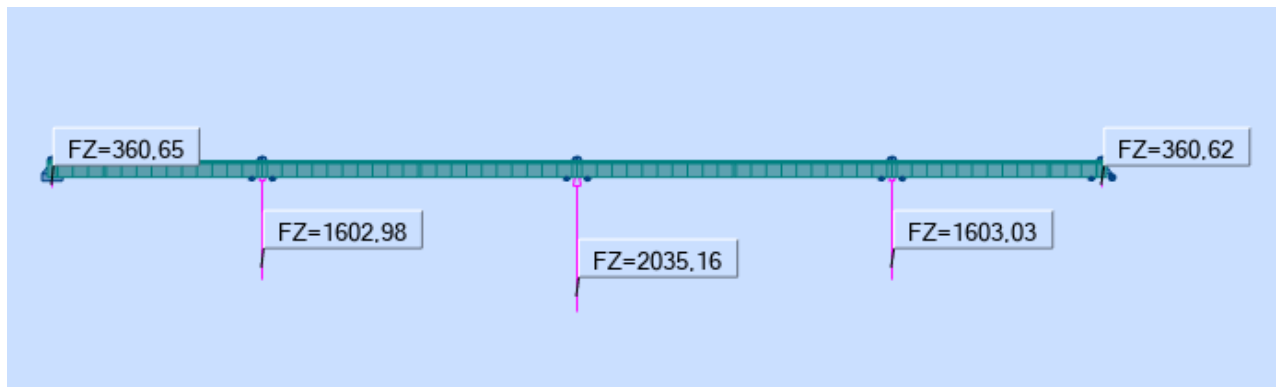


Figure XII.5. Réaction maximal due à la combinaison $G + 1,2 (A(L = 60))$ cas du deuxième travée chargé.

La réaction maximale a une valeur de $2035,16 t$, c'est la valeur prise pour le dimensionnement de l'appareil d'appui.

XII.2.2. Dimensionnement de l'appareil d'appui

Le dimensionnement des appareils est essentiellement basé sur la limitation des contraintes de cisaillement qui se développent dans l'élastomère au niveau des plans de frettage et qui sont dues aux efforts appliqués ou aux déformations imposées à l'appareil. On suppose l'incompressibilité de l'élastomère.

La détermination de ces contraintes a fait l'objet de plusieurs théories qui sont toutes basées sur l'incompressibilité de l'élastomère. Les expressions permettant de calculer la valeur des contraintes sont fonction du module de cisaillement G (G est de $0,8MPa$ pour les ponts routes). [4]

1. Aire de l'appareil

D'après la condition de non écrasement :

$$\sigma_m \geq \frac{N_{max}}{a.b}$$

Avec :

σ_m : contrainte moyenne de compression, elle est limitée à 150 kg/cm^2 ;

a : coté parallèle à l'axe de l'ouvrage (longueur de l'appui) ;

b : coté perpendiculaire à l'axe de l'ouvrage (largeur de l'appui) ;

N_{max} : Effort normal sur l'appareil d'appui ;

La réaction maximale est : $R_{max} = 2035,16 t$.

On prend 2 appareils d'appui.

Donc :

$$N_{max} = \frac{2035,16}{2} = 1017,58 t$$

$$N_{max} = 1017580 kg$$

$$a.b \geq \frac{1017580}{150} = 6783,866 cm^2$$

2. Hauteur nette de l'élastomère

La contrainte de cisaillement τ_H du l'effort horizontal doit vérifier la condition suivant :

$$\tau_H \leq 0,5. G$$

$$\tau_H = G \tan \gamma = G. \left(\frac{U_1}{T} \right)$$

Avec :

G : Module d'élasticité transversal ($G = 80 t/m^2$) [4] ;

U_1 : Déplacement calculé lors le calcul des joints de chaussée pour les dilatations thermiques horizontal maximal.

$$G. \left(\frac{U_1}{T} \right) \leq 0,5. G \Rightarrow \left(\frac{U_1}{0,5} \right) \leq T \quad [4]$$

$$\frac{4}{0,5} \leq T \Rightarrow 8 \leq T$$

On prend : $T = 12 cm$

Soit : 10 feuilles d'élastomère d'épaisseur $t = 12 mm$

3. Dimensionnement en plan de l'appareil d'appui

Il faut que la condition de non flambement soit vérifiée.

$$\{5 T \leq a \leq 10 T ; b > a\}$$

$$\text{Donc : } \{60 \leq a \leq 120 \text{ cm} ; b > a\}$$

On prend : $a = 90 \text{ cm}$

Sachant que :

$$ab \geq 3579,1 \text{ cm}^2 \Rightarrow b \geq \frac{6783,866}{90} = 67,84 \text{ cm } b > a$$

On prend : $b = 100 \text{ cm}$

Il convient de vérifier ensuite la condition $\tau_H \leq 0,7G$ [4]. Il faut pour cela de déterminer l'effort horizontal max :

$$\tau_R = \frac{3t(a+b)}{a^2b^2} \times N_{max} = \frac{3 \times 12 (1000 + 900)}{1000^2 900^2} \times 10175800 = 0,859 \text{ Mpa}$$

✓ **Sous déformation lente U_1**

$$\tau_{H1} = \frac{H_1}{ab} = \frac{GU_1}{T}$$

Tel que ;

$G = 0,8 \text{ Mpa}$ Module de déformation transversale d'élastomère ;

$U_1 = 40 \text{ mm}$ (Calculé lors du calcul des joints de chaussée pour les dilatations thermiques).

$$\tau_{H1} = \frac{GU_1}{T} = \frac{0,8 \times 40}{120} = 0,266 \text{ Mpa}$$

✓ **Sous effort dynamique H_2**

Un seul camion est supposé freiner (selon le fascicule 61) avec : $H_{bc} = 30 t$ [5].

$$H_2 = \frac{30}{5} = 6 t$$

$$\tau_{H2} = \frac{H_2}{ab} = \frac{2GU_2}{T} = \frac{60000}{1000.900} = 0,067 \text{ Mpa}$$

$$\tau_H = \tau_{H1} + \frac{\tau_{H2}}{2} = 0,266 + 0,033 = 0,299 \text{ Mpa}$$

✓ Sous rotation

La contrainte de cisaillement vaut :

$$\tau_{\alpha T} = \frac{G}{2} \left(\frac{\alpha}{T} \right)^2 \cdot \alpha_T$$

Avec : $\alpha_T = \alpha + \alpha_0$

Tel que :

α_0 : est la rotation permet par le joint de chaussée égale à 0,02 rad ;

α Égale 0,003 rad.

$$\tau_{\alpha T} = \frac{0,8}{2} \left(\frac{900}{120} \right)^2 \cdot (0,02 + 0,003) = 0,517 \text{ Mpa}$$

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\tau_H + \tau_R + \tau_{\alpha T} \leq 5 G$$

$$\tau_{H1} \leq 0,5G \quad [4]$$

$$\tau_H \leq 0,7G \quad [4]$$

$$0,299 + 0,859 + 0,517 = 1,68 \text{ Mpa} < 5 \times 0,8 = 4 \text{ Mp} \rightarrow CV0,312$$

$$\tau_{H1} = 0,266 \text{ Mpa} < 0,5 G = 0,5 \times 0,8 = 0,4 \text{ Mpa} \rightarrow CV$$

$$\tau_H = 0,299 \text{ Mpa} < 0,7 G = 0,56 \text{ Mpa} \rightarrow CV$$

✓ **Vérification de la condition de non flambement**

On doit vérifier :

$$T = \frac{a}{4} = \frac{90}{4} = 22,5 \text{ cm}$$

$$T = 12 < 22,5 \text{ cm} \rightarrow CV$$

✓ **Vérification de non soulèvement**

$$\alpha_T \leq \frac{3t^2 \sigma_{cmin}}{\beta \alpha^2 G}$$

Avec :

$$\sigma_{cmin} = \frac{N_{min}}{ab}$$

β : Coefficient de forme.

$$\beta = \frac{ab}{2t(a+b)} = \frac{100 \times 90}{2 \times 1,2 \times (100 + 90)} = 19,7368$$

$N_{min} = 775,12 \text{ t}$: La réaction due au poids propre

$$\sigma_{cmin} = \frac{N_{min}}{a \cdot b} = \frac{775,12 \times 10^{-2}}{1,0 \times 0,9} = 8,6124 \text{ Mpa}$$

$$\frac{3t^2 \sigma_{cmin}}{\beta \alpha^2 G} = \frac{3 \cdot 120^2 \times 8,6124}{19,7368 \times 900^2 \cdot 0,8} = 0,029 \text{ rad}$$

$$\alpha_T = 0,02 + 0,003 = 0,023 \text{ rad}$$

Donc :

$$\alpha_T = 0,023 < 0,029 \text{ rad} \rightarrow CV$$

4. Dimensionnement des frettes

L'épaisseur des frettes devra respecter les deux conditions suivantes :

$$t_s \geq \frac{a}{\beta} \cdot \frac{\sigma_{cmin}}{\sigma_e}$$

Avec : $\sigma_e = 245 \text{ Mpa}$ pour l'acier inox.

$$t_s \geq \frac{900}{19,7368} \cdot \frac{8,6124}{245} = 1,603 \text{ mm}$$

On prend : $t_s = 2 \text{ mm}$

⇒ La hauteur totale de l'appareil d'appui égale à : $12 \times 10 + 2 \times 10 = 140 \text{ mm}$

XII.2.3. Conclusion

Toutes les contraintes normales et tangentielles peuvent être prises par les appareils d'appuis.

XII.4. Dés d'appui

Les efforts verticaux provenant du tablier peuvent produire au niveau du chevêtre des efforts localisés importants, pour cela on disposera des armatures de chaînage et des armatures d'éclatement.

XII.4.1. Fonctionnement des dés d'appui

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

XII.4.2. Dimensionnement des dés d'appuis

D'après le document SETRA le dimensionnement des dés d'appuis inférieurs et supérieurs présente par rapport à l'appareil d'appuis un débordement de 5 cm . [4]

$$A = a + 10 \text{ cm} = 90 + 10 = 100 \text{ cm}$$

$$B = b + 10 \text{ cm} = 100 + 10 = 1100 \text{ cm}$$

$$B_0 = a \cdot b = 90 \times 100 = 9000 \text{ cm}^2 \quad : \text{ Surface de néoprène}$$

$$P_0 = 2(a + b) = 2(90 + 100) = 380 \text{ cm} \quad : \text{ Le périmètre de néoprène.}$$

$$h > \frac{2B_0}{P_0} = \frac{2 \times 9000}{380} = 47,36 \text{ cm}$$

On prend : $h = 50 \text{ cm}$

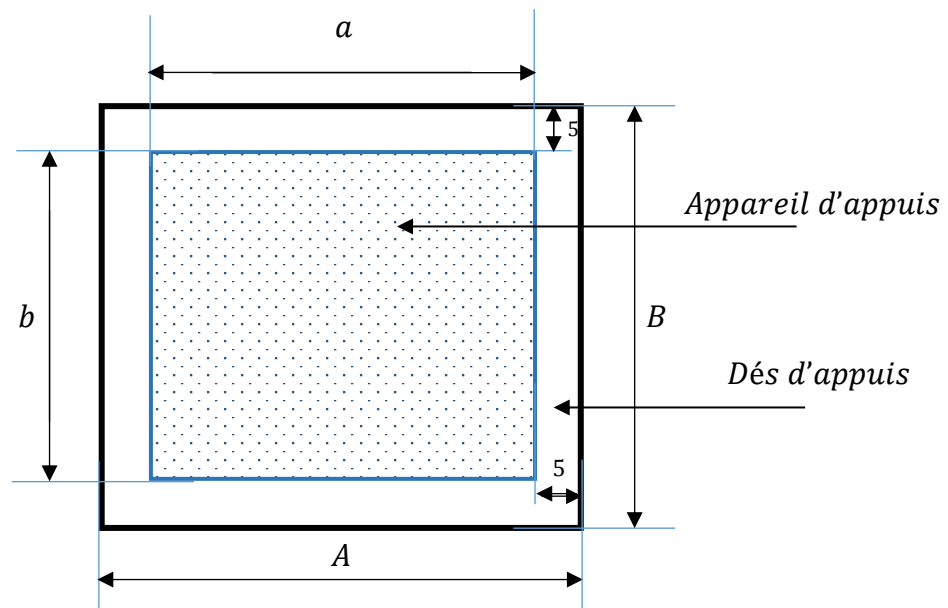


Figure XII.6. Dimensions de dés d'appuis.

XII.4.3. Ferrailage du dés d'appuis**✓ Les armatures de chaînage :**

Elle doit reprendre l'effort N_{max} :

$$\text{ELU : } N_{max} = 15184 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } N_{min} = 10175,8 \text{ KN}$$

D'où :

$$\begin{aligned} A_s &= \max \left\{ \left(\frac{0,25 N_u}{f_{su}} \right) ; \left(\frac{0,25 N_s}{\bar{\sigma}_s} \right) \right\} \\ &= \max \left\{ \left(\frac{0,25 \times 15184,0}{435} \right) ; \left(\frac{0,25 \times 10175,8}{240} \right) \right\} \quad [3] \end{aligned}$$

$$\Rightarrow A_s = 105,98 \text{ cm}^2$$

Soit : 14 HAØ 32 dans les deux sens pour limiter la propagation de la fissure.

✓ Les armatures de diffusion :

Ces armatures sont sous forme de frettes, on distingue :

- Frettes supérieures (ferrailage de surface) ;
- Frettes inférieures (ferrailage de d'éclatement).

Frettes supérieures :

$$A_{s \text{ sup}} = \max \left\{ \left(\frac{0,04 N_u}{f_{su}} \right) ; \left(\frac{0,04 N_s}{\bar{\sigma}_s} \right) \right\} = \max \{ 13,96 \text{ cm}^2 ; 16,96 \text{ cm}^2 \}$$

$$\Rightarrow A_{s \text{ sup}} = 16,96 \text{ cm}^2$$

Frettes inférieures :

$$A_{s \text{ inf}} = \max \left\{ \left(\frac{0,10 N_u}{f_{su}} \right) ; \left(\frac{0,10 N_s}{\bar{\sigma}_s} \right) \right\} = \max \{ 34,90 \text{ cm}^2 ; 42,40 \text{ cm}^2 \}$$

$$\Rightarrow A_{s \text{ inf}} = 42,40 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{s\ sup} + A_{s\ inf} = 16,96 + 42,40 = 59,16\ cm^2$$

Soit : 19HAØ20 Cette armature est disposée dans les deux sens.

XII.5. Les gargouilles

Sur un tablier de pont, l'évacuation des eaux est nécessaire non seulement du point de vue de la durabilité de la structure, mais également pour la sécurité des usagers.

De manière générale, les eaux sont d'abord recueillies sur un (ou les) côté(s) de la chaussée, puis évacuées par des gargouilles quand ce n'est pas une corniche caniveau.

Le recueil de l'eau dans le sens transversal se fait en donnant à la chaussée une pente transversale générale (cas des ouvrages autoroutiers) ou une double pente en forme de toit (cas des chaussées bidirectionnelles à deux voies). La pente transversale ne doit pas être inférieure à 2% ; dans le cas des profils en travers en forme de toit, les deux pentes se raccordent paraboliquement sur un mètre de part et d'autre de l'axe de la chaussée.

La forme de pente n'est jamais obtenue par un profilage approprié de la couche de roulement cette dernière est d'épaisseur constante, et c'est la géométrie de la structure qui est convenablement exécutée.

Pour des raisons de commodité, on peut être amené à prévoir une pente générale constante dans le sens transversal, même pour des chaussées bidirectionnelles courantes.

Une fois recueillie dans le fil d'eau, l'eau est évacuée, le plus souvent, par l'intermédiaire de gargouilles implantées au droit de ce fil d'eau. Leur espacement est compris entre 20 et 30 m, leur diamètre ne doit pas être inférieur à 10 cm et la section totale de toutes les gargouilles doit être de l'ordre de 1/10000 de la surface versante.

Les gargouilles peuvent déboucher directement à l'air libre ou être raccordées à un système de recueil et d'évacuation des eaux à l'intérieur de la structure du tablier.

Le problème d'évacuation des eaux se pose également au niveau des têtes d'appuis et sera abordé ultérieurement.



Figure XII.7. *Gargouille.*

XII.6. Conclusion

Pour améliorer la sécurité et le confort des usages et assure la protection des éléments de l'ouvrage certain dispositifs doit être prise avant l'ouverture du pont à la circulation, on les regrouper sous le nom “ équipement du pont”.

Chapitre XIII :

Etude de la pile

XIII.1. Introduction

La pile est une partie indissociable d'un pont, son rôle primordial dans le fonctionnement mécanique du tablier selon que ce dernier est simplement appuyé sur elles, partiellement ou entièrement encasté afin de bien transmettre tous les charges revenant du tablier vers le sol support par l'intermédiaire de la semelle et les pieux s'ils existent (en cas de fondations profondes).

La conception des piles est fonction d'un très grand nombre de paramètres :

- Aquatique ou terrestre ;
- Mode de construction du tablier ;
- La nature du site (urbain ou rurale) afin d'assurer un certain esthétique ;
- Hauteur de la pile ;
- Mode d'exécution des fondations ;
- Mode de la liaison entre la pile et le tablier.

XIII.2. Choix du type de pile

Les piles sont classées en deux familles ; les piles de type caisson et les piles de type poteau.

Notre ouvrage repose sur des piles caissons (section octogonale évidée) à cause de la grande hauteur des piles où l'économie sur la matière est plus forte que le coût du coffrage intérieur, ainsi que les effets hydrodynamiques.

Le mode de construction de ces piles est soit par la méthode des coffrages glissant, soit par la méthode des coffrages grimpants.

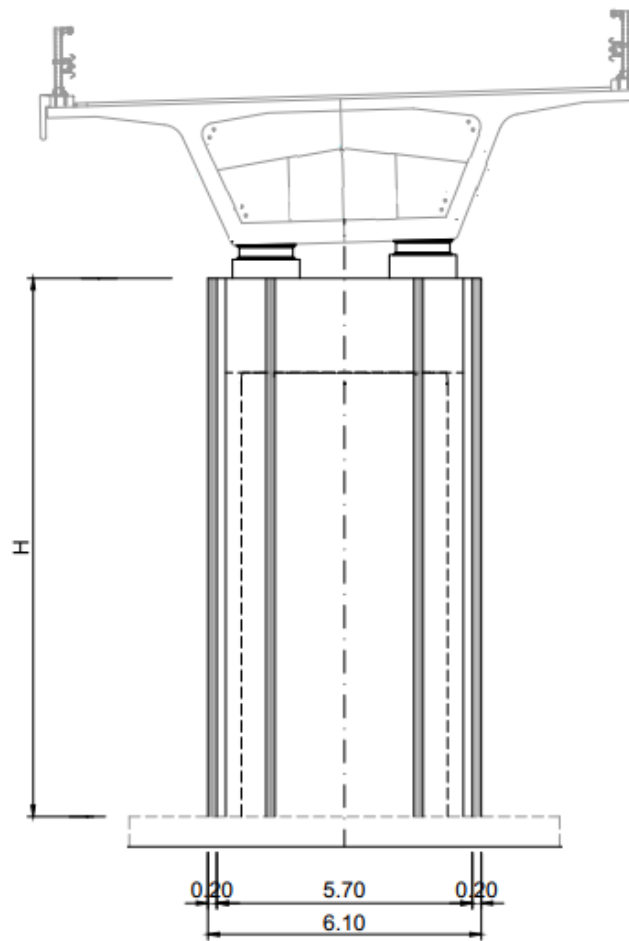


Figure XIII.1. Elévation de la pile dans le sens transversal du pont.

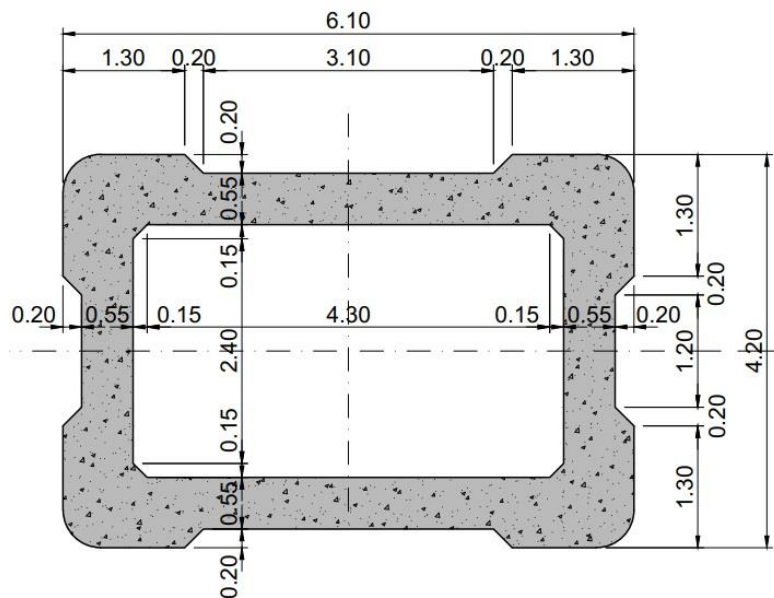


Figure. XIII.2. Coupe transversale à la base de la pile.

XIII.3. Etude et ferrailage de la pile

Comme il est indiqué ci-dessous, la section de la pile de notre projet est de forme octogonale, à cause du manque des connaissances suffisantes pour l'étude du ferrailage de cette dernière forme, on l'assimile à une section de forme rectangulaire tout en gardant l'épaisseur et la hauteur utile de la section.

XIII.3.1. Evaluation des efforts agissant sur la pile

Les efforts agissant sur la pile sont :

G : Poids propre de la pile.

V : Poids propre du tablier (la réaction d'appuis 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.

XIII.3.2. Combinaisons des charges

Les combinaisons des charges utilisées pour l'évaluation des efforts agissant sur la pile sont les suivantes :

$$\text{E.L.S: } G + 1.2(V + F_F) + W$$

$$\text{E.L.U: } 1,35 G + 1,6 (V + F_F) + 1,5 W$$

$$\text{E.L.A: } \begin{cases} G + V + E_x \\ G + V + E_y \end{cases}$$

XIII.3.3. Application numérique

Pile N	La hauteur total H (m)	La hauteur pleine (m)
1	10.75	2.35
2	19.65	2.35
3	13.35	2.35

Tableau XIII.1. La hauteur de chaque pile.

✓ **La charge permanente G :**

Les piles sont à section constante (caissons), sauf la tête de la pile une section pleine (2.35 m).

pile	La section vide (m ²)	Section pleine (m ²)	La charge permanente G (t)
1	11.725	24.10	387.81250
2	11.725	24.10	648.69375
3	11.725	24.10	464.02500

Tableau XIII.2 : Charge permanente pour chaque pile.

✓ **La charge verticale V**

La réaction d'appui verticale maximale sur la pile est donnée par le système A(l) :

$$R = 398.16 \text{ t}$$

La réaction due au poids propre du tablier :

$$R_G = 1384.22 \text{ t}$$

$$\text{Donc : } R_{Gt} = 1384.22 + 387.81250 = 1772.0325 \text{ t}$$

✓ **La charge du vent W**

$$W = 2 \text{ KN/m}^2$$

✓ **La force de freinage F_A due au système A(I)**

$$F_H = F \times A (L)$$

$$\text{Avec: } F = \frac{1}{(20 + 0.0035 \times S)}$$

$$S = L_C \times L \text{ (la surface chargée en m}^2\text{)}$$

$$A_{3Vc} = A (L) \times a1 \times a2 \times S = 0.3998 \times 0.9 \times 1 \times 200 = 755.622 \text{ t/ml}$$

$$S = 3.5 \times 200 \times 3 = 2100 \text{ m}^2$$

$$FH = F \times A3Vc = 27.628 \text{ t}$$

$$\text{Avec: } F = \frac{1}{(20 + 0.0035 \times S)} = 0.046576$$

Donc la force appliquée sur la pile est $F = 27,628 / 5 = 5.5256 \text{ t}$

✓ **La force de freinage F_{BC} due au système**

On qu'un seul camion qui freine : $F = 30 \text{ t}$

Donc la force appliquée sur la pile est : $F = \frac{30}{5} = 6 \text{ t}$

✓ **La composante horizontale du séisme**

$$E_h = 25\% G$$

$$E_h = 0,25 \times 1772.0325 = 443.008 \text{ t}$$

✓ **La composante verticale du séisme**

$$E_v = 7,5\% G$$

$$E_v = 0,075 \times 1838.5025 = 132.9024 \text{ t}$$

Le bras de levier pour calculer le moment au niveau d'encastrement de la pile égale : à la hauteur totale de la pile + l'épaisseur du dé d'appui

$$d = 10.75 + 0,5 = 11.25 \text{ m}$$

❖ **Calcul du moment du au séisme au niveau de l'encastrement**

$$F_T = 0,25 \times 1384.22 = 346.055t$$

$$M_T = 346.055 \times 11.25 = 4080.065 \text{ t.m}$$

$$F_1 = 0,25 \times 24.10 \times 2.35 \times 2.5 = 35.3968 \text{ t} \quad M_1 = 35.3968 \times (10.75-2.35/2) = 338.9251 \text{ t.m}$$

$$F_2 = 0,25 \times 11.725 \times 8.4 \times 2.5 = 61.5563 \text{ t} \quad M_2 = 61.5563 \times (8.4/2) = 258.5361 \text{ t.m}$$

$$\mathbf{FH = 443.0081 \text{ t}}$$

$$\mathbf{Mt = 4490.58 \text{ t.m}}$$

Force de freinage : 5.5256 t

Moment du au freinage : $5.5256 \times 11.25 = 62.163 \text{ t.m}$

	La pile 1	La pile 2	La pile 3
La réaction verticale R _{max} donnée par le système A(l) (t)	316.02	294.99	316.02
La réaction due au poids propre R _G (t)	1384.22	1550.24	1384.22
R _{Gt} (t)	1772.0325	2198.934	1848.245
La charge du vent W (KN/m ²)	2	2	2
La force de freinage F _A	5.5256	5.5256	5.5256
La force de freinage F _{BC} due au système (t)	6	6	6
La composante horizontale du séisme suivant l'axe x	443.008	549.7334375	462.06125
La composante horizontale du séisme suivant l'axe y	132.902	164.920	138.618
FH globale	443.008	551.932	462.061
le moment due au sésme au niveau de l'encastrement (t.m)	4490.580	9725.158	5667.170

Tableau XIII.3. Les sollicitations influent sur chaque pile.

Le tableau suivant résume les sollicitations maximales obtenues par le calcul manuel de la pile la plus sollicitée dans le cas le plus défavorable :

Sous A(l)				
	Les combinaisons	ELS	ELU	ELU (accidentelle)
Pile 01	R (t)	2151.257	2897.876	1904.935
	Fx,globale	6.6307	22.3859	443.008
	Fy,globale	-----	-----	132.902
	Mx,gmobale	74.5956	172.2651	4490.58
Pile 02	R (t)	2552.922	3440.544	2363.854
	Fx,globale	6.6307	33.599	551.932
	Fy,globale	-----	-----	164.920
	Mx,gmobale	133.609	421.4024	9725.158
Pile 03	R (t)	2227.469	3000.762	1986.863
	Fx,globale	6.6307	25.6619	462.061
	Fy,globale	-----	-----	138.618
	Mx,gmobale	91.8354	234.7274	5667.17
Sous Bc				
Pile 01	R (t)	1809.340	2441.987	1904.934
	Fx,globale	7.20	23.115	443.008
	Fy,globale	-----	-----	132.902
	Mx,gmobale	81	180.8044	4490.58
Pile 02	R (t)	2419.062	3262.064	2363.854
	Fx,globale	7.20	34.359	551.932
	Fy,globale	-----	-----	164.920
	Mx,gmobale	145.08	436.6912	9725.158
Pile 03	R (t)	1885.553	2544.875	1986.863
	Fx,globale	7.20	26.421	462.061
	Fy,globale	-----	-----	138.618
	Mx,gmobale	99.72	245.2402	5667.17

Tableau XIII.4. Sollicitations selon les combinaisons A(l) et Bc.

XIII.3.4. Le ferrailage de la pile

Le Ferrailage sera dans le cas sismique

$$M_x = 9725.158 \text{ t.m}$$

$$H_x = 551.932 \text{ t}$$

On détermine la section d'armature de la pile selon les abaques de Walther, pour cela on aura à appliquer les formules suivantes :

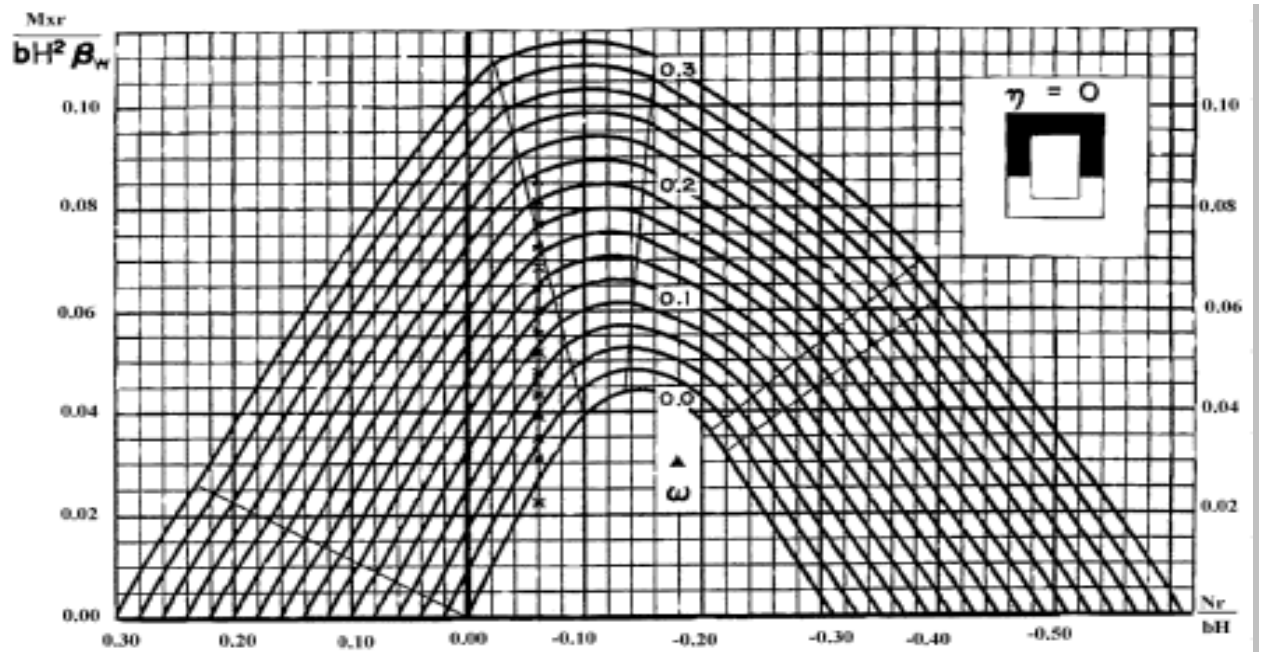


Figure XIII.3. Abaque de Walther.

Soit :

$$n = \frac{N}{b.H.B_w}$$

$$m_x = \frac{M_x}{b.H^2.B_w}$$

Avec:

n : effort intérieur relatif sans dimension

b : largeur de la pile = 4.2m

H : longueur de la pile dans la sens transversale du tablier (H =6.1m)

$\beta_w = \beta_{w28} = 40 \text{ Mpa}$ (fc28) : résistance du béton sur cube à 28 jours

ω : degré mécanique d'armature totale : $\omega = A_s \cdot \sigma_f / b H \beta_w$

$$n = \frac{5.51932}{4.2 \times 6.1 \times 40} = 0.005385$$

$$m_x = \frac{97.25158}{4.2 \times 6.1^2 \times 40} = 0.015557$$

On a d'après l'abaque : $\omega = 0,03$

$$\omega = \frac{A_s \cdot \sigma_f}{b \cdot H \cdot B_w}$$

$$A_s = \frac{\omega \cdot b \cdot H \cdot B_w}{\sigma_f} ; \sigma_f = 500 \text{ Mpa}$$

Donc :

$$A_s = \frac{0.03 \times 6.1 \times 4.2 \times 40}{500} = 614.88 \text{ cm}^2$$

La section du béton est : $A_b = 11.725 \text{ m}^2$

Donc : $A_s / m^2 = A_s / A_b$

$$A_s / m^2 = 52.44 \text{ cm}^2$$

Soit:

11 H \emptyset 25 suivant x

17 H \emptyset 20 suivant y

✓ **Les étriers**

On a :

$$A_{s,\min} \geq 0,2\% A_b$$

$$A_{s,\min} = \frac{0.2}{100} \times 11.725 = 234.5 \text{ cm}^2$$

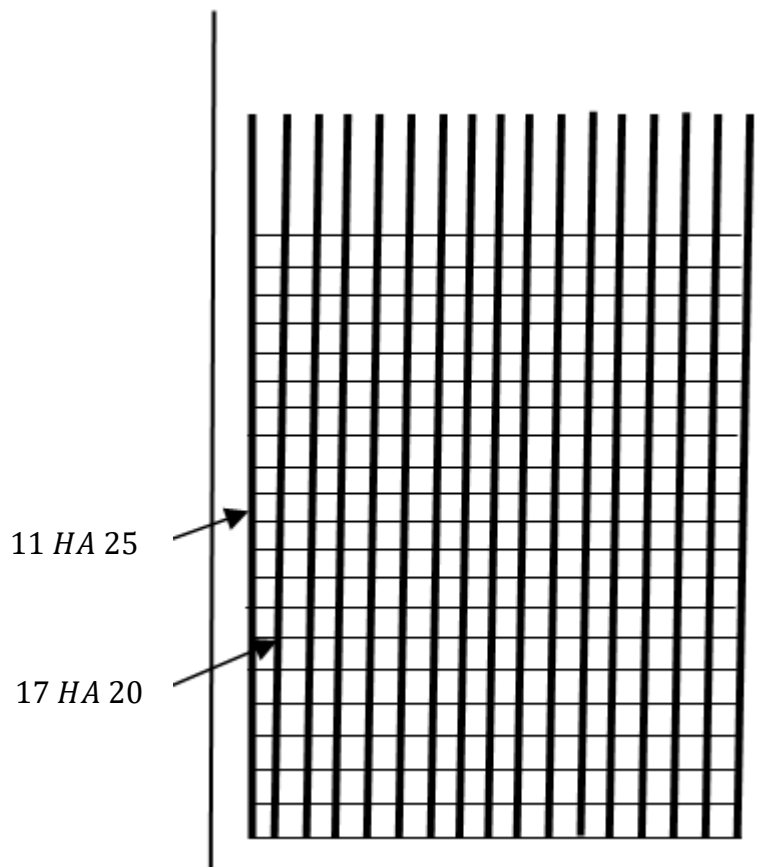
Donc : $A_{s,min} \geq 234.5 \text{ cm}^2$ et $H = 19.65 \text{ m}$

donc : $A_{s,min} = \frac{234.5}{19.65} = 11.9338 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Soit : $A_{s,min} = 08 \text{ H } \emptyset 14$

	A_s / m^2	$A_{s,min}$
Pile 01	11 HA $\emptyset 20$ suivant x 17 HA $\emptyset 16$ suivant y	12 HA $\emptyset 16$
Pile 02	11 HA $\emptyset 25$ suivant x 17 HA $\emptyset 20$ suivant y	08 HA $\emptyset 14$
Pile 03	11 HA $\emptyset 20$ suivant x 17 HA $\emptyset 16$ suivant y	09 HA $\emptyset 16$

Tableau. XIII.5. Choix du ferrailage des piles.



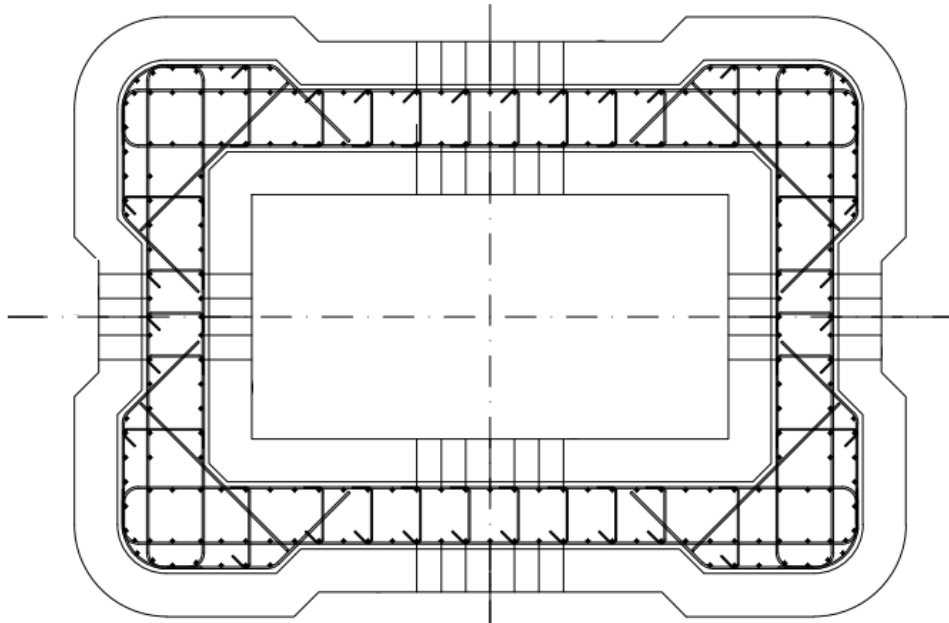


Figure XIII.4. Schéma du ferrailage de la pile.

XIII.4. Les fondations

La fondation c'est la base de l'ouvrage ; elle reçoit la descente des charges et les fait transmettre aux semelles reposant directement sur le sol, ou par l'intermédiaire d'un ensemble de pieux ; réunis en tête par la semelle de liaison lorsque le sol de surface n'a pas une résistance suffisante pour supporter l'ouvrage par l'intermédiaire d'une fondation superficielle.

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, on a 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.

XIII.4.1. Choix du type de fondation

D'après les rapports géologique et géotechnique fourni par le laboratoire, le mode de fondation préconisé pour les appuis de notre ouvrage est de type profond: pieux de 17m 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).

XIII.4.2. 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 car un espacement trop faible présente des inconvénients tant à l'exécution que sur le plan mécanique.

Puisque la charge descendante est assez importante, on opte cinq files de sept pieux au niveau des piles, deux files de sept pieux au niveau des culées.

XIII.4.3. La semelle

On admit que les semelles de liaison sont toujours considérées comme étant infiniment rigides. Il convient donc de les dimensionner comme suite :

XIII.4.3.1. La largeur

$$B = (N - 1) \times L + 2\Phi = 9.6 \text{ m}$$

N : étant le nombre des files des pieux (3).

L : la distance entre deux files ($L = 3\Phi$).

Φ : diamètre des pieux (1,2m).

XIII.4.3.2. La longueur

$$L_s = (N - 1) \times L + 2\phi = 9.6 \text{ m}$$

N : étant le nombre des files des pieux (3).

XIII.4.3.3. La hauteur

$$h_t = 2.6\text{m}$$

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.

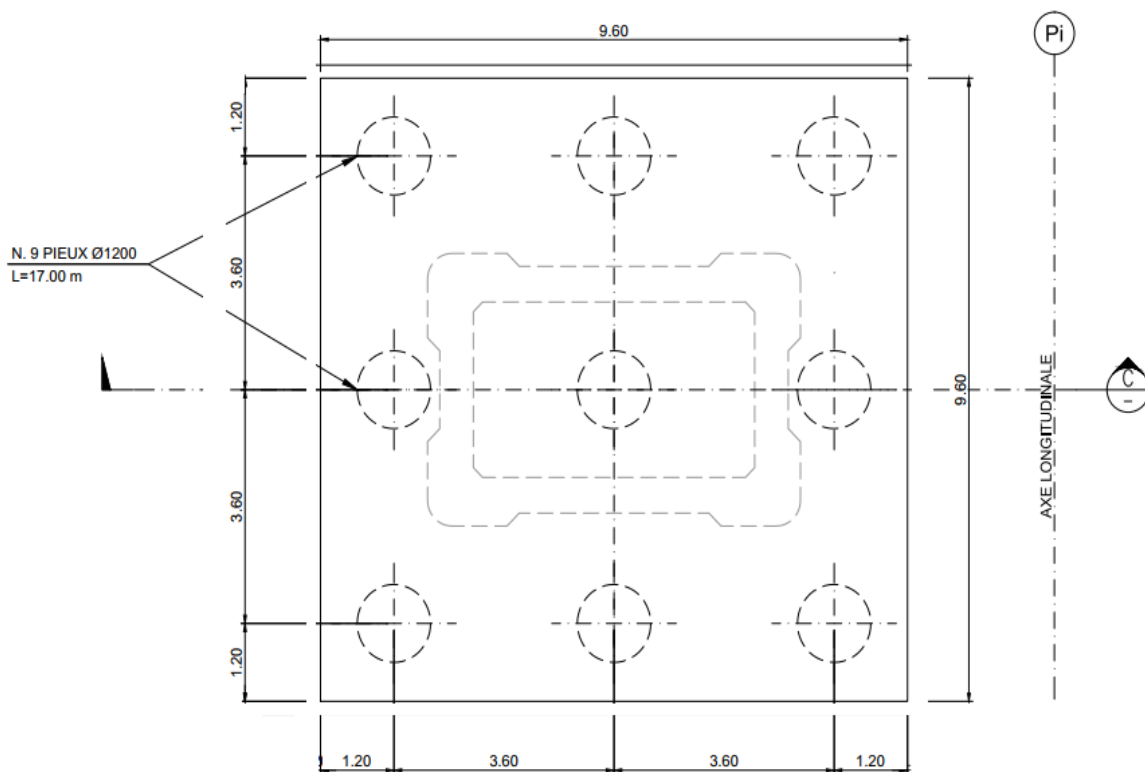


Figure XIII.5 : Disposition des pieux.

$$R_{max,min} = \frac{R}{n} \pm \frac{M_x \cdot ey}{\sum ey^2} \pm \frac{M_y \cdot ex}{\sum ex^2}$$

n : nombre des pieux

$$ex = 3.6 \text{ m}$$

❖ Cas sismique

✓ Calcul du moment du au séisme au niveau de la base

$$F_T = 0,25 \times 1384.22 = 346.055 \text{ t}$$

$$M_T = 346.055 \times (11.25 + 2.60) = 4792.86175 \text{ t.m}$$

$$F_1 = 0,25 \times 24.10 \times 2.35 \times 2.5 = 35.3968 \text{ t}$$

$$M_1 = 35.3968 \times (2.60 + 10.75 - 2.35/2) = 430.956 \text{ t.m}$$

$$F_2 = 0,25 \times 11.725 \times 8.4 \times 2.5 = 61.5563 \text{ t}$$

$$M_2 = 61.5563 \times (2.60 + 8.4/2) = 418.5828 \text{ t.m}$$

$$F_{sem} = 0.25 \times (9.6 \times 9.6 \times 2.6 \times 2.5) = 149.76 \text{ t}$$

$$M_{sem} = 149.76 \times 2.6/2 = 194.688 \text{ t.m}$$

$$Hs = 592.7681 \text{ t}$$

$$Mt = 5837.0892 \text{ t.m}$$

❖ Cas normal

Force de freinage : 5.5256 t

Moment du au freinage : $5.5256 \times 11.25 = 62.163 \text{ t.m}$

$R_{Gtot} = 1384.22 + 387.81250 + 599.04 = 2371.073 \text{ t}$ (tablier + pile + semelle)

Le tableau suivant résume les sollicitations maximales obtenues par le calcul manuel de la pile la plus sollicitée dans le cas le plus défavorable :

Sous A(l)				
	Les combinaisons	ELS	ELU	ELU (accidentelle)
Pile 01	R (t)	2750.2965	3706.579875	2548.902938
	Fx,globale	6.6307	22.3859	592.768125
	Fy,globale	-----	-----	177.8304375
	Mx,gmobale	91.8352	195.2516	5837.0892
Pile 02	R (t)	3151.9618	4249.248563	3007.821781
	Fx,globale	6.6307	33.599	699.4934375
	Fy,globale	-----	-----	209.8480313
	Mx,gmobale	150.8484	444.3890	11183.9035
Pile 03	R (t)	2826.509	3809.46675	2630.831375
	Fx,globale	6.6307	25.6619	611.82125
	Fy,globale	-----	-----	183.546375
	Mx,gmobale	109.075	257.7139	7063.21752
Sous Bc				
Pile 01	R (t)	2408.3805	3250.691875	2548.902938
	Fx,globale	7.20	23.145	592.768125
	Fy,globale	-----	-----	177.8304375
	Mx,gmobale	99.72	205.7643	5837.0892
Pile 02	R (t)	3018.1018	4070.768563	3007.821781
	Fx,globale	7.20	34.359	699.4934375
	Fy,globale	-----	-----	209.8480313
	Mx,gmobale	163.80	461.6571	11183.9035
Pile 03	R (t)	2484.593	3353.57875	2630.831375
	Fx,globale	7.20	26.421	611.82125
	Fy,globale	-----	-----	183.546375
	Mx,gmobale	118.44	270.2002	7063.21752

Tableau XIII.6. Sollicitations selon les combinaisons A(l) et Bc.

- Les réactions max et min

1-Système A(l)

	Les combinaisons	E.L.S	E.L.U	
			Cas normal	Cas sismique
Pile 01	Rmax (t)	309.8401296	420.8816343	553.4470487
	Rmin (t)	301.3369	402.8028	12.97583
Pile 02	Rmax (t)	357.2017	492.712294	851.9757303
	Rmin (t)	343.2343	451.5652	-183.571
Pile 03	Rmax (t)	319.1063241	435.2052824	619.3154083
	Rmin (t)	309.0068	411.3429	-34.6862

Tableau XIII.7. Les réactions max et min selon les combinaisons A(l).

2-Syteme BC

	Les combinaisons	E.L.S	E.L.U	
			Cas normal	Cas sismique
Pile 01	Rmax (t)	272.2145	370.7141111	553.4470487
	Rmin (t)	262.9812	351.6619	12.97583
Pile 02	Rmax (t)	342.9279778	473.680632	851.9757303
	Rmin (t)	327.7613	430.9346	-183.571
Pile 03	Rmax (t)	281.5492222	385.1291296	619.3154083
	Rmin (t)	270.5826	360.1106	-34.6862

Tableau XIII.8. Les réactions max et min selon les combinaisons Bc.

XIII.4.4. Le ferrailage de la semelle

D'après l'étude de la stabilité de la pile on a trouvé que :

Pour la pile 01 :

$$R_{max} = 553.447 \text{ t} \leq \bar{Q}_{adm} = 602 \text{ t} \quad \text{CV pas de risque de poinçonnement.}$$
$$\text{Et } R_{min} = 12.9758 > 0 \quad \text{CV pas de risque de soulèvement.}$$

Pour la pile 02 :

$$R_{max} = 851.9757 \text{ t} > \bar{Q}_{adm} = 602 \text{ t} \quad \text{CNV risque de poinçonnement.}$$
$$\text{Et } R_{min} = -183.571 < 0 \quad \text{CNV risque de soulèvement.}$$

Pour la pile 03 :

$$R_{max} = 619.3154 \text{ t} > \bar{Q}_{adm} = 602 \text{ t} \quad \text{CNV risque de poinçonnement.}$$
$$\text{Et } R_{min} = -34.6862 < 0 \quad \text{CNV risque de soulèvement.}$$

XIII.4.5. La solution proposée

On augmente le nombre des pieux dans les deux sens de la semelle a fin d'équilibré les réactions maximales portées par les pieux et de minimisé le risque de soulèvement. Dans tous les cas et afin de respecter l'espace réservé seulement à la pile on doit aussi minimiser le diamètre de pieu vers 80 à 100 cm pour chacun avec un groupe de 20 pieux sous la semelle.

Chapitre XIV :

Etude de la culée

XIV.1. Introduction

La culée est un élément fondamental de la structure de l'ouvrage, le rôle d'une culée est d'assurer la liaison entre le tablier du pont et le terrain naturel. Une culée assure donc à la fois les fonctions d'appui du tablier et du mur de soutènement. En tant qu'appui du tablier, une culée est soumise aux mêmes efforts que les piles. En tant que mur de soutènement, elle subit la poussée des terres et des surcharges du remblai.

Le choix de la culée résulte d'une analyse globale de :

- ✓ La nature et le mode de construction ;
- ✓ Les contraintes naturelles du site ;
- ✓ Les contraintes fonctionnelles de l'ouvrage.

XIV.2. Choix de la morphologie

Vu les données géotechniques du site, on a opté pour une culée fondée sur une semelle reposant sur deux files de pieux.

La culée comporte les éléments constructifs suivants :

- ✓ Un sommier d'appuis sur lequel repose le tablier. Ce sommier étant la semelle elle-même.
- ✓ Un mur de garde-grève qui sert à séparer physiquement le remblai de l'ouvrage. Il protège l'about du tablier en retenant les terres et assure la fixation du joint de chaussée.
- ✓ Deux murs latéraux du côté du tablier, qui ont une fonction plutôt architecturale car ils dissimulent l'about du tablier, mais aussi un rôle mécanique, qui est la retenue latérale des remblais.
- ✓ Deux murs en retour qui servent à retenir latéralement les terres en tête de la culée. Ils sont liés au mur garde-grève. Ces murs ont aussi un rôle architectural qui se caractérise en une fixation de la corniche au-delà du tablier.
- ✓ La dalle de transition ; elle est destinée à atténuer les effets des dénivellations se produisant entre la chaussée courante et l'ouvrage d'art et assure le confort des usagers.
- ✓ Corbeau arrière sur lequel s'appuie la dalle de transition.

- ✓ La dalle de transition, elle destinée à diminuée les effets des dénivellations se produisant entre la chaussée et l'ouvrage résultant d'un compactage sans doute imparfait du remblai proche des parois.

Sa longueur, comprise entre 3 m et 6 m, peut être donnée par la formule suivante :

$$L = \min[6m; \max(3m; 0,6h)]$$

Avec h: hauteur du remblai.

- ✓ Une fondation, semelle reposant sur deux files de pieux (4 pieux par files), de 1,20m de diamètre.

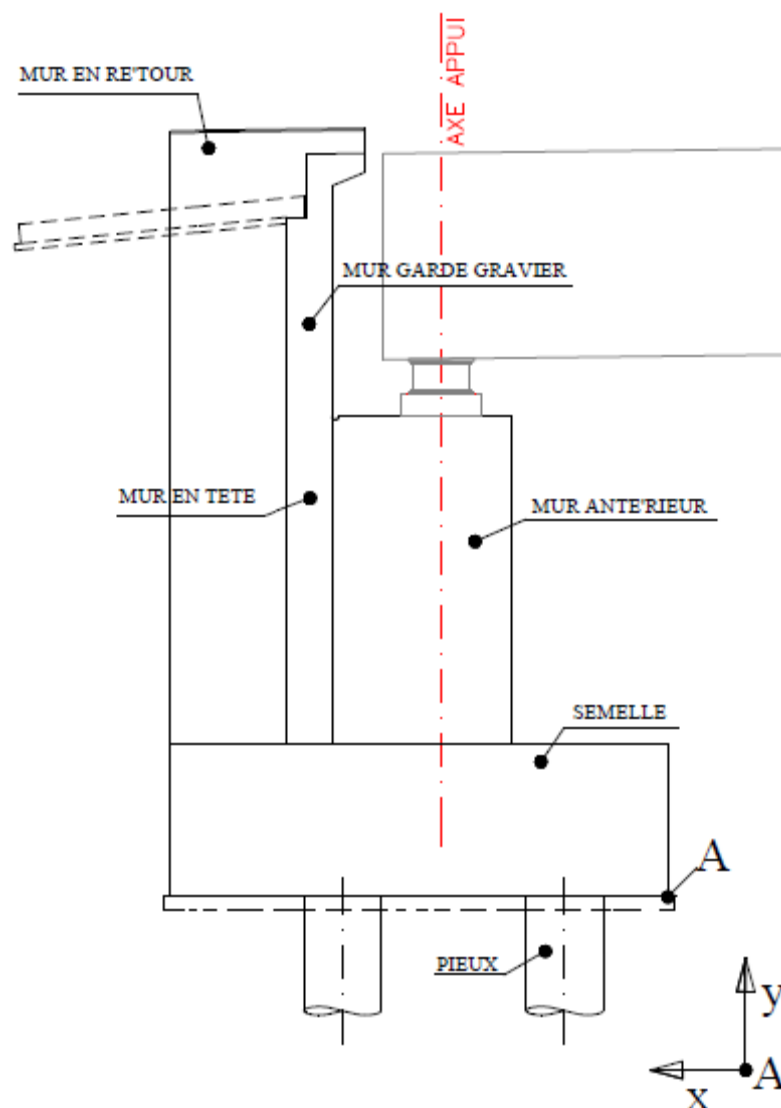


Figure XIV.1. Coupe longitudinale dans la culée.

XIV.3. Dimensionnement des éléments de la culée

La hauteur de la culée = cote du projet – cote de fondation = 7,1 m

✓ Mur garde grève

La hauteur du mur :

h = hauteur du dernier voussoir VSC + hauteur de l'appareil d'appui + dés d'appui.

$$h = 3,2 + 1 = 4,20 \text{ m}$$

Épaisseur du mur :

$$e = \text{Max} \left(0,30 \text{ m} ; \frac{h}{8} \right) = (0,30 ; 0,51)$$

$$e = 0,70 \text{ m}$$

✓ Dalle de transition

La dalle de transition servira pour le passage du milieu élastique (route) à un milieu rigide (ouvrage). La longueur de la dalle se mesure d'après la pente de remblais reliant le tablier au terrain, elle varie entre 3 et 6 m. [4]

$$e = 30 \text{ cm} \quad ; \quad L = 5 \text{ m}$$

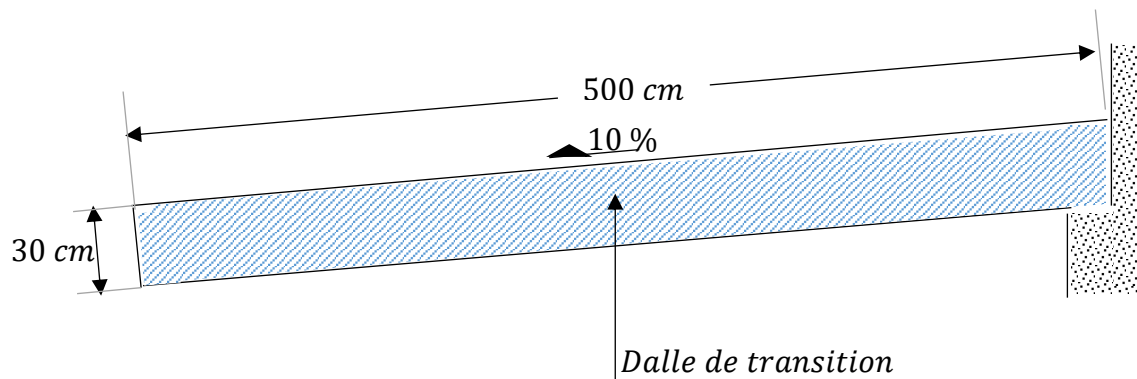


Figure XIV.2. Détail de la dalle de transition.

✓ Le mur en retour

$$\text{Mur en retour} \quad e = 0,50 \quad e = 0,60$$

✓ Le sommier d'appui

Le sommier d'appui est un élément sur lequel s'appuie l'about du tablier, il est intégré au mur frontal, sa surface doit être aménagée de manière à permettre :

- L'implantation des appareils d'appui ;
- La mise en place de vérins pour changer les appareils d'appui s'il y a lieu ou pour procéder à des mesures de réaction d'appui ;
- Assurer l'évacuation des eaux (pour cela on effectue une pente de 2% pour le sommier d'appui).

La longueur du sommier : $L_s = 5,7\text{m}$

La largeur du sommier : $l_s = 2,80\text{ m}$

Les dés d'appui ne doivent pas être implantés trop près du bord extérieur du sommier de façon à pouvoir disposer correctement le ferrailage, cette distance doit être supérieure à 20cm.

✓ Mur frontal (intérieur)

La hauteur du mur frontal : $h_f = 3,50\text{m}$

✓ Semelle

Epaisseur de la semelle :

Elle est en fonction de la rigidité

$$E_s \geq 1,20 \varnothing \text{ pieux (fond 72)}$$

$$E_s \geq 1,2 \times 1,2$$

$$\Rightarrow E_s \geq 1,44\text{m.}$$

On prendra : $E_s = 1,80\text{ m.}$

Largeur de la semelle :

$$B_s = 3\varnothing + 2\varnothing = 5\varnothing$$

$$\Rightarrow B_s = 6,50\text{m.}$$

Longueur de la semelle: $L_s = 13,40\text{ m}$

XIV.4. Géométrie de la culée

$H_1 = 3,5 \text{ m}$	$H_2 = 4,2 \text{ m}$	$H_{tot} = 7,7 \text{ m}$	
$B_1 = 5,7 \text{ m}$	$B_2 = 12,55 \text{ m}$	$B_3 = B_4 = 1,1 \text{ m}$	
$e_{p1} = 3,5 \text{ m}$	$e_{p2} = 0,7 \text{ m}$	$e_{p3} = 0,5 \text{ m}$	$e_{p4} = 0,6 \text{ m}$
$e_a = 1,0 \text{ m}$	$e_{app} = 3,5 \text{ m}$		

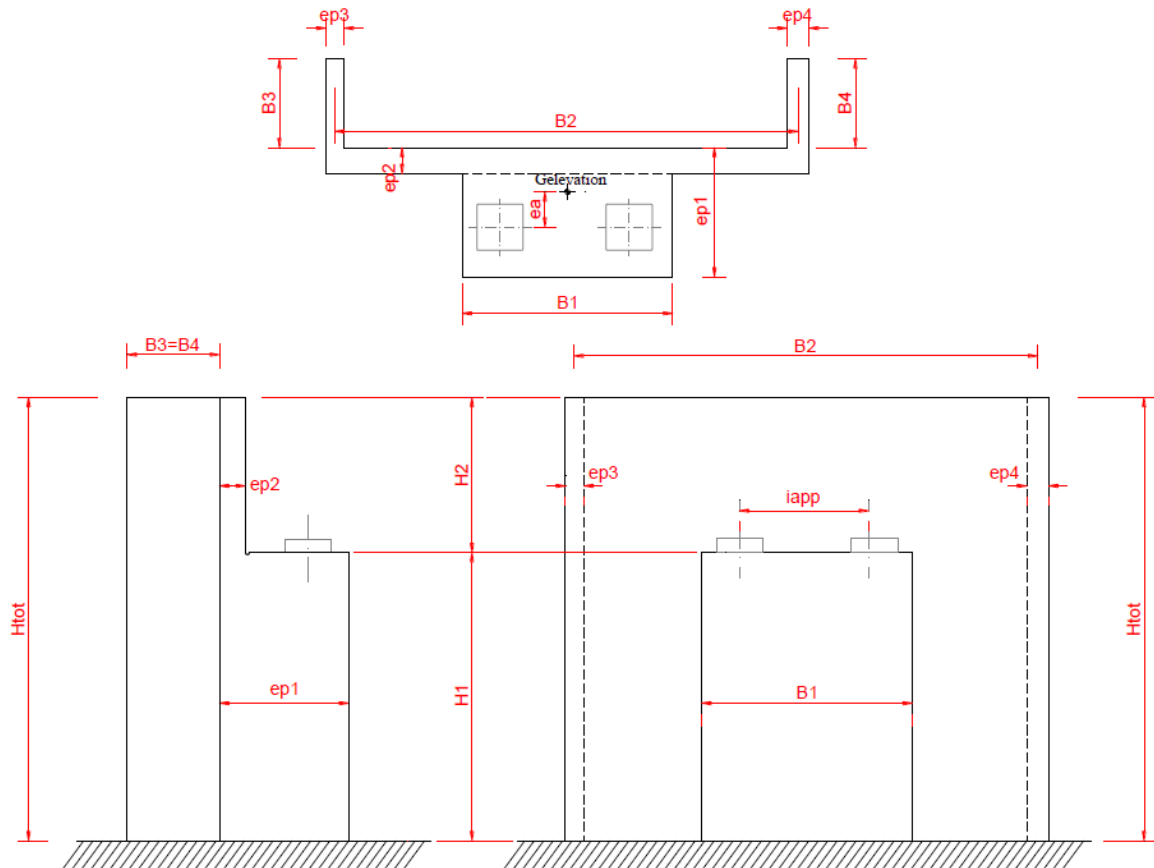


Figure XIV.3. Détail de la culée.

XIV.5. Vérification de la stabilité de la culée

La culée du pont à un double rôle : assurer l'appui du tablier d'une part et le soutènement des terres d'autre part.

Comme le montre la répartition des efforts, elle est l'un des éléments d'appui les plus sollicités et l'un des éléments primordiaux de l'ouvrage.

La culée du pont est sollicitée suivant deux sens : verticalement et horizontalement

1) Verticalement :

- Poids du tablier ;
- Poids des éléments constitutifs ;
- Les surcharges.

2) Horizontalement :

- Variations linéaires du tablier tel : fluage, retrait ;
- Forces de freinage ;
- Poussées des terres ;
- La surcharge $Q = 1t/m^2$. [5]

L'étude de la culée consiste à vérifier la stabilité de l'ensemble avant et après la mise en service, en tenant compte des différentes étapes de construction de la culée, et les différents cas de chargement.

Avant d'aborder l'étude de la stabilité de la culée, chose que l'on fera en conditions normale et sismiques, il est utile de définir le coefficient de poussée dans les conditions accidentelles. Ce coefficient est donné par la formule de (MONOBE OKABE) [6] :

$$Kah = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha - \theta)}{\cos^2\alpha \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \alpha) \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos^2(\varphi - \alpha + \theta) \cos(\alpha + \beta)}} \right]^2} \cdot \frac{K \cos(\delta - \alpha)}{\cos(\delta - \alpha + \theta)}$$

Avec :

$$K = [\varepsilon_H^2 + (1 \pm \varepsilon_V)^2]^{1/2}$$

φ : angle de frottement interne du remblai $\varphi = 35^\circ$;

α : angle du talus avec l'horizontale $\alpha = 0$;

β : angle du talus avec l'horizontal $\beta = 0$;

δ : angle de frottement Béton- sol $\delta = 0$;

ε_H : Accélération du séisme dans le sens horizontal $\varepsilon_H = 0,25$;

ε_V : Accélération du séisme dans le sens vertical $\varepsilon_V = 0,075$.

Après simplification l'équation devient :

$$K_{ah} = \frac{K \times \cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin\varphi \cdot \sin(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta}} \right]^2}$$

Avec : $\theta = \arctg(\varepsilon_H / 1 \pm \varepsilon_V)$

actions	ε_H	ε_V	k	θ°	K_{ah}
CN	0,00	0,00	1,00	0,00	0,270985
SH	0,25	0,00	1,0308	14,03	0,443708
SH + SV ↑	0,25	-0,075	0,958	15,12	0,427953
SH + SV ↓	0,25	+0,075	1,103	13,09	0,467363

Tableau XIV.1. Récapitulation des coefficients des Catre cas.

XIV.5.1. Poussée des surcharges du remblai

La poussée des terres sur une masse de hauteur H et de longueur L. est :

$$F_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_{ah} \cdot H^2 \cdot L \quad (\text{Triangulaire}).$$

$$\gamma = 1,9 \text{ t/m}^3$$

La poussée due aux surcharges $q = 1,00 \text{ t/m}^2$

$$F_p = \gamma \cdot K_{ah} \cdot H \cdot L \quad (\text{Rectangulaire}).$$

XIV.5.2. Calcul des sollicitations

M_s : Moments stabilisant dû à F_V

M_r : Moments renversant dû à F_H

Désignation		Poids(t)	$F_H = \varepsilon_H \cdot P$	$F_V = (1 + \varepsilon_v) \cdot P$	H (m)	V (m)	$M_r = F_H \cdot V$	$M_s = F_V \cdot H$
Mur frontal	CN	139,65	0	139,65	3,3	3,55	0	460,845
	SH	139,65	34,913	139,65	3,3	3,55	123,941	460,845
	SH+SV1	139,65	34,913	129,1763	3,3	3,55	123,941	426,2816
	SH+SV2	139,65	34,913	150,124	3,3	3,55	123,941	495,4092
Mur garde grève	CN	88,2	0	88,2	5,05	7,4	0	445,41
	SH	88,2	22,05	88,2	5,05	7,4	163,17	445,41
	SH+SV1	88,2	22,05	81,585	5,05	7,4	163,17	412,0042
	SH+SV2	88,2	22,05	94,815	5,05	7,4	163,17	478,8157
Mur en tête	CN	73,5	0	73,5	5,05	3,55	0	371,175
	SH	73,5	18,375	73,5	5,05	3,55	65,2313	371,175
	SH+SV1	73,5	18,375	67,9875	5,05	3,55	65,2313	343,3368
	SH+SV2	73,5	18,375	79,012	5,05	3,55	65,2313	399,0106
Mur en retour	CN	38,115	0	37,62	5,6	5,65	0	210,672
	SH	38,115	9,52875	37,62	5,6	5,65	53,8374	210,672
	SH+SV1	38,115	9,52875	35,25638	5,6	5,65	53,8374	197,4357
	SH+SV2	38,115	9,52875	40,441	5,6	5,65	53,8374	226,4696
Dés d'appui	CN	2,75	0	2,75	3	5,55	0	8,25
	SH	2,75	0,6875	2,75	3	5,55	3,81563	8,25
	SH+SV1	2,75	0,6875	2,54375	3	5,55	3,81563	7,63125
	SH+SV2	2,75	0,6875	2,956	3	5,55	3,81563	8,868
Dalle de transition	CN	45	0	45	7,9	8,65	0	355,5
	SH	45	11,25	45	7,9	8,65	97,3125	355,5
	SH+SV1	45	11,25	41,625	7,9	8,65	97,3125	328,8375
	SH+SV2	45	11,25	48,375	7,9	8,65	97,3125	382,1625
Poids du remblai sur la dalle tr	CN	79,8	0	79,8	7,9	9,15	0	630,42
	SH	79,8	19,95	79,8	7,9	9,15	182,543	630,42
	SH+SV1	79,8	19,95	73,815	7,9	9,15	182,543	583,1385
	SH+SV2	79,8	19,95	85,785	7,9	9,15	182,543	677,7015
Semelle	CN	391,95	0	391,95	3,25	0,9	0	1273,837
	SH	391,95	97,9875	391,95	3,25	0,9	88,1888	1273,837
	SH+SV1	391,95	97,9875	362,5538	3,25	0,9	88,1888	1178,299
	SH+SV2	391,95	97,9875	421,462	3,25	0,9	88,1888	1369,751
Remblai sur la semelle	CN	168,036	0	168,036	5,95	5,15	0	999,8142
	SH	168,036	42,009	168,036	5,95	5,15	216,346	999,8142
	SH+SV1	168,036	42,009	155,4333	5,95	5,15	216,346	924,8281
	SH+SV2	168,036	42,009	180,6387	5,95	5,15	216,346	1074,800
Total remblais	CN	1027,00	0	1026,506	/	/	0	4755,923
	SH	1027,00	256,751	1026,506	/	/	994,386	1630,234
	SH+SV1	1027,00	256,751	949,9759	/	/	994,386	1507,966
	SH+SV2	1027,00	256,751	1103,609	/	/	994,386	1752,501

Tableau XIV.2. Les sollicitations dû au poids propre appliqué sur la culée.

Poussée dues aux terres et surcharge :

Désignation		Calcul des poids	F _H	V(m)	M _R =F _H .V
Sur mur G.G + mur en tête	CN	$0,5 \times 1,9 \times 0,270985 \times (7,7)^2 \times 12$	183,1604	4,366	799,678219
	SH	$0,5 \times 1,9 \times 0,443708 \times (7,7)^2 \times 12$	299,9048	4,366	1309,38436
	SH+SV1	$0,5 \times 1,9 \times 0,427953 \times (7,7)^2 \times 12$	289,256	4,366	1262,8917
	SH+SV2	$0,5 \times 1,9 \times 0,467363 \times (7,7)^2 \times 12$	315,893	4,366	1379,18884
Sur la semelle	CN	$0,5 \times 1,9 \times 0,270985 \times (1,8)^2 \times 13,4$	11,17683	0,6	6,706098
	SH	$0,5 \times 1,9 \times 0,443708 \times (1,8)^2 \times 13,4$	18,3008	0,6	10,98048
	SH+SV1	$0,5 \times 1,9 \times 0,427953 \times (1,8)^2 \times 13,4$	17,651	0,6	10,5906
	SH+SV2	$0,5 \times 1,9 \times 0,467363 \times (1,8)^2 \times 13,4$	19,27648	0,6	11,565888
Sur mur G.G + mur en tête (Q)	CN	$1 \times 0,270985 \times 7,7 \times 12$	25,039	5,65	141,47035
	SH	$1 \times 0,443708 \times 7,7 \times 12$	40,99	5,65	231,5935
	SH+SV1	$1 \times 0,427953 \times 7,7 \times 12$	39,54	5,65	223,401
	SH+SV2	$1 \times 0,467363 \times 7,7 \times 12$	43,18	5,65	243,967
Sur la semelle (Q)	CN	$1 \times 0,270985 \times 1,8 \times 13,40$	6,53615	0,9	5,882535
	SH	$1 \times 0,443708 \times 1,8 \times 13,40$	10,7022	0,9	9,63198
	SH+SV1	$1 \times 0,427953 \times 1,8 \times 13,40$	10,3222	0,9	9,28998
	SH+SV2	$1 \times 0,467363 \times 1,8 \times 13,40$	11,2728	0,9	10,14552
Total	CN	/	225,9124	/	953,737202
	SH	/	369,8978	/	1561,59032
	SH+SV1	/	356,7692	/	1506,17328
	SH+SV2	/	389,6223	/	1644,86725

Tableau XIV.3. Les sollicitations appliquées sur la culée du au poussés des remblais.**Calcul des efforts dus au tablier :**

La réaction maximale due aux charges permanentes est : $R_{max} = 389,93 t$

La réaction maximale due aux surcharges est donnée par le système A(l=40m) : $R_{max} = 195,48 t$

Désignation		$F_H = \epsilon_H \cdot P$	$F_V = (1 + \epsilon_V) \cdot P$	H(m)	V(m)	$M_r = F_H \cdot V$	$M_s = F_V \cdot H$
Tablier	CN	0	389,93	3	5,8	0	1169,79
	SH	97,4825	389,93	3	5,8	565,3985	1169,79
	SH+SV1	97,4825	360,685	3	5,8	565,3985	1082,06
	SH+SV2	97,4825	419,175	3	5,8	565,3985	1257,52
Surcharge sur Tablier	CN	0	195,48	3	5,8	0	586,44
	SH	48,87	195,48	3	5,8	283,446	586,44
	SH+SV1	48,87	180,819	3	5,8	283,446	542,457
	SH+SV2	48,87	210,141	3	5,8	283,446	630,423

Tableau XIV.4. Les sollicitations du au poids propre du tablier et surcharge appliqué sur la culée.

Etapas d'exécution de la culée :

- 1^{ère} étape : culée à vide
- 2^{ème} étape : culée à vide + Tablier
- 3^{ème} étape : culée à vide + Tablier + Remblais
- 4^{ème} étape : culée à vide + Tablier + Remblais + Surcharge

Vérification de la stabilité :

1. Vérification de non Renversement :

On vérifie que le rapport :

$$R = M_s / M_r \geq 1,50 \dots\dots\dots \text{condition normal}$$

$$R = M_s / M_r \geq 1,00 \dots\dots\dots \text{condition sismique}$$

2. Vérification de non Glissement :

On vérifie que :

$$\delta = (F_V / F_H) \mu \geq 1,50 \dots\dots\dots \text{condition normale}$$

$$\delta = (F_V / F_H) \mu \geq 1,00 \dots\dots\dots \text{condition sismique}$$

μ : Coefficient de frottement terres-Béton $\mu = \frac{2}{3} \tan(\varphi)$

$$\varphi = 35^\circ \Rightarrow \mu = 0,431$$

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

• **1^{ère} étape : culée à vide :**

Désignation	F _H	F _V	M _r	M _s	R	δ
CN	0	778,67	0	3125,69	∞	∞
SH	194,79175	778,67	595,496713	3125,69	5,248	1,722
SH+SV1	194,79175	720,728	595,496713	2893,827	4,859	1,594
SH+SV2	194,79175	837,185	595,496713	3360,487	5,643	1,852

Tableau XIV.5. Vérification de la stabilité (1^{ère} étape).

• **2^{ème} étape : culée à vide + Tablier :**

Désignation	F _H	F _V	M _r	M _s	R	δ
CN	0	1168,6	0	4295,48	∞	∞
SH	292,27425	1168,6	1160,89521	4295,48	3,7001	1,723
SH+SV1	292,27425	1081,41	1160,89521	3975,882	3,424	1,594
SH+SV2	292,27425	1256,36	1160,89521	4618,011	3,978	1,852

Tableau XIV.6. Vérification de la stabilité (2^{ème} étape).

• **3^{ème} étape : culée à vide + Tablier + Remblais:**

Désignation	F _H	F _V	M _r	M _s	R	δ
CN	208,19938	2195,11	941,148569	9051,403	9,61740101	4,544
SH	889,9198	2195,11	3696,25863	5925,714	1,60316533	1,063
SH+SV1	877,821	2031,39	3641,57347	5483,849	1,50590083	1,012
SH+SV2	908,098	2359,97	3778,43661	6370,513	1,68601827	1,120

Tableau XIV.7. Vérification de la stabilité (3^{ème} étape).

- **4^{ème} étape : culée à vide + Tablier + Remblais + Surcharge:**

Désignation	F _H	F _V	Mr	Ms	R	δ
CN	190,4864	2390,59	953,737202	9637,843	10,1053447	5,409
SH	909,7868	2390,59	4000,31709	6512,154	1,62790938	1,132
SH+SV1	898,7178	2212,21	3944,90005	6026,306	1,52761932	1,060
SH+SV2	926,41872	2570,11	4083,59402	7000,936	1,71440553	1,195

Tableau XIV.8. Vérification de la stabilité (4^{ème} étape).

Conclusion :

La stabilité de la culée vit à vis du renversement et du glissement est assurée.

XIV.6. Etude et ferrailage des éléments de la culée

XIV.6.1. Mur garde grève

D'après « le document SETRA art 2.3 » le mur est soumis essentiellement à l'action des forces horizontales sur la face arrière en contact avec les terres, telles que :

- La poussée des terres ;
- La poussée d'une surcharge locale située en arrière du mur garde grève ;
- La force de freinage.

✓ Evaluation des efforts

Poussée des terres:

$$p_{sta} = (0,5) \gamma \cdot H^2 \cdot K_a$$

p_{sta} : Effort de poussée statique ;

K_a : Coefficient de poussée active des terres.

Avec :

$$\gamma = 1,9 \text{ t/m}^3$$

$$\varphi = 35^\circ \quad H = 7,7 \text{ m}$$

$$K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = 0,271$$

$$p_{sta} = (0,5) 1,9 \cdot 7,7^2 \cdot 0,271 = 15,264 \text{ t}$$

$$M_t = \left(\frac{1}{6}\right) \gamma \cdot H^3 K_a$$

$$M_t = \left(\frac{1}{6}\right) 1,9 \cdot 7,7^3 \cdot 0,271 = 39,178 \text{ t.m}$$

Poussée d'une charge locale :

L'effet le plus défavorable est produit par deux roues arrière de 6 t de deux camions B_c accolés, placée de telle manière que les rectangles d'impacts soient en contact de la face arrière du mur garde grève.

Ces deux roues sont remplacées par une charge uniforme équivalente de 12 t sur un rectangle d'impact $(0,25, 0,75)\text{m}^2$, se transmet à 45° en profondeur et engendre en tout point du mur, une poussée qui crée un moment au niveau de la zone d'encastrement.

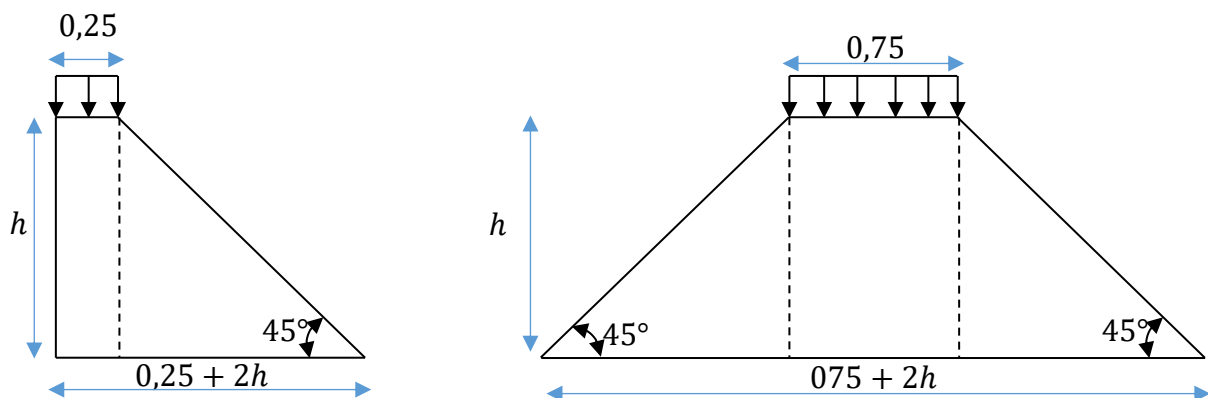


Figure XIV.4. Poussée de la charge locale située en arrière du mur G.G.

D'après le document SETRA le moment d'encastrement est donné par l'expression suivante :

$$M_P = \frac{12K}{0,75 + 2h} \int_0^h \frac{h - x}{0,25 + x} dx$$

$$M_P = \frac{12K}{0,75 + 2h} \int_0^h \frac{h - x + 0,25 - 0,25}{0,25 + x} dx$$

$$M_P = \frac{12K}{0,75 + 2h} \int_0^h \frac{(h + 0,25) - (x + 0,25)}{0,25 + x} dx$$

$$M_P = \frac{12K}{0,75 + 2h} \int_0^h \frac{h + 0,25}{0,25 + x} dx - \int_0^h dx$$

$$M_P = \frac{12K}{0,75+2h} [(h + 0,25)\text{Ln}(0,25 + x) - x]_0^h$$

Avec :

$$K = K_a \cdot bc \cdot \delta \cdot \gamma$$

$$K_a : \text{coefficient de poussée } K_a = 0.271$$

γ : Coefficient de pondération

$$\gamma = 1.6 \rightarrow \text{l'ELU}$$

$$\gamma = 1.2 \rightarrow \text{L'ELS}$$

δ : Coefficient de majoration dynamique pour charge sur remblai. $\delta = 1$

$$b_c = 0.95 \text{ (Pont premier classe avec 3 voies chargées)}$$

Donc:

$$K = 0.412 \rightarrow \text{ELU}$$

$$K = 0.309 \rightarrow \text{ELS}$$

$$M_P = 0,80267 K [(h + 0,25)\text{Ln}(0,25 + x) - x]_0^h$$

$$M_P = 5,7908 K$$

$$M_{Pu} = 6,54877 \text{ t.m}$$

$$M_{Pser} = 4,91158 \text{ t.m}$$

Force de freinage :

L'effet d'une seule roue de 6t est considéré, et le moment de freinage crée par cette force est donné par l'expression suivante:

$$M_F = \frac{6 h}{(0,25 + 2 h)} \times \gamma$$

$$M_{Fu} = 4,7233 \text{ t.m}$$

$$M_{Fser} = 3,5425 \text{ t.m}$$

Le moment d'encastrement total

$$M_T = 1,35 M_t + 1,6 (M_p + M_F)$$

$$M_T = M_t + 1,2 (M_p + M_F)$$

ELU : $M_{Tu} = 1,35 \times 39,178 + (6,54877 + 4,7233) = 64,162 \text{ t.m}$

ELS : $M_{Tser} = 39,178 + (4,91158 + 3,5425) = 47,632 \text{ t.m}$

Donc :

$$M_u = 64,162 \text{ t.m}$$

$$M_{ser} = 47,632 \text{ t.m}$$

• **Calcul des armatures**

Ferraillage vertical :

Le ferraillage sera déterminé en considérant une bande d'un mètre de largeur soumise à la flexion simple.

Le ferraillage selon le B.A.E.L [2]

Donc :

$$b_0 = 1,00 \text{ m} ; d = 0,65 \text{ m} ; d' = 0,05 \text{ m}$$

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable ($\eta = 1,6$)

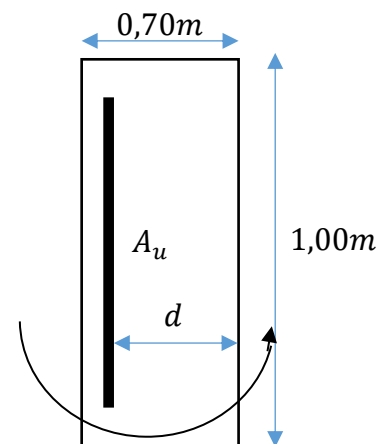
$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{64,162}{47,632} = 1,347$$

• **ELU :**

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = 15,3 \text{ Mpa}$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 434,7826 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{64,162 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,65^2 \times 15,3} = 0,099$$



$$\mu_{bu} = 0,099 < \mu_{lu} = 0,392 \quad \Rightarrow A_{sc} = 0$$

La section sera ferrillée uniquement par les armatures tendues.

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0,1309$$

$$\beta_u = (1 - 0,4 \alpha) = 0,947$$

Donc:

$$A_{su} = \frac{M_u}{\beta_u d f_{su}} = \frac{64,162}{0,947 \times 0,65 \times 434,78} = 23,97 \text{ cm}^2$$

• **ELS :**

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 16,2 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 150 \eta \right\}$$

$$\eta = 1,6 \text{ (fissuration préjudiciable)}$$

$$\sigma_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} 500 ; 150 \times 1,6 \right\} = 240 \text{ MPa}$$

$$M_{lu} = \mu_{lu} b d^2 f_{bu} = 0,392 \times 1,00 \times 0,65^2 \times 15,3 = 2,533 \text{ MN.m}$$

$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = \frac{2,533}{1,347} = 1,8804 \text{ MN.m}$$

$$M_S = 0,47632 \text{ MN.m}$$

$$M_S \leq M_{ls}$$

$$\Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_S}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_b} = \frac{47,632 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,65^2 \times 16,2} = 0,06959$$

$$\alpha = 1,50 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \mu_{ser}} \right) = 0,146$$

$$\beta_s = 1 - 0,4\alpha = 0,941$$

$$A_{ser} = \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot \bar{\sigma}_b}{2\sigma_s} = 32,03 \text{ cm}^2 \quad ; \Rightarrow A_{ser} = 32,03 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_S = \max (A_{ser} ; A_u) = 32,03 \text{ cm}^2$, Soit : **7 HA 25** ($A_S = 34,36 \text{ cm}^2$), avec un espacement **S_t = 11 cm**.

D'après le document SETRA, on doit disposer le même ferrailage calculé sur la face avant du mur, donc le ferrailage sera sous forme de cadre avec $S_t=14\text{cm}$.

Ferrailage horizontal :

$$\frac{A_{SV}}{4} \leq A_{SH} \leq \frac{A_{SV}}{2}$$

On prend :

$$A_{SH} = \frac{A_{SV}}{2} = \frac{32,03}{2} = 16,015 \text{ cm}^2$$

Soit : **4 HA 14** ($A_{SH} = 16,08 \text{ cm}^2$), avec $S_t = 10 \text{ cm}$.

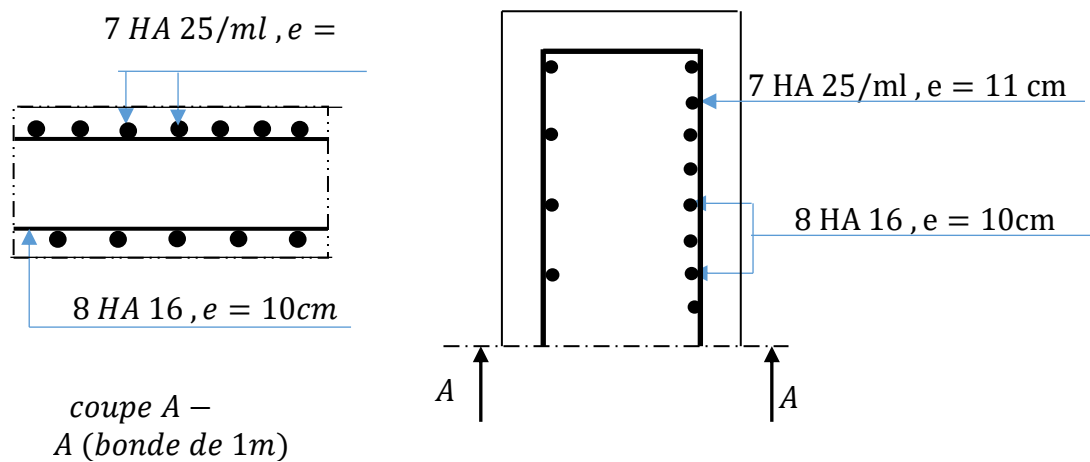


Figure XIV.5. Schéma de ferrailage de mur G.G.

XIV.6.2. Dalle de transition

C'est une dalle en béton armé enterrée sous la chaussée à l'arrière du mur garde grève, elle a pour but d'éviter les tassements éventuels au niveau du raccordement entre le corps de chaussée de la route et celui du pont.

L'étude de la dalle de transition est comme une poutre simplement appuyée.

On doit vérifier la condition :

$$L_d \geq \frac{\pi}{2} L_s \quad \text{avec} \quad L_s = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \cdot b}}$$

$$E = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 33000 \text{ MPa}$$

I: inertie d'une bande de 1m

$$b = 1\text{m} \rightarrow I = \frac{1 \times 0,3^3}{12} = 0,00225 \text{ m}^3$$

$K = 60 \text{ MN/m}^2$ (Coefficient raideur du sol)

$$L_s = \sqrt[4]{\frac{4 \times 33000 \times 0,00225}{60 \times 1}} = 1,491$$

$$L_d = 5 \text{ m} > \frac{\pi}{2} \cdot L_s = 2,342 \quad CV$$

a. Evaluation des efforts

Charge permanente:

$$\text{Poids propre} : 0,3 \times 2,5 \times 1 = 0,75 \text{ t/ml}$$

$$\text{Remblai} : 0,7 \times 1,9 \times 1 = 1,33 \text{ t/ml}$$

$$\text{Revêtement} : 0,075 \times 1 \times 2,4 = 0,18 \text{ t/ml}$$

$$g = 0,75 + 1,33 + 0,18 = 2,26 \text{ t/ml}$$

Surcharges :

- Le CPS prévoit une charge répartie sur toute la dalle d'intensité $q = 1 \text{ t/m}^2$.
- Pour une bande de 1m, l'effet le plus défavorable se produit sous l'effet du système b_t , les roues des rangées P_1 et P_2 sont équivalents, chacune à une charge répartie de 5.5 t/ml.
- La charge de rangée P_1 est affectée d'un coefficient de majoration dynamique égal à 2 (pour tenir compte du choc d'un essieu au voisinage d'appui).
- La charge de rangée P_2 est affectée d'un coefficient de majoration dynamique égal à 1,2.

Donc:

$$P_1 = 5.5 \times 2 = 11 \text{ t/ml}$$

$$P_2 = 1.2 \times 5.5 = 6.6 \text{ t/ml}$$

b. Calcul des moments fléchissant et efforts tranchant

Charge permanente

$$M_g = \frac{g \cdot L^2}{8} = \frac{2,26 \times 5^2}{8} = 7,062 \text{ t.m/ml}$$

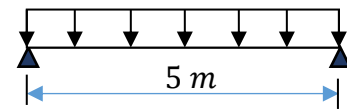
$$T_g = \frac{gL}{2} = \frac{2,26 \times 5}{2} = 5,65 \text{ t/ml}$$

Surcharge

Q=1 t/ml

$$M_Q = \frac{QL^2}{8} = \frac{1 \times 5^2}{8} = 3,12 \text{ t.m/ml}$$

$$T_Q = \frac{QL}{2} = \frac{1 \times 5}{2} = 2,5 \text{ t/ml}$$

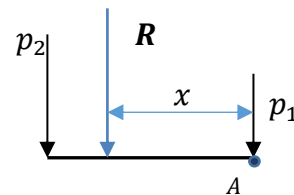


Surcharge d'exploitation

Pour la détermination des moments maximaux dus au système équivalent (P_1, P_2), on applique le théorème de BARRE.

$$R = P_1 + P_2 = 17,6 \text{ t/ml}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow 6,6(1,35) = 17,6 x \Rightarrow x \cong 0,51 \text{ m}$$

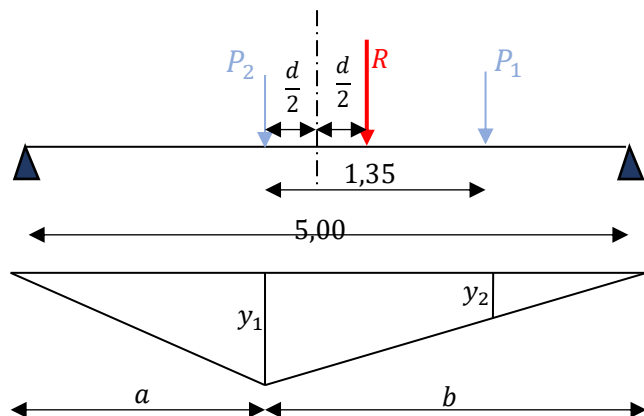


1^{er} cas:

P_2 (Charge critique)

$$\frac{d}{2} = \frac{0,84}{2} = 0,42 \text{ m}$$

$$a = \frac{L}{2} - \frac{d}{2} = \frac{5,00}{2} - 0,42 = 2,08 \text{ m}$$



$$b = \frac{L}{2} + \frac{d}{2} = \frac{5,00}{2} + 0,42 = 2,92 \text{ m}$$

$$y_1 = \frac{a \cdot b}{l} = \frac{2,08 \times 2,92}{5,00} = 1,214 \text{ m}$$

$$\frac{y_2}{b - 1,35} = \frac{y_1}{b} \Rightarrow y_2 = y_1 \frac{b - 1,35}{b} = 1,214 \frac{2,92 - 1,35}{2,92} = 0,652 \text{ m}$$

$$M_{max} = \sum P_i \times y_i = 11 \times 0,652 + 6,6 \times 1,214 = 15,184 \text{ t.m/ml}$$

2^{ème} cas:

P_1 (Charge critique)

$$\frac{d}{2} = \frac{0,51}{2} = 0,255 \text{ m}$$

$$a = \frac{L}{2} - \frac{d}{2} = \frac{5,00}{2} - 0,255 = 2,245 \text{ m}$$

$$b = \frac{L}{2} + \frac{d}{2} = \frac{5,00}{2} + 0,255 = 2,755 \text{ m}$$

$$y_1 = \frac{a \cdot b}{l} = \frac{2,245 \times 2,755}{5,00} = 1,237 \text{ m}$$

$$y_2 = y_1 \frac{b - 1,35}{b} = 1,237 \frac{2,755 - 1,35}{2,755} = 0,631 \text{ m}$$

$$M_{max} = \sum P_i \times y_i = 11 \times 1,237 + 6,6 \times 0,631 = 17,771 \text{ t.m/ml}$$

Donc le deuxième cas est le plus défavorable avec un moment égal à **17,771 t.m/ml**.

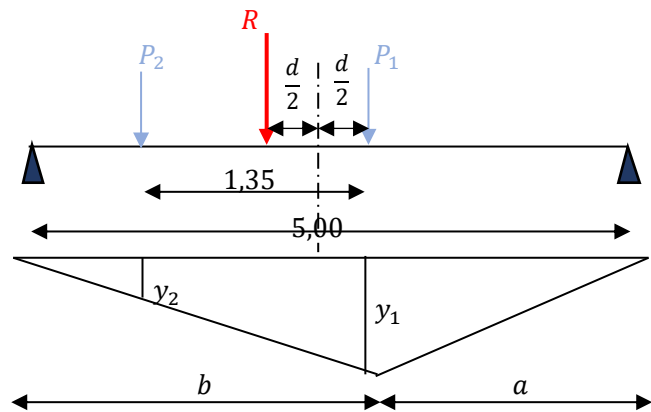
Avec : la section critique $\varepsilon = 2,245 \text{ m}$.

✓ **Calcul des moments au niveau de la section critique**

Sous les charges permanentes:

$$M_g = \frac{gL}{2}x - \frac{gx^2}{2} = \frac{2,26 \times 5}{2} \cdot 2,245 - \frac{2,26 \times 2,245^2}{2} = 6,989 \text{ t.m/ml}$$

Sous la surcharge répartie $Q = 1 \text{ t/m}^2$:



$$M_Q = \frac{1 \times 5}{2} 2,245 - \frac{1 \times 2,245^2}{2} = 3,092 \text{ t.m/ml}$$

Combinaison des efforts:

$$M_g = 6,989 \text{ t.m/ml}$$

$$M_Q = M_{sQ} + M_q = 3,092 + 17,771 = 20,863 \text{ t.m/ml}$$

• **ELU:**

$$M_u = 1,35 M_g + 1,6 M_Q = 1,35 \times 6,989 + 1,6 \times 20,863 = 42,816 \text{ t.m/ml}$$

$$M_u = 42,816 \text{ t.m/ml}$$

• **ELS:**

$$M_{ser} = M_g + 1,2 M_Q = 6,989 + 1,2 \times 20,863 = 32,025 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{ser} = 32,025 \text{ t.m/ml}$$

✓ **Calcul des moments à mi- travée:**

Sous les charges permanentes: $M_g = 7,062 \text{ t.m/ml}$

Sous la surcharge $q = 1\text{t/m}^2$: $M_Q = 3,12 \text{ t.m/ml}$

Sous la surcharge b_t (P_1 est positionnée sur $L/2$) :

$$M_q = 17,545 \text{ t.m/ml}$$

Combinaison des efforts:

$$M_g = 7,062 \text{ t.m/ml}$$

$$M_Q = M_{sQ} + M_q = 3,12 + 17,545 = 20,665 \text{ t.m/ml}$$

• **ELU:**

$$M_u = 1,35 M_g + 1,6 M_Q = 1,35 \times 7,062 + 1,6 \times 20,665 = 42,597 \text{ t.m/ml}$$

$$M_u = 42,597 \text{ t.m/ml}$$

• **ELS:**

$$M_{ser} = M_g + 1,2 M_Q = 7,062 + 1,2 \times 20,665 = 31,86 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{ser} = 31,86 \text{ t.m/ml}$$

Donc :

La section qui donne les moments les plus défavorables est celle située à $x = 2,245 \text{ m}$ d'où les moments prisent en compte pour le calcul du ferrailage sont:

$$M_u = 42,816 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{ser} = 32,025 \text{ t.m/ml}$$

a. Ferrailage de la dalle de transition

Le ferrailage sera déterminé en considérant une bande d'un mètre de largeur soumise à une flexion simple.

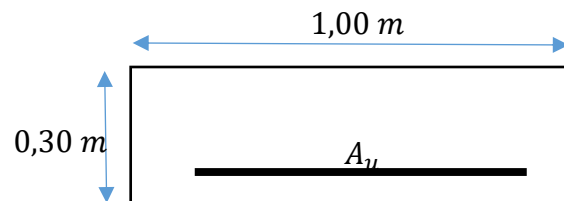
Armature longitudinale

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa} \quad f_e = 500 \text{ MPa}$$

$$b_0 = 1,00 \text{ m} ; d = 0,27 \text{ m} ; d' = 0,03 \text{ m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{42,816}{32,025} = 1,337$$

D'après le B.A.E.L 91 :



· **ELU :**

$$f_{bu} = 15,3 \text{ MPa}$$

$$f_{su} = 434,78 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{42,816 \times 10^{-2}}{1 \times 0,27^2 \times 15,3} = 0,383$$

$$\mu_{bu} = 0,383 < \mu_{lu} = 0,392 \quad \Rightarrow A_{sc} = 0$$

La section sera ferrillée uniquement par les armatures tendues.

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0,645$$

$$\beta_u = (1 - 0,4 \alpha) = 0,742$$

Donc:

$$A_{su} = \frac{M_u}{\beta_u d f_{su}} = \frac{42,816 \times 10^2}{0,742 \times 0,27 \times 434,78} = 49,155 \text{ cm}^2$$

• **ELS :**

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 16,2 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 150 \eta \right\}$$

$$\eta = 1,6 \text{ (fissuration préjudiciable)}$$

$$\sigma_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} 500 ; 150 \times 1,6 \right\} = 240 \text{ MPa}$$

$$M_{lu} = \mu_{lu} b d^2 f_{bu} = 0,392 \times 1,00 \times 0,27^2 \times 15,3 = 0,437 \text{ MN.m}$$

$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = \frac{0,437}{1,337} = 0,327 \text{ MN.m}$$

$$M_S = 0,32025 \text{ MN.m}$$

$$M_S \leq M_{ls}$$

$$\Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_S}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_b} = \frac{32,025 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,27^2 \times 16,2} = 0,271$$

$$\alpha = 1,50 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \mu_{ser}} \right) = 0,71$$

$$\beta_s = 1 - 0,4\alpha = 0,716$$

$$A_{ser} = \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot \bar{\sigma}_b}{2\sigma_s} = 64,69 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{ser} = 64,69 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_S = \max (A_{ser} ; A_u) = 64,69 \text{ cm}^2$$

Soit : **9 HA 32** ($A_S = 68,72 \text{ cm}^2$), avec un espacement $S_t = 8 \text{ cm}$.

Armature transversale

On prendra les armatures de répartition telles que :

$$A_t = \frac{A_l}{4} = \frac{64,69}{4} = 16,17 \text{ cm}^2$$

Soit on prend: 9 HA 16 ($A_S = 18,10 \text{ cm}^2$), avec un espacement $S_t = 10 \text{ cm}$

Effort tranchant :

$$V_U = 1,35T_G + 1,6T_Q$$

Avec :

$$T_G = 5,65 \text{ t/ml}$$

$$T_Q = 2,5 \text{ t/ml}$$

$$T_{B_t} = 11 \times 1 + 6,6 \times 0,730 = 15,818 \text{ t/ml} \quad (\text{voir figure})$$

$$V_U = 1,35 \times 5,65 + 1,6 (15,818 + 2,5) = 36,936 \text{ t/ml}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{d \cdot b_0} = \frac{36,936 \times 10^{-2}}{0,27 \times 1,00} = 1,368 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_U = \min (0,1f_{c28} ; 3\text{MPa}) = 2,7\text{MPa}$$

$$\tau_U = 1,368 < \bar{\tau}_U = 2,7 \text{ MPa} \Rightarrow \text{On n'a pas besoin des armatures pour l'effort tranchant.}$$

Vérification de la condition de non fragilité :

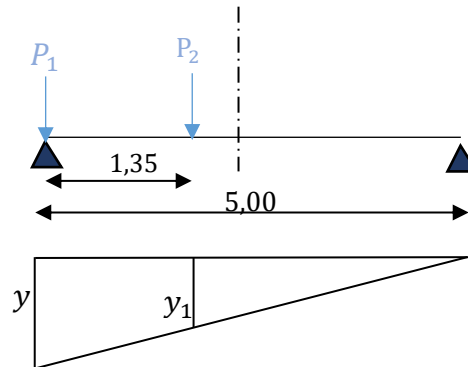
$$A_S \geq \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{F_e} = \frac{0,23 \times 1 \times 0,27 \times 2,22}{500} = 2,75\text{cm}^2 \quad CV$$

La nappe supérieure :

Longitudinalement :

$$A_{sup} = \frac{A_S}{3} = 21,56 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : 8HA 20}$$

Transversalement :



$$A_{sup} = \frac{A_s}{10} = 6,469 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } 8 \text{ HA } 12$$

a. Schéma de ferrailage :

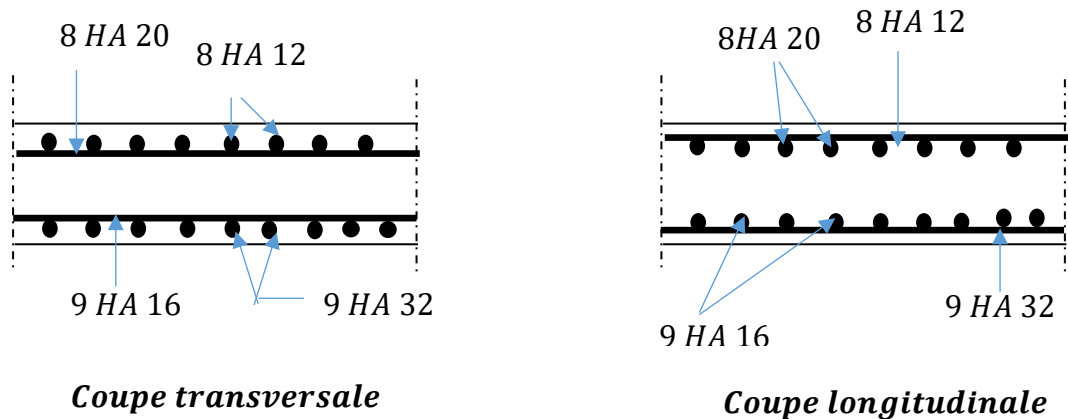


Figure XIV.6. Schéma de ferrailage de la dalle de transition.

XIV.6.3. Mur en retour

Les murs en retour sont des voiles d'épaisseur constant sauf éventuellement en partie supérieure pour l'accrochage des corniches ou la fixation d'éventuelles barrières, ils sont encastrés à la fois sur le mur garde grève, le mur de front et la semelle dans sa partie arrière. Le mur en retour assure le soutènement latéral des terres du remblai, il est soumis aux efforts suivants :

- Poids du mur y compris celui de la superstructure ;
- La poussée horizontale due au remblai ;
- La poussée horizontale due à la surcharge $q = 1\text{t/m}^2$.

Pour calculer le ferrailage du mur, on va l'étudier par encastrement par rapport au mur G.G, donc les sollicitations des calculs sont les forces horizontales.

D'après le schéma ci-contre on a une section simple (rectangulaire) mur en béton armé.

a. Etude des sollicitations**Poussé des terres :**

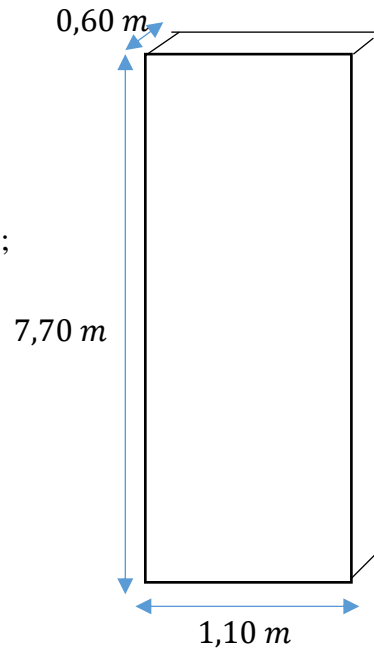
$$P_t = \frac{1}{2} \times \gamma \times K_a \times h^2 \times L$$

$\gamma = 1,9 \text{ t/m}^3$: le poids volumique du remblai ;

$h = 7,70 \text{ m}$: la hauteur totale du mur.

$$K_a = \frac{1 - \sin\varphi}{1 + \sin\varphi} = 0,271$$

$$P_t = \frac{1}{2} \times 1,9 \times 0,271 \times 7,70^2 \times 1,00 = 15,264 \text{ t}$$

**La poussé due à la surcharge $q = 1\text{t/m}^2$:**

$$P_q = q \times K_a \times h \times L$$

$$P_q = 1,00 \times 0,271 \times 7,70 \times 1,00 = 2,0867 \text{ t}$$

La force sismique :

$$F_{SH} = 0,25 \cdot G$$

G : Est le poids total du mur plus celui de la superstructure.

$$P_s = 0,3 \times 7,7 = 2,31 \text{ t}$$

Le poids total du mur : $P_m = 11,715 \text{ t}$

$$G = 11,715 + 2,31 = 14,025 \text{ t}$$

$$F_{SH} = 0,25 \times 14,025 = 3,506 \text{ t}$$

Efforts	Bras de levier /à L'encastrement	M_G (t. m)	M_Q (t. m)	M_{FSH} (t. m)
$P_t = 15,264 t$	$\frac{1,10}{2} = 0,55 m$	8,395	/	/
$P_q = 2,0867 t$	$\frac{1,10}{2} = 0,55 m$	/	1,14768	/
$F_{SH} = 3,506 t$	$\frac{1,10}{2} = 0,55 m$	/	/	1,928
Force concentrée = $2t$	$7,70 - 1,00$ $= 6,7 m$	/	13,4	/
$\Sigma =$		8,395	14,547	1,928

Tableau XIV.9. Les sollicitations appliquées sur le mur en retour.

Les combinaisons :

✓ **ELU :**

$$\text{CN : } M_u = 1,35M_G + 1,6M_Q = 34,608 t.m$$

$$\text{CS : } M_u = M_G + 0,6M_Q + M_{FSH} = 19,051 t.m$$

✓ **ELS :**

$$M_{ser} = M_G + 1,2M_Q = 25,851 t.m$$

On remarque pour L'ELU que la CN est plus défavorable que la CS, donc on va prendre L'ELU en CN.

b. Calcul des armatures

Ferrailage horizontal :

$$b_0 = 1 m \quad , d = 0,55 m$$

$$\gamma = \frac{34,608}{25,851} = 1,338$$

• **ELU :**

$$f_{bu} = 15,3 MPa$$

$$f_{su} = 434,78 MPa$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{34,608 \times 10^{-2}}{1 \times 0,55^2 \times 15,3} = 0,0747$$

$$\mu_{bu} = 0,0747 < \mu_{lu} = 0,392 \quad \Rightarrow A_{sc} = 0$$

La section sera ferrillée uniquement par les armatures tendues.

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0,0972$$

$$\beta_u = (1 - 0,4 \alpha) = 0,961$$

Donc:

$$A_{su} = \frac{M_u}{\beta_u d f_{su}} = \frac{34,608 \times 10^2}{0,965 \times 0,55 \times 434,78} = 14,99 \text{ cm}^2$$

· **ELS :**

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 16,2 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} 500 ; 150 \times 1,6 \right\} = 240 \text{ MPa}$$

$$M_{lu} = \mu_{lu} b d^2 f_{bu} = 0,392 \times 1,00 \times 0,55^2 \times 15,3 = 01,814 \text{ MN.m}$$

$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = \frac{1,814}{1,5125} = 1,199 \text{ MN.m}$$

$$M_S = 0,25851 \text{ MN.m}$$

$$M_S \leq M_{ls}$$

$$\Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_S}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_b} = \frac{25,851 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,55^2 \times 16,2} = 0,052$$

$$\alpha = 1,50 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \mu_{ser}} \right) = 0,109$$

$$\beta_s = 1 - 0,4\alpha = 0,956$$

$$A_{ser} = \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot \bar{\sigma}_b}{2\sigma_s} = 20,23 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{ser} = 20,23 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_s = \max (A_{ser} ; A_u) = 20,23 \text{ cm}^2$$

Soit : 7 HA 20 ($A_s = 21,99 \text{ cm}^2$), avec un espacement $S_t = 12 \text{ cm}$.

Ferrailage vertical :

$$A_t = \frac{A_l}{4} = \frac{20,23}{4} = 5,05 \text{ cm}^2$$

Soit : 5 HA 12 ($A_s = 15,65 \text{ cm}^2$), avec un espacement $S_t = 18 \text{ cm}$

Effort tranchant :

$$V_U = 1,35T_G + 1,6T_Q = 1,35 \times 12,978 + 1,6(3,924) = 23,798 \text{ t}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{d \cdot b_0} = \frac{23,798 \times 10^{-2}}{0,55 \times 1,00} = 0,433 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_U = \min (0,1f_{c28} ; 3\text{MPa}) = 2,7\text{MPa}$$

$\tau_U = 0,433 < \bar{\tau}_U = 2,7 \text{ MPa} \Rightarrow$ On n'a pas besoin des armatures pour l'effort tranchant.

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_s \geq \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{F_e} = \frac{0,23 \times 1 \times 0,55 \times 2,22}{500} = 5,61 \text{ cm}^2 \quad CV$$

Ferrailage de l'autre face du mur

Ferrailage horizontal :

$$A_h = \frac{A_s}{10} = \frac{20,23}{10} = 2,023 \text{ cm}^2$$

Soit on prend: 4 HA 10 , avec un espacement $S_t = 19 \text{ cm}$

Ferrailage vertical :

$$A_h = \frac{A_s}{2} = \frac{5,05}{2} = 2,52 \text{ cm}^2$$

Soit on prend: 4 HA 10 , avec un espacement $S_t = 24 \text{ cm}$

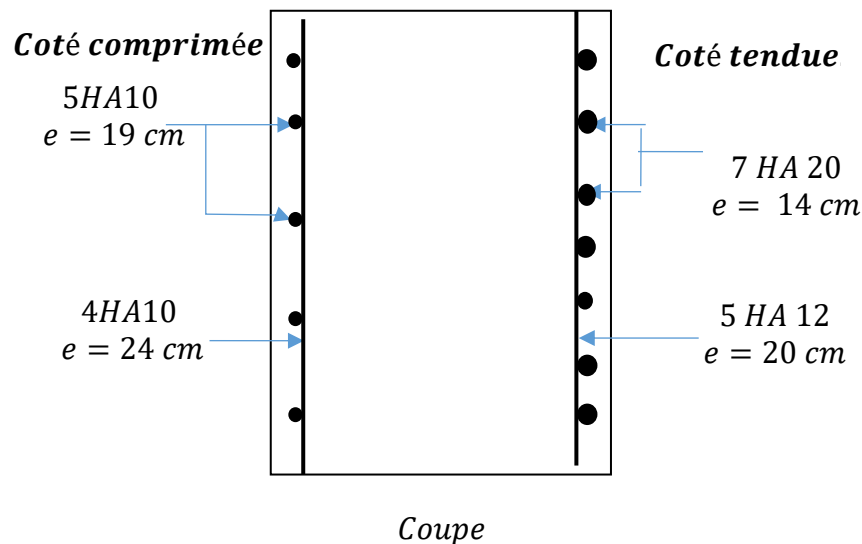


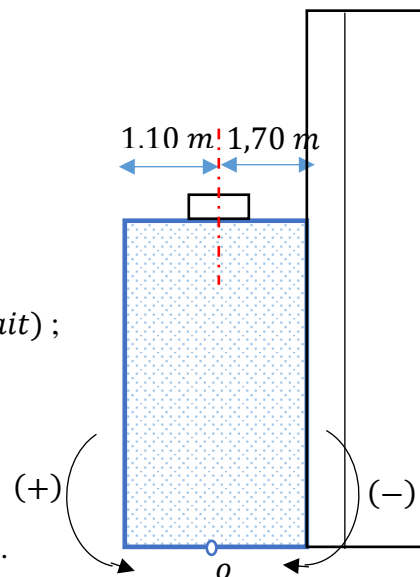
Figure XIV.7. Schéma de ferrailage du mur en retour.

XIV.5.4. Mur frontal (antérieur)**a. Evaluation des efforts sur le mur frontal**

Il est soumis aux efforts suivants :

Efforts Horizontaux :

- Force de freinage ;
- Variation linéaire du tablier (*Fluage + Retrait*) ;
- La poussée des terres ;
- La surcharge $Q = 1 \text{ t/m}^2$;
- Effet sismique $F = 0,1G$ (*Tablier + Culée*).



Efforts Normaux :

- Poids du tablier ;
- Les éléments de la culée ;
- Surcharges sur tablier.

Remarque :

Pour le signes des moments / o :

(-) : moment stabilisateur

(+) : moment de renversement

Désignation		$F_H = \varepsilon_H \cdot P$	$F_V = (1 + \varepsilon_v) \cdot P$	H(m)	V(m)	$M_r = F_H \cdot V$	$M_s = F_V \cdot H$
Mur frontal	CN	0	139,65	0	1,75	0	0
	SH	34,913	139,65	0	1,75	61,09775	0
	SH+SV1	34,913	129,1762	0	1,75	61,09775	0
	SH+SV2	34,913	150,124	0	1,75	61,09775	0
Mur garde grève	CN	0	88,2	1,75	5,6	0	154,35
	SH	22,05	88,2	1,75	5,6	123,48	154,35
	SH+SV1	22,05	81,585	1,75	5,6	123,48	142,7737
	SH+SV2	22,05	94,815	1,75	5,6	123,48	165,9262
Mur en tête	CN	0	73,5	1,75	1,75	0	128,625
	SH	18,375	73,5	1,75	1,75	32,15625	128,625
	SH+SV1	18,375	67,9875	1,75	1,75	32,15625	118,9781
	SH+SV2	18,375	79,012	1,75	1,75	32,15625	138,271
Mur en retour	CN	0	37,62	2,3	3,85	0	86,526
	SH	9,5287	37,62	2,3	3,85	36,68568	86,526
	SH+SV1	9,5287	35,25637	2,3	3,85	36,68568	81,08966
	SH+SV2	9,5287	40,441	2,3	3,85	36,68568	93,0143
Dés d'appui	CN	0	2,75	-0,3	3,75	0	-0,825
	SH	0,6875	2,75	-0,3	3,75	2,578125	-0,825
	SH+SV1	0,6875	2,54375	-0,3	3,75	2,578125	-0,76312
	SH+SV2	0,6875	2,956	-0,3	3,75	2,578125	-0,8868
Dalle de transition	CN	0	45	4,6	6,85	0	207
	SH	11,25	45	4,6	6,85	77,0625	207
	SH+SV1	11,25	41,625	4,6	6,85	77,0625	191,475
	SH+SV2	11,25	48,375	4,6	6,85	77,0625	222,525

Total culé à vide sans semelle	CN	0	386,72	/	/	0	575,676
	SH	96,804	386,72	/	/	333,0603	575,676
	SH+SV1	96,804	358,1738	/	/	333,0603	533,5534
	SH+SV2	96,804	415,723	/	/	333,0603	618,8497
Poids du remblai sur la dalle tr	CN	0	79,8	4,6	7,35	0	367,08
	SH	19,95	79,8	4,6	7,35	146,6325	367,08
	SH+SV1	19,95	73,815	4,6	7,35	146,6325	339,549
	SH+SV2	19,95	85,785	4,6	7,35	146,6325	394,611
Remblai sur la semelle	CN	0	168,036	2,65	3,85	0	445,2954
	SH	42,009	168,036	2,65	3,85	161,7346	445,2954
	SH+SV1	42,009	155,4333	2,65	3,85	161,7346	411,8982
	SH+SV2	42,009	180,6387	2,65	3,85	161,7346	478,6925
Total culée sans semelle + remblais	CN	0	634,556	/	/	0	1388,051
	SH	158,76	634,556	/	/	641,4274	1388,051
	SH+SV1	158,76	587,4221	/	/	641,4274	1285,000
	SH+SV2	158,76	682,1467	/	/	641,4274	1492,153

Tableau XIV.10. Les sollicitations appliquées aux mur frontal.

Poussée des remblais :

Désignation		F _H	V(m)	M _R =F _H .V
Sur mur G.G + mur en tête	CN	183,16	2,56	468,890573
	SH	299,905	2,56	767,756288
	SH+SV1	289,256	2,56	740,49536
	SH+SV2	315,893	2,56	808,68608
Sur mur G.G + mur en tête (Q)	CN	25,039	3,85	96,40015
	SH	40,99	3,85	157,8115
	SH+SV1	39,54	3,85	152,229
	SH+SV2	43,18	3,85	166,243

Tableau XIV.11. Sollicitation dû aux poussé des remblais.

Les sollicitations dues au tablier :

Désignation		$F_H = \varepsilon_H \cdot P$	$F_V = (1 + \varepsilon_V) \cdot P$	H(m)	V(m)	$M_r = F_H \cdot V$	$M_s = F_V \cdot H$
Tablier	CN	0	389,93	-0,3	4	0	-116,98
	SH	97,4825	389,93	-0,3	4	389,93	-116,98
	SH+SV1	97,4825	360,685	-0,3	4	389,93	-108,21
	SH+SV2	97,4825	419,17475	-0,3	4	389,93	-125,75
Surcharge sur Tablier	CN	0	195,48	-0,3	4	0	-58,644
	SH	48,87	195,48	-0,3	4	195,48	-58,644
	SH+SV1	48,87	180,819	-0,3	4	195,48	-54,246
	SH+SV2	48,87	210,141	-0,3	4	195,48	-63,042

Tableau XIV.12. Sollicitation dû aux tablier appliqué sur le mur frontal.

Les sollicitations dues au freinage, température, fluage, retrait

$$H_{r,fl,T} = \frac{G \times a \times b \times \Delta_i}{T}$$

G : Module d'élasticité transversale, Pour les ponts routiers : $G = 80 \text{ t/m}^2$;

T : L'épaisseur totale de l'élastomère. $T = 12 \text{ cm}$ (Chapitre d'équipement) ;

a et b : Dimensionnement de l'appareil d'appuis. $a = 90 \text{ cm}$, $b = 100 \text{ cm}$;

Δ_{fl} , Δ_r , Δ_T : sont des déformations.

$$\Delta_{fl} = 3 \text{ cm}$$

$$\Delta_r = 0,35 \text{ cm}$$

$$\Delta_T = 4 \text{ cm}$$

$$H_r = \frac{80 \times 1 \times 0,9 \times 0,03}{0,12} = 18 \text{ t}$$

$$H_{fl} = 2,1 \text{ t}$$

$$H_T = 24 \text{ t}$$

$$H_{r,fl,T} = 24 + 2,1 + 18 = 44,1 \text{ t/1 appareil} \Rightarrow H_{r,fl,T} = 44,1 \times 2 = 88,2 \text{ t}$$

	F_H	$V(m)$	$M_H/O (+)$
B_c	6.00	4	24
$T + R + F$	88,2	4	352,8

Tableau XIV.13. Sollicitation dû aux freinage, fluage et retraits.

✓ **Les charges permanentes :**

	$F_H = \epsilon_H.P$	$F_V = (1 + \epsilon_V).P$	$M_r = F_H.V$	$M_s = F_V.H$
CN	183,1604	1024,486	468,89057	1271,072
SH	556,1506	1024,486	1799,1137	1271,072
SH+SV1	545,5018	948,10718	1771,8528	1176,795
SH+SV2	572,1388	1101,3215	1840,0435	1366,401

Tableau XIV.14. Sollicitation dû aux charge permanente.

✓ **Les surcharges :**

	$F_H = \epsilon_H.P$	$F_V = (1 + \epsilon_V).P$	$M_r = F_H.V(+)$	$M_s = F_V.H(-)$
CN	31,039	195,48	120,4002	-58,644
SH	95,86	195,48	377,2915	-58,644
SH+SV1	94,41	180,819	371,709	-54,2457
SH+SV2	98,05	210,141	385,723	-63,0423

Tableau XIV.15. Sollicitation dû aux surcharges.

✓ **$T + R + F$:**

	$F_H = \epsilon_H.P$	$F_V = (1 + \epsilon_V).P$	$M_r = F_H.V$	$M_s = F_V.H$
CN	88,2	0	352,8	0
SH	88,2	0	352,8	0
SH+SV1	88,2	0	352,8	0
SH+SV2	88,2	0	352,8	0

Tableau XIV.16. Sollicitation dû aux freinage, retraits et fluage.

Combinaison :

$$\underline{\text{CN}} : \quad \text{ELU} : 1,35G + 1,6Q + 0,8T$$

$$\text{ELS} : G + 1,2Q + 0,6T$$

$$\underline{\text{CS}} : \quad G + Q + 0,6T$$

On donne les résultats des calculs dans le tableau suivant :(les moments en $t.m/ml$)

Condition normale				
Etat	F_H	F_V	M_r	M_s
ELU	367,4889	1695,82	1107,88251	1622,12
ELS	273,3272	1259,06	825,05075	1200,7

Tableau XIV.17. Combinaison (condition normal).

Condition sismique				
/	F_H	F_V	M_r	M_s
SH	704,9306	1219,97	2388,0852	1212,43
SH+SV1	692,8318	1128,93	2355,2418	1122,55
SH+SV2	723,1088	1311,46	2437,4465	1303,36

Tableaux XIV.18. Combinaison (condition sismique).

Les résultats obtenus dans le tableau suivant :

$$M = |M_s - M_r|$$

M_s : moment négatif

M_r : moment positif

		$F_H(t)$	$F_V(t)$	$M_{nette}(t.m)$
E. L. U	CN	367,4889	1695,82	514,2343
E. L. S	CN	273,3272	1259,06	375,6485
	CS	723,1088	1311,46	1175,66

Tableau XIV.19. Résultat des combinaison M, F_V et F_H .

a. Calcul du ferrailage du mur

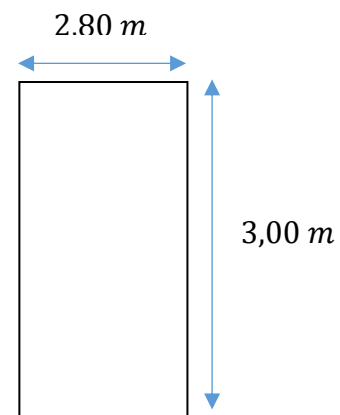
Vérification du flambement de mur :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \text{ avec: } l_f = 0,707 \times 3,50 = 2,474 \text{ m}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \text{ avec: } B = 2,80 \times 3,50 = 9,8 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{2,8 \times 3,5^3}{12} = 10,004 \text{ m}^4$$

$$\text{Donc: } i = \sqrt{\frac{10,004}{9,8}} = 1,010$$



Finalement :

$$\lambda = \frac{2,474}{1,010} = 2,449 < \lambda' = \max\left(50; \min\left(\frac{67 \cdot e_0}{h}; 100\right)\right) = 50$$

Donc : la vérification du flambement n'est pas nécessaire.

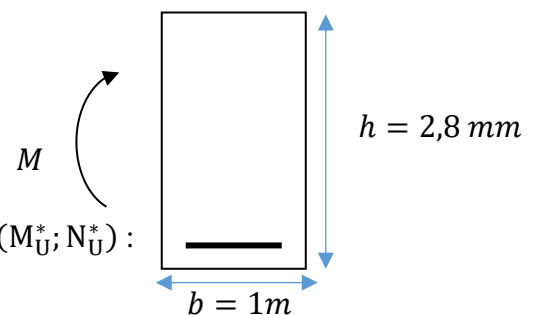
$$\frac{l_f}{h_0} < \max\left(\frac{20 \cdot e_0}{h_0}; 15\right) = 15$$

$$\frac{l_f}{h_0} = 0,707 < 15$$

Donc le mur sera calculé avec les nouvelles sollicitations (M_U^* ; N_U^*) :

$$N_U = \frac{1175,66}{5,7} = 206,256 \text{ t/m}$$

$$N_U^* = \gamma \cdot N_U$$



$$\gamma = 1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 = 1,00098$$

$$N_U^* = 206,256 \times 1,00098 = 206,458 \text{ t/ml}$$

$$M_U^* = N_U^* \cdot e = N_U^* \cdot (e_0 + e_a)$$

Avec :

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{M_U^- - M_U^+}{N_U} = \frac{1157,66}{1695,82} = 0,682 \text{ m}$$

$$e_a = \max\left(2\text{cm}; \frac{h}{250}\right) = 0,02 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } M_U^* = 206,458 \times (0,682 + 0,02) = 144,933 \text{ t/ml}$$

Après le calcul on trouve que $A_S = 0$ (section entièrement comprimée)

Donc on prend la section minimale :

$$A_S = 0,23 \cdot a \cdot b \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_S = 0,23 \times 1 \times 1 \times \frac{2,22}{500} = 10,21 \text{ cm}^2$$

soit : **4 HA 20** ; Avec : **S_t = 25 cm**

✓ **Ferrailage horizontal** :(dû à l'effort tranchant)

$$H_U = \frac{723,1088}{3,5} = 206,6025 \text{ t/ml (ferrailage sur 1ml de hauteur)}$$

$\alpha = 90^0$ (les armatures perpendiculaires aux armatures principales) et $K = 0$.

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(\tau_U - 0,5K) \cdot b_0}{0,8 \cdot f_e \cdot (\sin \alpha - \cos \alpha)} = \frac{\tau_U \cdot b_0}{0,8 f_e}$$

$$\tau_U = \frac{H_U}{b \cdot d} = \frac{206,6025 \times 10^{-2}}{1 \times 2,75} = 0,751 < \bar{\tau}_U = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,0018775 \text{ m}$$

$S_t < \min(0,9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$. On fixe : $S_t = 20 \text{ cm}$.

$A_t > 3,75 \text{ cm}^2$.

✓ **Vérification du pourcentage :**

$$\frac{A_t}{S_t} > \frac{\max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{Mpa}\right) \cdot b_0}{f_e}$$

$$\frac{A_t}{S_t} > 0,08 \text{ cm} \quad \text{on fixe : } S_t = 20 \text{ cm}.$$

Donc : $A_t > 1,6 \text{ cm}^2$.

On adopte une section vérifiant les deux conditions

$A_t = 7,70 \text{ cm}^2$, soit : **5 HA 14**, avec : $S_t = 20 \text{ cm}$

✓ **Armatures à droite:**(ferraillage vertical)

$$A_v = \frac{A_s}{3} = \frac{7,70}{3} = 2,57 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA12** ; Avec : $S_t = 25 \text{ cm}$

✓ **Armatures à droite:**(ferraillage horizontal)

$$A_h = \frac{A_t}{2} = \frac{7,70}{2} = 3,85 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA12** ; Avec : $S_t = 25 \text{ cm}$

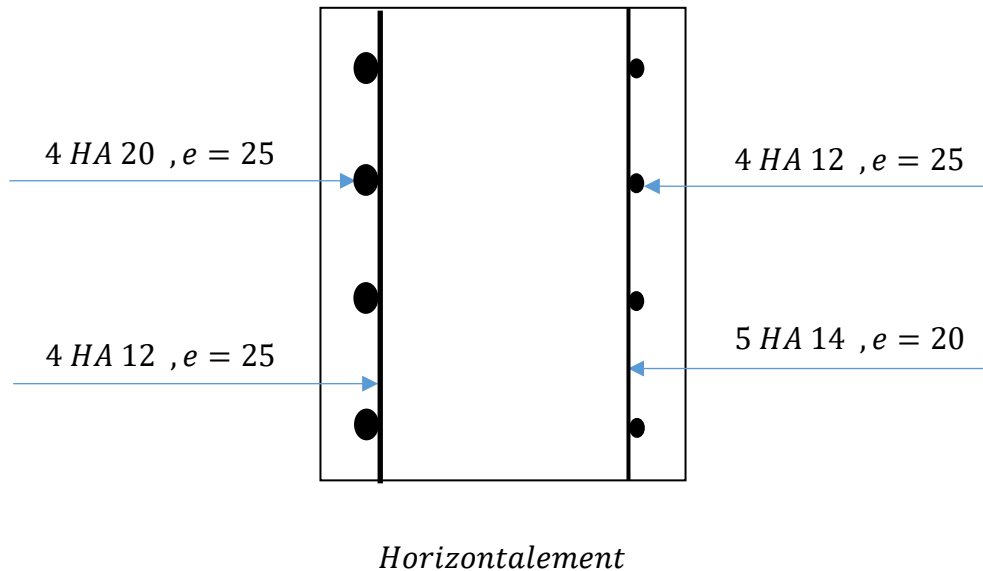


Figure XIV.8. Schéma de ferrailage du mur frontal.

XIV.6.5. Etude de ferrailage de la semelle sous culée

La semelle est sollicitée par les éléments de la culée, et la terre au-dessous d'elle, plus le poids de la semelle.

Evaluation des efforts :

Désignation	$F_H = \epsilon_H \cdot P$	$F_V = (1 + \epsilon_V) \cdot P$	H(m)	V(m)	$M_r = F_H \cdot V$	$M_s = F_V \cdot H$	
Mur frontal	CN	0	139,65	0,05	3,55	0	6,9825
	SH	34,913	139,65	0,05	3,55	123,9411	6,9825
	SH+SV1	34,913	129,17625	0,05	3,55	123,9411	6,458812
	SH+SV2	34,913	150,124	0,05	3,55	123,9411	7,5062
Mur garde grève	CN	0	88,2	1,8	7,4	0	158,76
	SH	22,05	88,2	1,8	7,4	163,17	158,76
	SH+SV1	22,05	81,585	1,8	7,4	163,17	146,853
	SH+SV2	22,05	94,815	1,8	7,4	163,17	170,667
Mur n tête	CN	0	73,5	1,8	3,55	0	132,3
	SH	18,375	73,5	1,8	3,55	65,23125	132,3
	SH+SV1	18,375	67,9875	1,8	3,55	65,23125	122,3775
	SH+SV2	18,375	79,012	1,8	3,55	65,23125	142,2216
Mur en retour	CN	0	37,62	2,35	5,65	0	88,407
	SH	9,52875	37,62	2,35	5,65	53,83743	88,407
	SH+SV1	9,52875	35,256375	2,35	5,65	53,83743	82,85248
	SH+SV2	9,52875	40,441	2,35	5,65	53,83743	95,03635
Dés d'appui	CN	0	2,75	0,25	5,55	0	0,6875
	SH	0,6875	2,75	0,25	5,55	3,815625	0,6875
	SH+SV1	0,6875	2,54375	0,25	5,55	3,815625	0,635937
	SH+SV2	0,6875	2,956	0,25	5,55	3,815625	0,739
Dalle de transition	CN	0	45	4,65	8,65	0	209,25
	SH	11,25	45	4,65	8,65	97,3125	209,25
	SH+SV1	11,25	41,625	4,65	8,65	97,3125	193,5562
	SH+SV2	11,25	48,375	4,65	8,65	97,3125	224,9437
Poids du remblai sur la dalle tr	CN	0	319,95	0	0,9	0	0
	SH	79,9875	319,95	0	0,9	71,98875	0
	SH+SV1	79,9875	295,95375	0	0,9	71,98875	0
	SH+SV2	79,9875	343,94625	0	0,9	71,98875	0
Semelle	CN	0	79,8	4,65	9,15	0	371,07
	SH	19,95	79,8	4,65	9,15	182,5425	371,07
	SH+SV1	19,95	73,815	4,65	9,15	182,5425	343,2397
	SH+SV2	19,95	85,785	4,65	9,15	182,5425	398,9002
Remblai sur la semelle	CN	0	168,036	2,7	5,65	0	453,6972
	SH	42,009	168,036	2,7	5,65	237,3508	453,6972
	SH+SV1	42,009	155,4333	2,7	5,65	237,3508	419,6699
	SH+SV2	42,009	180,6387	2,7	5,65	237,3508	487,7244
Total Culée + remblais	CN	0	954,506	18,25	50,05	0	1421,154
	SH	238,7508	954,506	18,25	50,05	999,1900	1421,154
	SH+SV1	238,7508	883,37593	18,25	50,05	999,1900	1315,643
	SH+SV2	238,7508	1026,093	18,25	50,05	999,1900	1527,738

Tableau XIV.20. Sollicitation appliqué sur la semelle dû aux poids propre.

Les sollicitations dues au tablier

Désignation		$F_H = \epsilon_H.P$	$F_V = (1 + \epsilon_V).P$	H(m)	V(m)	$M_R = F_H.V$	$M_S = F_V.H$
Tablier	CN	0	389,93	0,25	5,8	0	97,4825
	SH	97,4825	389,93	0,25	5,8	565,3985	97,4825
	SH+SV1	97,4825	360,685	0,25	5,8	565,3985	90,17125
	SH+SV2	97,4825	419,17475	0,25	5,8	565,3985	104,7936
Surcharge sur Tablier	CN	0	195,48	0,25	5,8	0	48,87
	SH	48,87	195,48	0,25	5,8	283,446	48,87
	SH+SV1	48,87	180,819	0,25	5,8	283,446	45,20475
	SH+SV2	48,87	210,141	0,25	5,8	283,446	52,53525

Tableau XIV.21. Sollicitation dû aux tablier appliqué sur la semelle.

Les sollicitations due aux poussé des remblais est la surcharge Q

Désignation		F_H	V(m)	$M_R = F_H.V$
Sur mur G.G + mur en tête	CN	183,1604	4,366	799,678219
	SH	299,9048	4,366	1309,38436
	SH+SV1	289,256	4,366	1262,8917
	SH+SV2	315,893	4,366	1379,18884
Sur la semelle	CN	11,17683	0,6	6,706098
	SH	18,3008	0,6	10,98048
	SH+SV1	17,651	0,6	10,5906
	SH+SV2	19,27648	0,6	11,565888
Sur mur G.G + mur en tête (Q)	CN	25,039	5,65	141,47035
	SH	40,99	5,65	231,5935
	SH+SV1	39,54	5,65	223,401
	SH+SV2	43,18	5,65	243,967
Sur la semelle (Q)	CN	6,53615	0,9	5,882535
	SH	10,7022	0,9	9,63198
	SH+SV1	10,3222	0,9	9,28998
	SH+SV2	11,2728	0,9	10,14552

Tableau XIV.22. Sollicitation dû aux poussé et surcharge Q.

Les sollicitations dues au freinage, température, fluage, retrait

	F_H	$V(m)$	$M_H/O (+)$
B_c	6,00	5,8	34,8
$T + R + F$	88,2	5,8	511,56

Tableau XIV.23. Sollicitation dû aux freinage, fluage et retrait.✓ **Les charges permanentes**

	$F_H = \epsilon_H.P$	$F_V = (1 + \epsilon_V).P$	$M_r = F_H.V$	$M_s = F_V.H$
CN	194,3372	1344,436	806,38431	1518,637
SH	654,4389	1344,436	2884,9534	1518,637
SH+SV1	643,1403	1244,0609	2838,0708	1405,815
SH+SV2	671,4027	1445,2677	2955,3432	1632,532

Tableau XIV.24. Sollicitation dû aux charges permanentes.✓ **Les surcharges**

	$F_H = \epsilon_H.P$	$F_V = (1 + \epsilon_V).P$	$M_r = F_H.V(+)$	$M_s = F_V.H(-)$
CN	37,5752	195,48	182,15289	48,87
SH	106,562	195,48	559,47148	48,87
SH+SV1	104,732	180,819	550,93698	45,2048
SH+SV2	109,323	210,141	572,35852	52,5353

Tableau XIV.25. Sollicitation dû aux surcharges.✓ **$T + R + F$**

	$F_H = \epsilon_H.P$	$F_V = (1 + \epsilon_V).P$	$M_r = F_H.V$	$M_s = F_V.H$
CN	88,2	0	511,56	0
SH	88,2	0	511,56	0
SH+SV1	88,2	0	511,56	0
SH+SV2	88,2	0	511,56	0

Tableau XIV.26. Sollicitation dû aux $T+R+F$.

Combinaison :

On donne les résultats des calculs dans le tableau suivant :(les moments en $t.m/ml$)

Condition normale				
Etat	F_H	F_V	M_r	M_s
ELU	393,0355	2127,76	1789,31143	2128,35
ELS	292,3474	1579,01	1331,90377	1577,28

Tableau XIV.27. Combinaison (condition normal).

Condition sismique				
/	F_H	F_V	M_r	M_s
SH	813,9211	1539,92	3751,36088	1567,51
SH+SV1	800,7925	1424,88	3695,94378	1451,02
SH+SV2	833,6455	1655,41	3834,63772	1685,07

Tableau XIV.28. Combinaison (condition sismique).

Les résultats obtenus dans le tableau suivant :

$$M = |M_s - M_r|$$

M_s : moment négatif

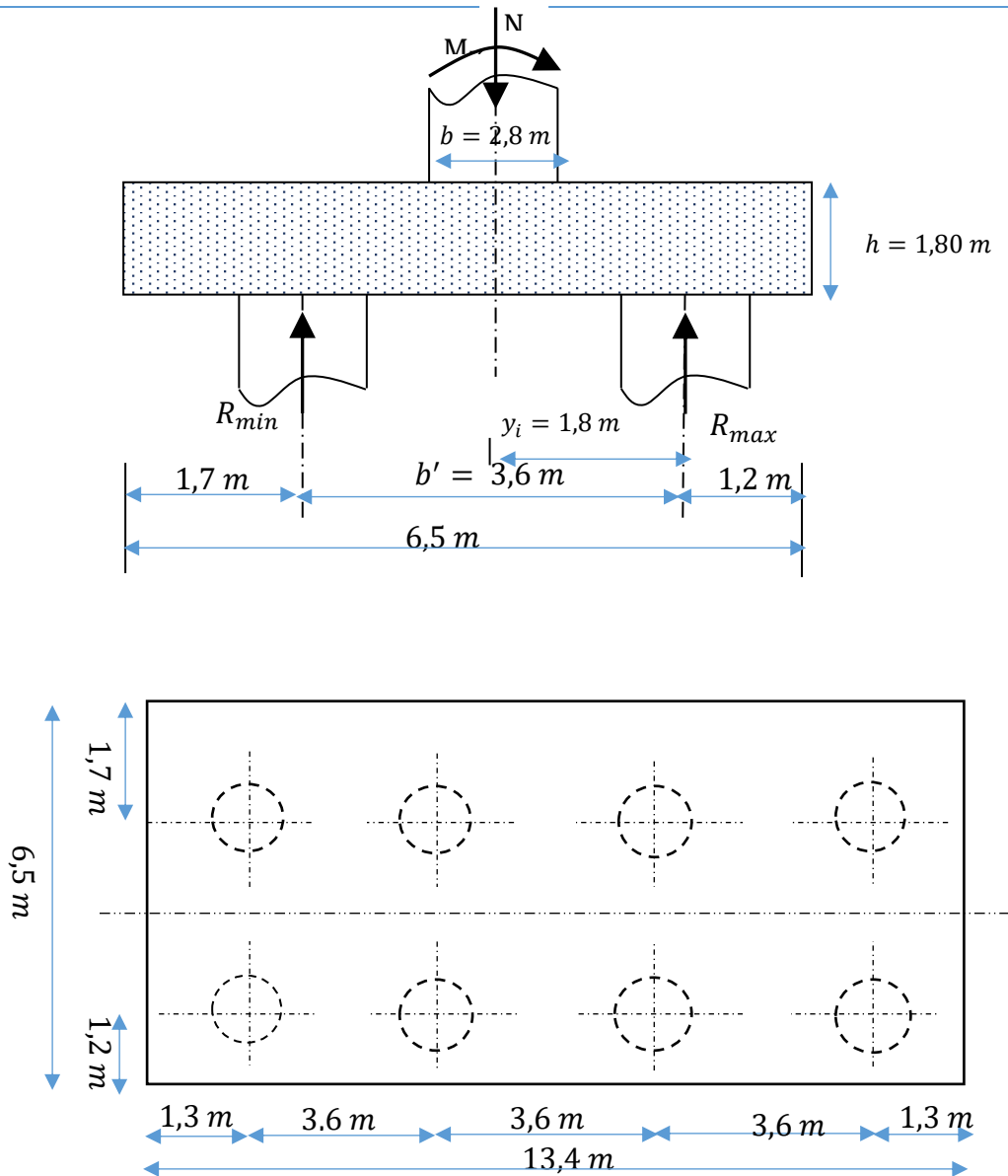
M_r : moment positif

		$F_H(t)$	$F_V(t)$	$M_{nette}(t.m)$
E. L. U	CN	393,0355	2127,76	339,0405
E. L. S	CN	292,3474	1579,01	245,3772
	CS	833,6455	1655,41	2149,57

Tableau XIII.29 : résultat des combinaison M, F_V et F_H .

Effort revenant à chaque pieu

Avec les hypothèses suivantes :



Vu en plan

Figure XIV.9. Détail de la semelle.

- Déformation pieu semelle proportionnelle à la charge ;
- Semelle infiniment rigide ;
- Pieux identiques.

L'effort normal qui revient à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$R_i = \frac{N_t}{n} \pm \frac{M_x \times y_i}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_y \times x_i}{\sum x_i^2}$$

Avec n : nombre des pieux (8 pieux).

✓ **Exemple de calcul :**

Condition normal (ELU) :

On a : $N = 2127,76 \text{ t}$

$$M = 339,0405 \text{ t.m}$$

$$R_{max} = \frac{2127,76}{8} + \frac{339,0405 \times 1,8}{8 \times 1,8^2} = 289,514 \text{ t}$$

$$R_{min} = \frac{2157,358}{8} - \frac{339,0405 \times 1,8}{8 \times 1,8^2} = 22,2749 \text{ t}$$

		$F_V(t)$	$M_{nette}(t.m)$	$R_{max}(t)$	$R_{min}(t)$
E. L. U	CN	2127,76	339,0405	289,514	22,2749
E. L. S	CN	1579,01	245,3772	214,416	15,7821
	CS	1655,41	2149,57	356,202	243,96

Tableau XIV.30. Effort normal qui revient à chaque pieu R_{max} , R_{min} .

On a :

$R_{min} = 15,7821 \text{ t} > 0$ Il n'y a pas soulèvement des pieux

$$R_{max} = 356,202 \text{ t} < \bar{Q} = 602 \text{ t/m}^2$$

Calcul de ferrailage

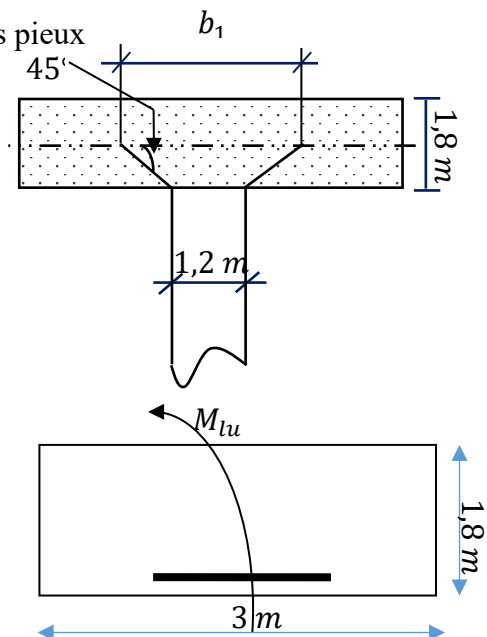
On applique la méthode des moments.

✓ **Les armatures transversales inférieures :**

• **ELU :**

On a : $R_{max} = 289,514 \text{ t}$

$$M_{1,ult} = R_{max} \times \left(\frac{b'}{2} - 0,35 \times b \right)$$



$$M_{1,ult} = 289,514 \times \left(\frac{3,6}{2} - 0,35 \times 2,8 \right) = 237,401 \text{ t.m}$$

On prend une bonde de calcul de b_1 telle que :

$$b_1 = \phi_{pieu} + h = 1,2 + 1,8$$

$$b_1 = 3 \text{ m}$$

La section d'armature est calculée par **SOCOTEC** :

$$A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 31,48 \text{ cm}^2$$

• **ELS :**

On a : $R_{max} = 356,202 \text{ t}$

$$M_{1,ser} = R_{max} \times \left(\frac{b'}{2} - 0,35 \times b \right)$$

$$M_{1,ser} = 356,202 \times \left(\frac{3,6}{2} - 0,35 \times 2,8 \right) = 292,085 \text{ t.m}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 16,2 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e; 150\eta \right\} \eta = 1,6 \text{ (fissuration préjudiciable)}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} 500; 150 \times 1,6 \right\} = 240 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\alpha} = \frac{n \times \bar{\sigma}_b}{n \times \bar{\sigma}_b + \bar{\sigma}_s} = 0,50$$

$$Z_b = d \times \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} \right) = 1,456 \text{ m}$$

$$M_{Rb} = \frac{\bar{\alpha}}{2} \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} \right) \times b_1 \times d^2 \times \bar{\sigma}_b = 3115,6426 \text{ t.m}$$

$$M_{Rb} = 3115,6426 \text{ t.m} > M_{1,ser} = 292,085 \text{ t.m} \Rightarrow A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = \frac{M_{1,ser}}{Z_b \times \bar{\sigma}_s} = 83,58 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = \max(A_{st,ult}, A_{st,ser}) = 83,58 \text{ cm}^2$$

Soit : 11 HA 32 ($A_S = 88,47 \text{ cm}^2$)

L'espacement entre les barres :

$$S_t = \frac{\phi + h - C}{11 - 1} = \frac{2,9}{10} = 0,29 \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm.}$$

✓ **Les armatures transversales supérieures**

$$A_{t,sup} = \frac{A_{st,ser}}{10} = \frac{83,58}{10} = 8,358 \text{ cm}^2$$

Soit : 6 HA 14 ($A_S = 9,24 \text{ cm}^2$)

$$S_t = \frac{2,9}{6} = 0,46m \Rightarrow S_t = 45 \text{ cm.}$$

✓ **Les armatures longitudinales inférieures**

$$A_{l,inf} = \frac{A_{st,ser}}{3} = \frac{83,58}{3} = 27,86 \text{ cm}^2$$

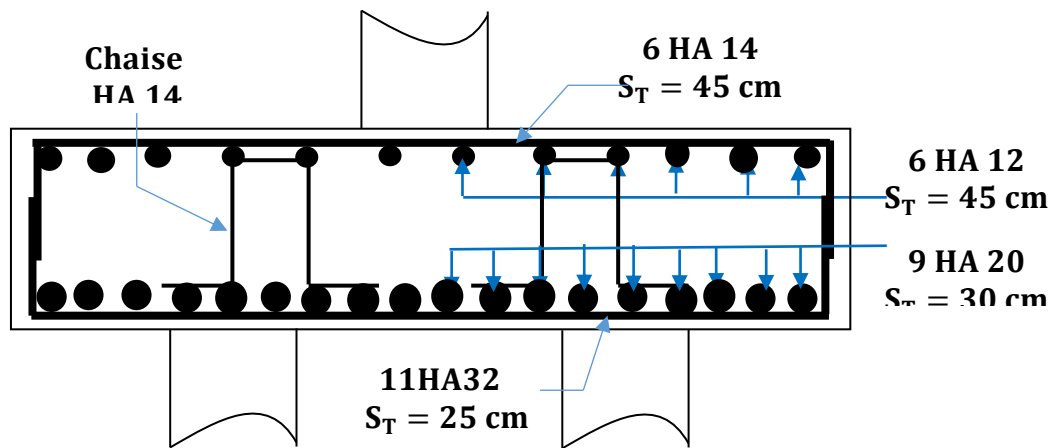
Soit : 9 HA 20 ($A_S = 28,27 \text{ cm}^2$)

$$S_t = \frac{2,9}{9} = 0,32 \text{ m} \Rightarrow \text{On prend } S_t = 30 \text{ cm}$$

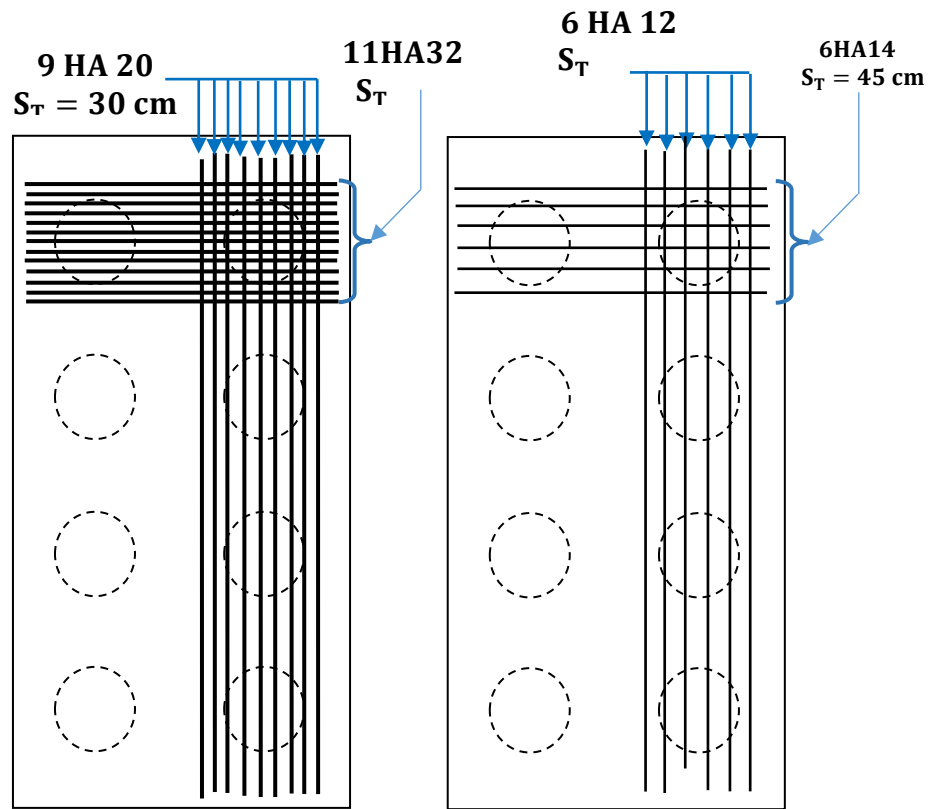
✓ **Les armatures longitudinales supérieures**

$$A_{l,sup} = \frac{A_{st,ser}}{10} = \frac{61,58}{10} = 6,158 \text{ cm}^2$$

Soit : 6 HA 12 ($A_S = 6,79 \text{ cm}^2$) ; $\Rightarrow S_t = 45 \text{ cm.}$



Coupe transversale



Ferrailage inférieur

Ferrailage supérieur

Vue en plan

Figure XIV.10. Schéma de ferrailage de la semelle sous culée.

XIV.6.6. Etude et ferrailage des pieux sous la culée

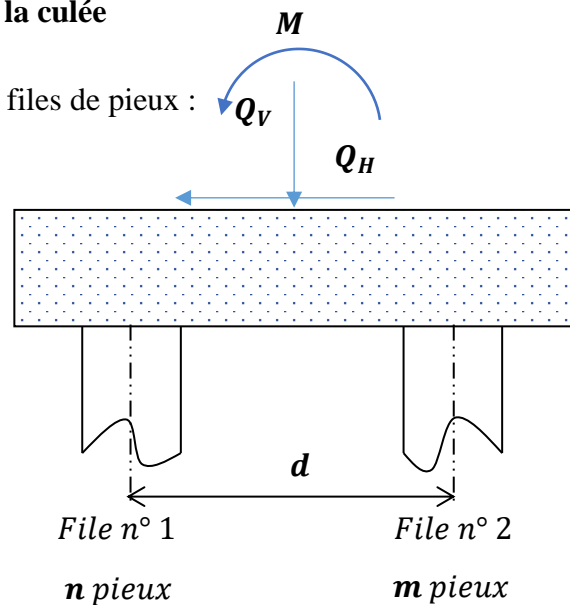
On considère des fondations reposant sur trois files de pieux :

n : Nombre de pieux sous la file 1 ;

m : Nombre de pieux sous la file 2 ;

d : Entre axe des files.

Pour notre cas : $n = m = 4$ pieux



Dans notre étude nous allons élaborer un programme Excel qui fait tout le calcul soit les déformations soit les sollicitations dans les pieux.

Le programme nous donne les résultats suivants :

$$\text{Sous le séisme : } \begin{cases} M_U = 100,904 \text{ t.m} \\ T_U = 182,618 \text{ t} \end{cases}$$

On va ferrailer les pieux en flexion composée sous le moment maximal et l'effort normal minimal, ces derniers sont obtenus dans le cas du séisme.

On utilise le logiciel **SOCOTEC** :

$$A_{st} = 7,03 \text{ cm}^2$$

✓ Calcul des armatures minimales

D'après l'R P O A, la section minimale à mettre en œuvre est égale à 0.5% de la section du béton du pieu, donc :

$$A_{s \min} = 0.5\% \cdot B = \left(\frac{0.5}{100}\right) \left(\frac{\pi \times 120^2}{4}\right) = 56.52 \text{ cm}^2$$

D'après la section A_s trouvée on peut dire que les pieux de cette fondation sont relativement peu sollicités, donc on se contentera d'un ferrailage égal au ferrailage minimal.

$A_s = 56.52 \text{ cm}^2$ soit 12 HA 25.

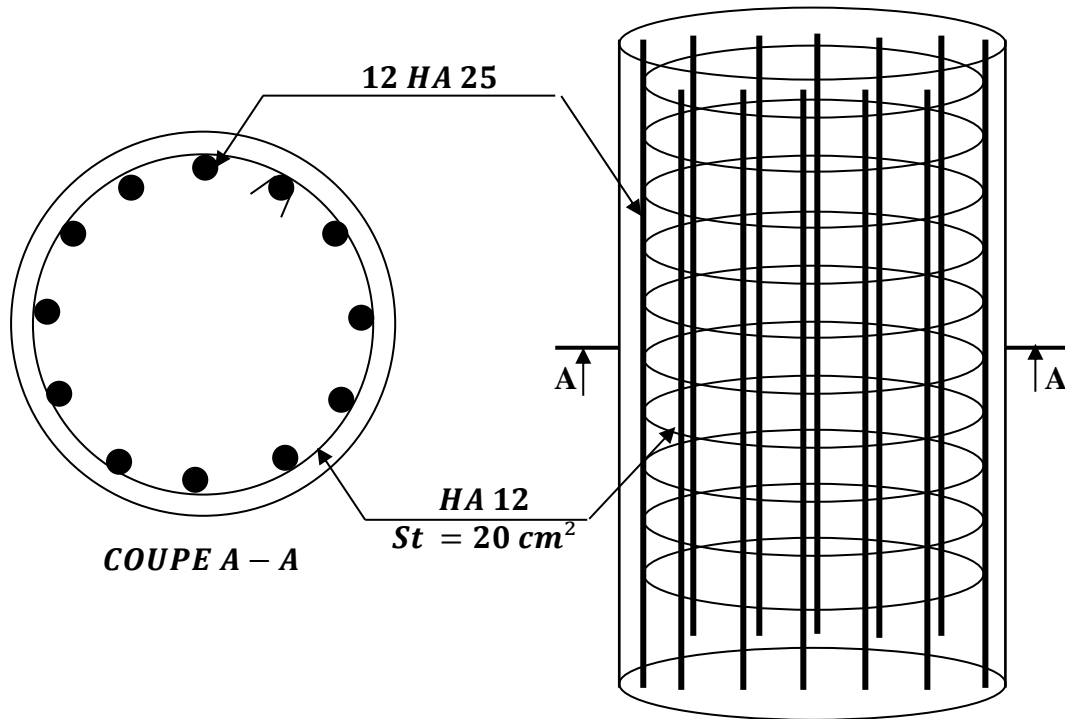


Figure XIV.11. Schéma de ferrailage de pieu.

Conclusion Générale

Conclusion générale

Le travail que nous avons effectué, nous a permis d'appliquer et d'approfondir nos connaissances acquises au cours du cursus de notre formation de master VOA.

Durant la réalisation de ce mémoire, nous avons pu connaître les différentes étapes pour l'établissement d'un projet de pont en commençant par la conception générale, et la détermination des différentes variantes possibles. Une fois que les variantes ont été définies et analysées, nous avons retenu la variante la plus avantageuse pour la prédimensionner et l'étudier d'une manière profonde.

Dans cette première partie on a étudié approfondiment les éléments structuraux d'un pont en encorbellement successif ; une étude des charges et surcharges sur le tablier de pont a été effectuée selon les règlement SETRA, BAEL et RPOA. Les caissons sont étudiés et dimensionnés sous l'effet de la précontrainte maximale qui a été déterminée par un modèle numérique en MEF en termes de moment maximal. Les appuis de pont ont été étudié et ferrailé sous l'effet des combinaisons les plus défavorables.

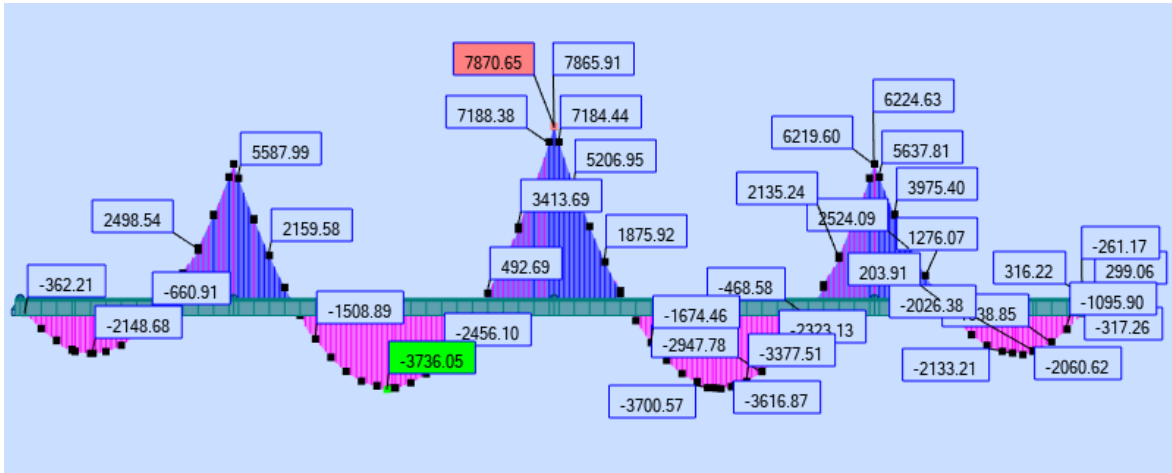
A la fin, ce projet, qui constitue pour nous une première expérience, nous a permis de bénéficier des connaissances et de l'expérience des gens du domaine, et d'avoir une idée sur la vie professionnelle.

Annexes

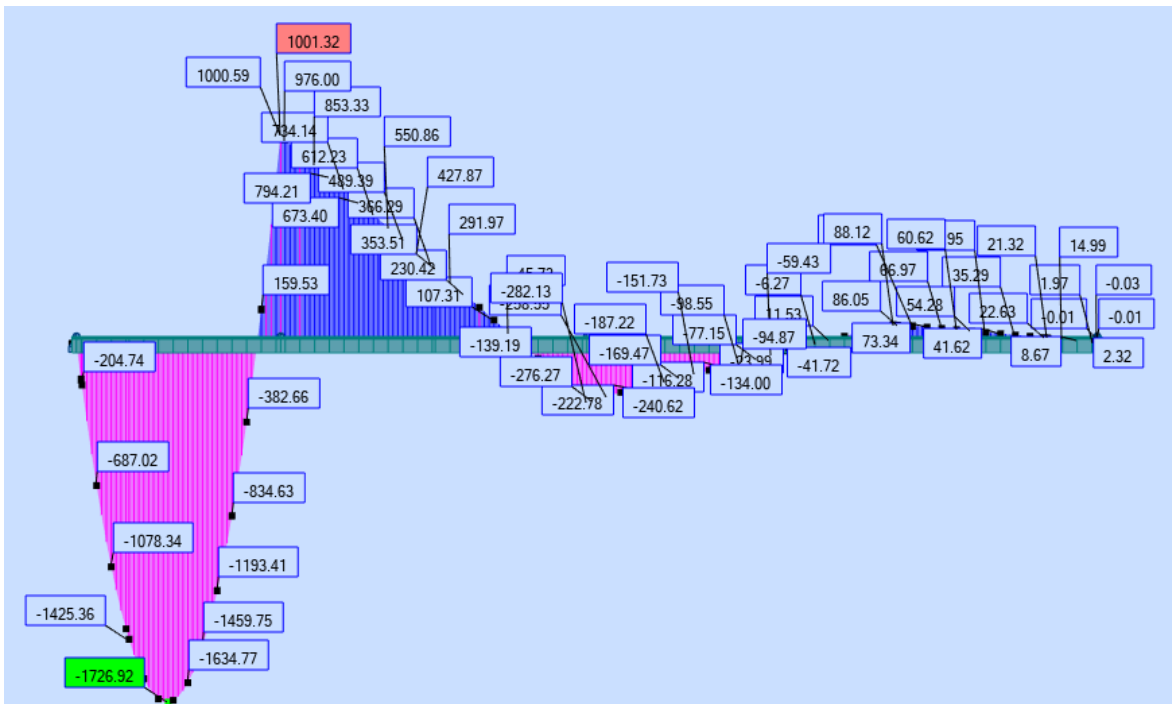
Annexe A

Diagramme des moments fléchissant sous les différentes charge et combinaisons de charges :

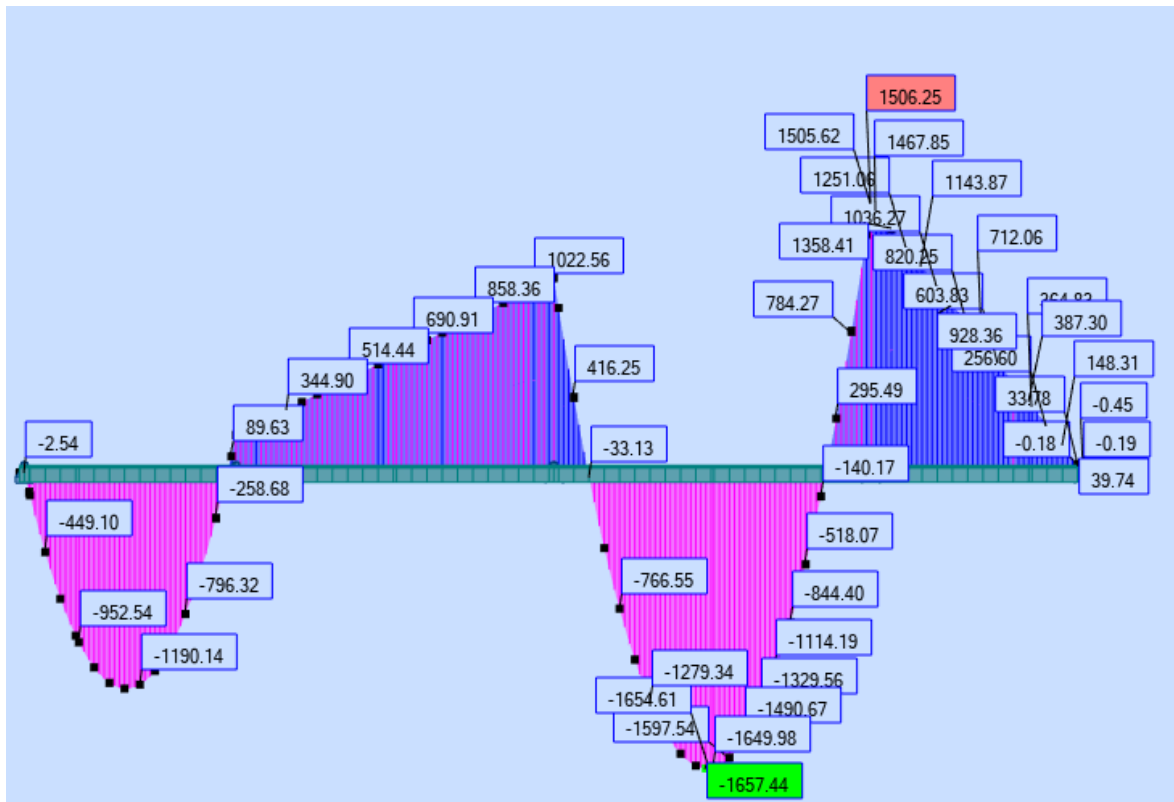
Charge permanente G :



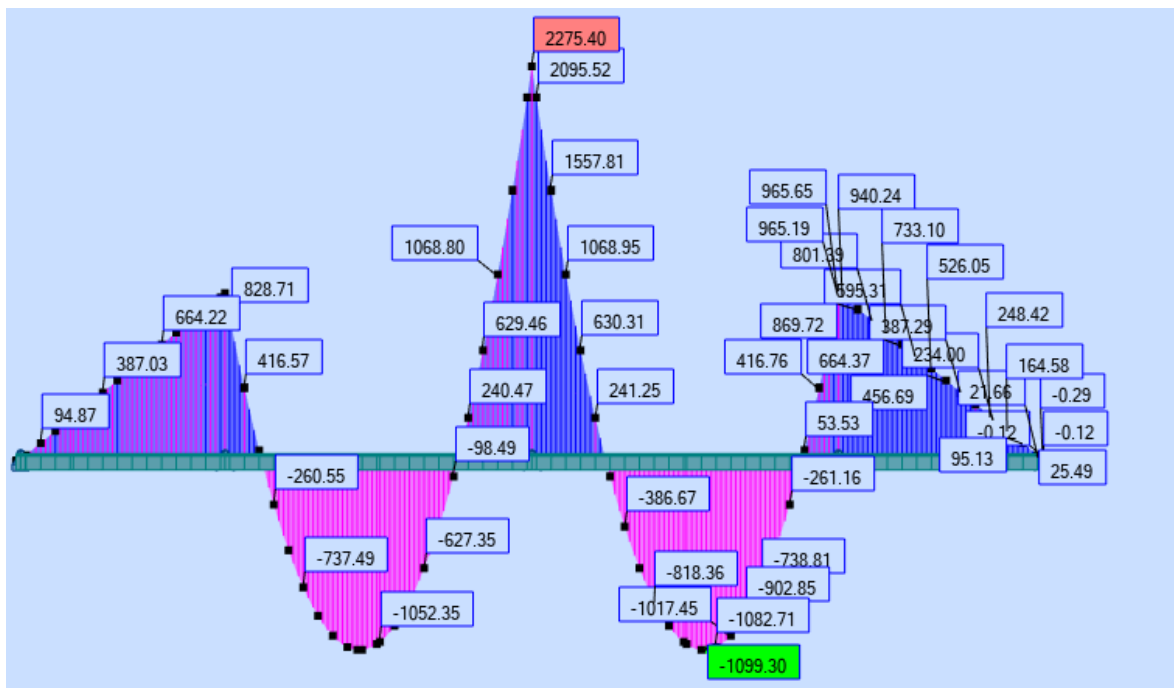
$A(L1 = 40)$ Cas de travée une chargé (travée de rive):



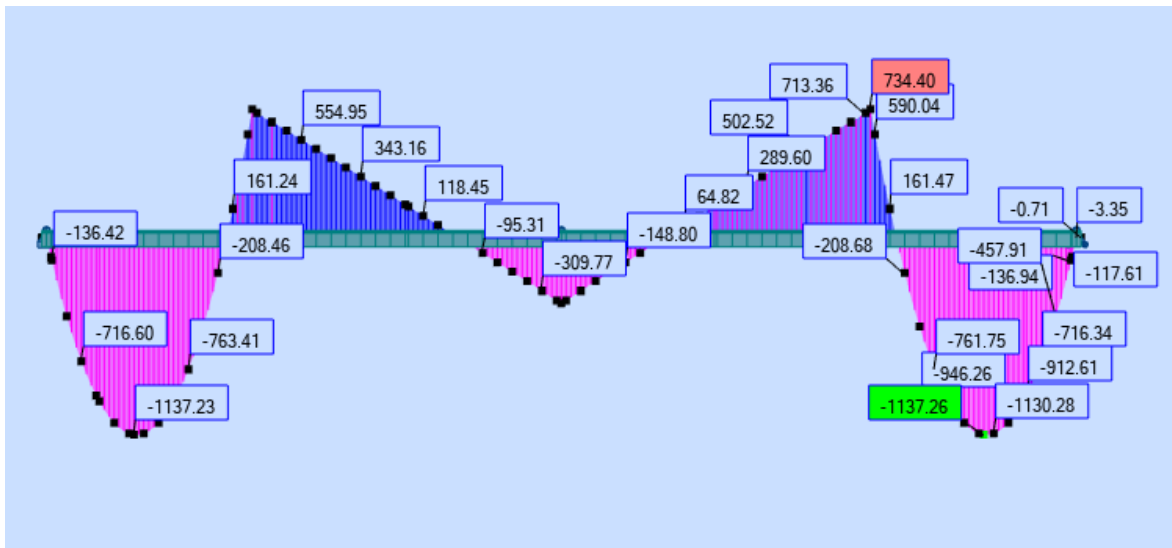
$A(L1 + L3)$ Cas de deux travées chargé :



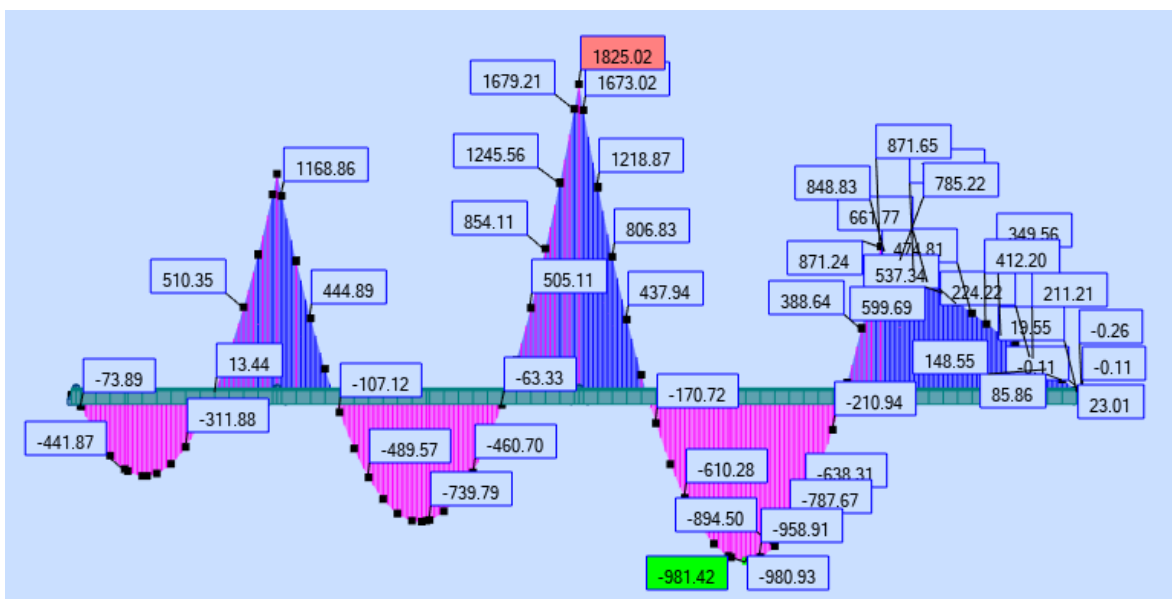
$A(L2 + L3)$ Cas de deux travées chargé :



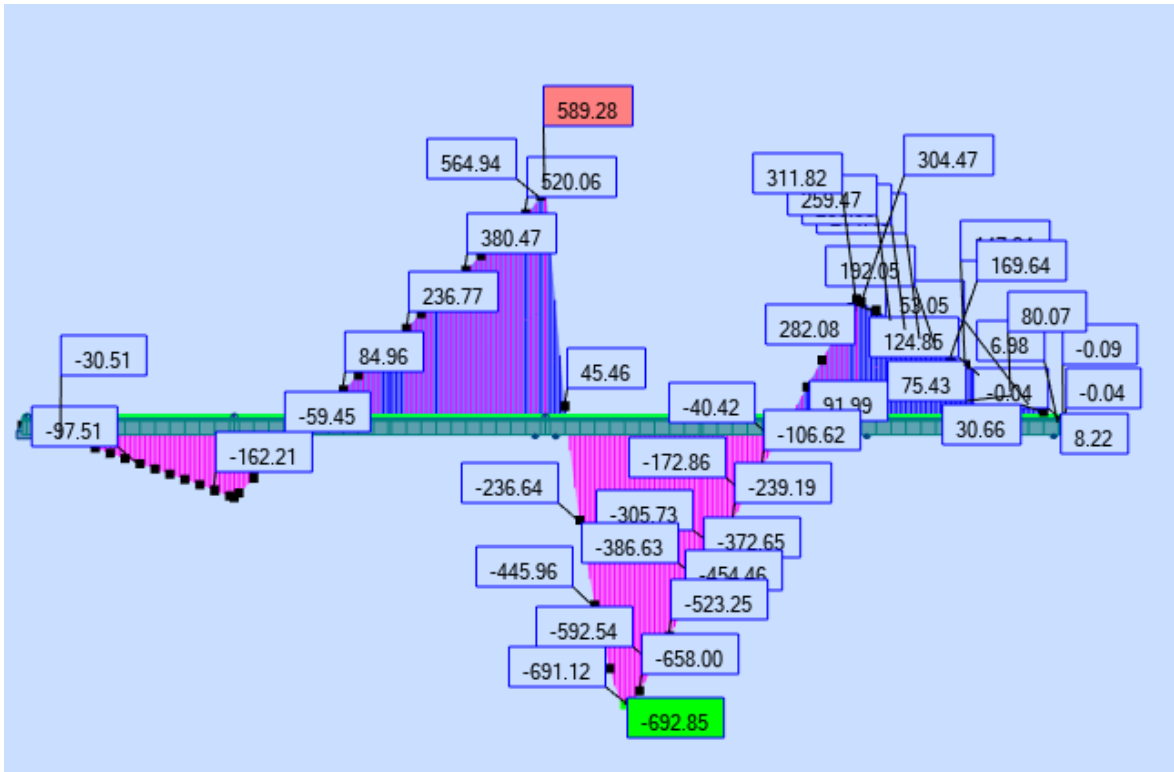
$A(L1 + L4)$ Cas de deux travées chargé :



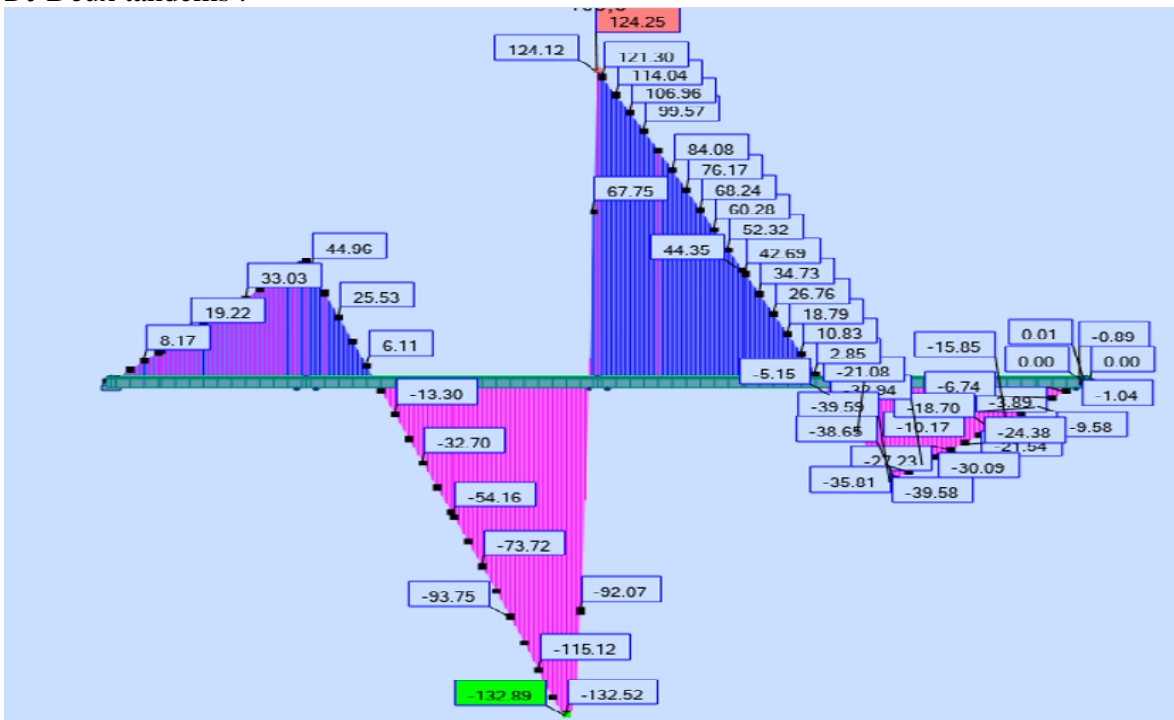
$A(L1 + L2 + L3)$ Cas de trois travées chargé :



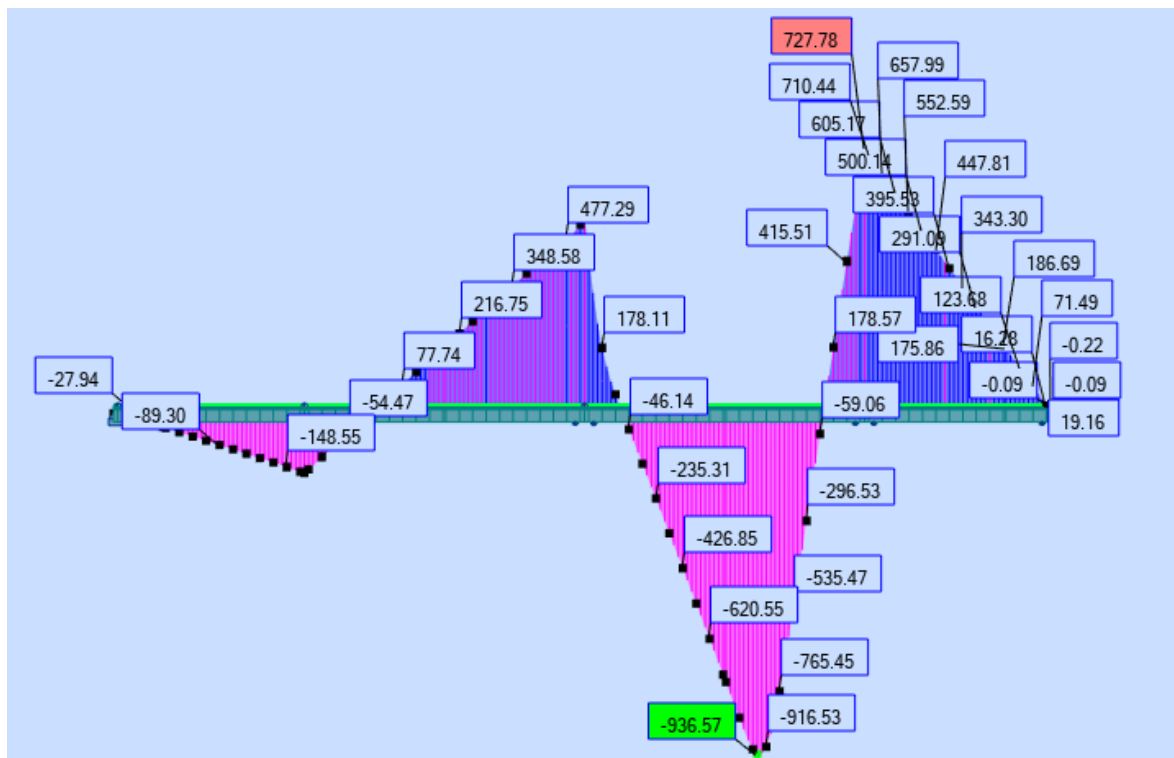
Bc Trois voies chargées :



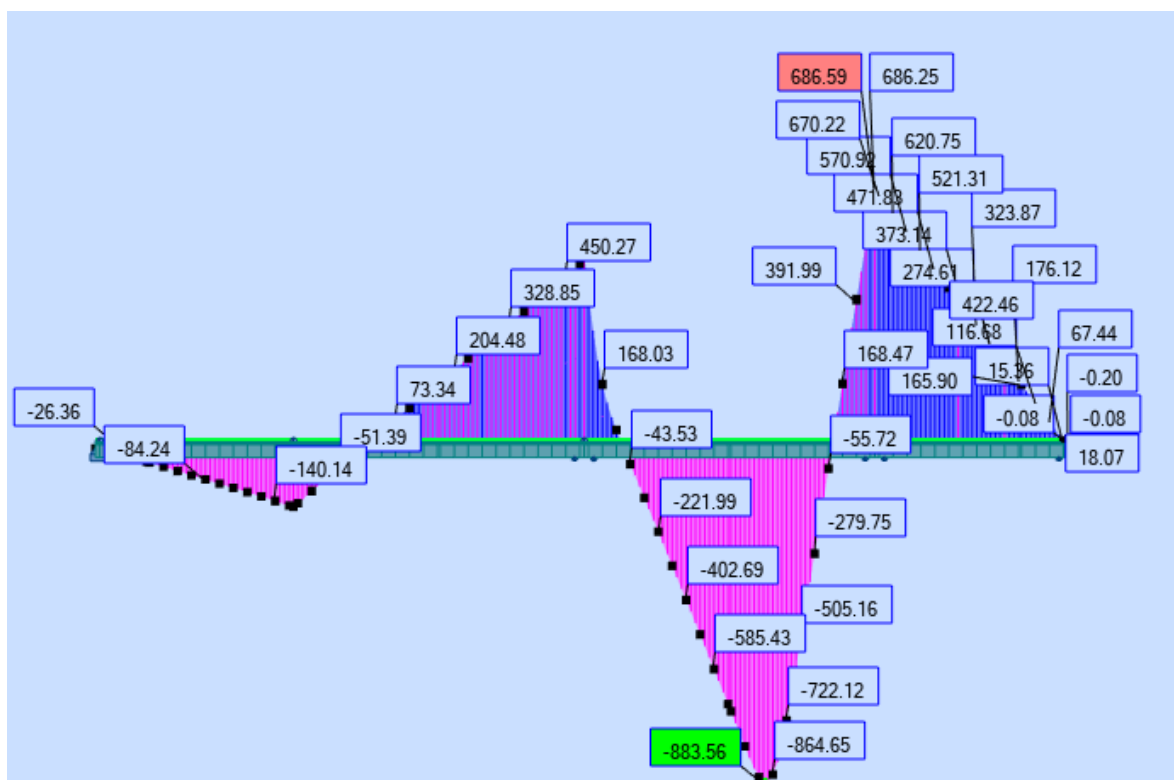
Bt Deux tandems :



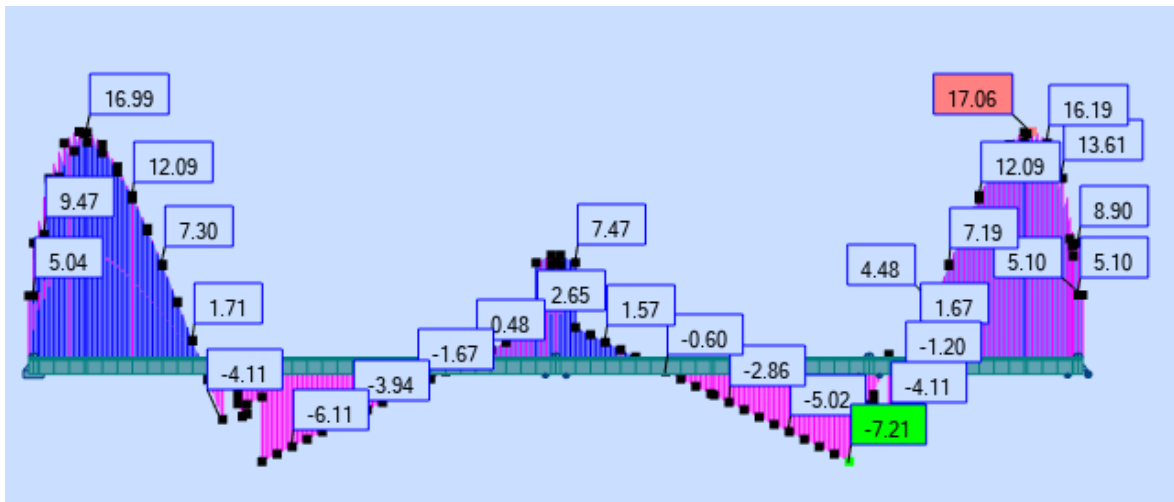
Mc120 :



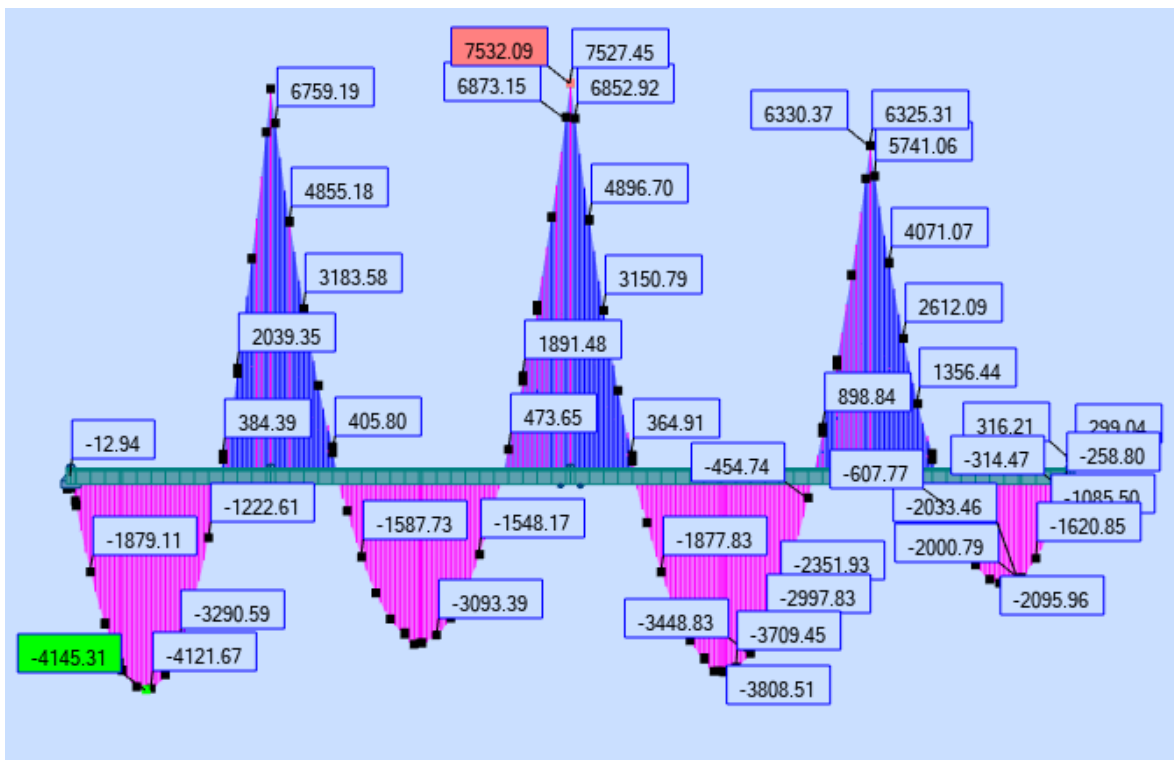
D240 :



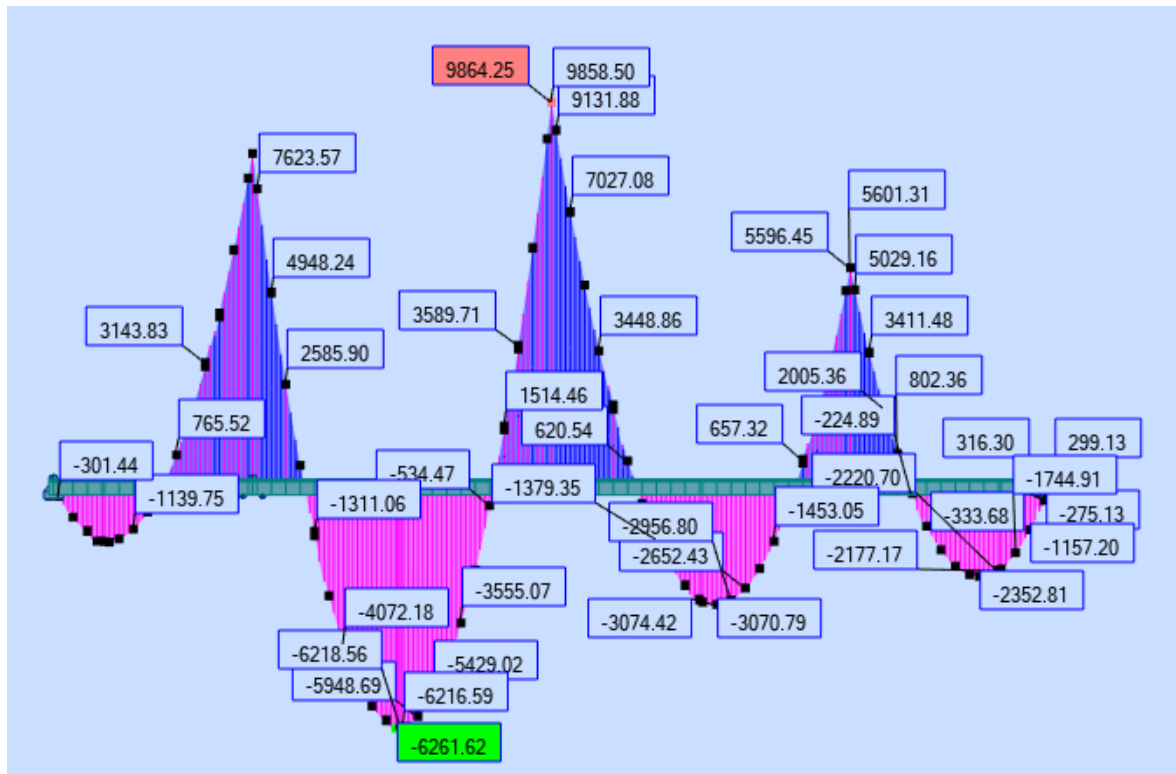
Charge de gradient thermique :



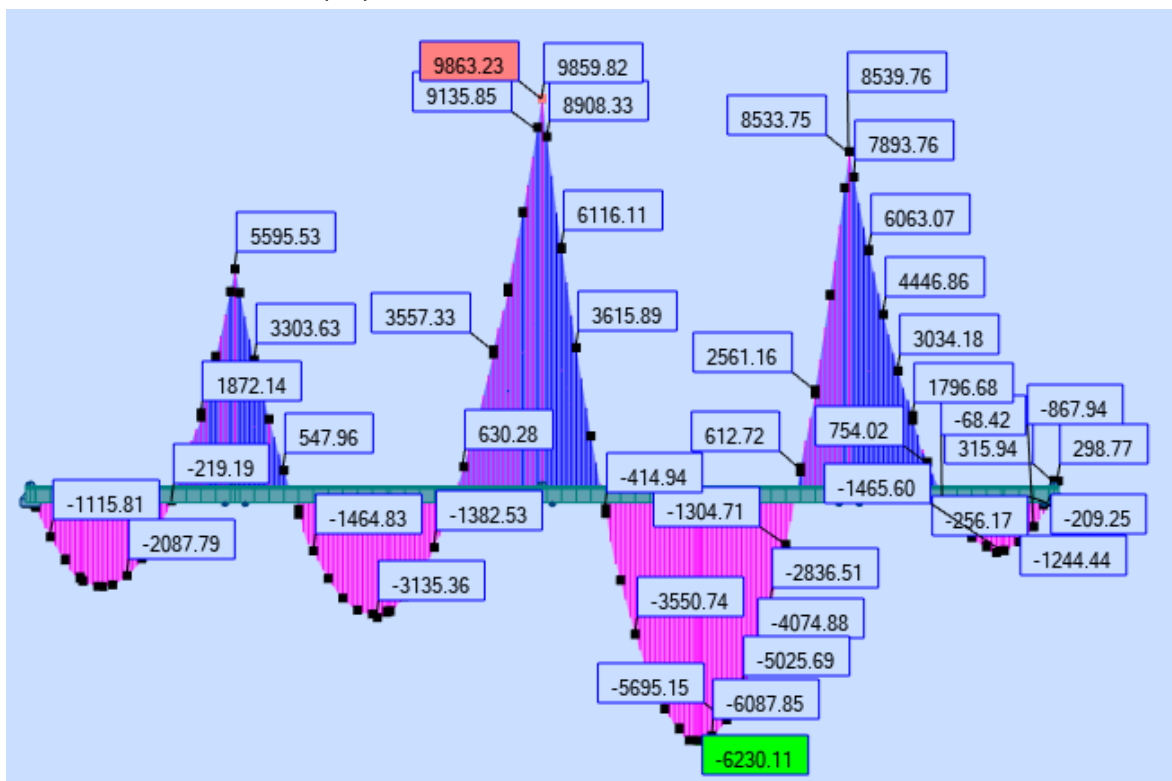
Combinaison $G + 1,2 (L1)$:



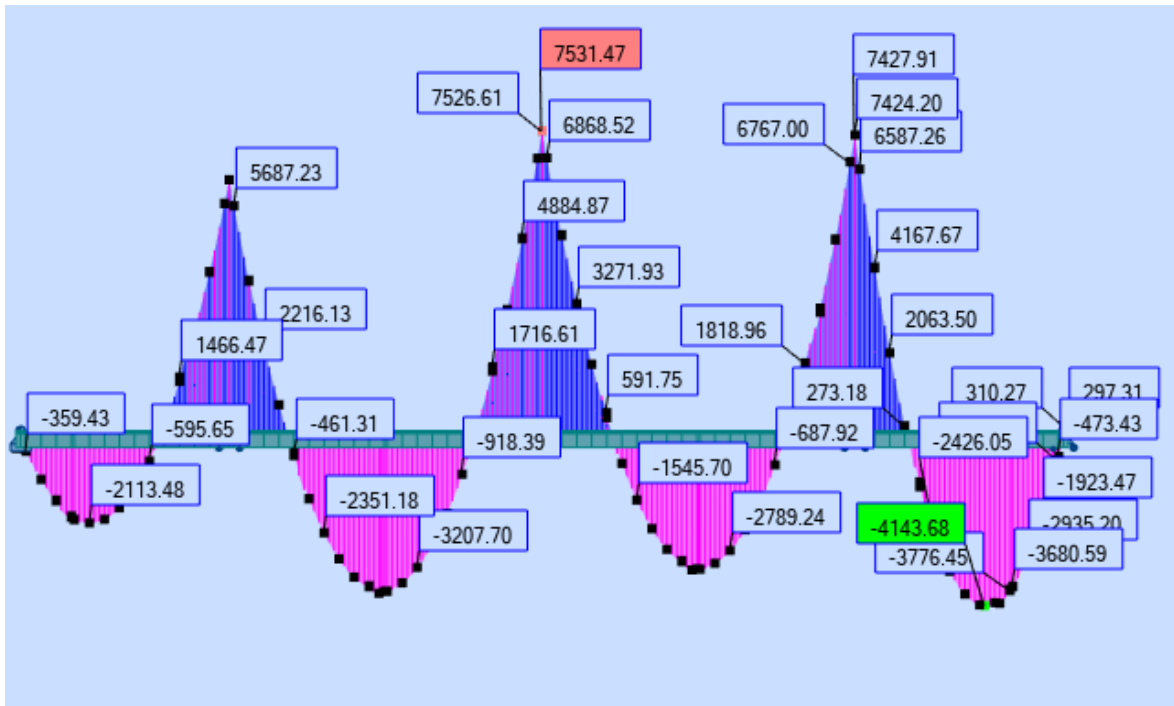
Combinaison $G + 1,2$ (L2) :



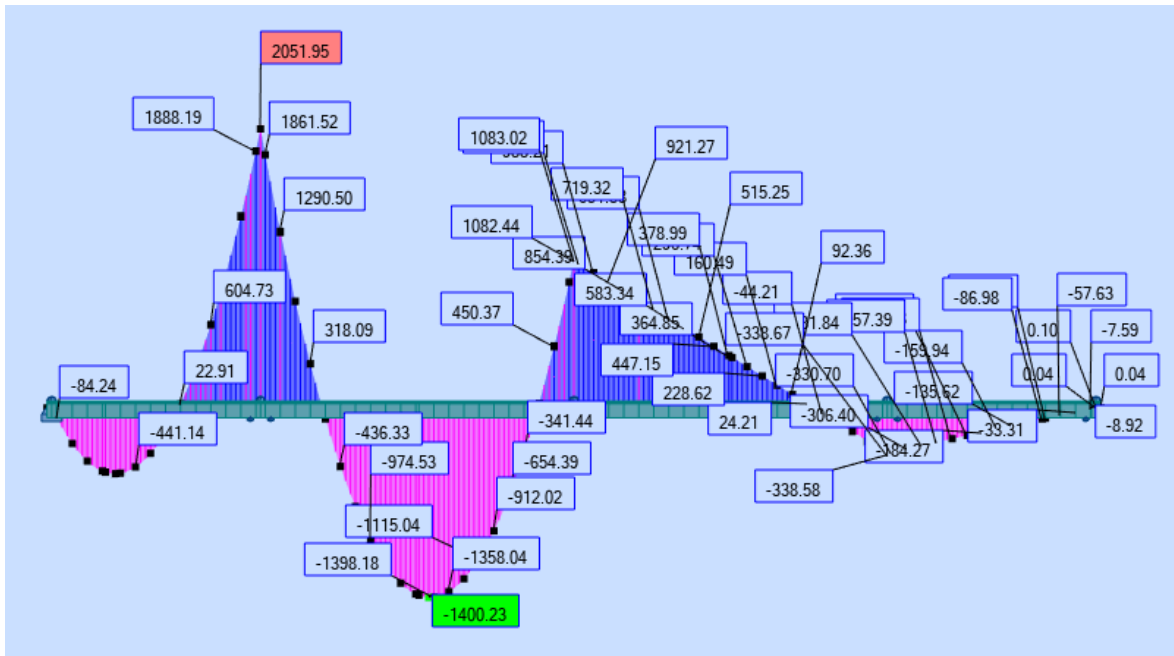
Combinaison $G + 1,2$ (L3) :



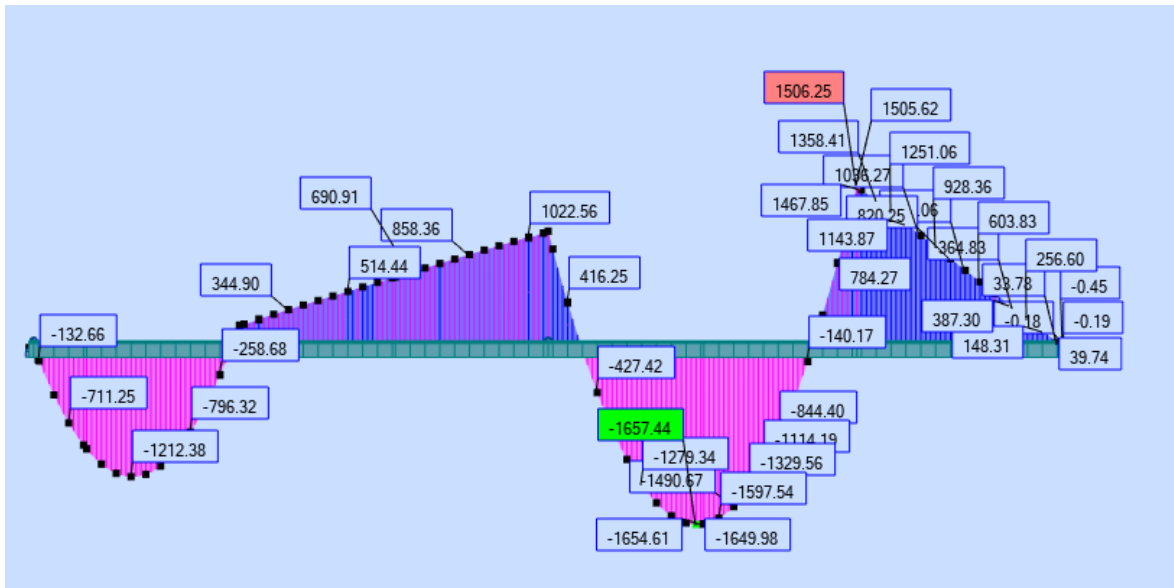
Combinaison $G + 1,2 (L4)$:



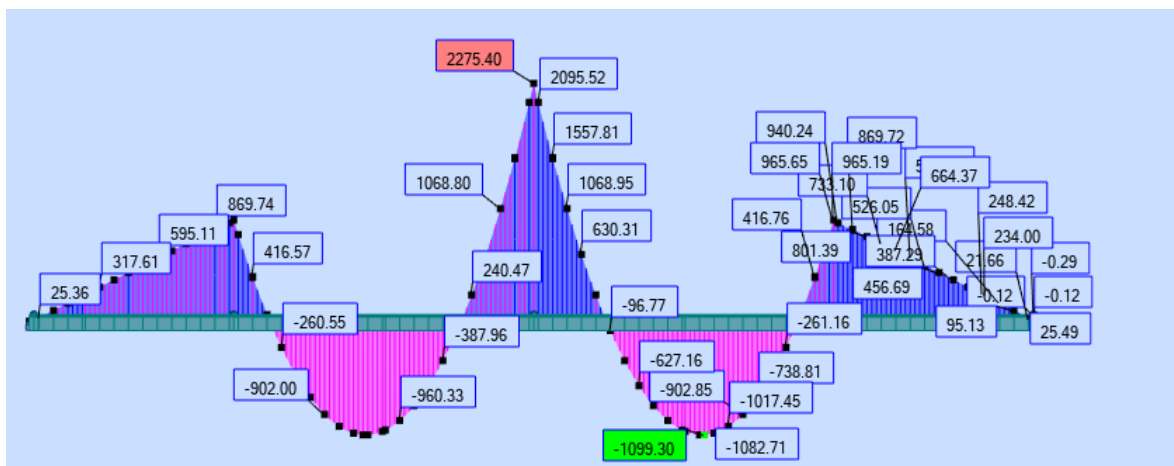
Combinaison $G + 1,2 (L1 + L2)$:



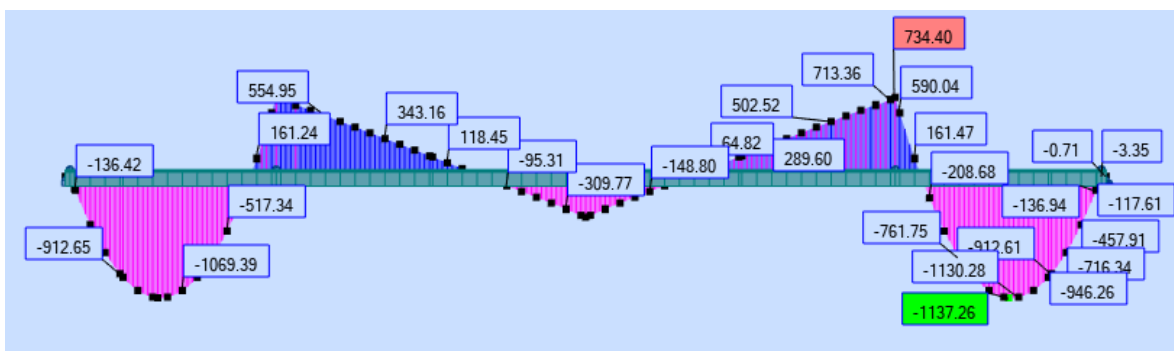
Combinaison $G + 1,2 (L1 + L3)$:



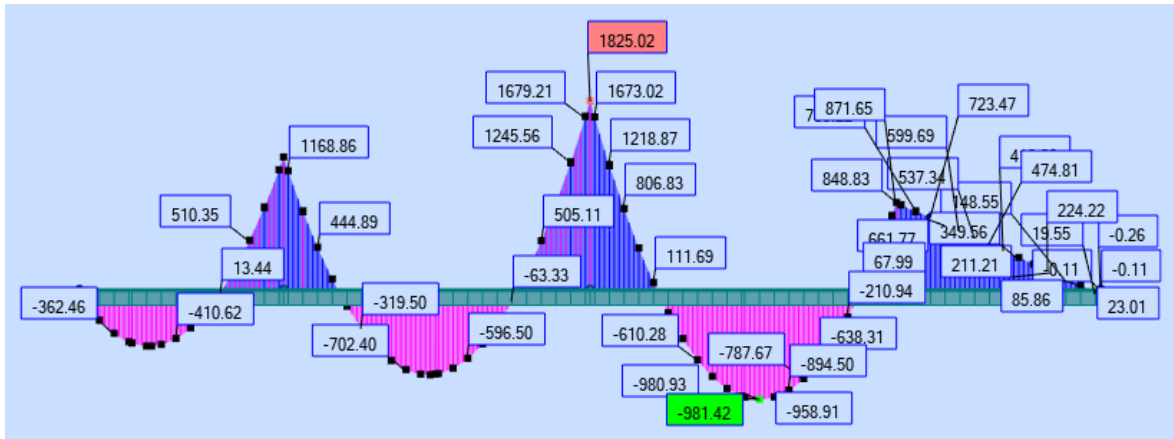
Combinaison $G + 1,2 (L1 + L4)$:



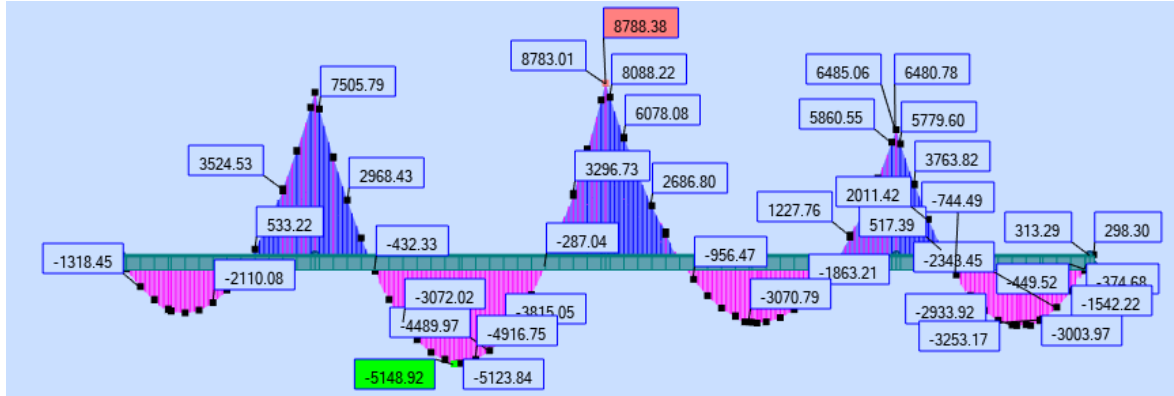
Combinaison $G + 1,2 (L2 + L3)$:



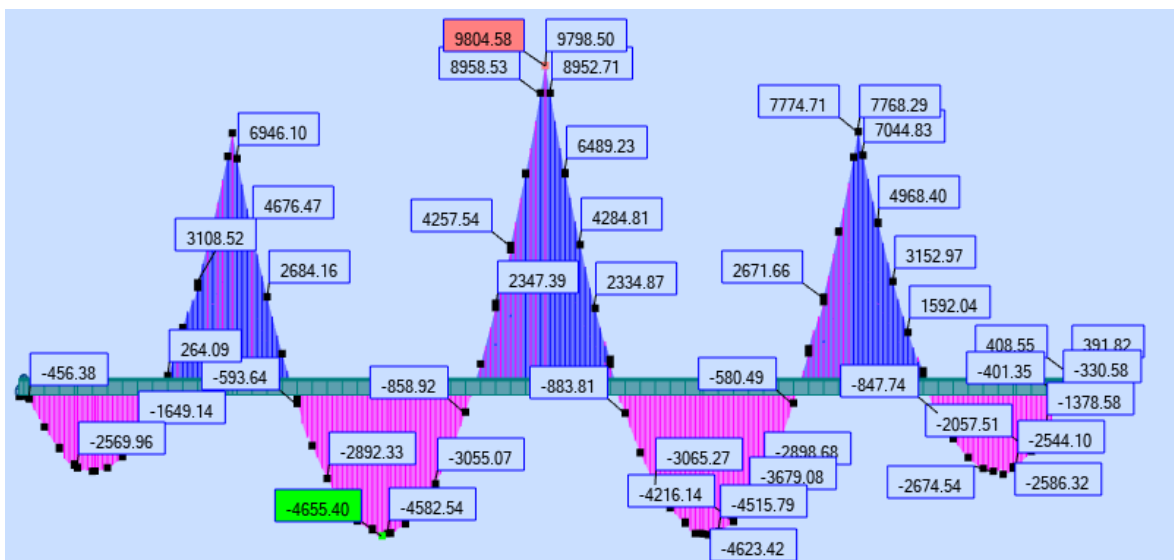
Combinaison $G + 1,2 (L1 + L2 + L3)$:



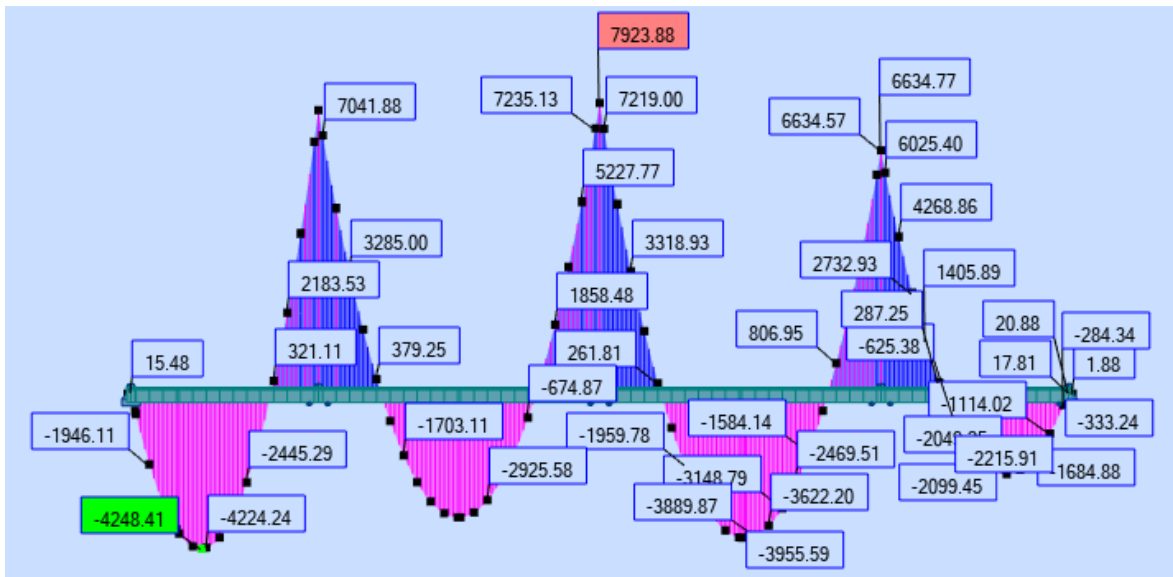
Combinaison $G + 1,2 (L1 + L2 + L4)$:



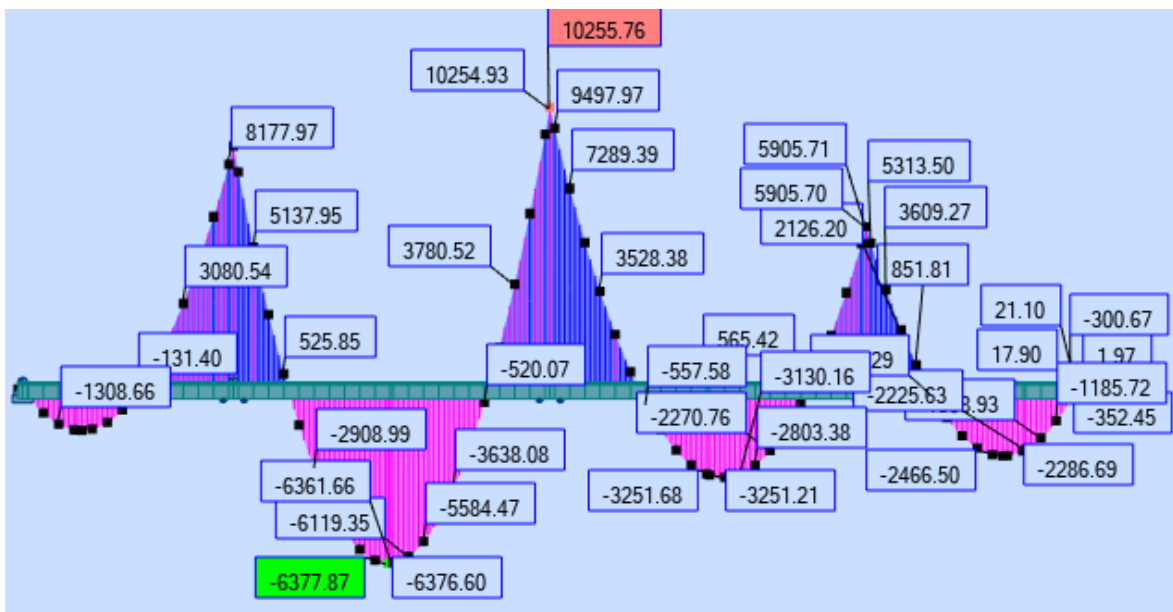
Combinaison $G + 1,2 (L1 + L2 + L3 + L4)$:



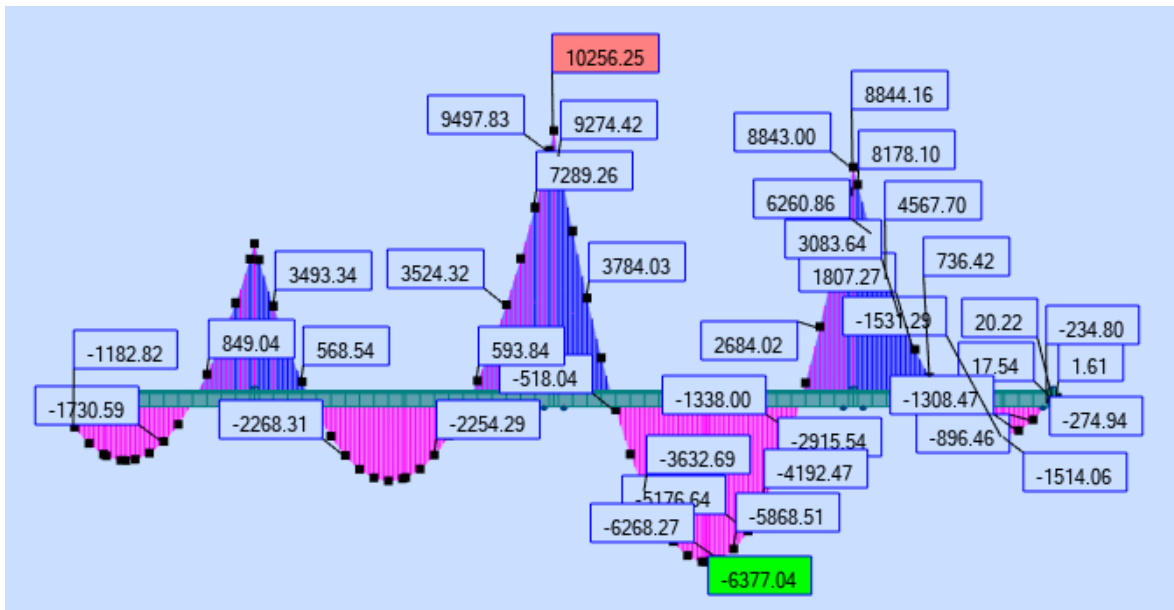
Combinaison $G + 1,2 (L1) + 0,5 \Delta T$:



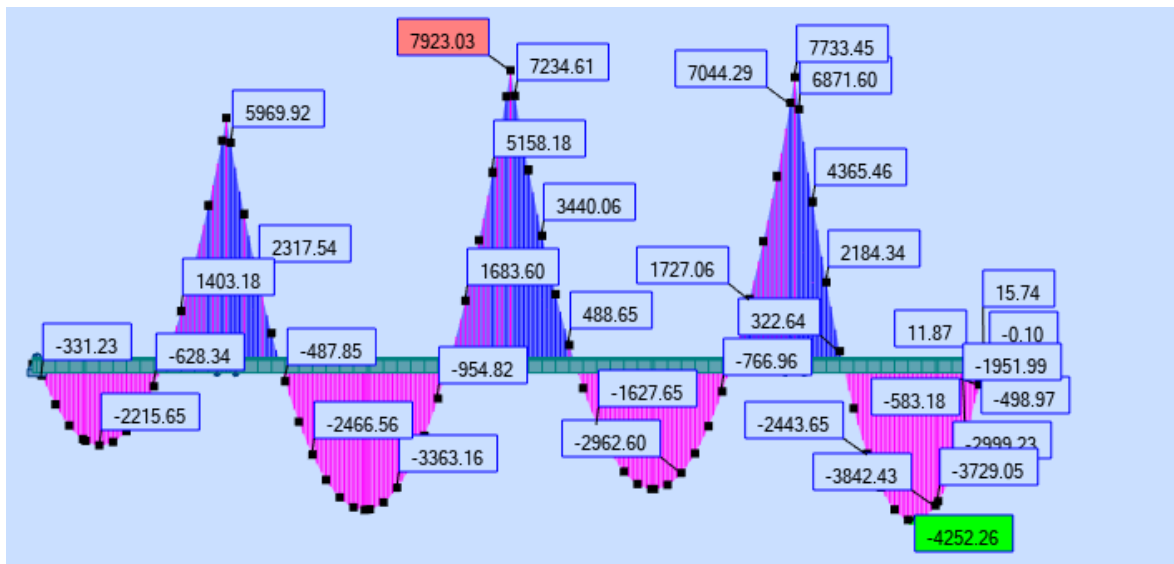
Combinaison $G + 1,2 (L2) + 0,5 \Delta T$:



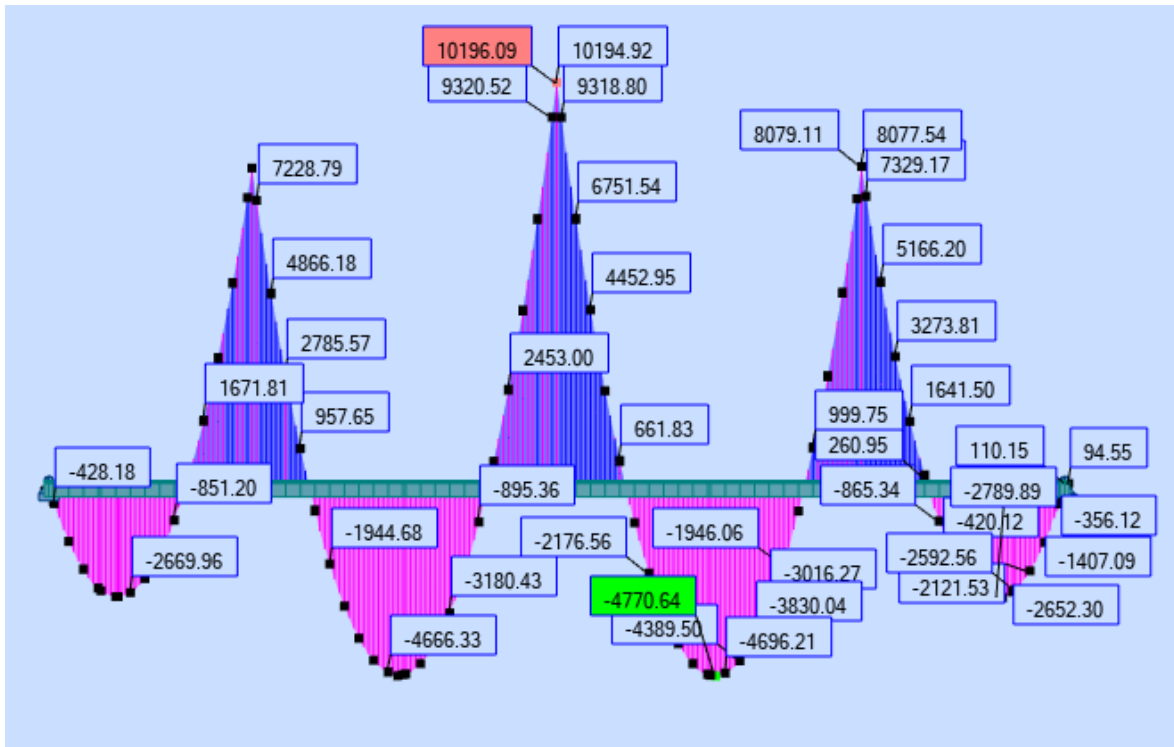
Combinaison $G + 1,2 (L3) + 0,5 \Delta T$:



Combinaison $G + 1,2 (L4) + 0,5 \Delta T$:



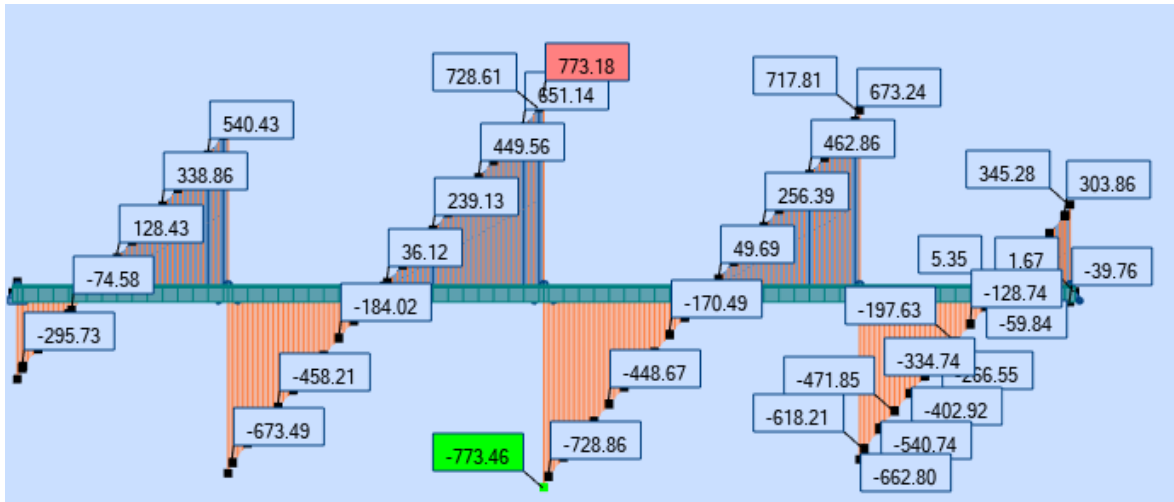
Combinaison $G + 1,2 (L) + 0,5 \Delta T$:



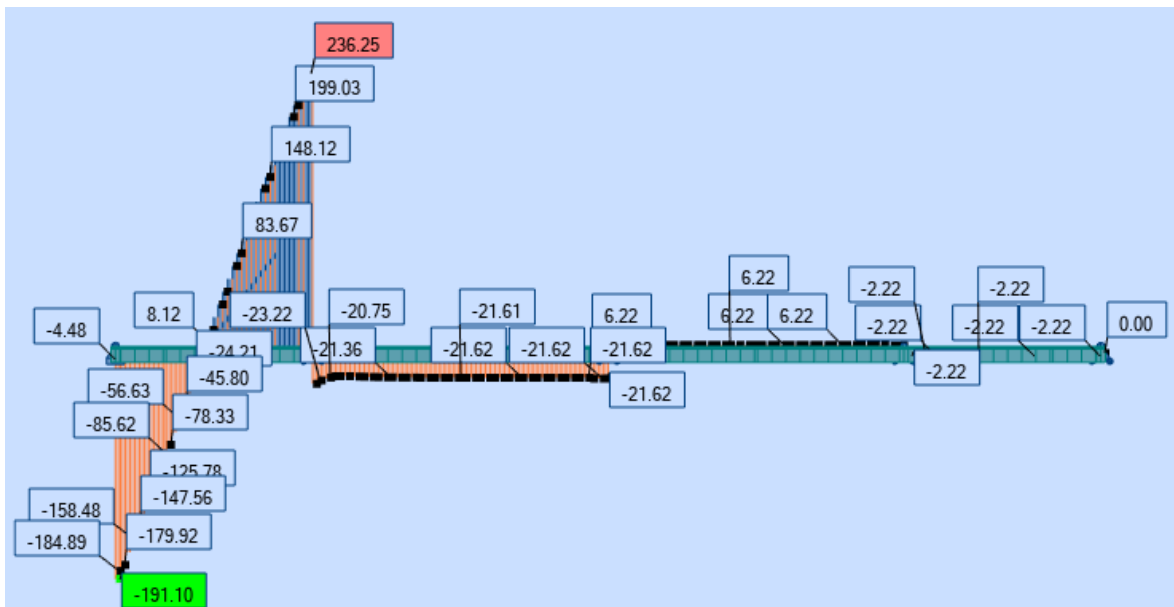
Annexe B

Diagramme des efforts tranchants sous les différentes charge et combinaisons de charges utilisés:

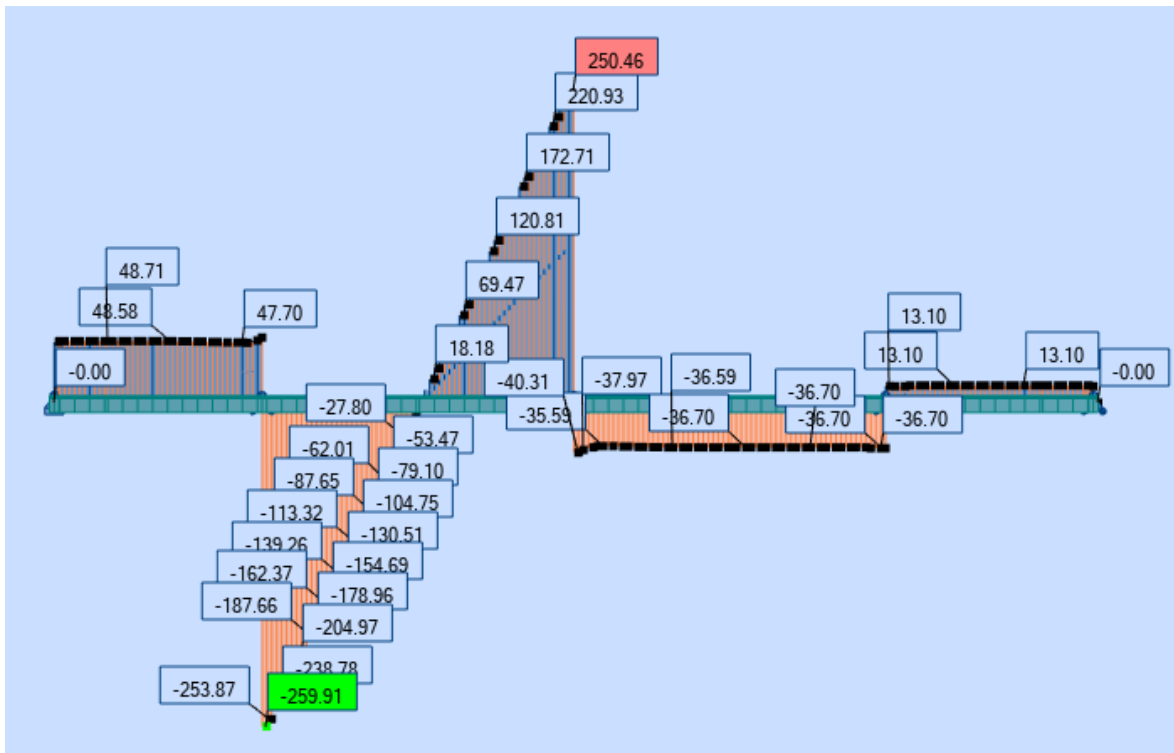
Charge permanent G :



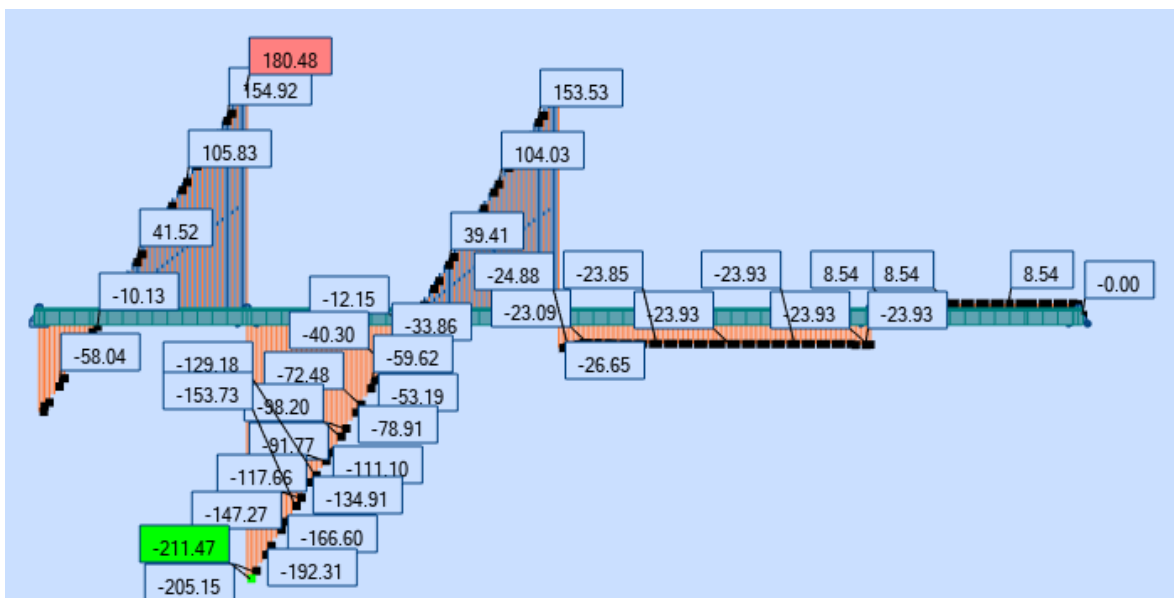
$A(L1 = 40)$ Cas de travée une chargé (travée de rive):



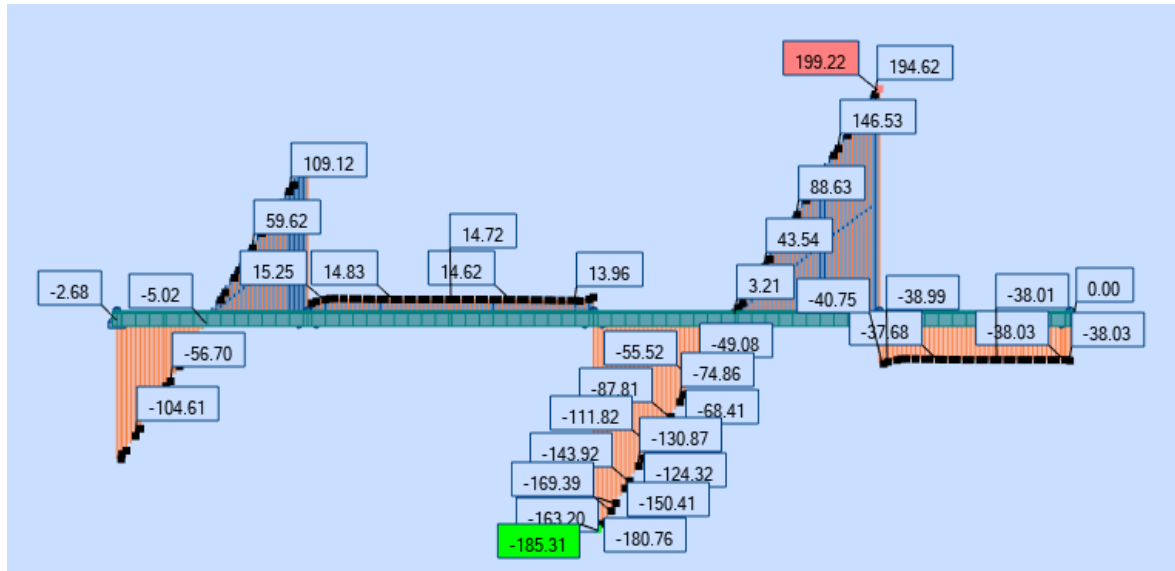
$A(L2 = 60)$ Cas de travée deux chargé (travée intermédiaire):



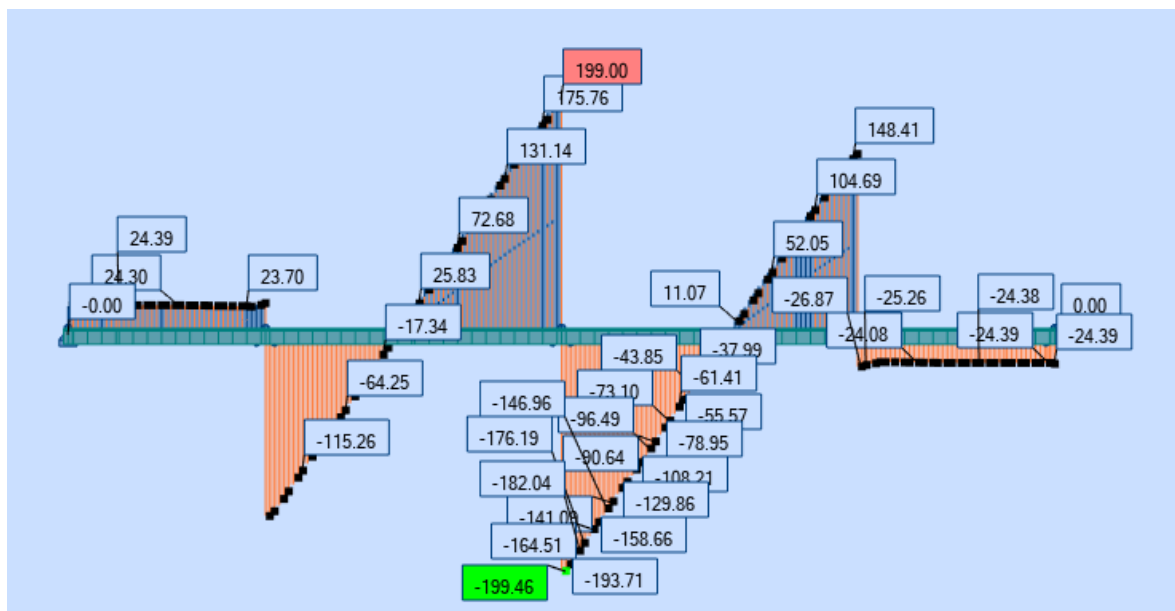
$A(L1 + L2)$ Cas de deux travées chargé (travée intermédiaire + travée de rive):



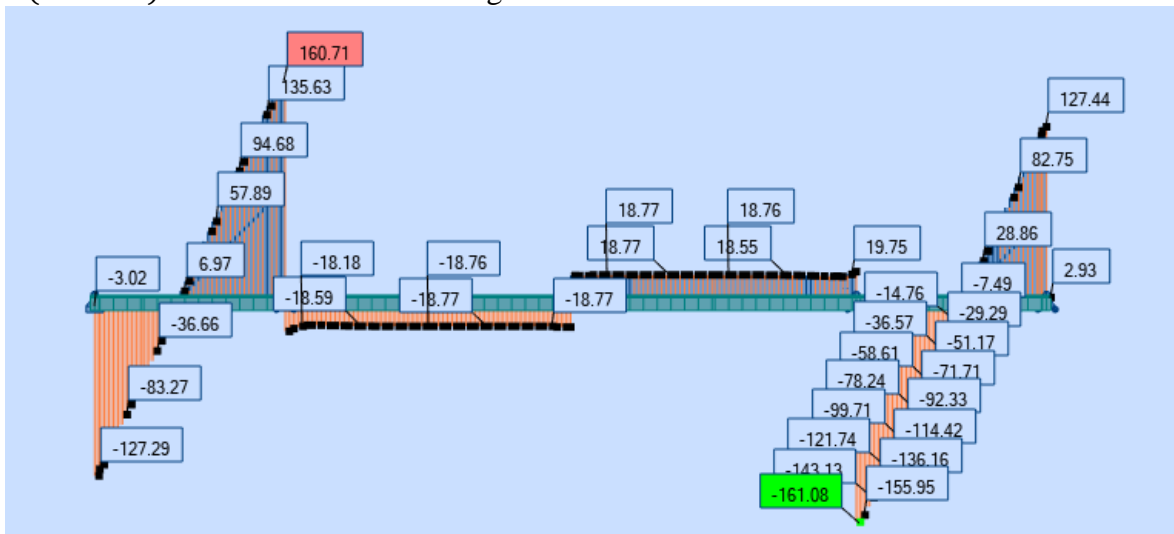
$A(L1 + L3)$ Cas de deux travées chargé :



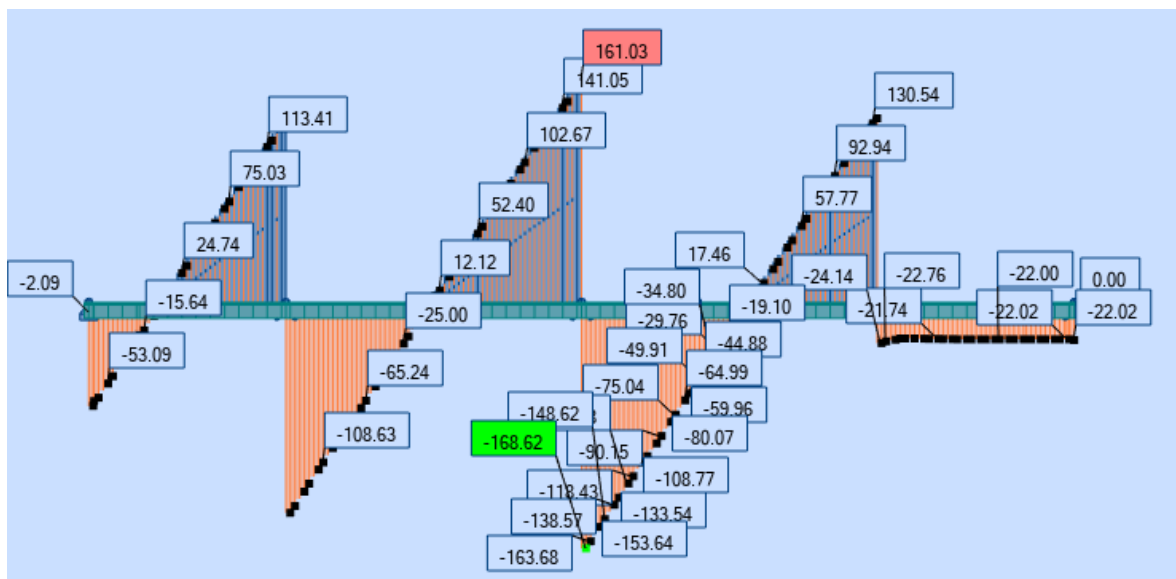
$A(L2 + L3)$ Cas de deux travées chargé :



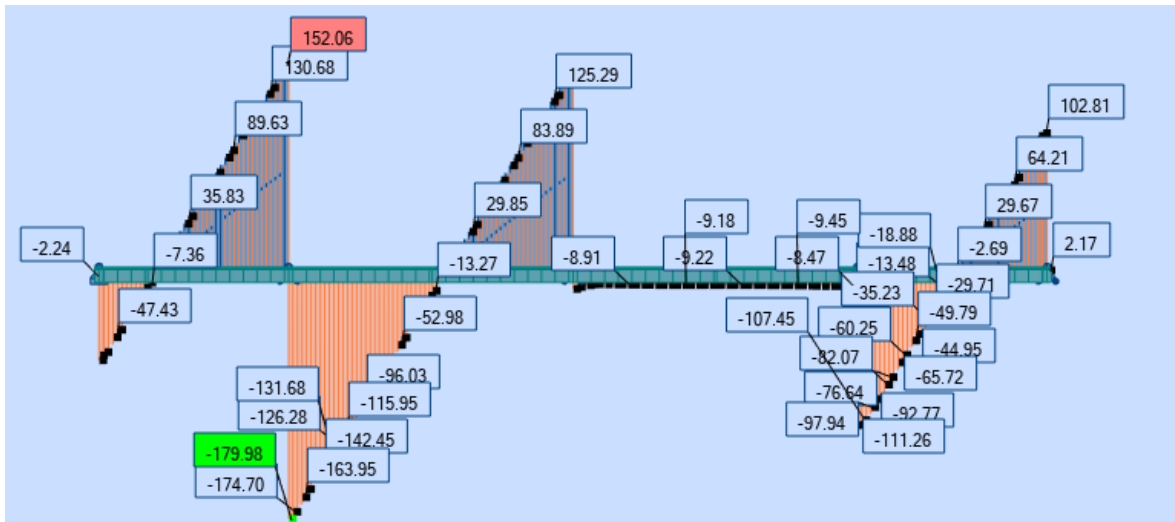
$A(L1 + L4)$ Cas de deux travées chargé :



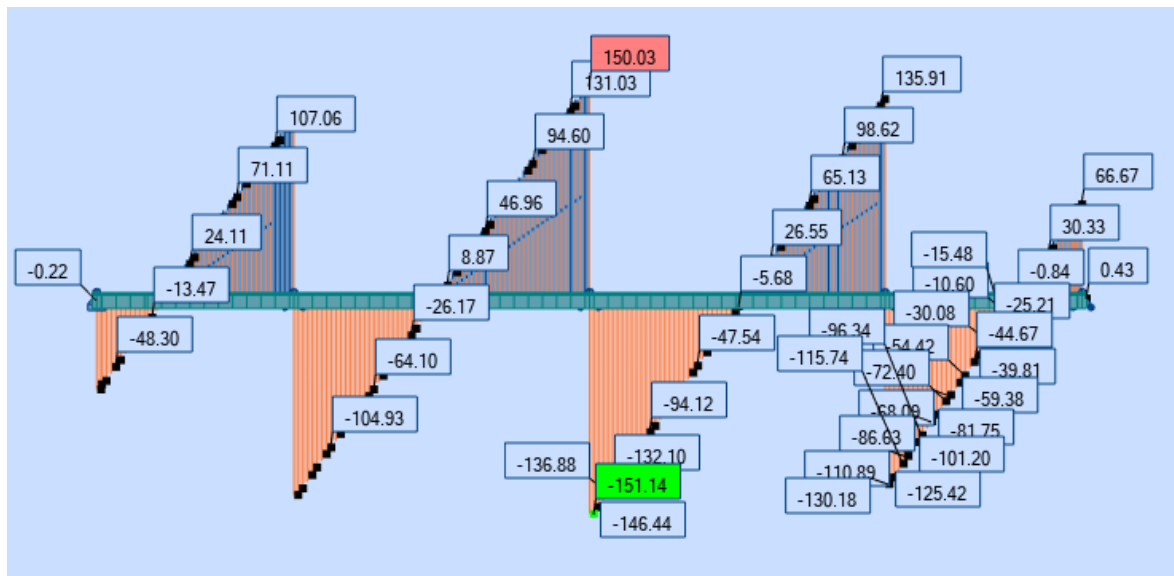
$A(L1 + L2 + L3)$ Cas de trois travées chargé :



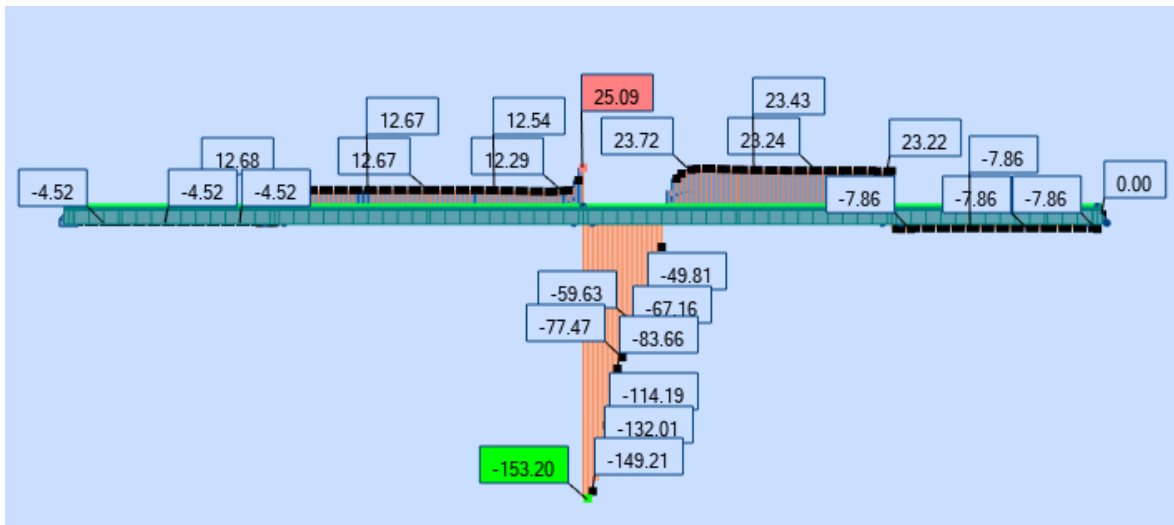
$A(L1 + L2 + L4)$ Cas de trois travées chargé :



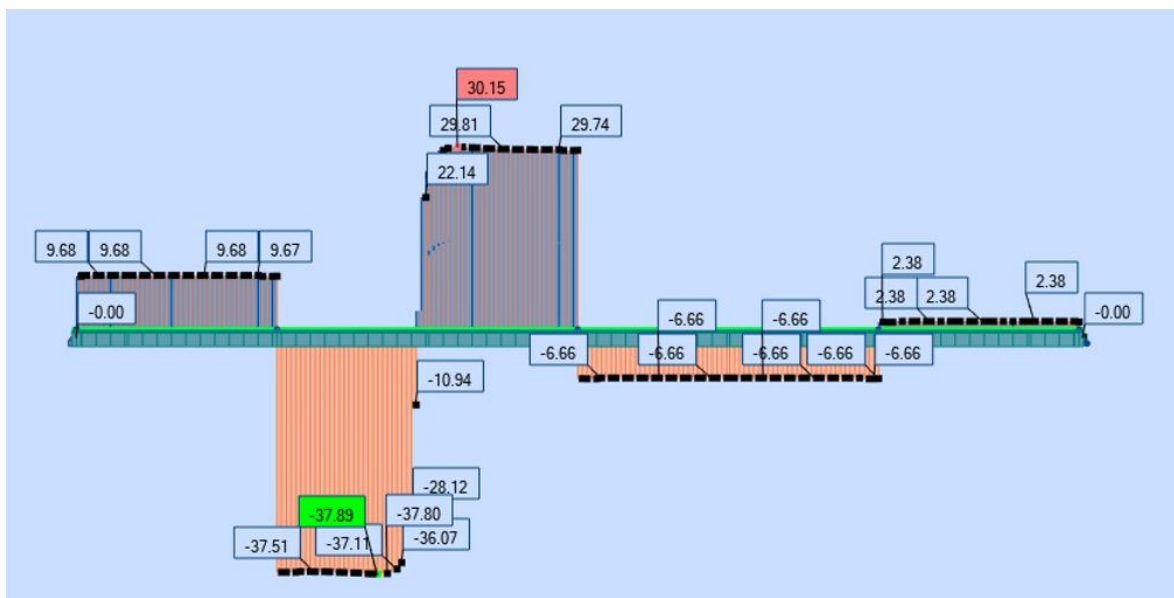
$A(L1 + L2 + L3 + L4)$ Cas de tous les travées chargées :



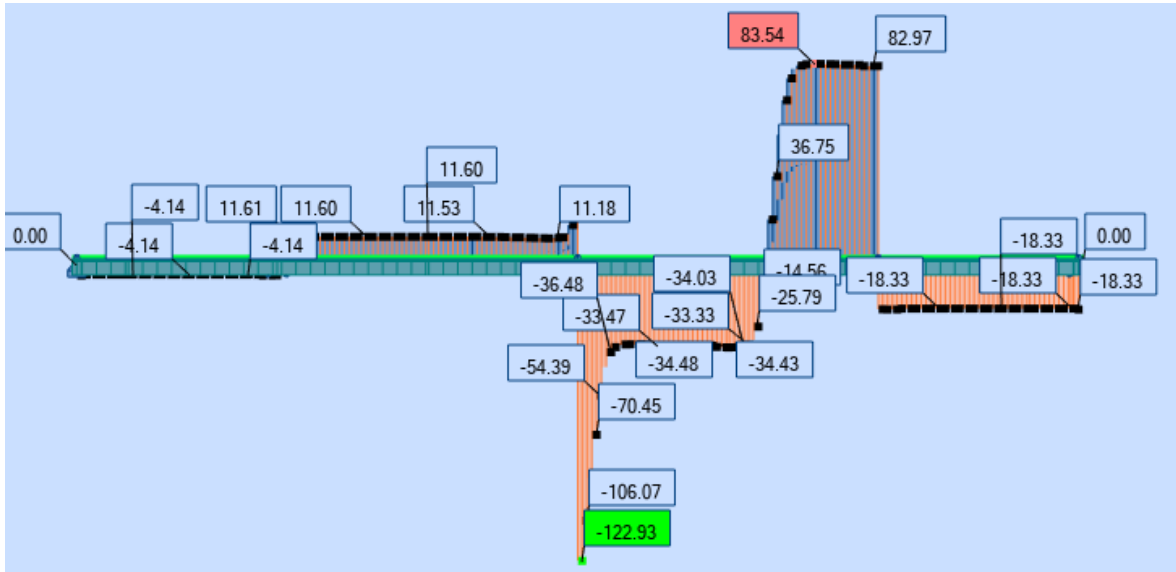
Bc Trois voies chargées :



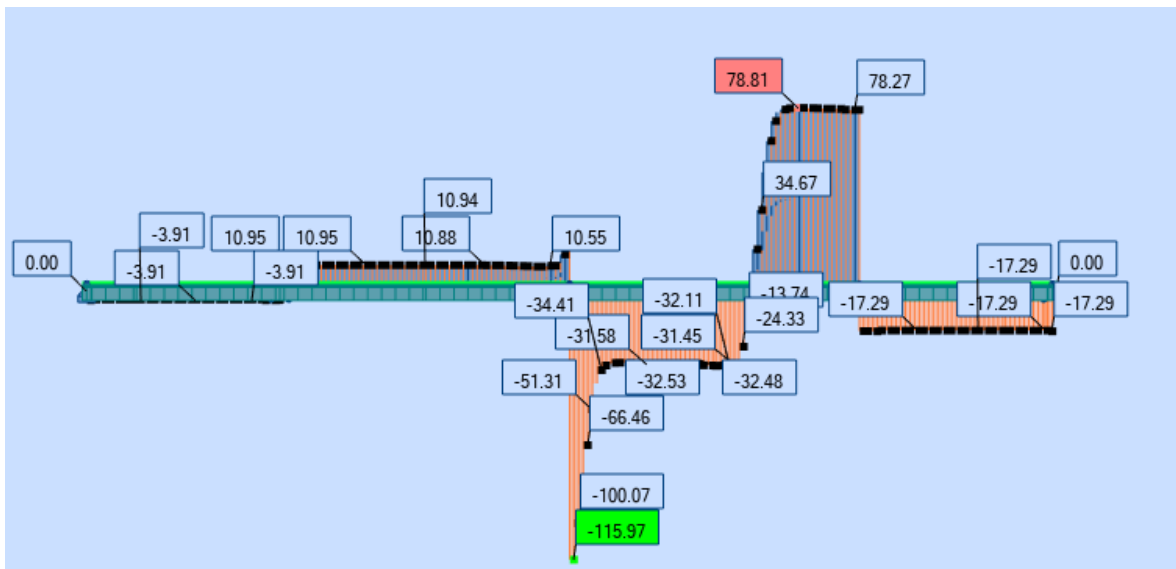
Bt Deux tandems :



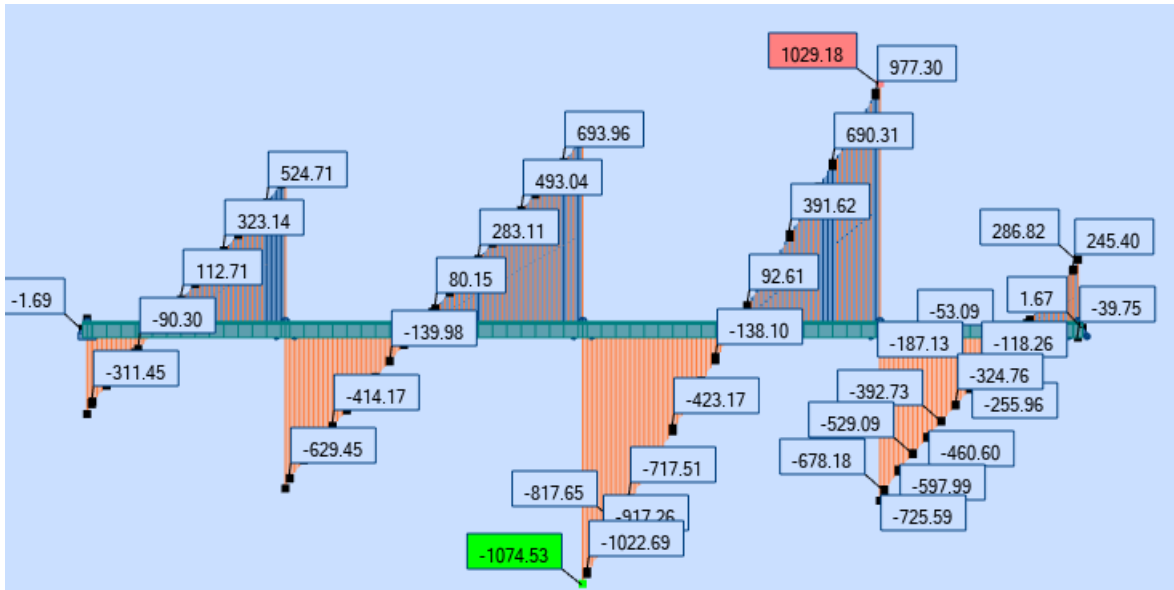
Mc120 :



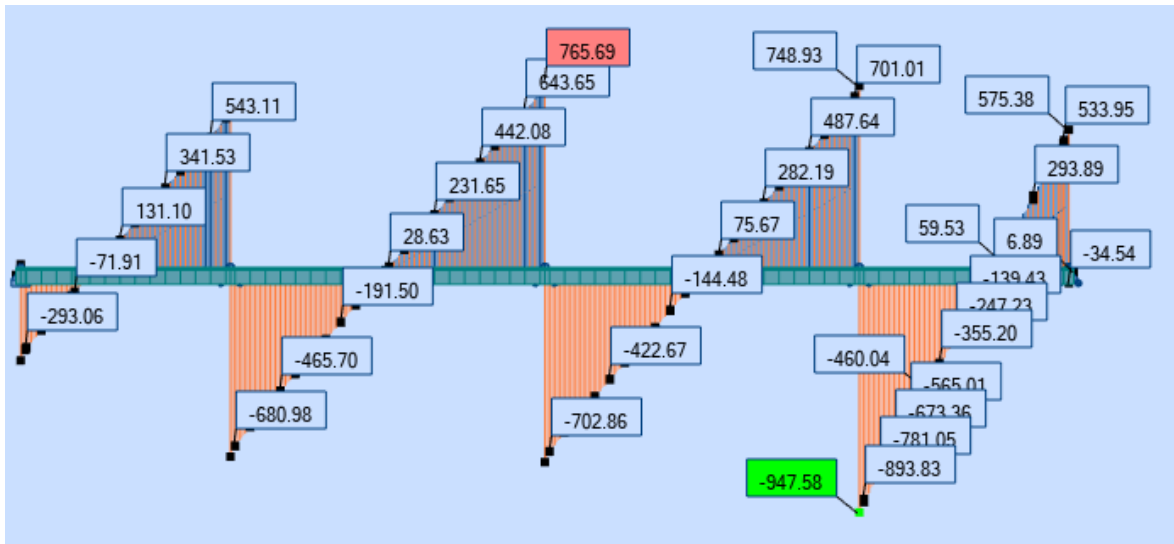
D240 :



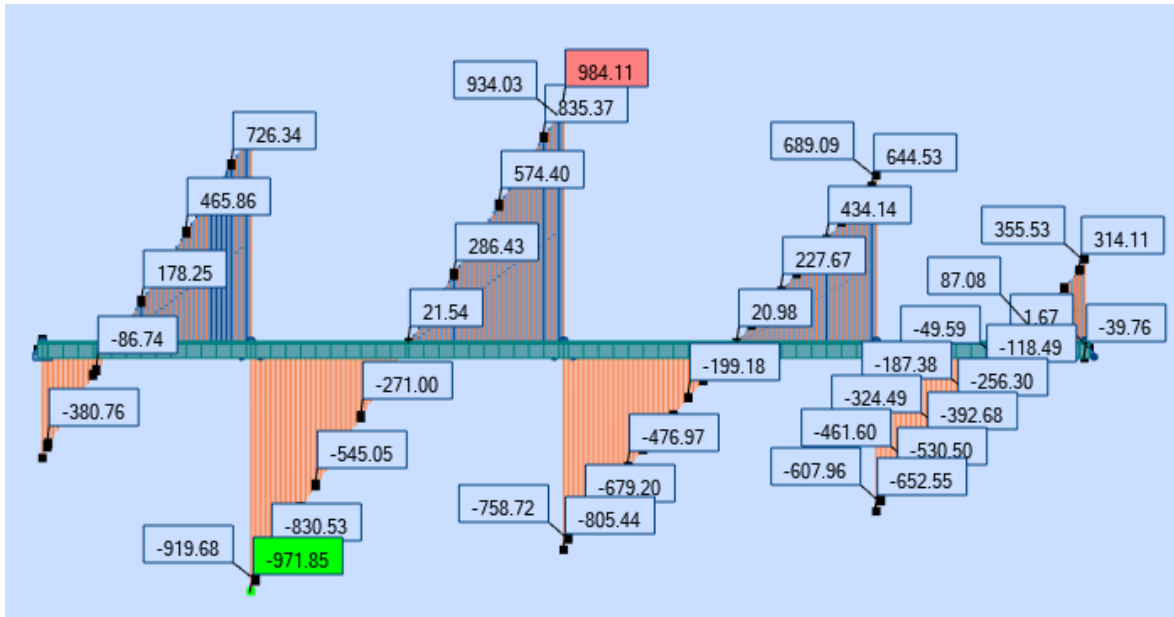
Combinaison $G + 1,2 (L3)$:



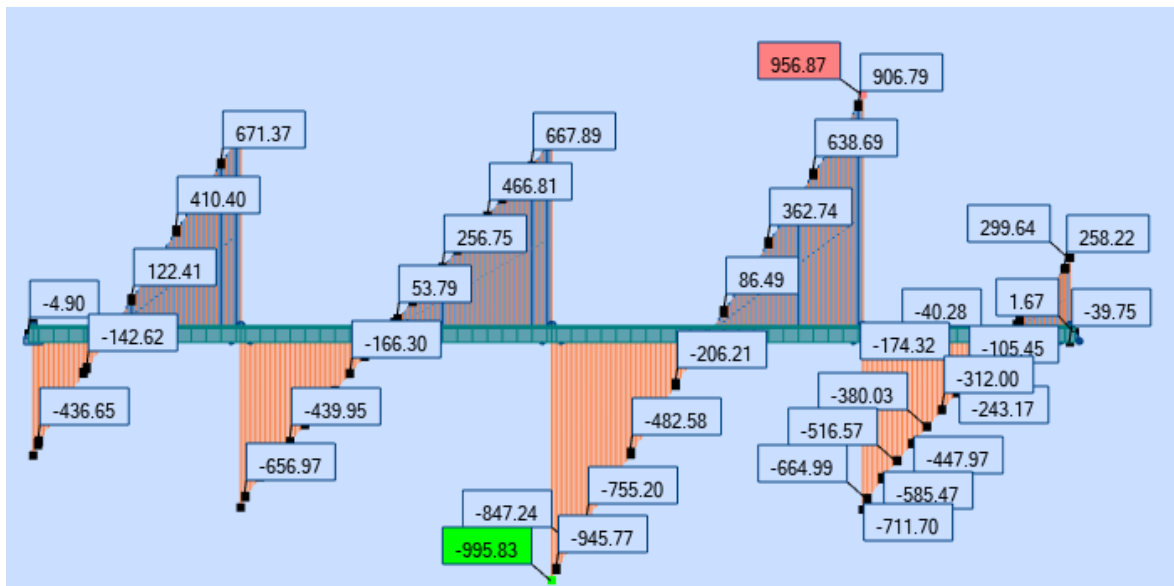
Combinaison $G + 1,2 (L4)$:



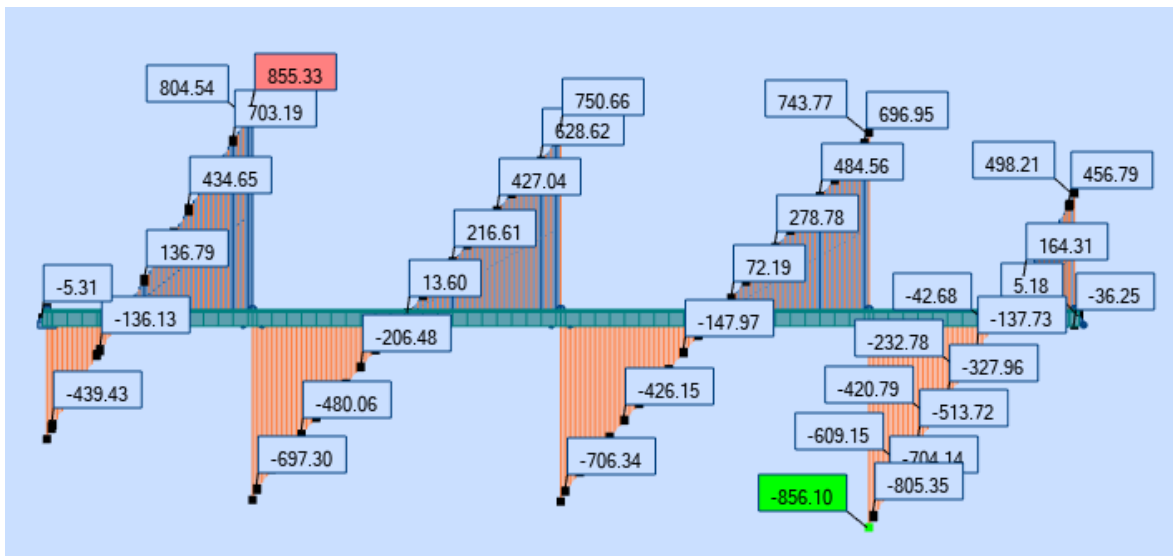
Combinaison $G + 1,2 (L1 + L2)$:



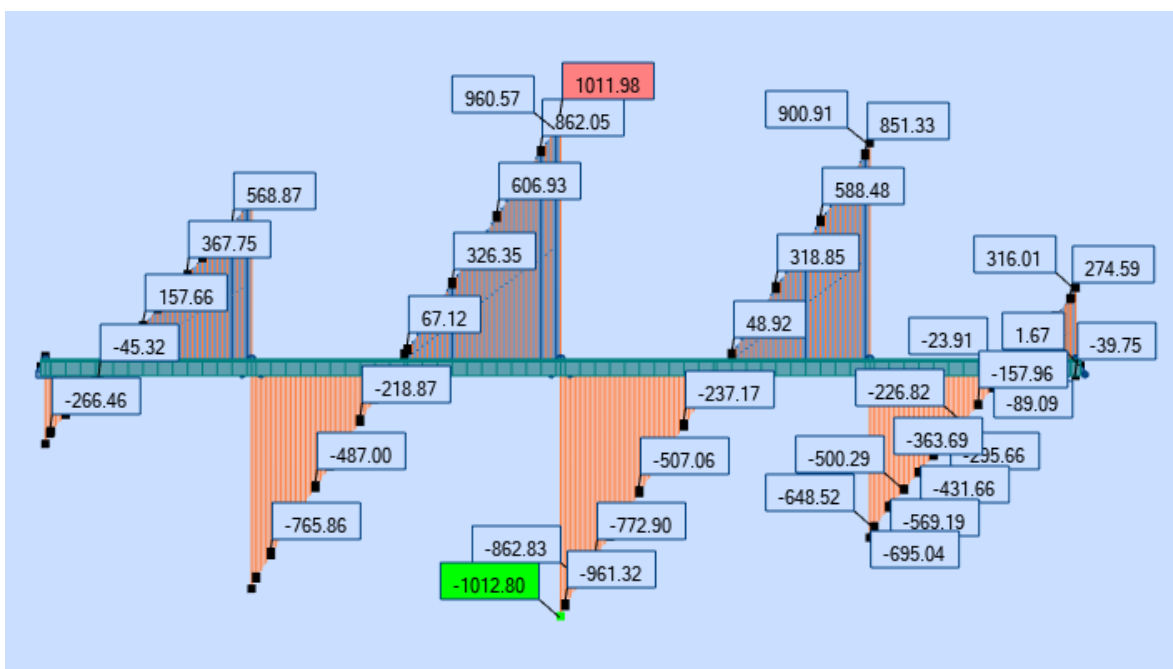
Combinaison $G + 1,2 (L1 + L3)$:



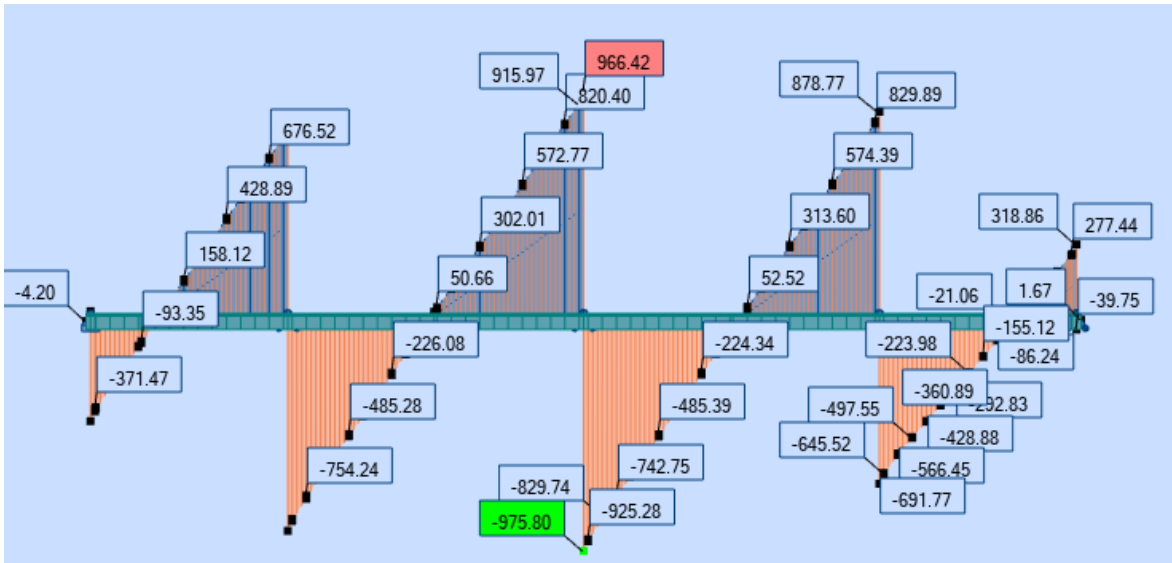
Combinaison $G + 1,2 (L1 + L4)$:



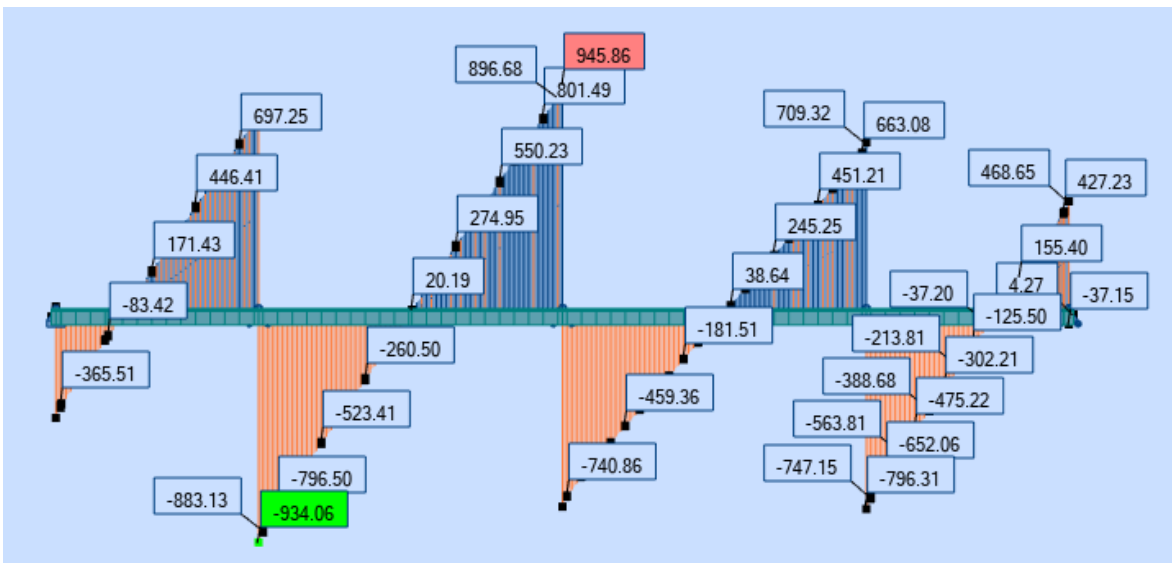
Combinaison $G + 1,2 (L2 + L3)$:



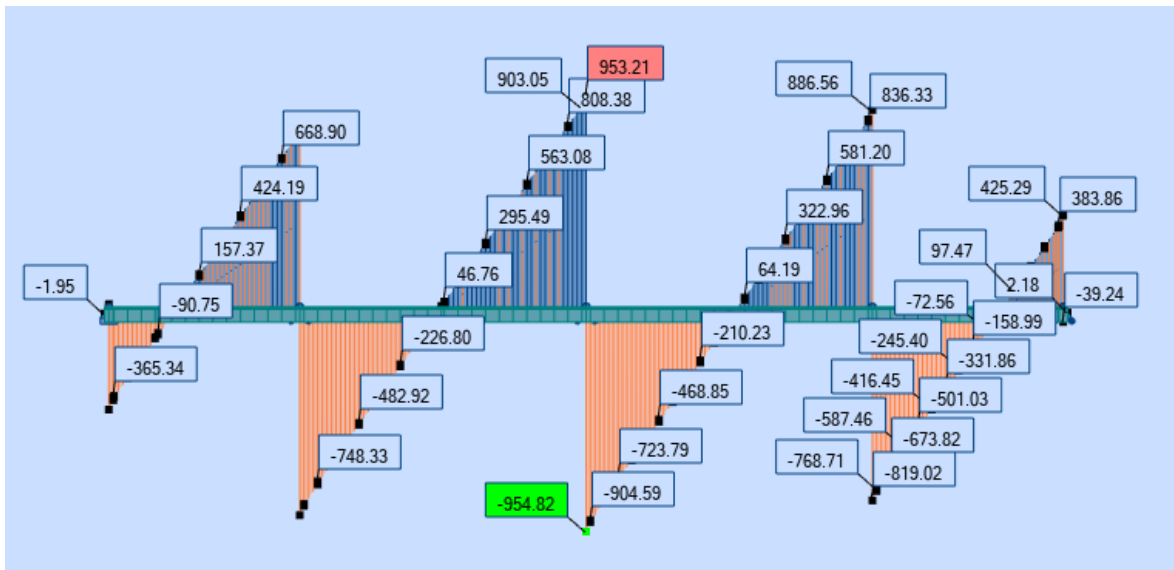
Combinaison $G + 1,2 (L1 + L2 + L3)$:



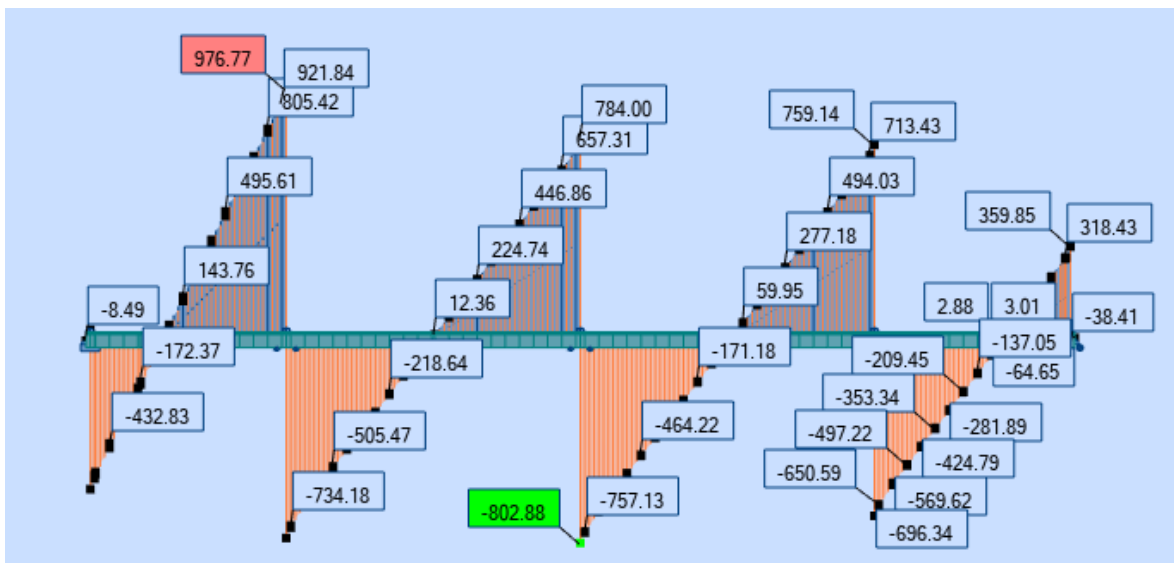
Combinaison $G + 1,2 (L1 + L2 + L4)$:



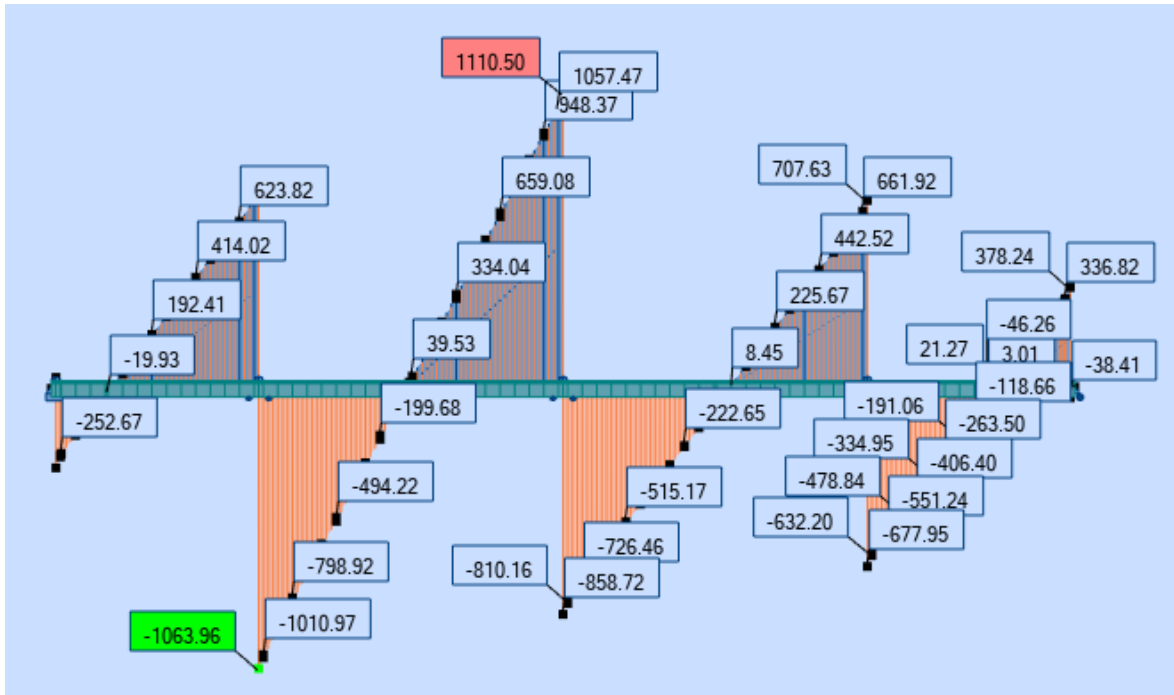
Combinaison $G + 1,2 (L1 + L2 + L3 + L4)$:



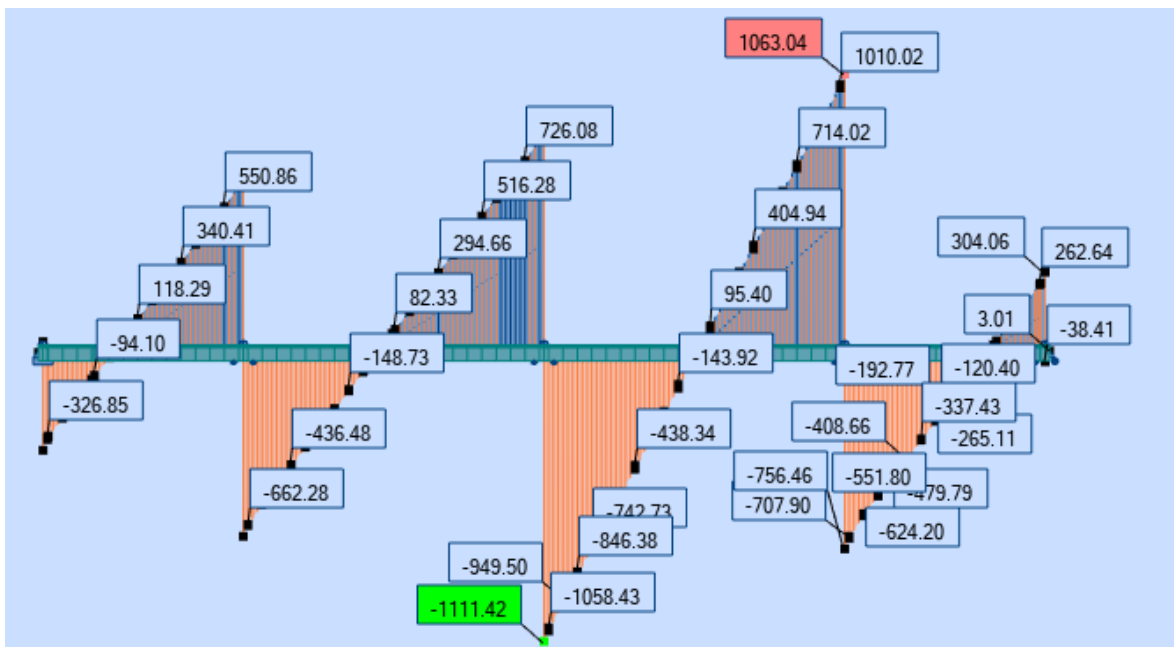
Combinaison $G + 1,2 (L1) + 0,5 \Delta T$:



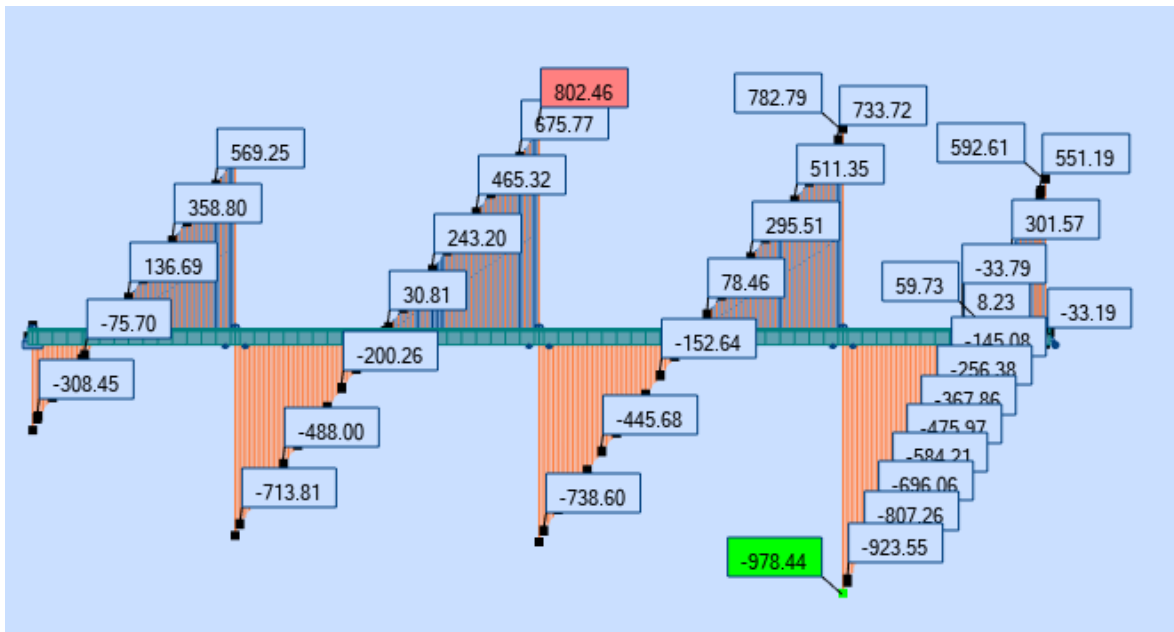
Combinaison $G + 1,2 (L2) + 0,5 \Delta T$:



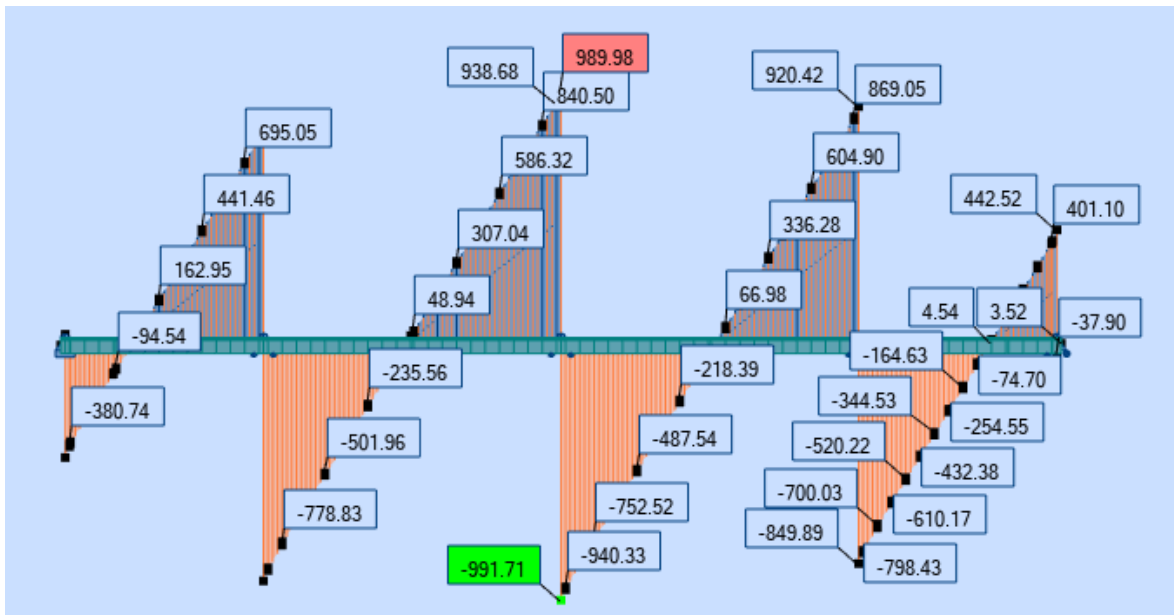
Combinaison $G + 1,2 (L3) + 0,5 \Delta T$:



Combinaison $G + 1,2 (L4) + 0,5 \Delta T$:



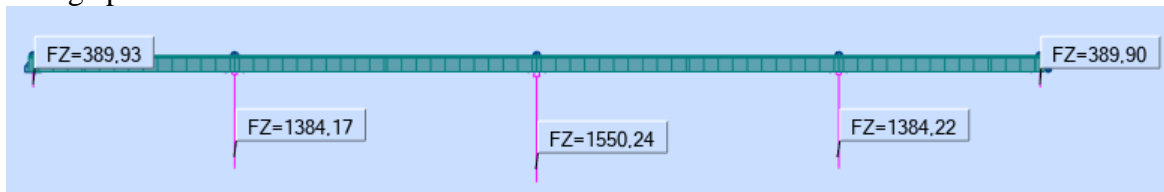
Combinaison $G + 1,2 (L) + 0,5 \Delta T$:



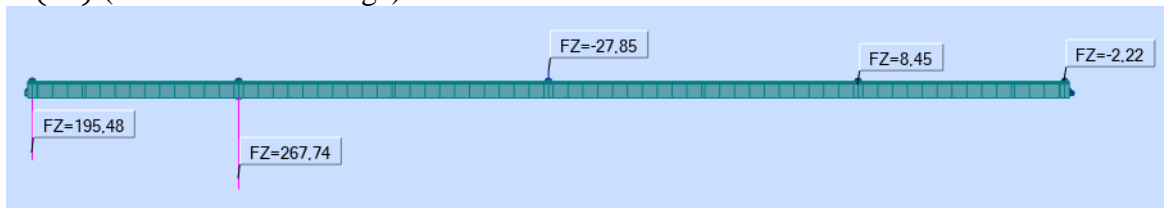
Annexe C

Valeur des réaction d'appuis sous les différentes charge et combinaisons de charges utilisé :

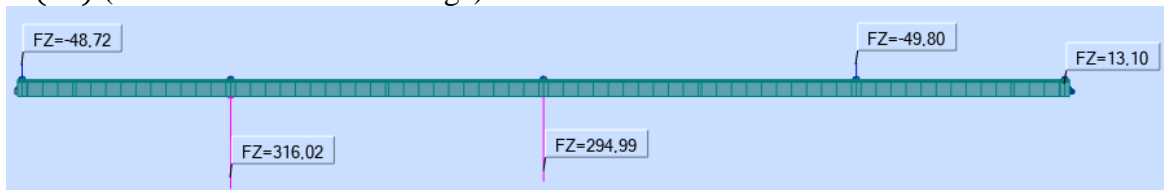
Charge permanent G :



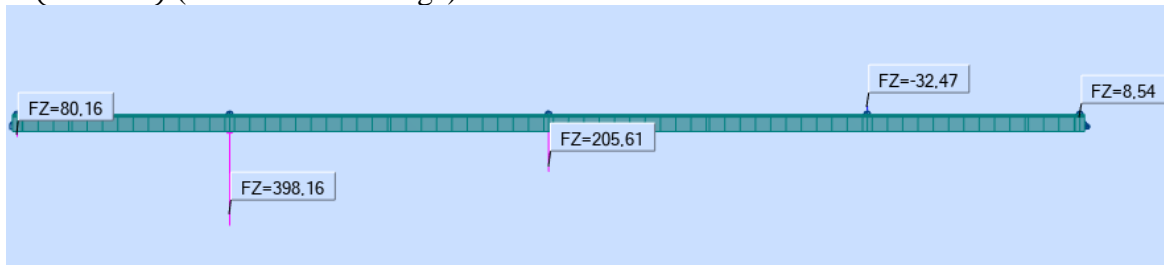
A (L1) (Travée de rive chargé):



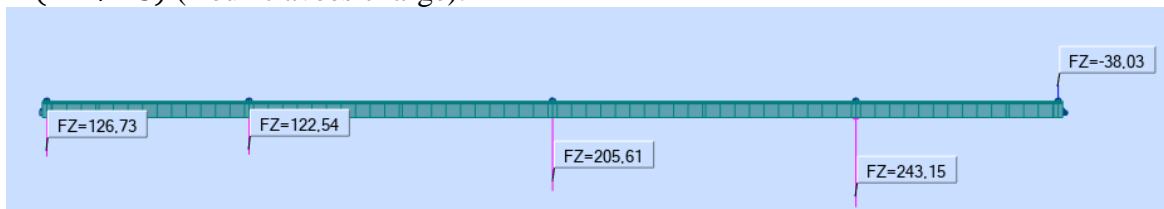
A (L2) (Travée intermédiaire chargé) :



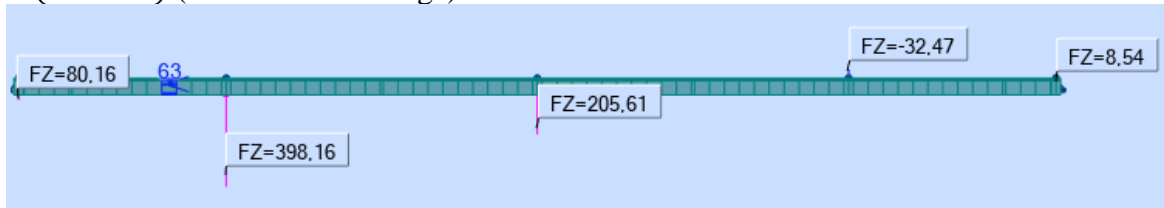
A (L1 + L2) (Deux travées chargé):



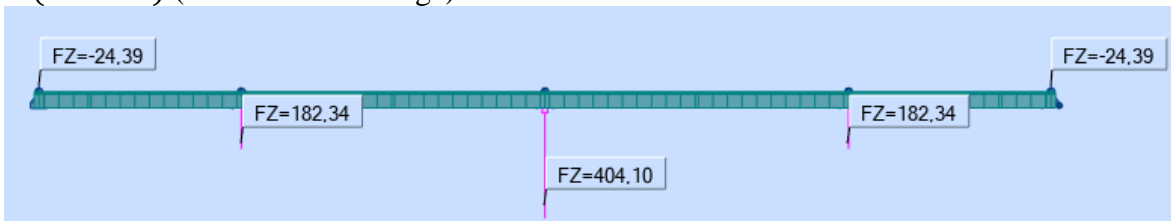
A (L1 + L3) (Deux travées chargé):



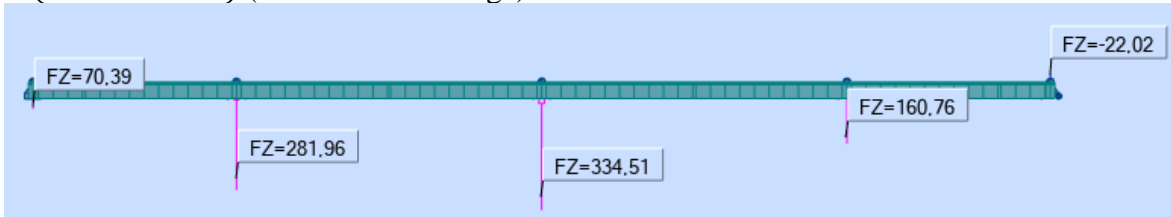
A (L1 + L4) (Deux travées chargé):



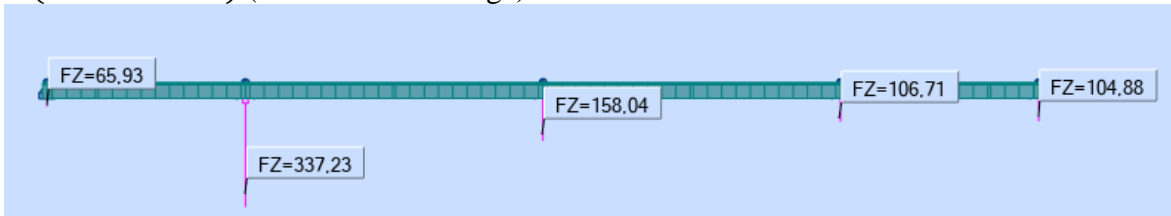
A ($L2 + L3$) (Deux travées chargé) :



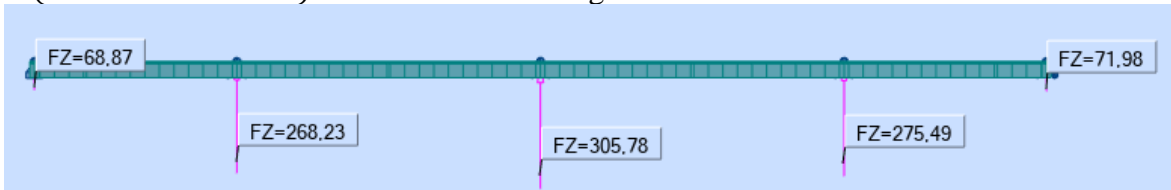
A ($L1 + L2 + L3$) (Trois travées chargé):



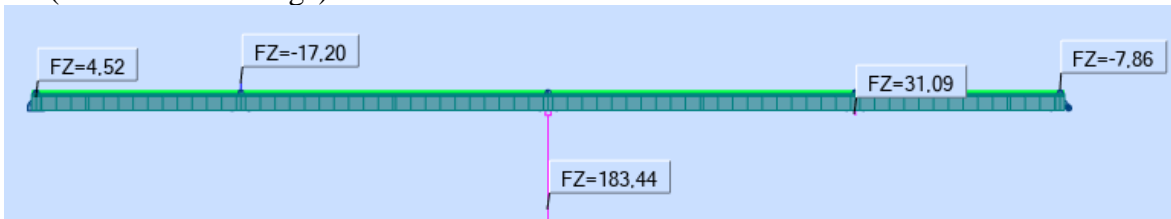
A ($L1 + L2 + L3$) (Trois travées chargé):



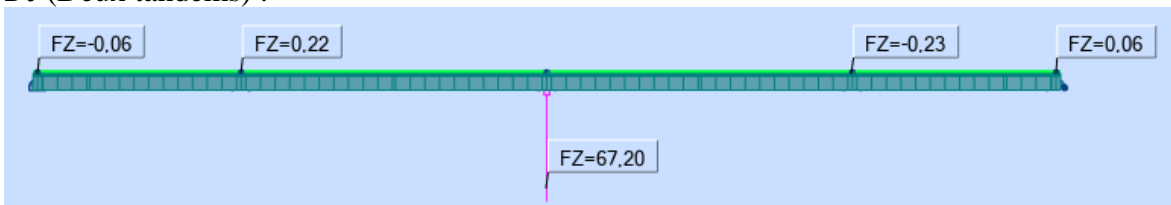
A ($L1 + L2 + L3 + L4$) Tous les travées chargées :



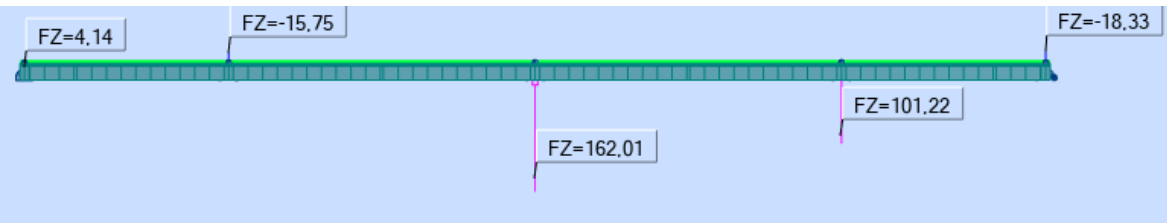
Bc (Trois travées chargé):



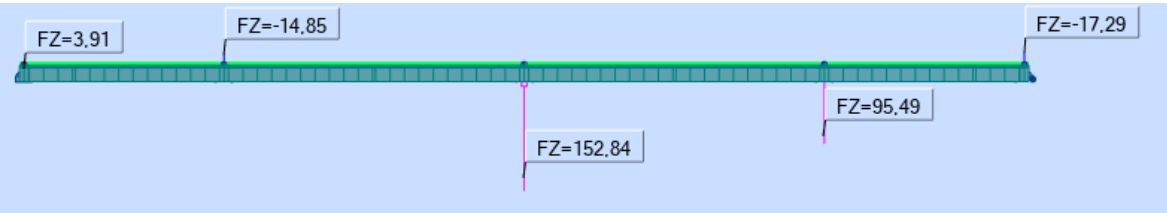
Bt (Deux tandems) :



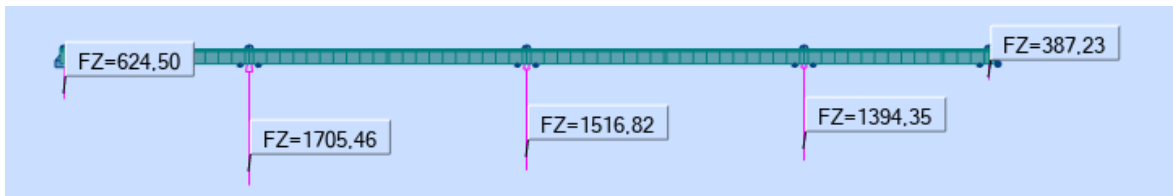
Mc120 :



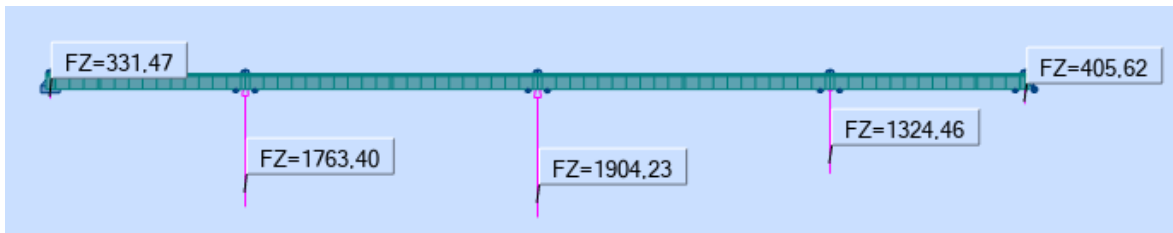
D240 :



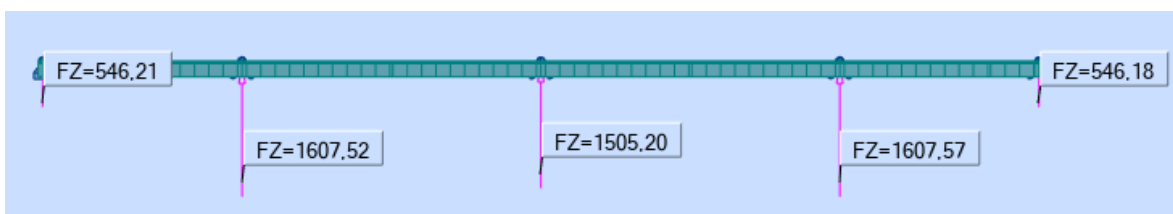
Combinaison $G + 1,2 A(L1)$:



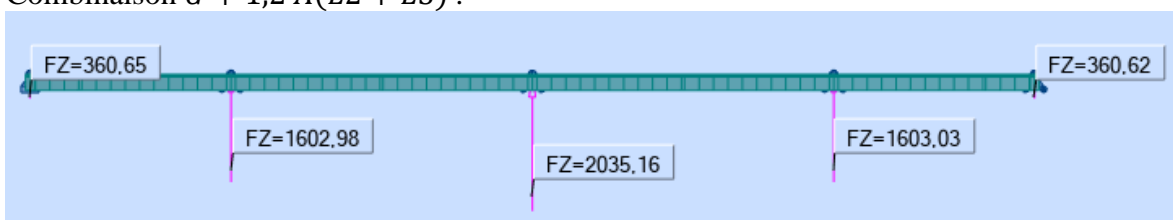
Combinaison $G + 1,2 A(L2)$:



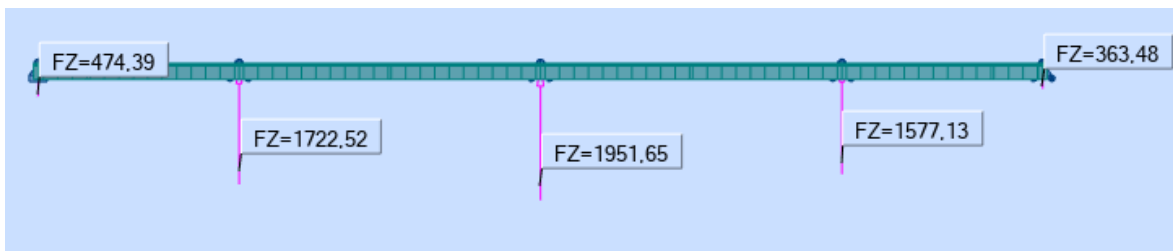
Combinaison $G + 1,2 A(L1 + L4)$:



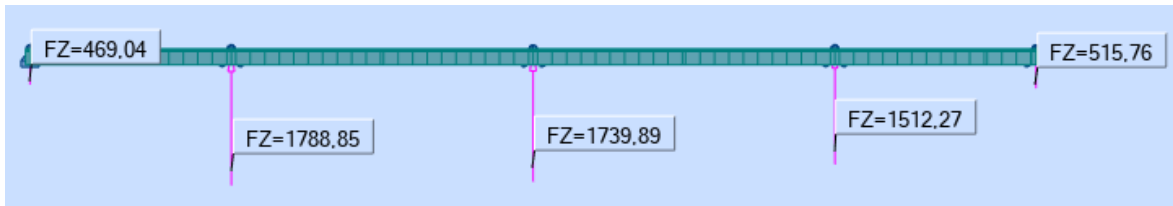
Combinaison $G + 1,2 A(L2 + L3)$:



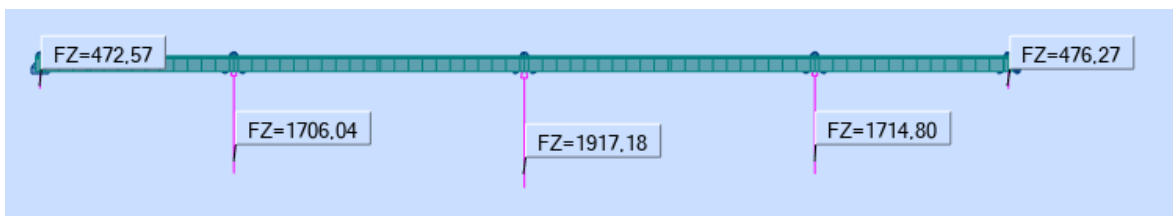
Combinaison $G + 1,2 A(L1 + L2 + L3)$:



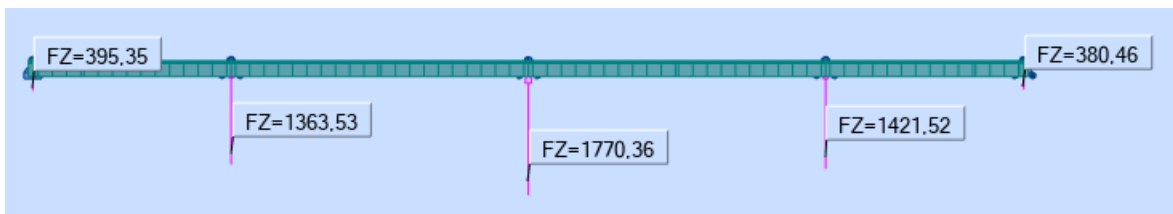
Combinaison $G + 1,2 A(L1 + L2 + L4)$:



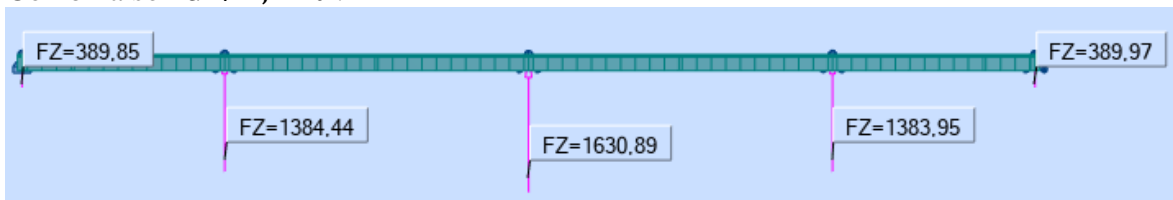
Combinaison $G + 1,2 A(L1 + L2 + L3 + L4)$:



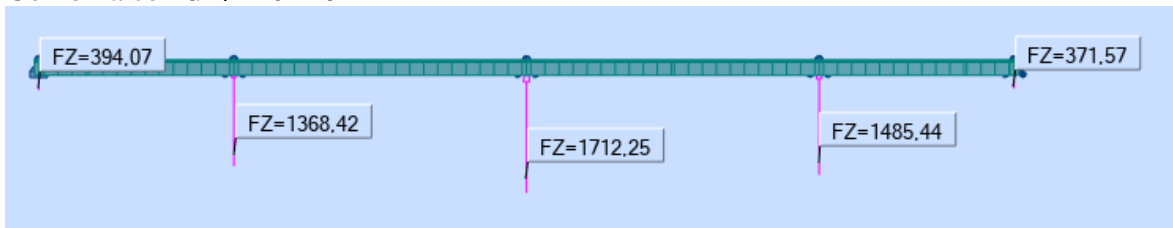
Combinaison $G + 1,2 Bc$:



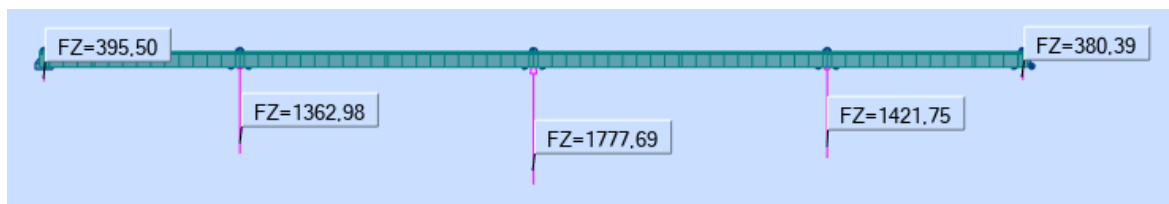
Combinaison $G + 1,2 Bt$:



Combinaison $G + Mc120$:



Combinaison $G + D240$:

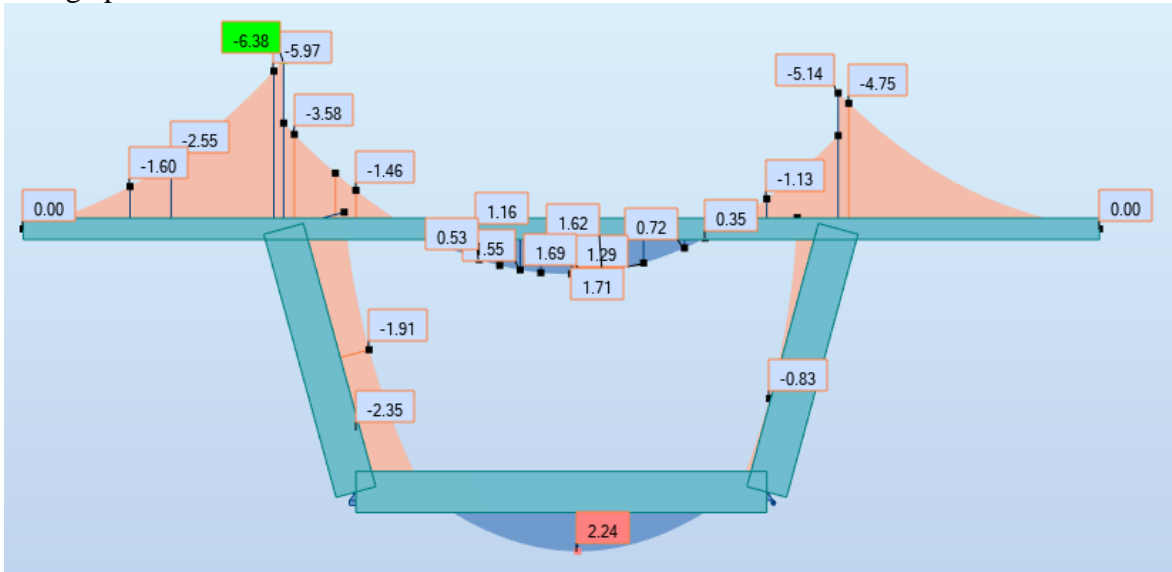


Annexe D

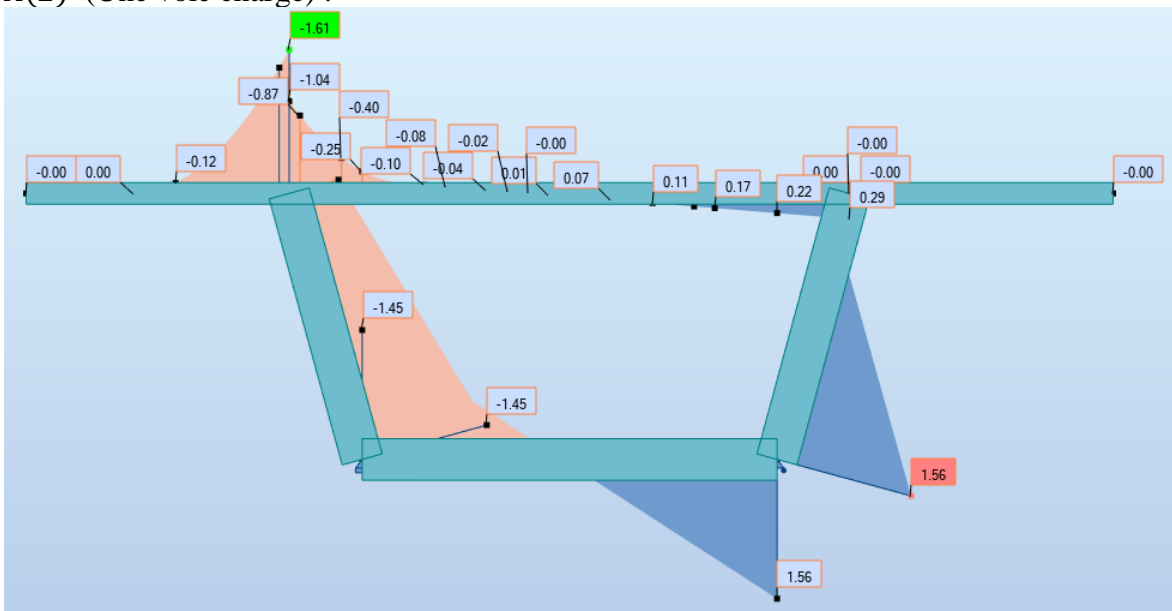
Valeur des moments fléchissant sous les différentes charge et combinaisons de charges utilisé pour la section transversale :

✓ VSP :

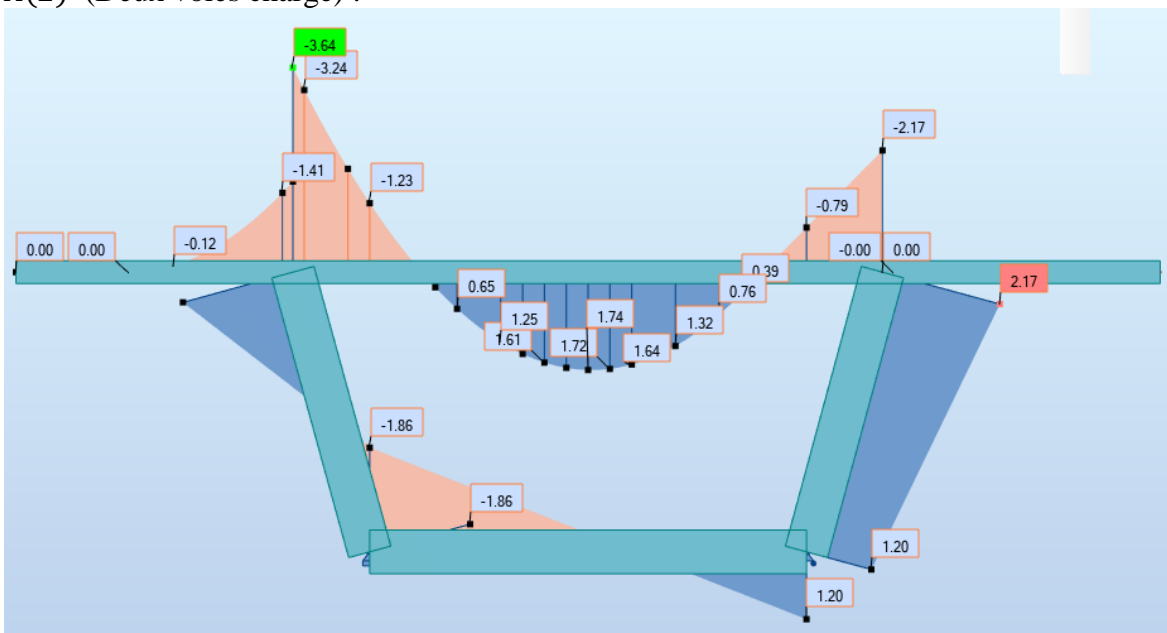
Charge permanent G :



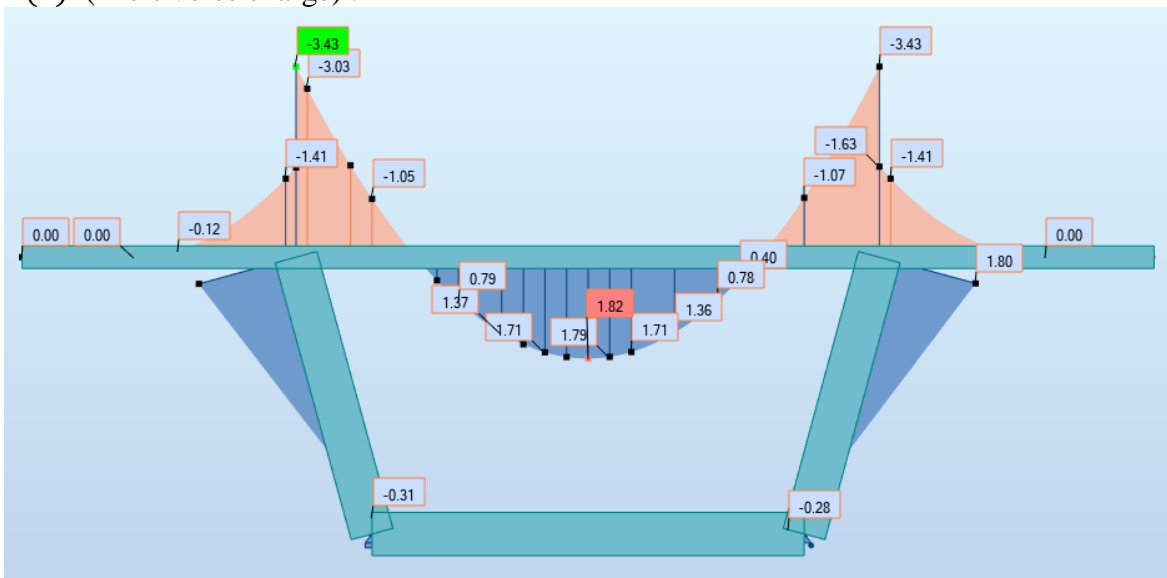
$A(L)$ (Une voie chargée) :



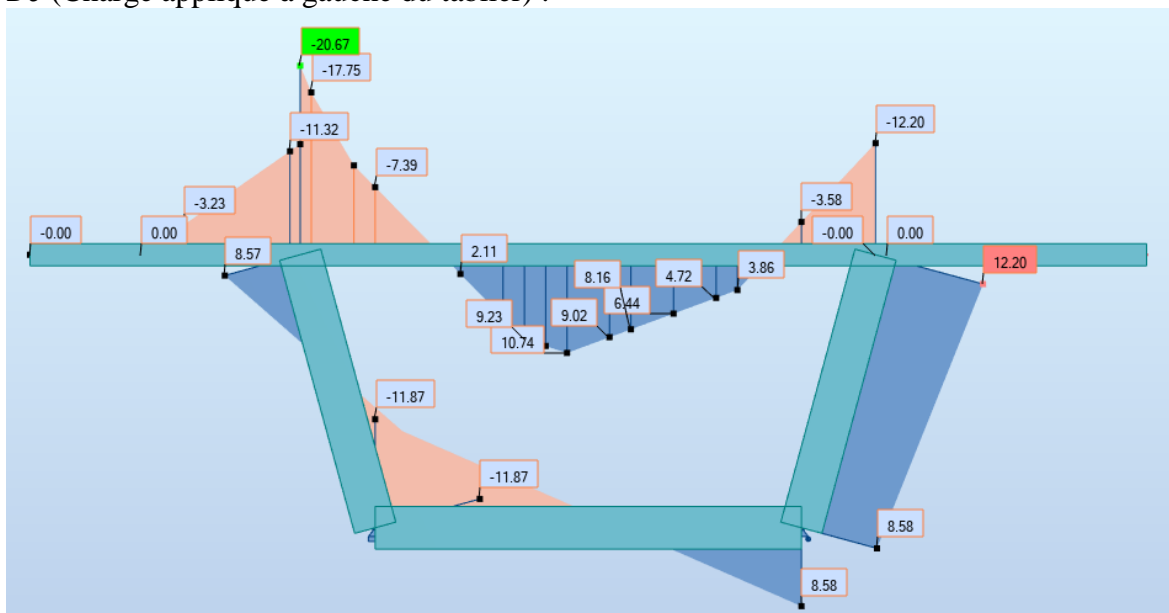
A(L) (Deux voies chargé) :



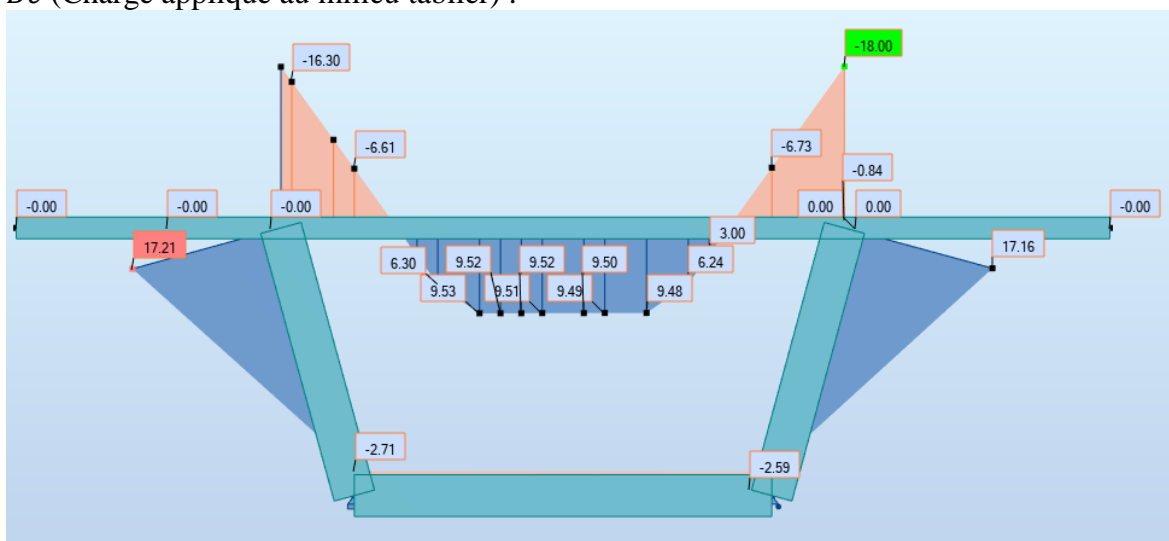
A(L) (Trois voies chargé) :



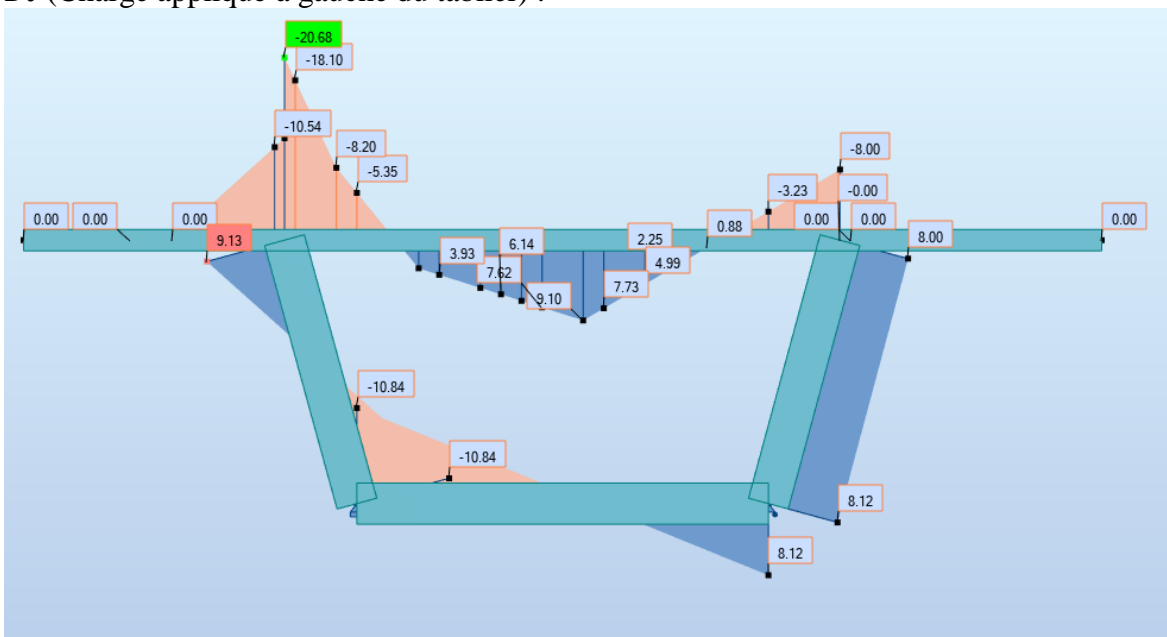
Bc (Charge appliqué à gauche du tablier) :



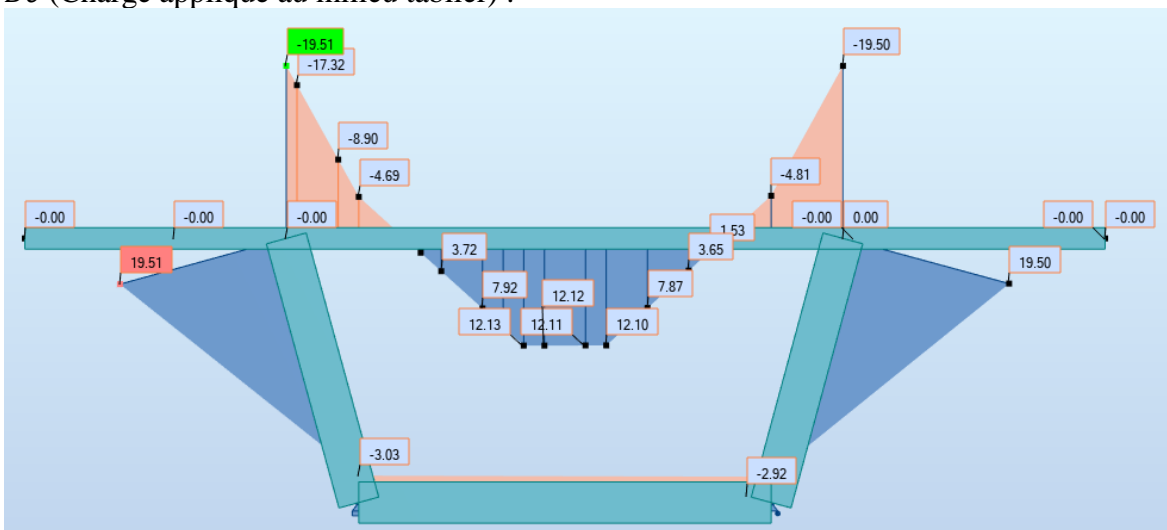
Bc (Charge appliqué au milieu tablier) :



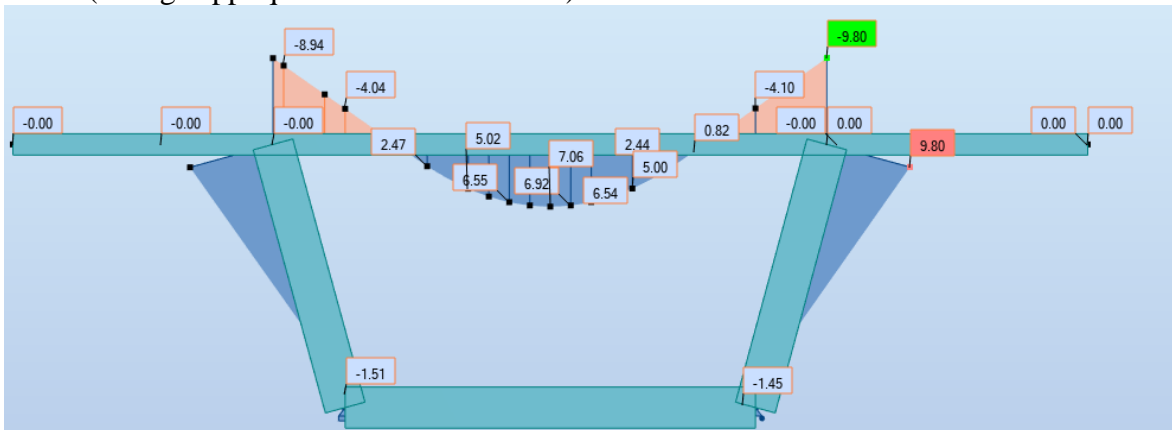
Bt (Charge appliqué à gauche du tablier) :



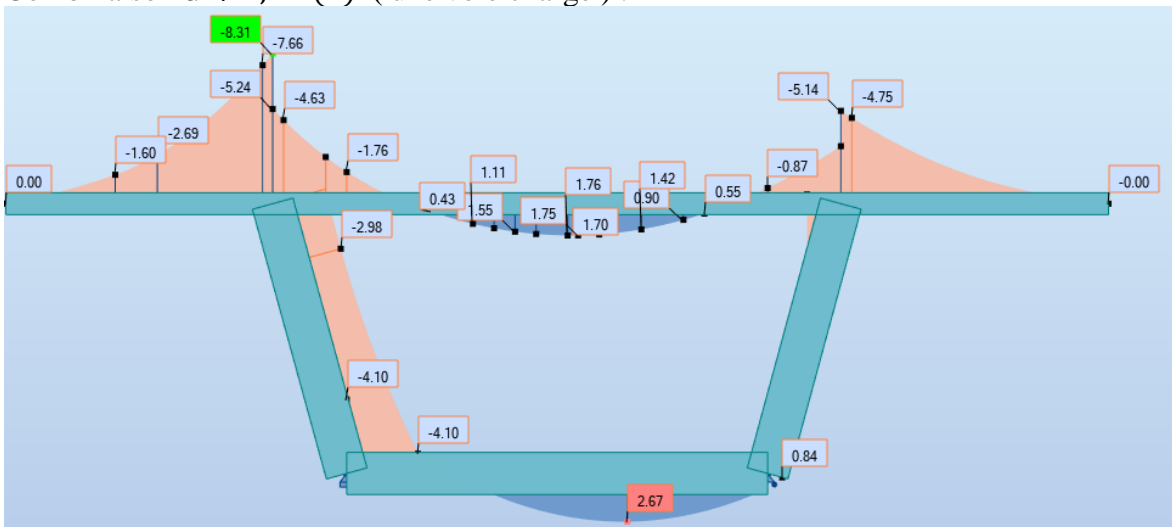
Bc (Charge appliqué au milieu tablier) :



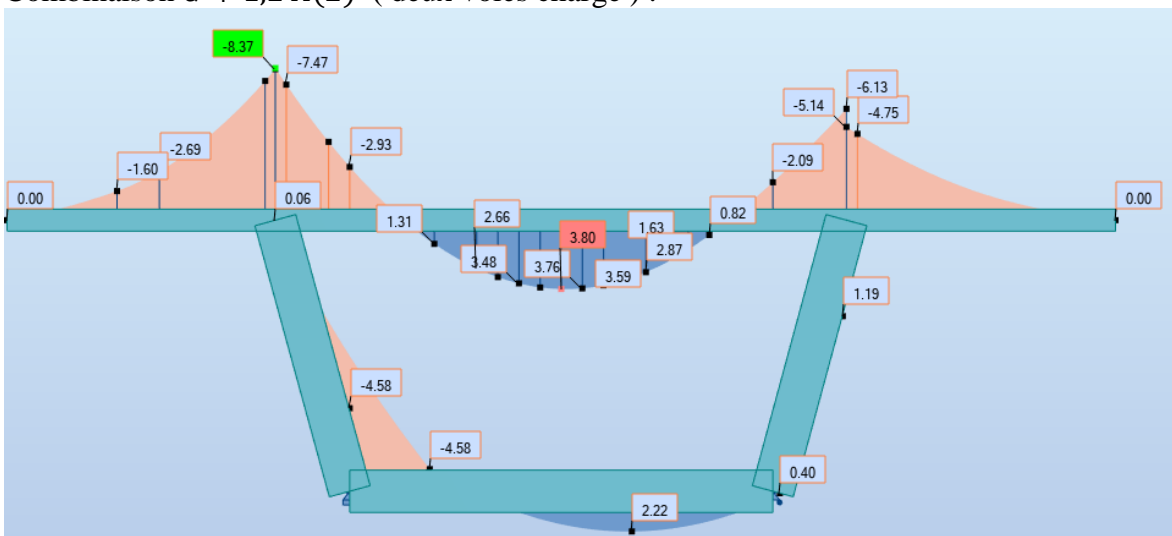
D240 (Charge appliqué au milieu du tablier) :



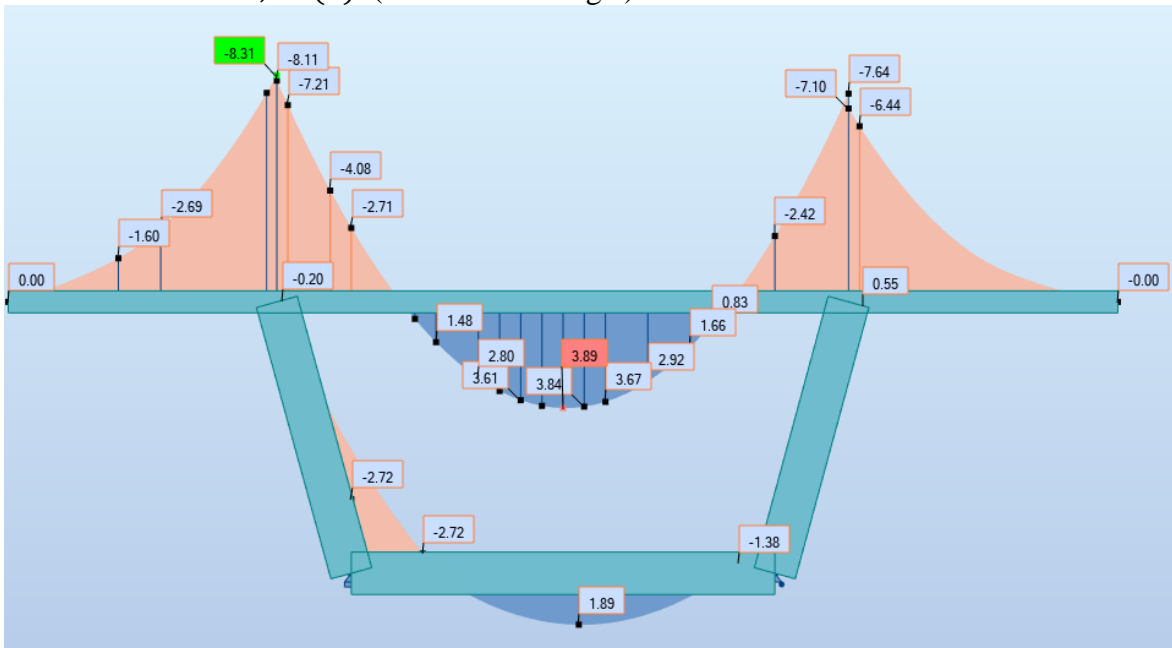
Combinaison $G + 1,2 A(L)$ (une voie chargé) :



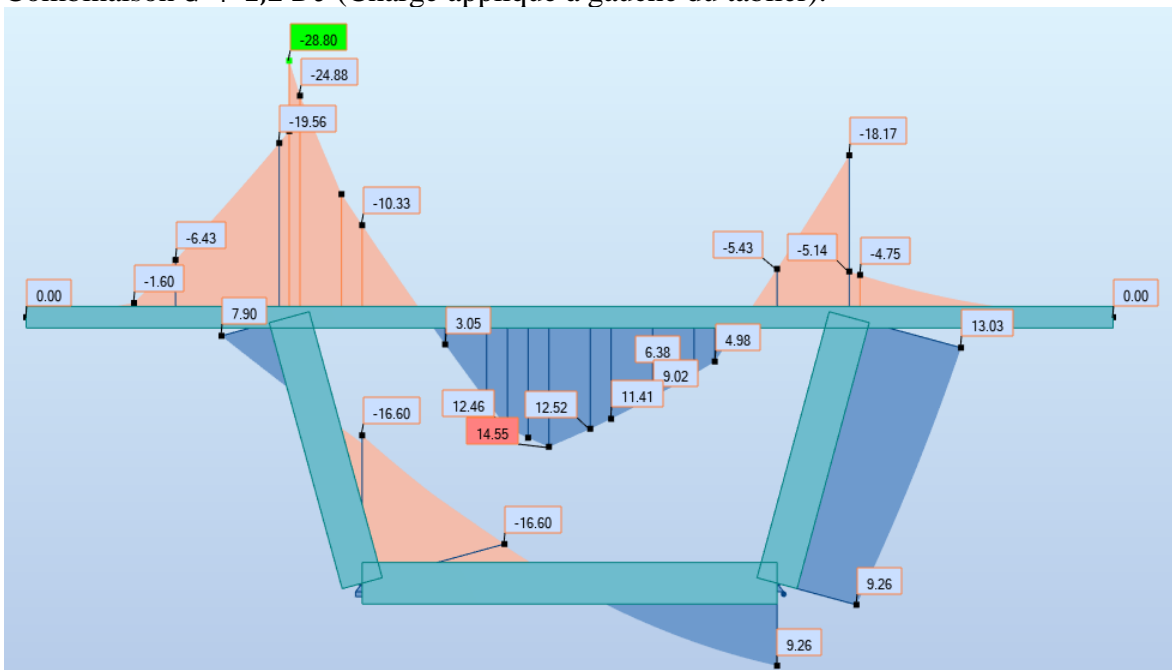
Combinaison $G + 1,2 A(L)$ (deux voies chargé) :



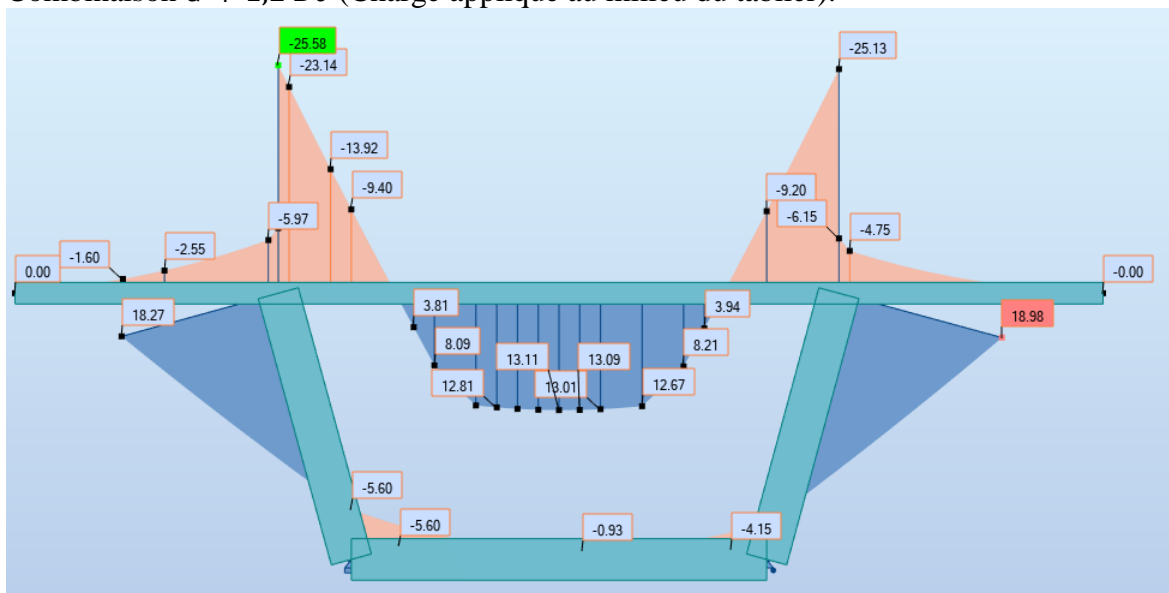
Combinaison $G + 1,2 A(L)$ (trois voies chargé) :



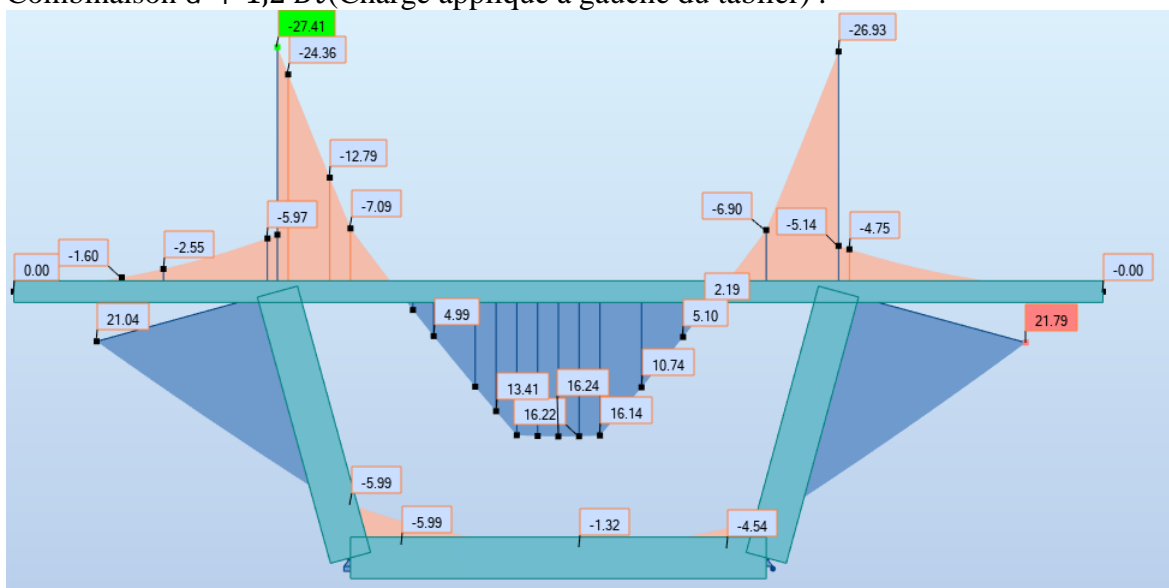
Combinaison $G + 1,2 Bc$ (Charge appliqué à gauche du tablier):



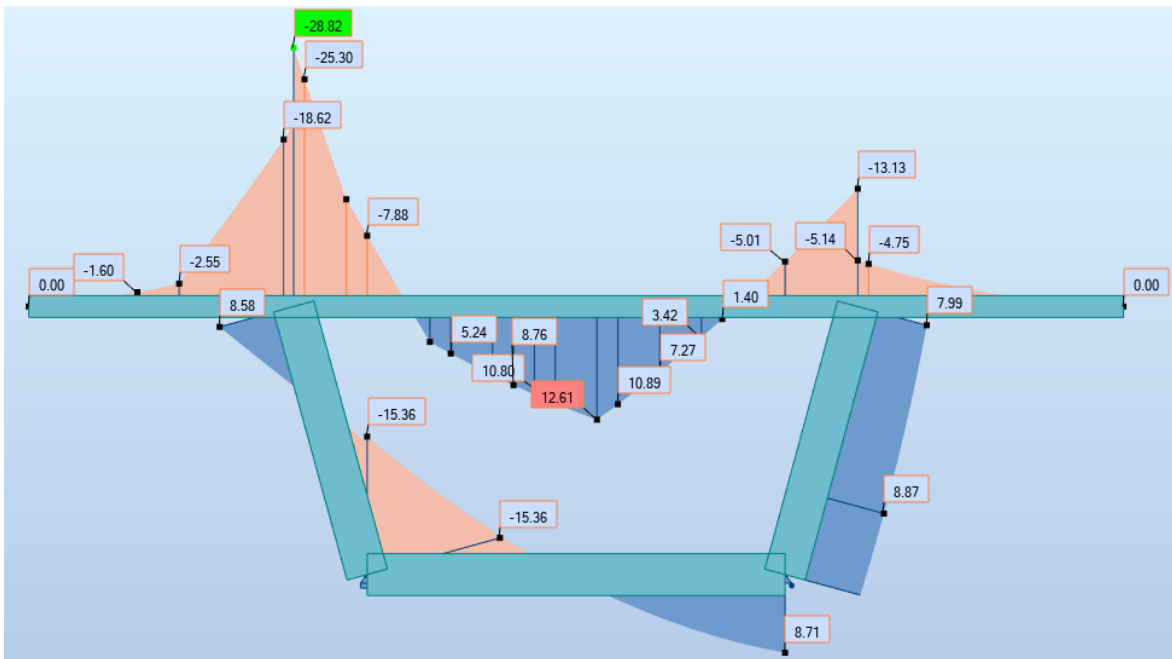
Combinaison $G + 1,2 Bc$ (Charge appliqué au milieu du tablier):



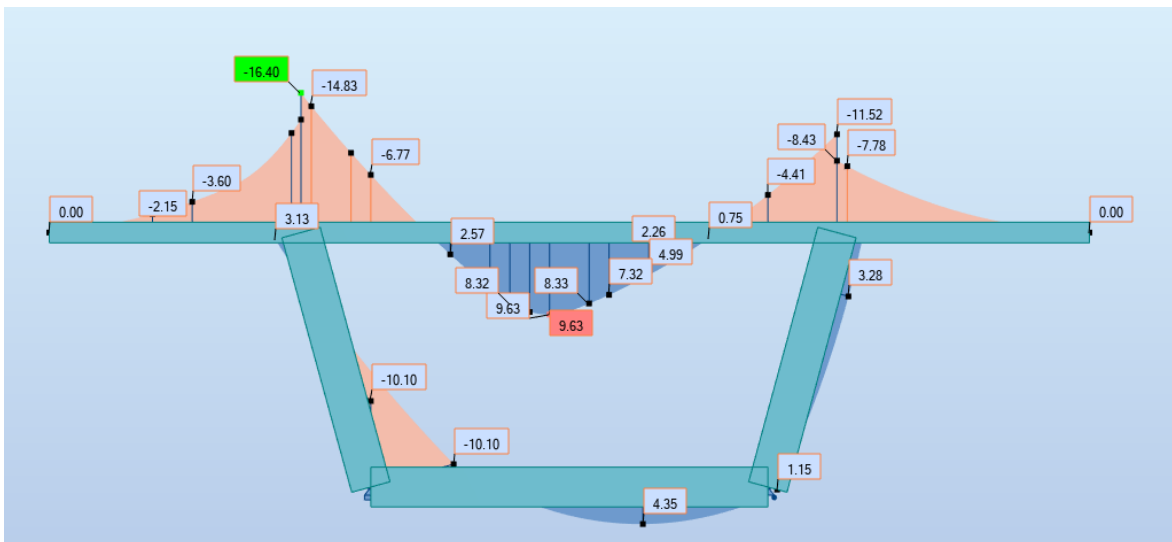
Combinaison $G + 1,2 Bt$ (Charge appliqué à gauche du tablier) :



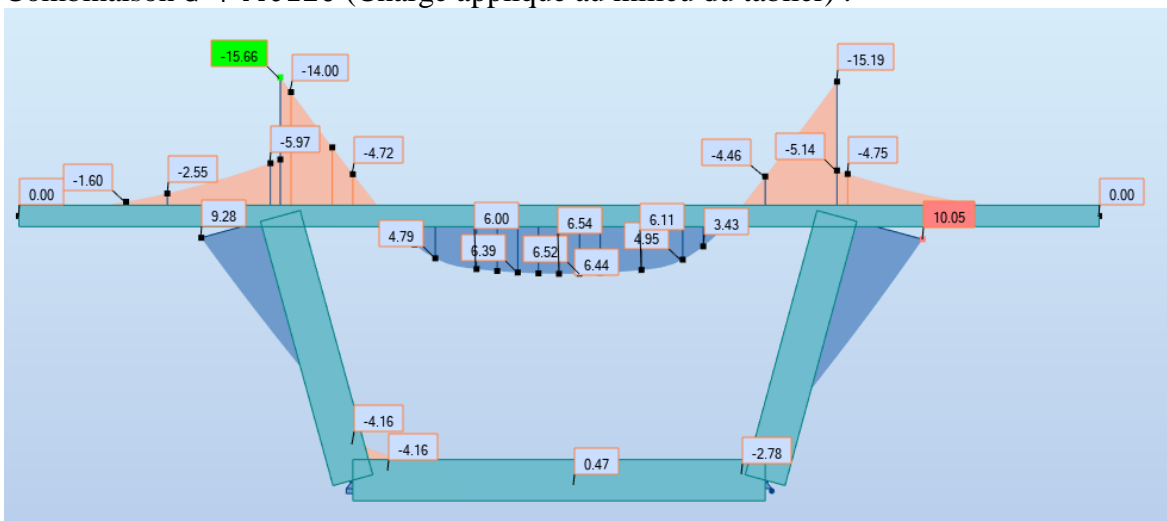
Combinaison $G + 1,2 Bt$ (Charge appliqué au milieu du tablier) :



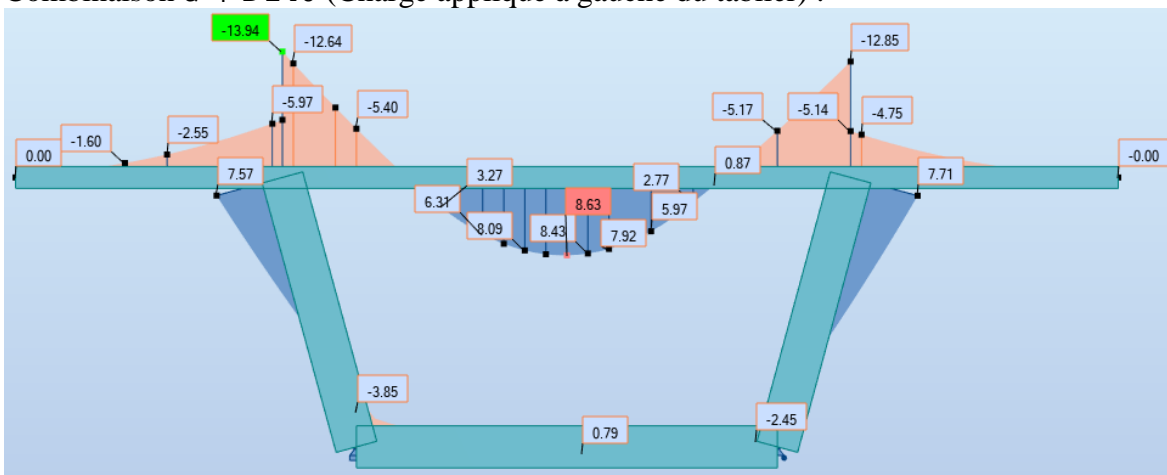
Combinaison $G + Mc120$ (Charge appliqué à gauche du tablier) :



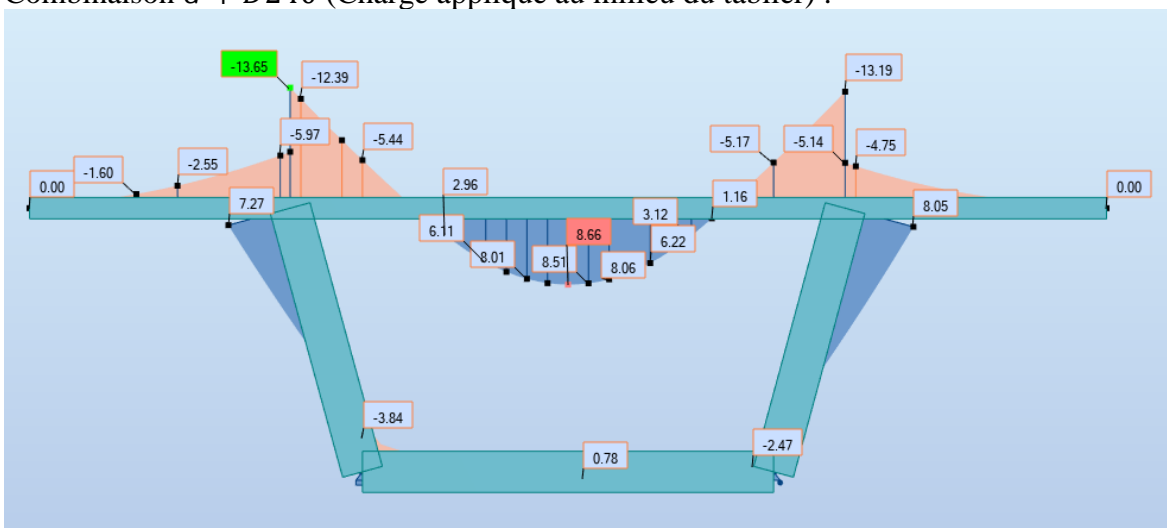
Combinaison $G + Mc120$ (Charge appliqué au milieu du tablier) :



Combinaison $G + D240$ (Charge appliqué à gauche du tablier) :

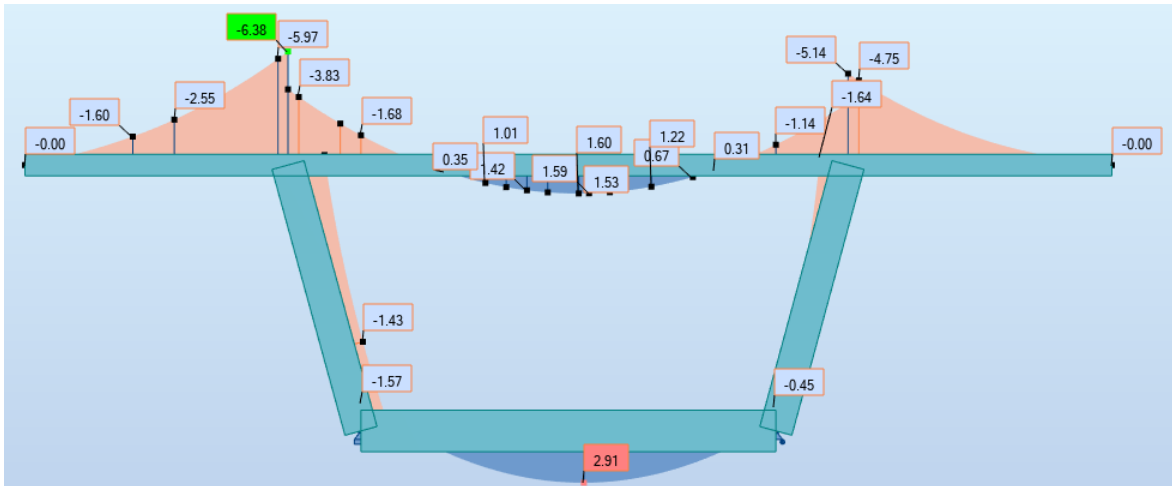


Combinaison $G + D240$ (Charge appliqué au milieu du tablier) :

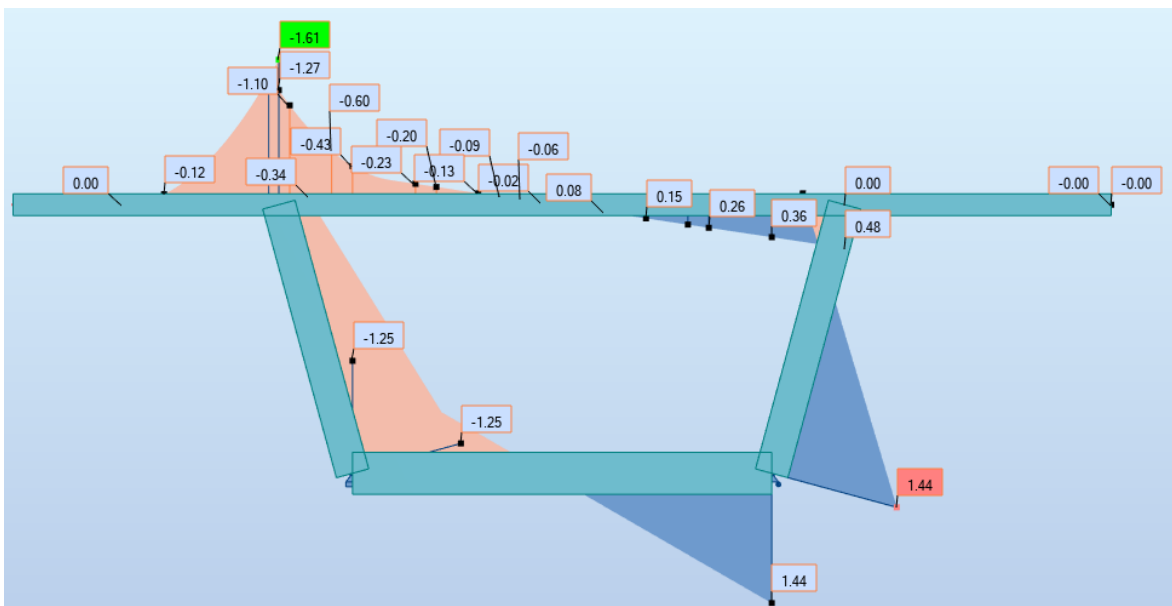


✓ VSC :

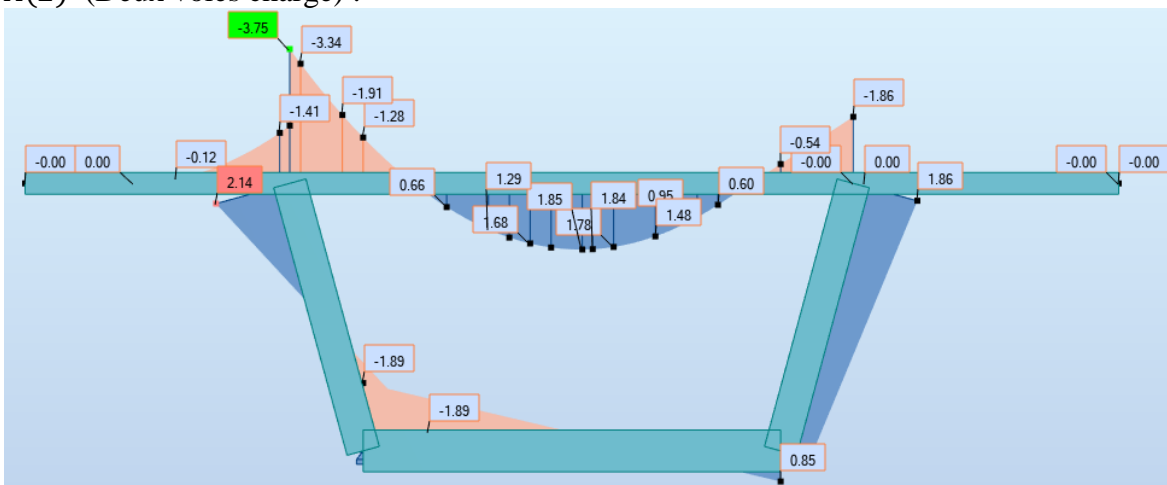
Charge permanent G :



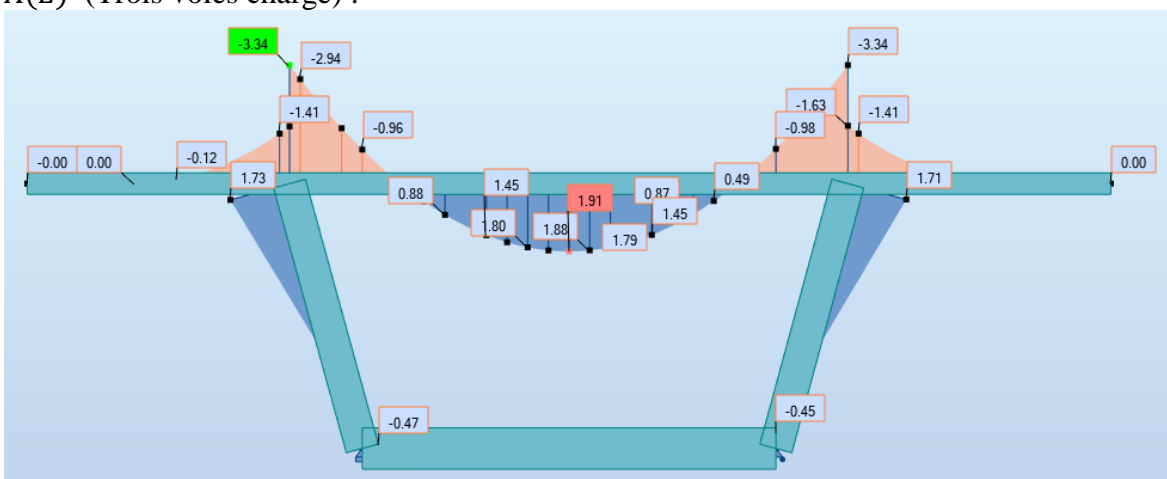
$A(L)$ (Une voie chargée) :



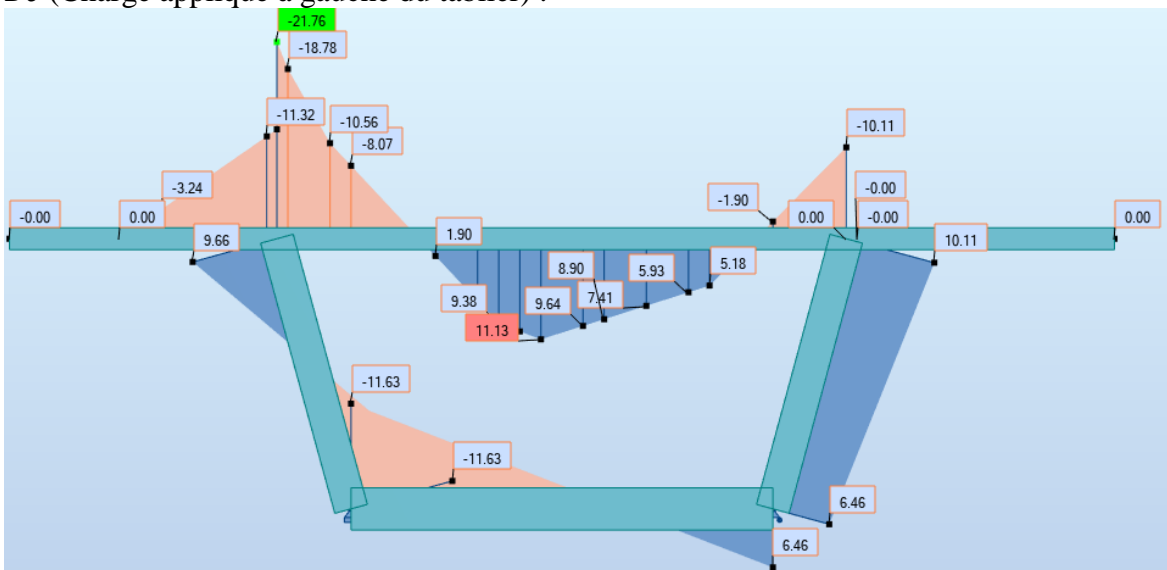
A(L) (Deux voies chargé) :



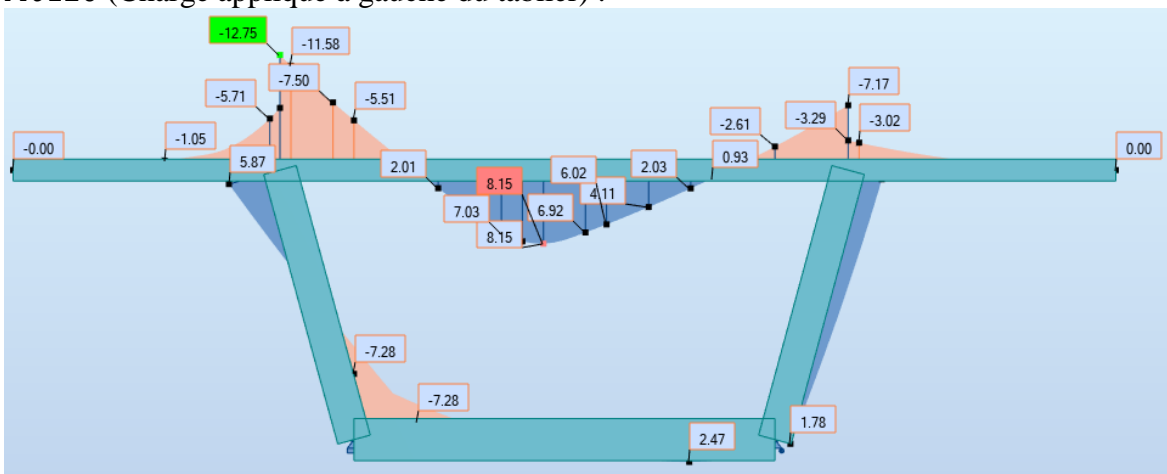
A(L) (Trois voies chargé) :



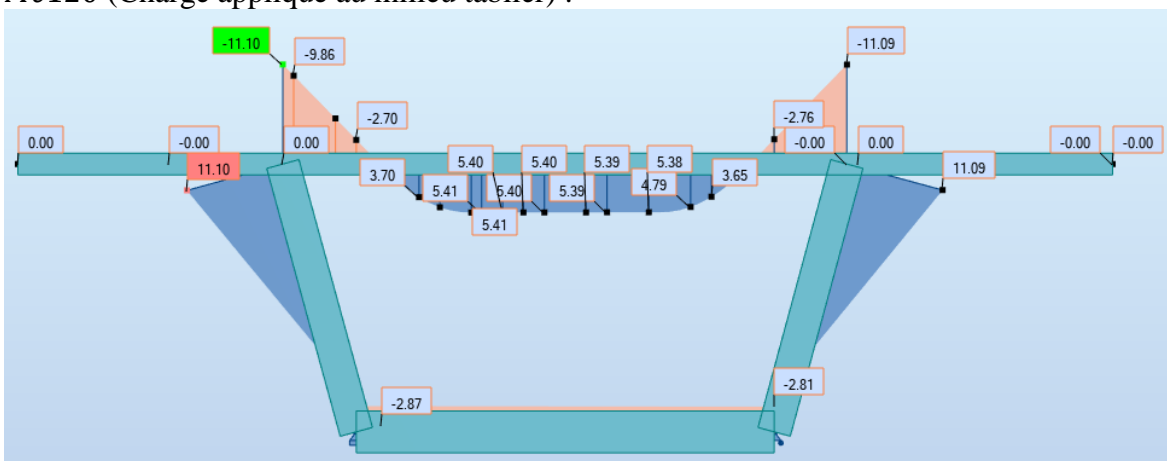
Bc (Charge appliqué à gauche du tablier) :



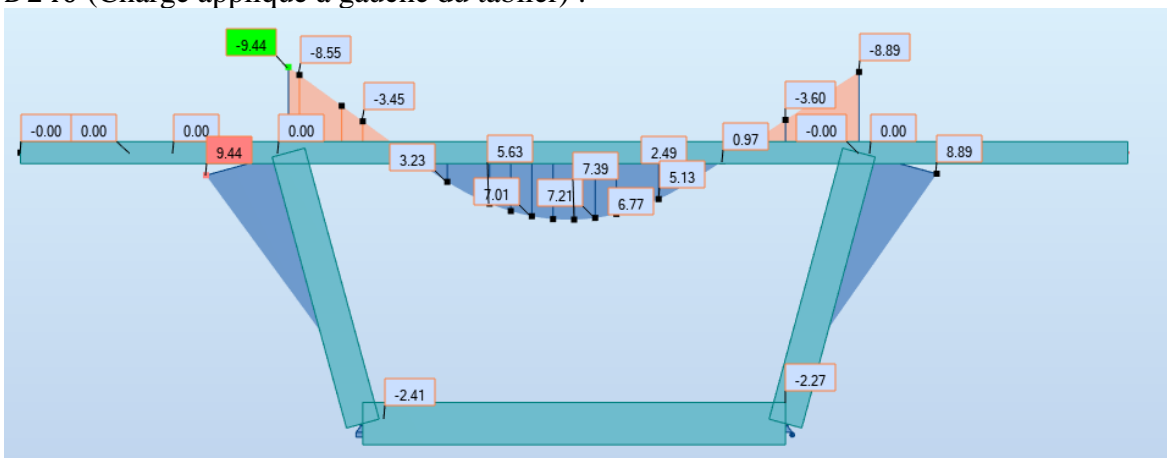
Mc120 (Charge appliqué à gauche du tablier) :



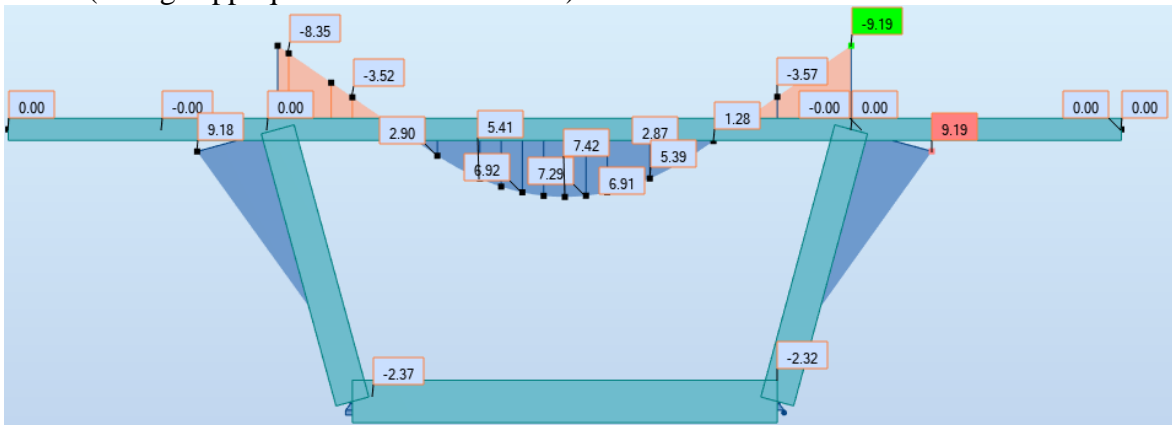
Mc120 (Charge appliqué au milieu tablier) :



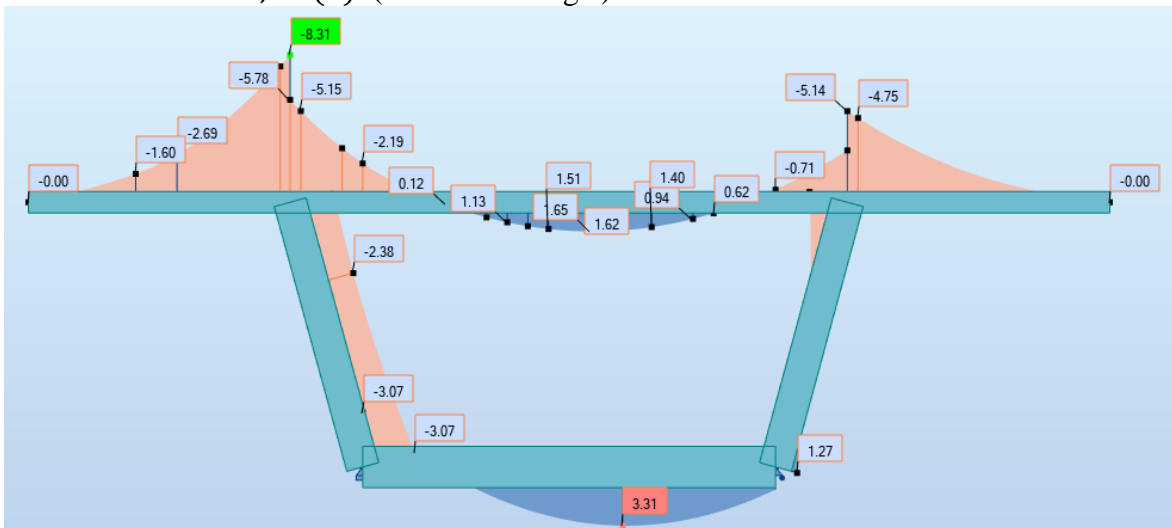
D240 (Charge appliqué à gauche du tablier) :



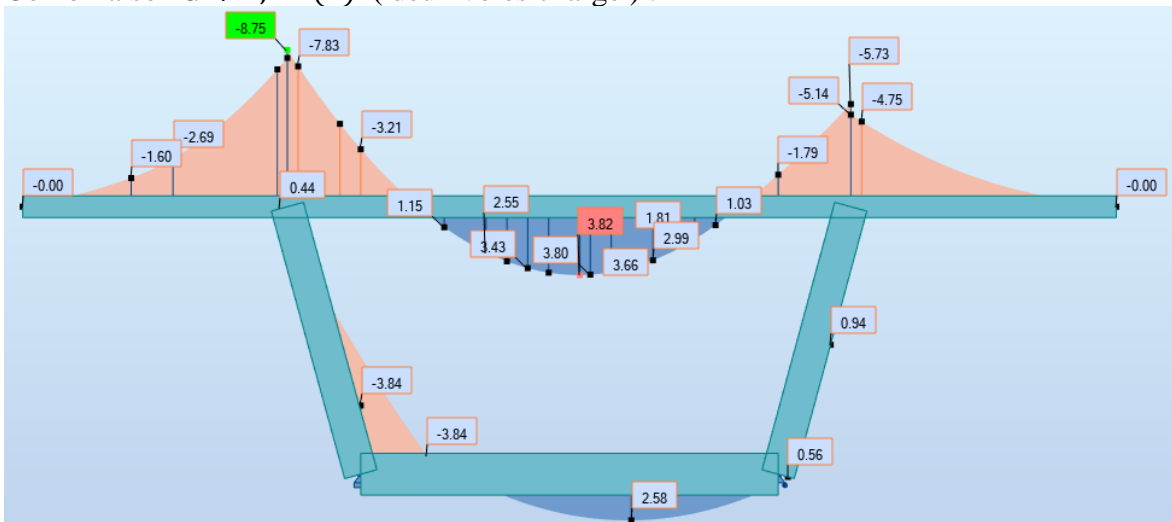
D240 (Charge appliqué au milieu du tablier) :



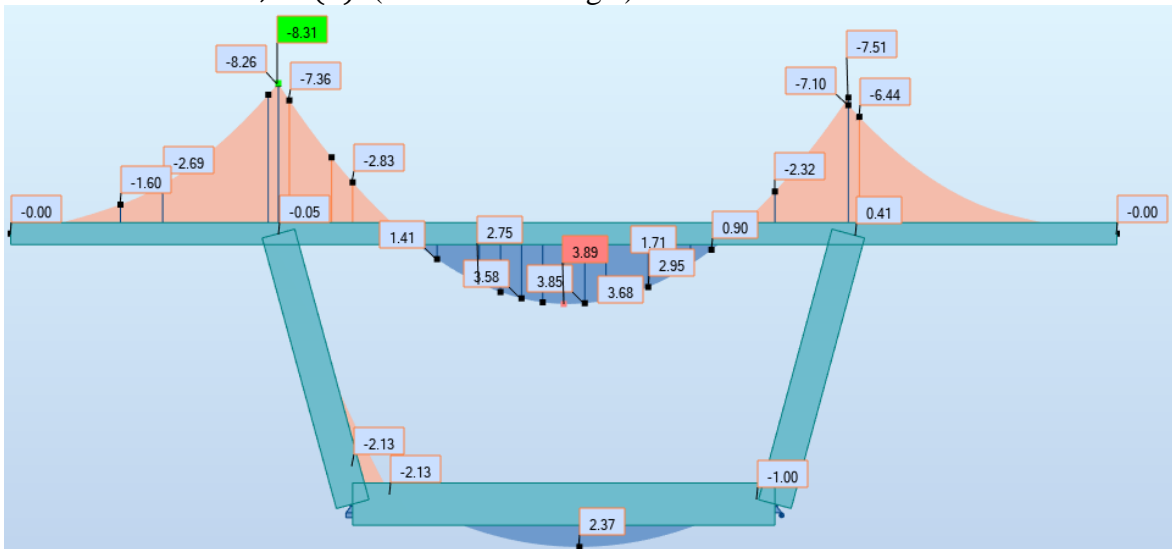
Combinaison $G + 1,2 A(L)$ (une voie chargé) :



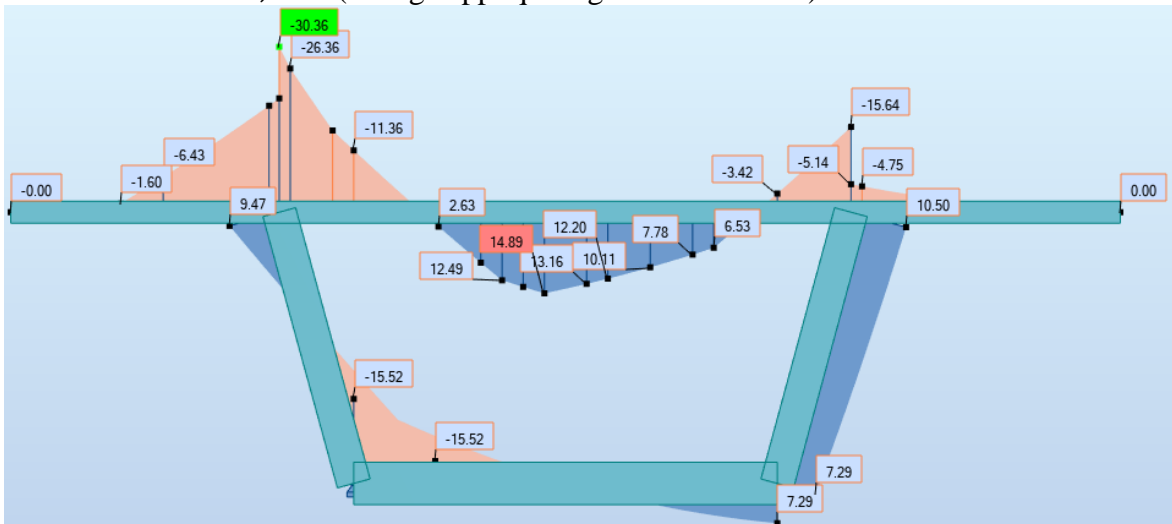
Combinaison $G + 1,2 A(L)$ (deux voies chargé) :



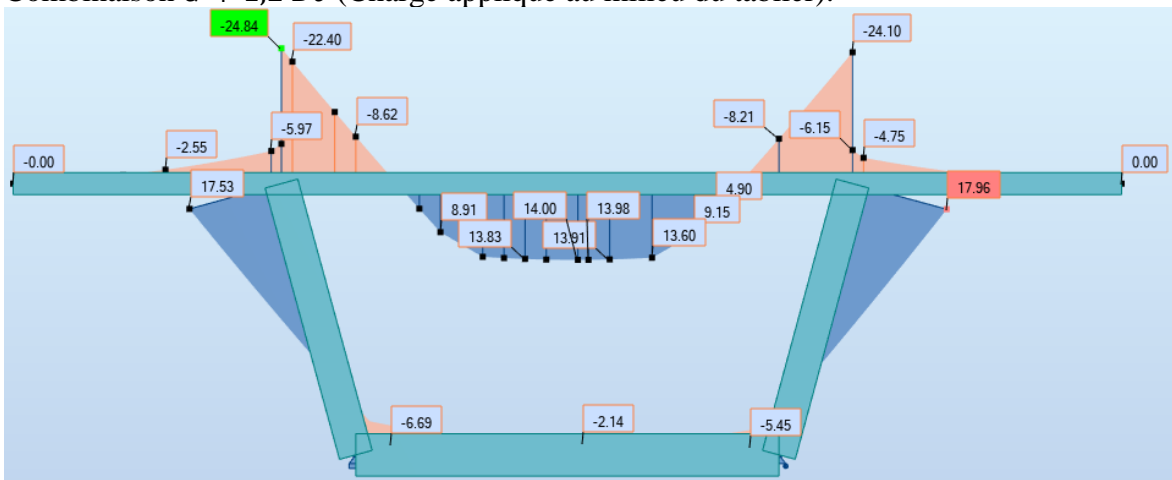
Combinaison $G + 1,2 A(L)$ (trois voies chargé) :



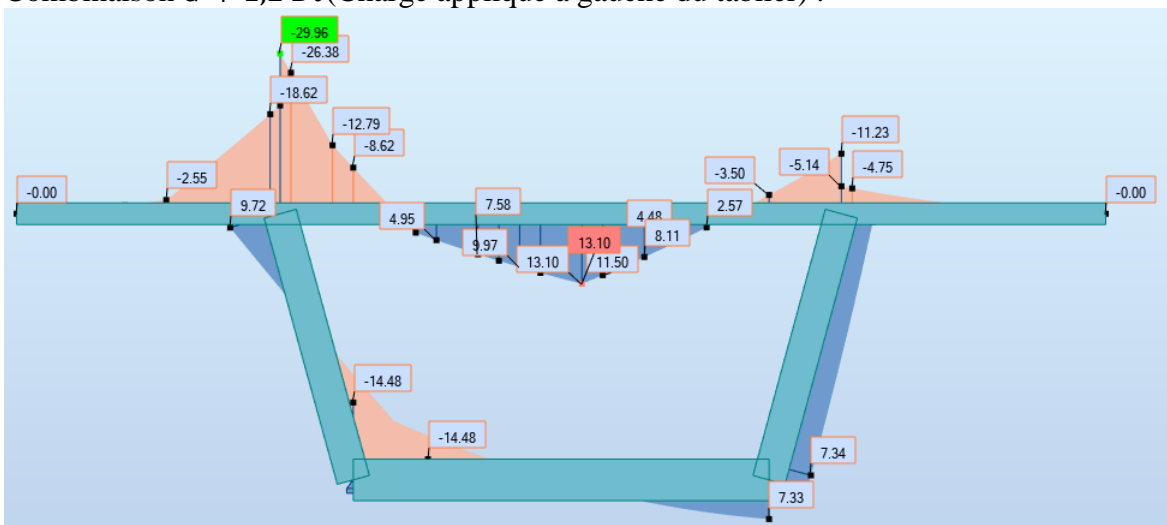
Combinaison $G + 1,2 Bc$ (Charge appliqué à gauche du tablier):



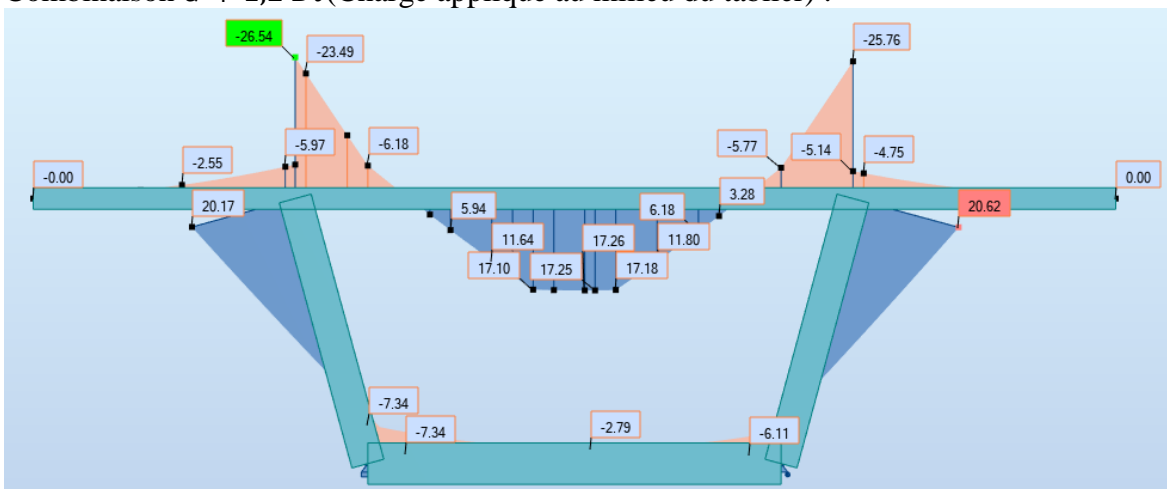
Combinaison $G + 1,2 Bc$ (Charge appliqué au milieu du tablier):



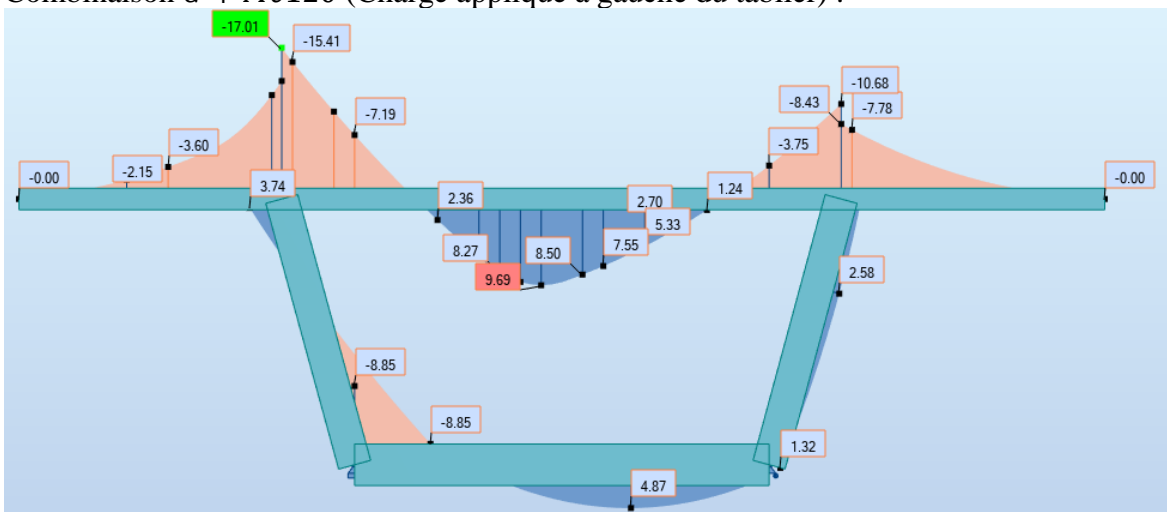
Combinaison $G + 1,2 Bt$ (Charge appliqué à gauche du tablier) :



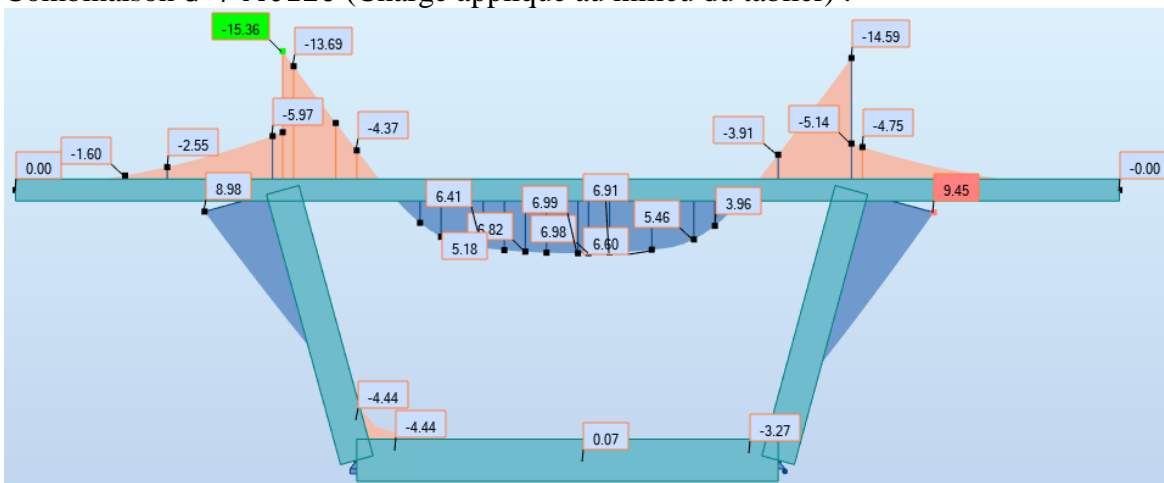
Combinaison $G + 1,2 Bt$ (Charge appliqué au milieu du tablier) :



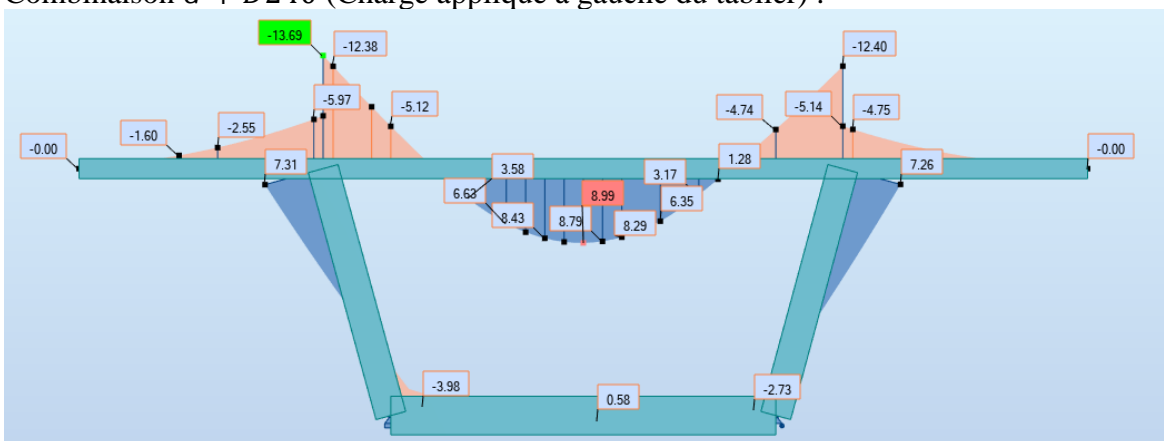
Combinaison $G + Mc120$ (Charge appliqué à gauche du tablier) :



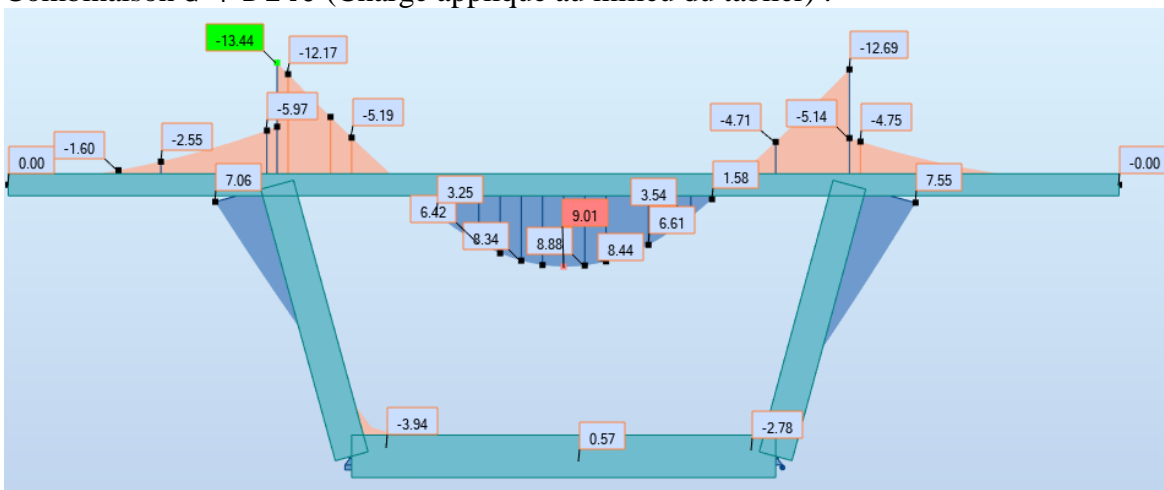
Combinaison $G + Mc120$ (Charge appliqué au milieu du tablier) :



Combinaison $G + D240$ (Charge appliqué à gauche du tablier) :

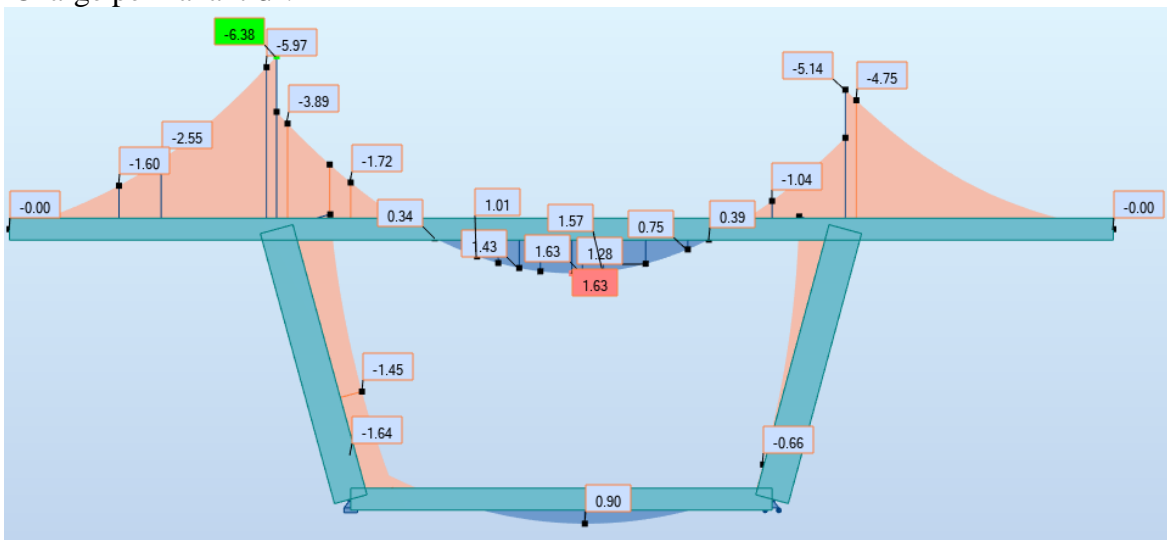


Combinaison $G + D240$ (Charge appliqué au milieu du tablier) :

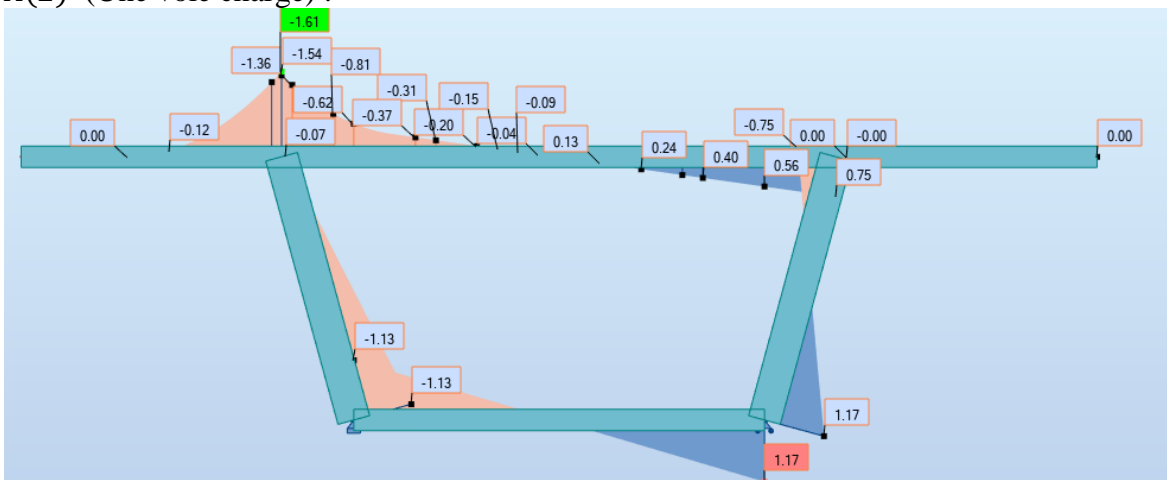


✓ Voussoir courant :

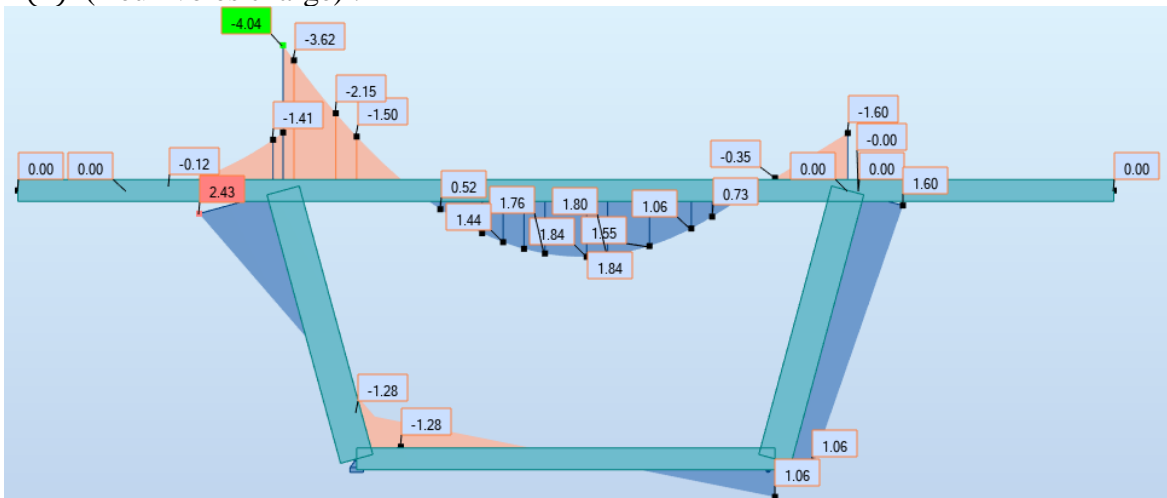
Charge permanente G :



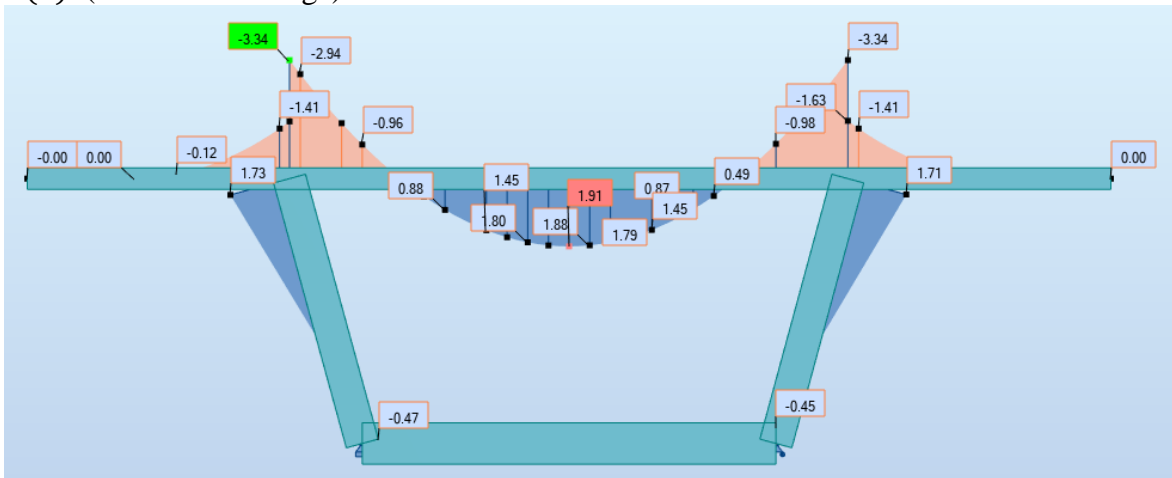
$A(L)$ (Une voie chargée) :



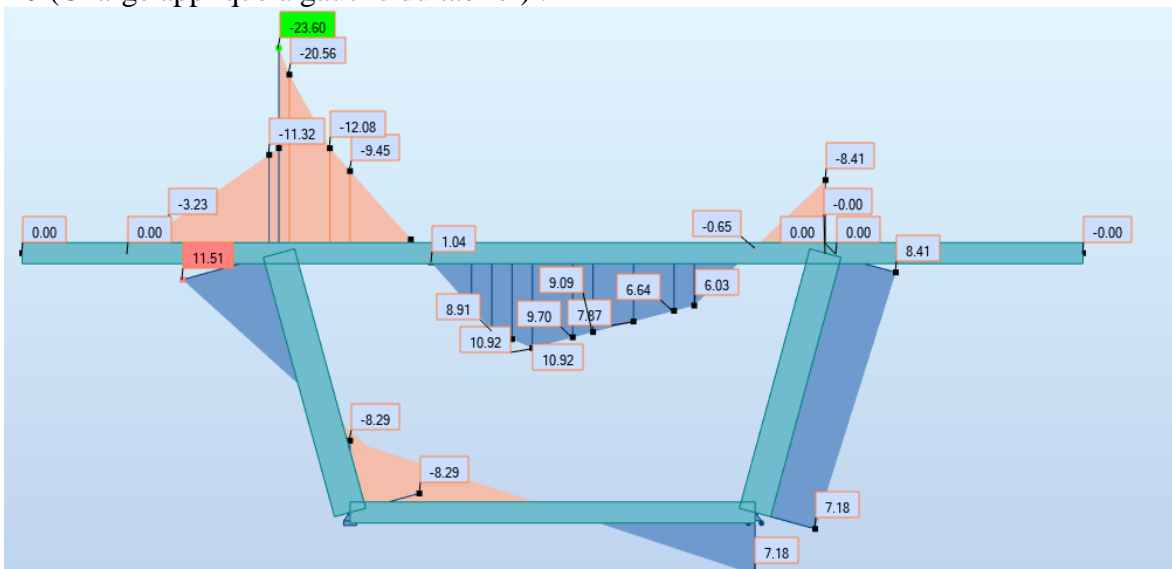
$A(L)$ (Deux voies chargées) :



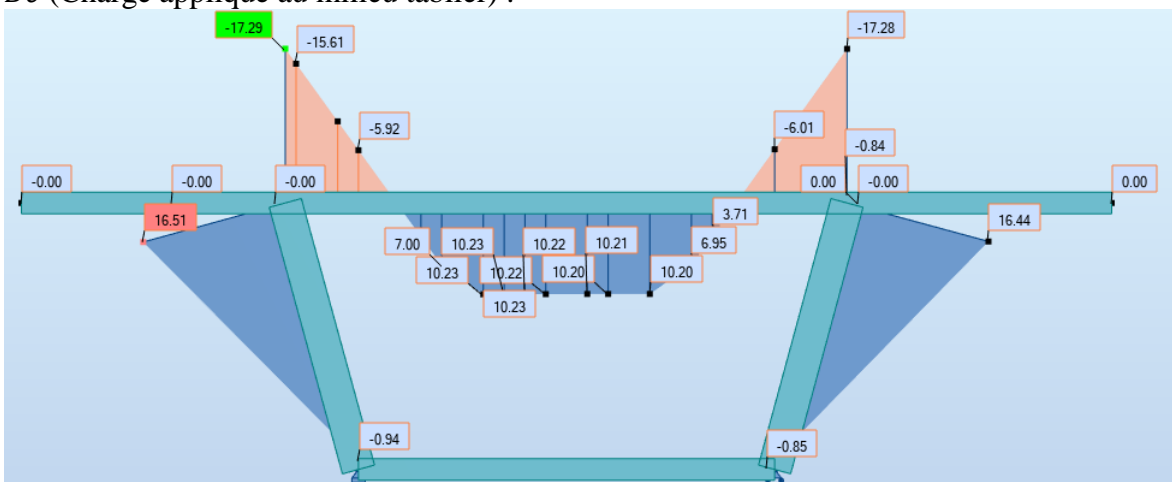
$A(L)$ (Trois voies chargé) :



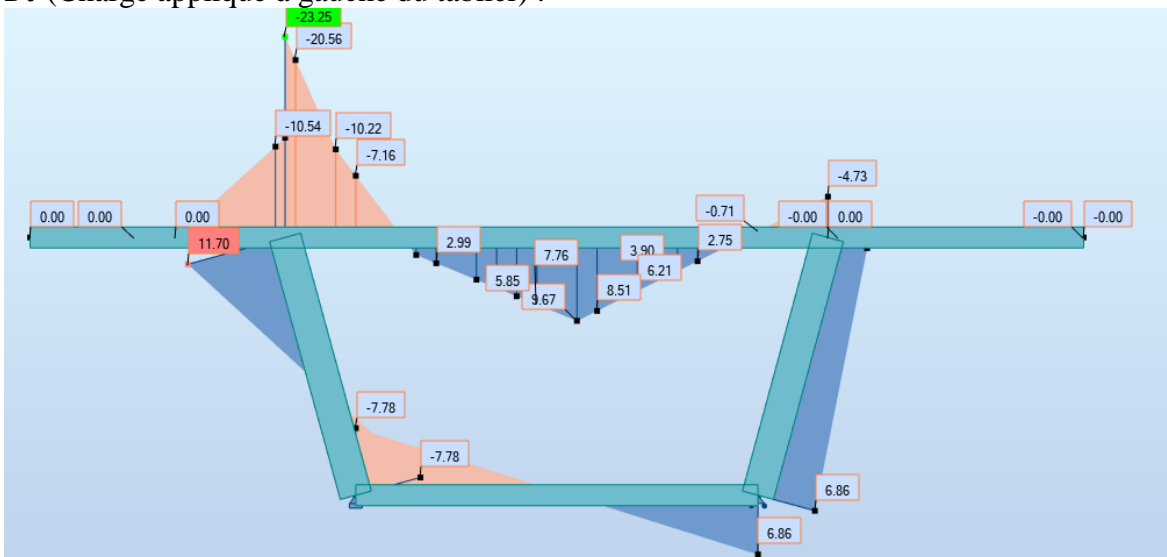
B_c (Charge appliqué à gauche du tablier) :



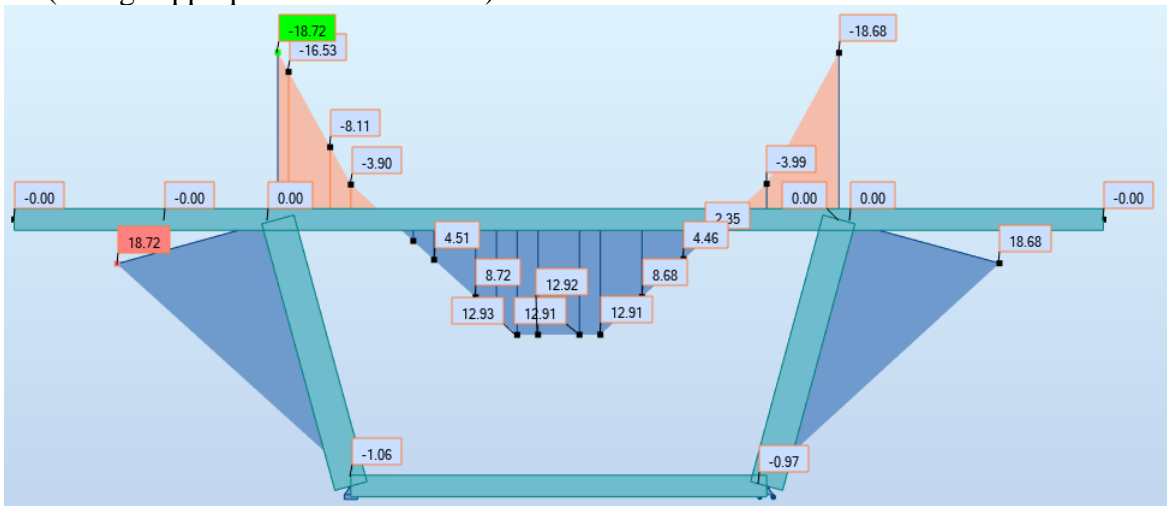
B_c (Charge appliqué au milieu tablier) :



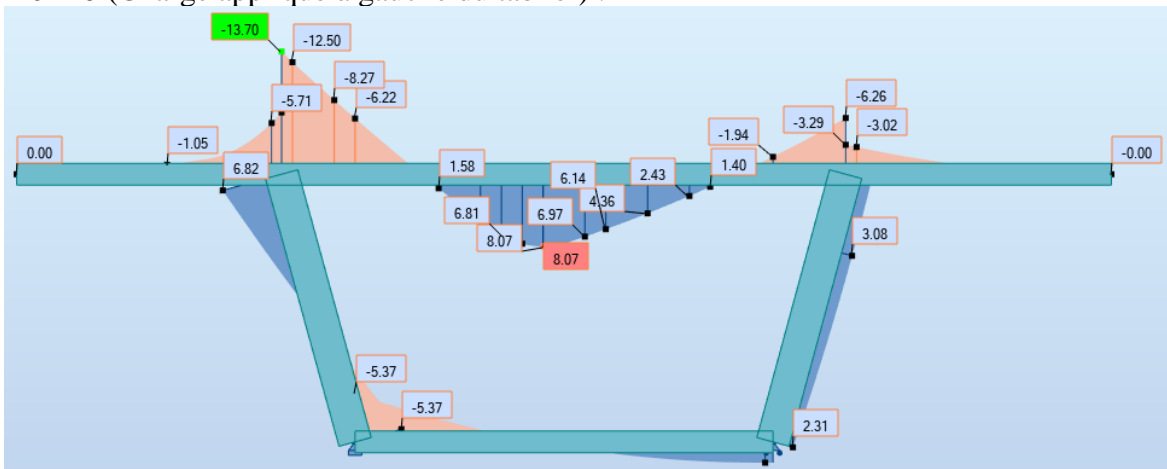
Bt (Charge appliqué à gauche du tablier) :



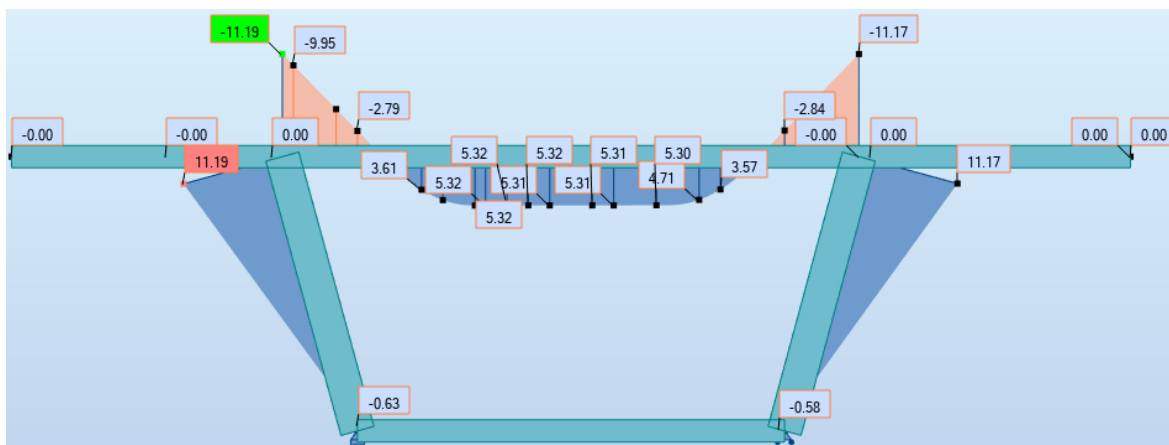
Bt (Charge appliqué au milieu tablier) :



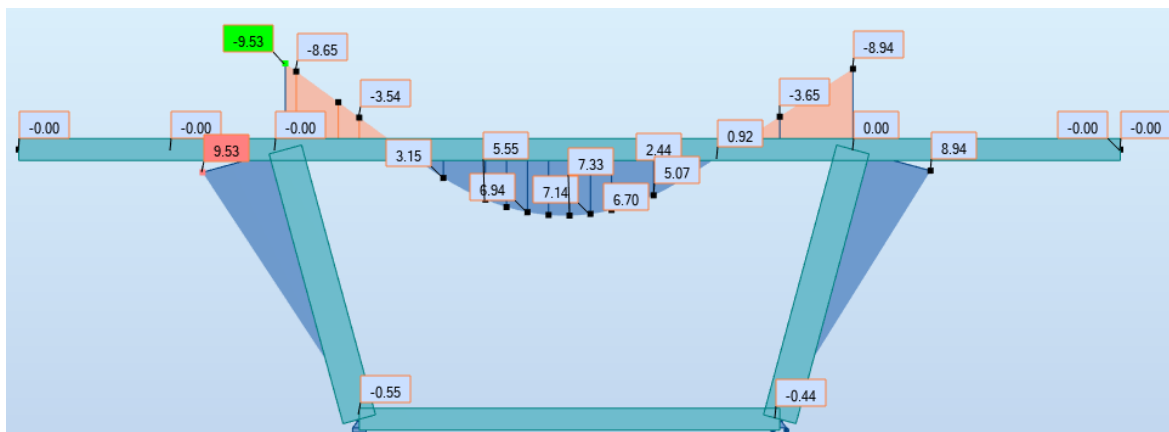
Mc120 (Charge appliqué à gauche du tablier) :



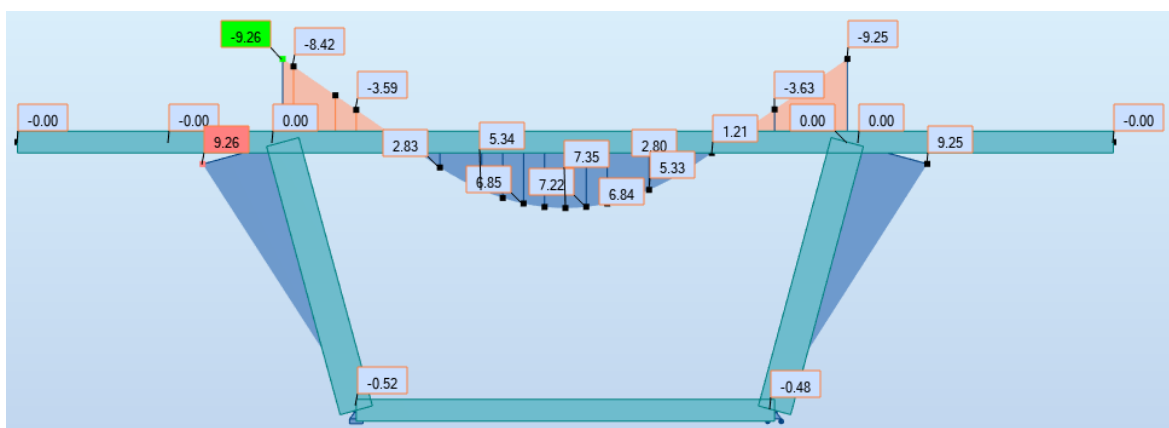
Mc120 (Charge appliqué au milieu tablier) :



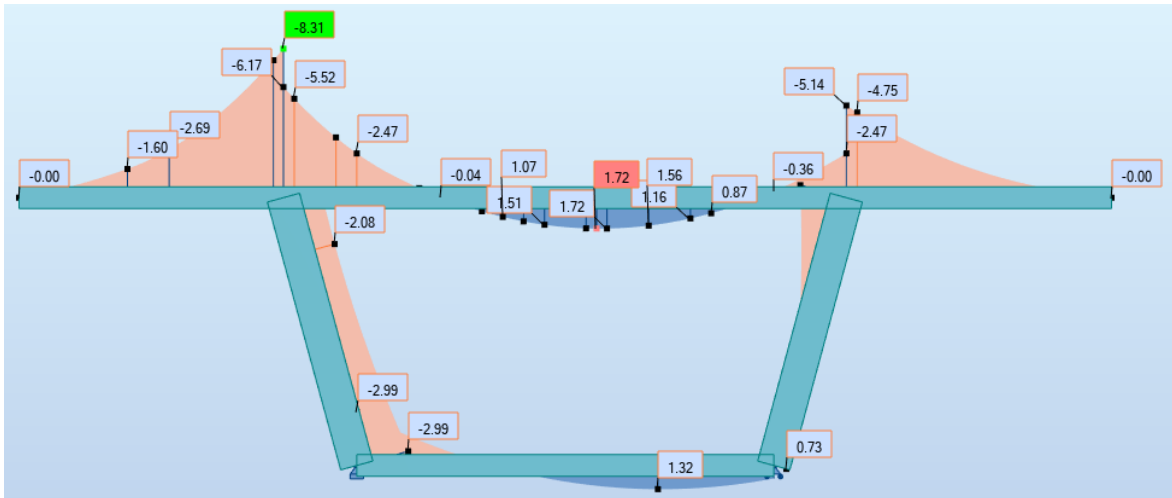
D240 (Charge appliqué à gauche du tablier) :



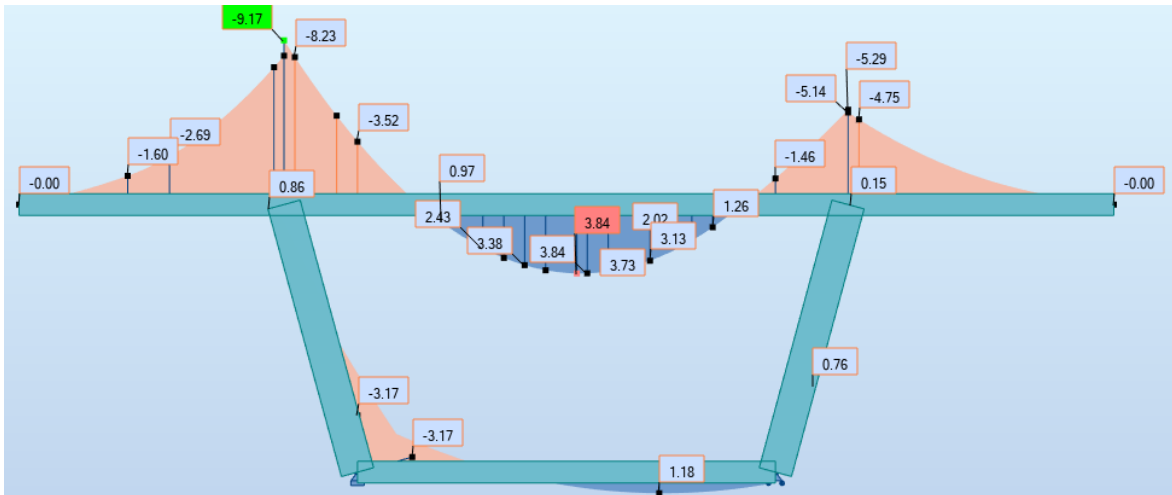
D240 (Charge appliqué au milieu du tablier) :



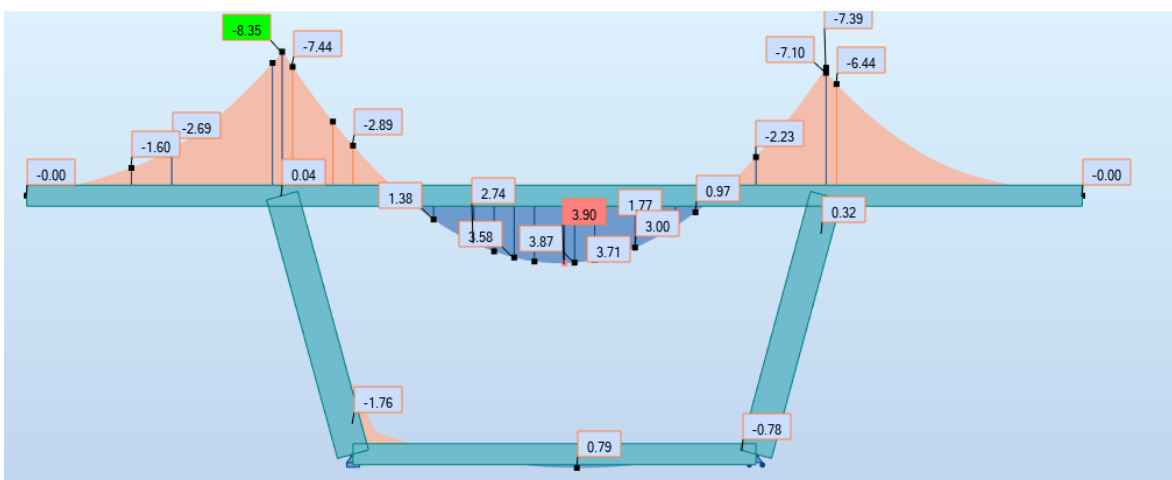
Combinaison $G + 1,2 A(L)$ (une voie chargé) :



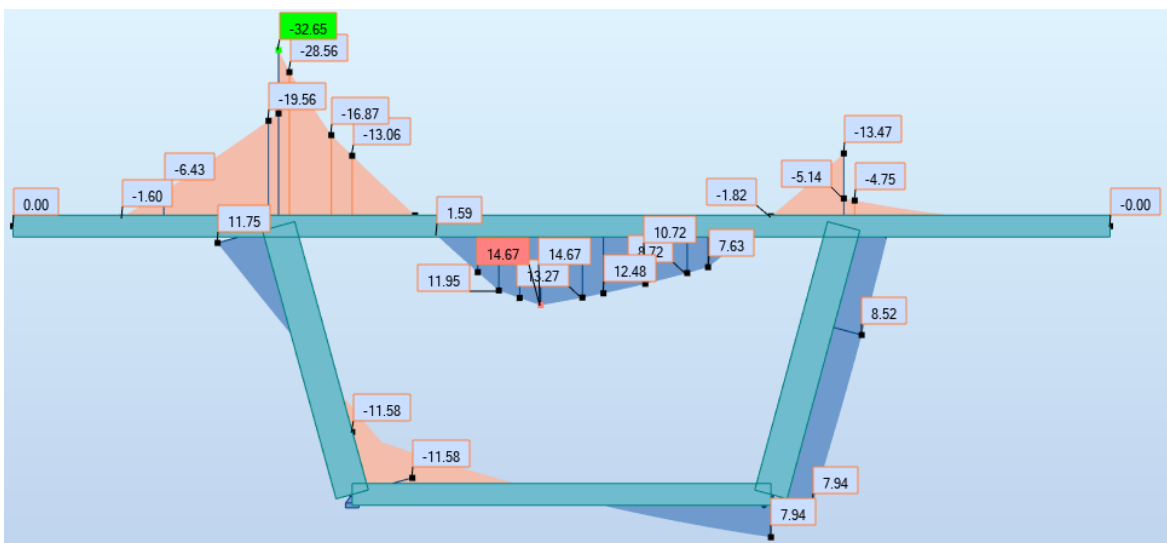
Combinaison $G + 1,2 A(L)$ (deux voies chargé) :



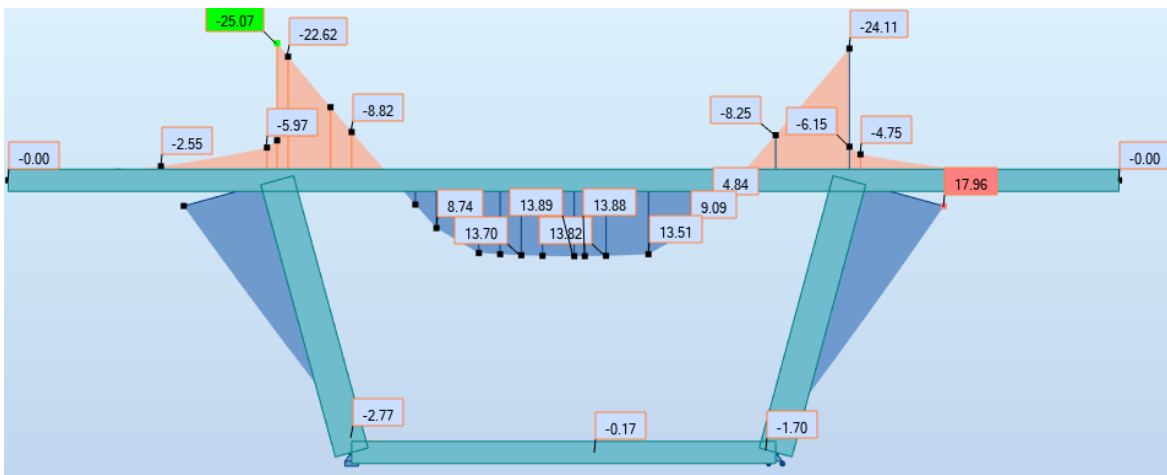
Combinaison $G + 1,2 A(L)$ (trois voies chargé) :



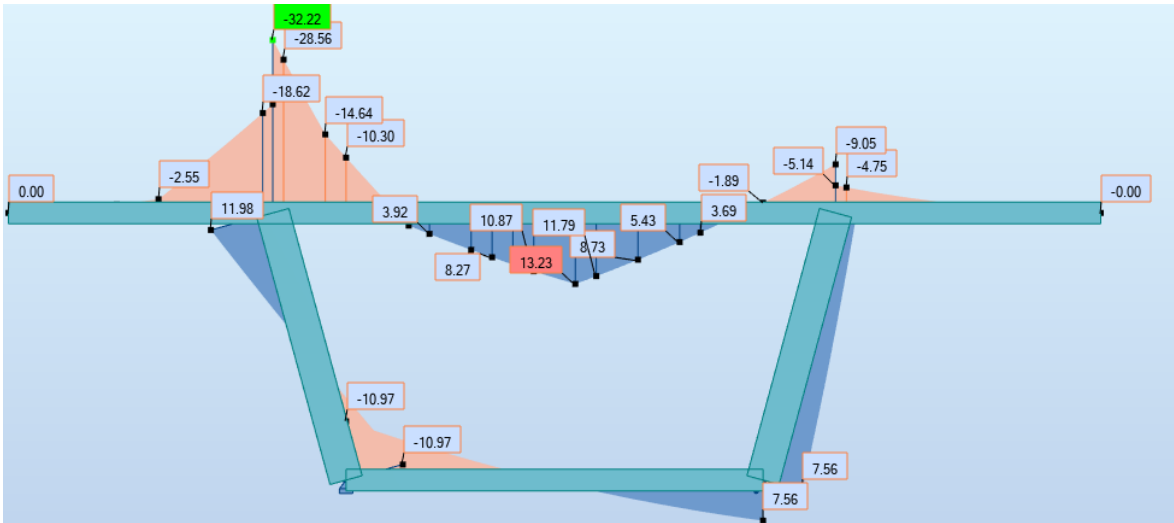
Combinaison $G + 1,2 Bc$ (Charge appliqué à gauche du tablier):



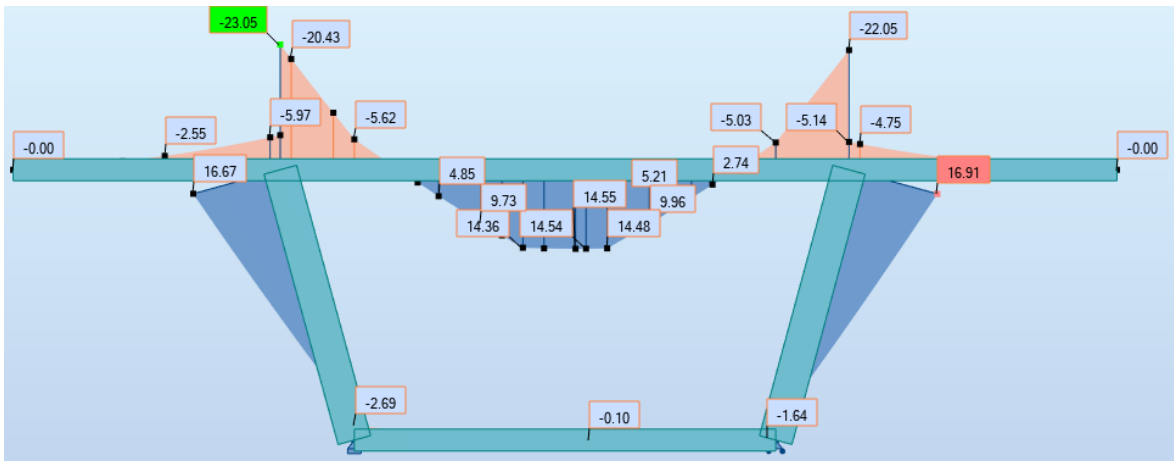
Combinaison $G + 1,2 Bc$ (Charge appliqué au milieu du tablier):



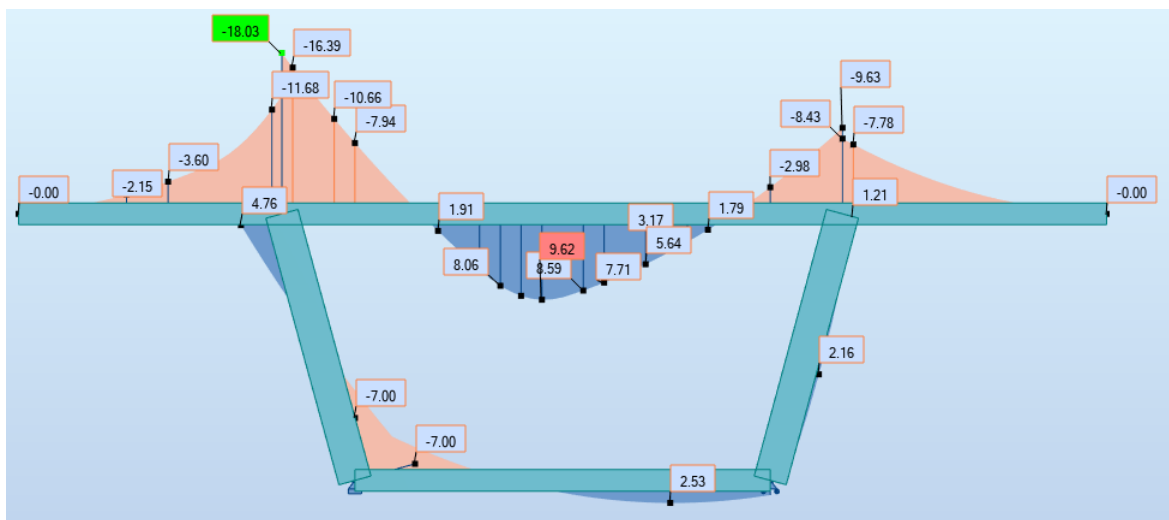
Combinaison $G + 1,2 Bt$ (Charge appliqué à gauche du tablier) :



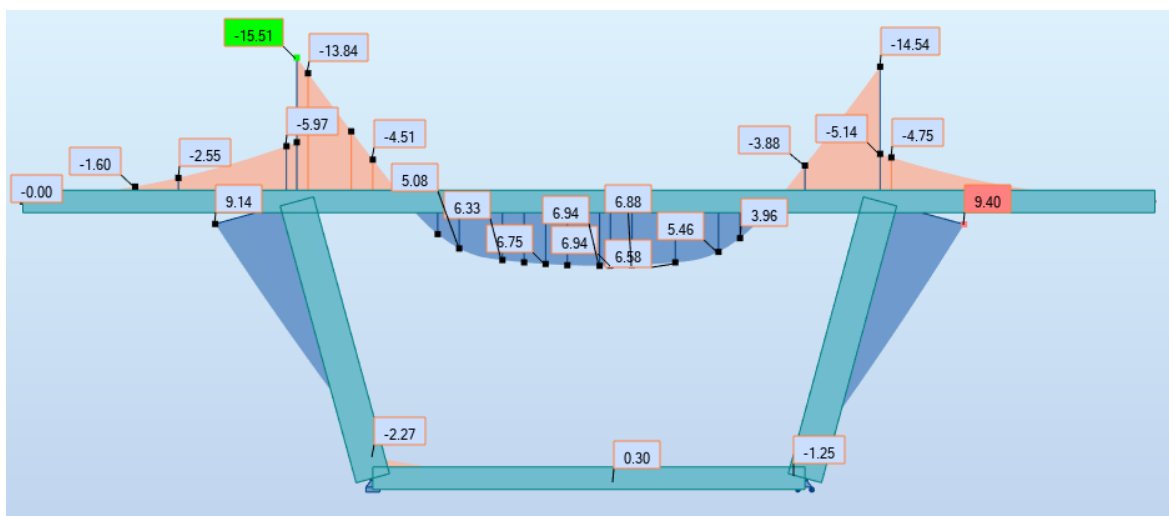
Combinaison $G + 1,2 Bt$ (Charge appliqué au milieu du tablier) :



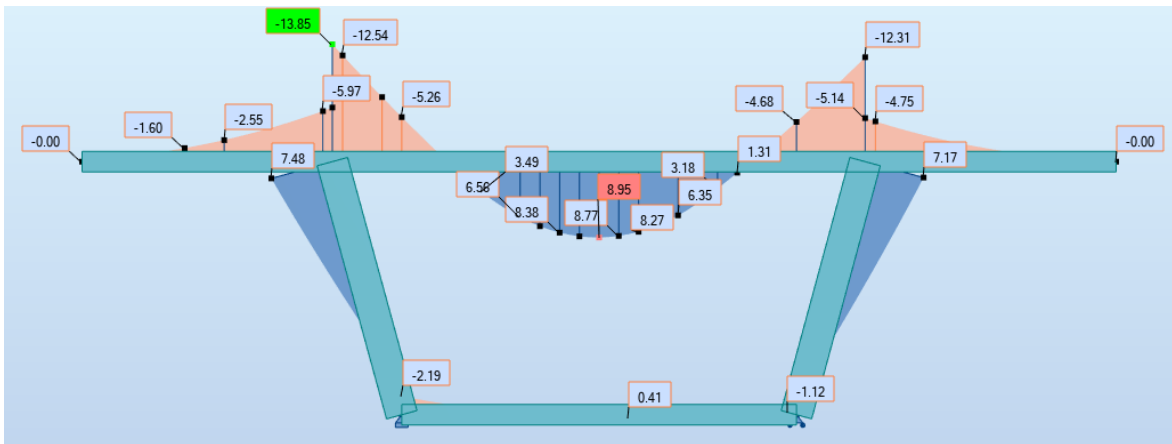
Combinaison $G + Mc120$ (Charge appliqué à gauche du tablier) :



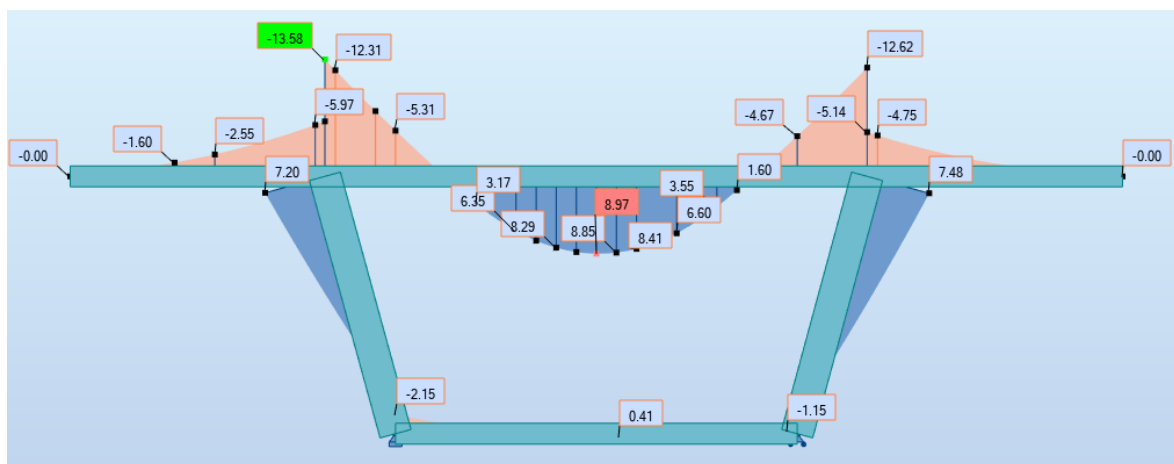
Combinaison $G + Mc120$ (Charge appliqué au milieu du tablier) :



Combinaison $G + D240$ (Charge appliqué à gauche du tablier) :



Combinaison $G + D240$ (Charge appliqué au milieu du tablier) :



Notation

Conformément à la rédaction du présent projet de fin d'étude, il est recommandé de faire usage des notations ci-après, qui énumèrent l'essentiel de ce qui est utilisé en béton armé, précontraint et le sol

✓ Principe :

Majuscules latines :

Elles désignent :

- Les actions et sollicitations (forces, moments),
- Les grandeurs géométriques à l'exception des longueurs,
- Les modules de déformations et d'élasticité.

Minuscules latines :

Elles désignent :

- Les longueurs et les quantités géométriques ayant la dimension d'une longueur,
- Les densités de forces réparties,
- Les résistances des matériaux,
- Certains coefficients.

Majuscules grecques :

Elles ne sont employées que dans quelques cas consacrés par l'usage.

Minuscules grecques :

Elles désignent :

- Les contraintes,
- Les grandeurs sans dimension, ou réduites à des grandeurs sans dimension, comme les déformations relatives.
- Certains coefficients.

Indices :

Les indices sont employés pour distinguer des grandeurs de même nature, représentables par le même symbole, mais se rapportant à des matériaux, des âges ou des rôles mécaniques différents. Ces indices sont constitués, sauf exceptions, par une ou plusieurs minuscules latines, ou d'une majuscule latine éventuellement suivie de minuscules latines ou des chiffres. Un indice ou une suite d'indices peut être omis dans le but d'alléger l'écriture s'il ne risque pas d'en résulter de confusion.

L'apostrophe :

L'apostrophe peut servir à distinguer deux grandeurs de même nature différant par leur emplacement géométrique ou leur signe. Les éléments supérieurs peuvent ainsi être distingués des éléments inférieurs d'une même section (fibre, membrure, armatures).

✓ Indices :

Majuscules latines :

A : afférent aux actions accidentelles.
E : afférent aux séismes.
G : afférent aux charges permanentes.
P : afférent à l'action de la précontrainte.
Q : afférent à une action variable quelconque.
V : afférent à l'effort tranchant.



T : afférent aux actions dues aux variations de température.

W : afférent aux actions dues au vent.

Minuscules latines et abréviations :

a : ancrage.

b : béton.

c : compression.

d : différé ; permet aussi de désigner une valeur de dimensionnement ou de calcul ; diffusion.

e : limite d'élasticité.

i : initial ; instantané ; indice.

j : âgé de j jours ; indice.

lim : limite.

max : maximal.

min : minimal.

p : précontrainte.

r : retrait du béton ; rupture ; réduit.

réd : réduit.

s : acier pour les armatures passives ; scellement ou adhérence.

ser : service.

t : transversal ; traction.

u : ultime.

✓ Notations

Notations en majuscules latines :

As : Aire d'une section d'armatures passives.

Ap : Aire d'une section d'armatures de précontrainte.

At : Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales passives.

B : Aire d'une section de béton.

E : Module d'élasticité longitudinal.

Es : Module d'élasticité d'un acier d'armature passive.

Ei : Module de déformation instantané (E_{ij} à l'âge de j jours).

Ev : Module de déformation à long terme (E_{vj} pour une sollicitation appliquée à l'âge de j jours).

F : Force ou action en général.

G : Module d'élasticité transversal ; action permanente.

I : Moment d'inertie en général.

M : Moment en général ; moment fléchissant.

Mg : Moment fléchissant dû aux charges permanentes.

Mq : Moment fléchissant dû aux charges et actions variables.

Mu : Moment de calcul pour l'état limite ultime.

Mser : Moment de calcul pour l'état limite de service.

N : Effort normal.

P : Action de la précontrainte.

Q : Action ou charge variable.

R : Réaction d'appui; force résultante.

S : Moment statique.

T : variations uniformes de température.

V : Effort tranchant.

W : Vent.

Notations en minuscules latines :

a : désigne de façon générale une dimension (longueur, dimension transversale, longitudinale; position longitudinale).

b : désigne une dimension transversale (le plus souvent la largeur ou épaisseur d'une section).



bo : épaisseur brute de l'âme d'une poutre.

bn : épaisseur nette de l'âme d'une poutre.

b et **b'** : largeur des membrures respectivement inférieure ou supérieure d'une poutre, s'il y a lieu de les distinguer.

c : distance d'une barre, ou d'un conduit de câble au parement (enrobage).

fe : limite élastique d'un acier pour armature passive.

fpe : limite élastique d'un acier pour armature de précontrainte.

fpr : limite de rupture d'un acier.

fcj : résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours.

fc28 ou **fc** : résistance caractéristique à la compression du béton (âgé de 28 jours et conventionnelle).

ftj : résistance caractéristique à la traction du béton âgé de j jours.

ft28 ou **ft** : résistance caractéristique à la traction du béton (âgé de 28 jours et conventionnelle).

h : hauteur totale d'une section.

j : nombre de jours.

k : coefficient en général.

l : longueur ou portée.

n : coefficient d'équivalence acier-béton; nombre entier.

q : densité de charge variable.

s : espacement des armatures en général.

st : espacement des armatures passives transversales.

st : espacement des armatures de précontrainte transversales.

t : temps.

u : périmètre; dimension.

x : coordonnée en général; abscisse en particulier.

y : ordonnée par rapport à l'axe central principal d'inertie.

z : coordonnée complémentaire à x et y ; bras de levier du couple de flexion.

Notations en minuscules grecques :

L'écriture latine usuelle est donnée entre parenthèses.

α (alpha) : angle d'une armature passive avec la fibre moyenne d'une poutre; déviation angulaire ; coefficient sans dimension.

β (bêta) : angle d'inclinaison de calcul des bielles dues à l'effort tranchant.

γ (gamma) : coefficient partiel de sécurité défini dans les directives communes au calcul des constructions (indicé).

δ (delta) : variation d'une grandeur (écrite en lettre grecque).

ξ (epsilon) : déformation relative.

ξ_{bc} : raccourcissement relatif du béton comprimé.

ξ_r : retrait du béton.

θ (thêta) : température.

λ (lambda) : coefficient sans dimension.

μ (mu) : coefficient sans dimension.

ν (nu) : coefficient de Poisson pour le béton.

ξ (xi) : coefficient sans dimension.

ρ_{1000} : valeur garantie de la perte par relaxation à 1000 h.

σ (sigma) : contrainte normale.

σ_b : contrainte du béton.

σ_{bc} : contrainte de compression du béton.



σ_{bt} : contrainte de traction du béton.
 σ_s : contrainte de l'acier passif.
 σ_p : contrainte de l'acier de précontrainte.
 τ (**tau**) : contrainte tangente.
 τ_s : contrainte d'adhérence.
 ϕ (**phi**) : coefficient de frottement par unité de longueur ; angle.
 ω (**oméga**) : angle.

✓ Autres notations et symboles

Δ : Variation ou différence.
 $\Delta\sigma$ = variation de contrainte
 $\Delta\theta$ = différence de température).
 Σ : sommation.
 \emptyset : diamètre nominal d'une armature.
 ∞ : final (au temps conventionnel égal à l'infini).
 K_a : coefficient de répartition Trans. Moments
 ε_a : coefficient de répartition trans. effo. tanch.
 E : Module d'Young.
 W : poids
 R : force de réaction
 F : force due au renforcement
 H_n : force laterale a la tranche
 Z : profondeur
 r : rayon

θ : angle du plan de rupture
 K : coefficient de participation du renforcement
 V_n : force normale a la tranche
 D : travail interne
 δ : Déplacement unitaire.
 γ_{dry} : Poids volumique Humide.
 ν : Coefficient de Poisson.
 σ : Contrainte.
 τ : Contraintes de cisaillement (tangentielle).
 ϕ : Angle de frottement interne du sol.
 c : Cohésion du sol.
 EA : Rigidité normale.
 EI : Rigidité de flexion.
 G : Module de cisaillement.

✓ Abréviations

LCPC : Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.
MEF : Méthode des Eléments Finis.
SETRA : Société d'étude de la terre armée.
GTR : Guide technique de réalisation.
AL : Analyse limite.
EL : Equilibre limite.
BA/PEL : béton armé/précontraint aux états limite
HA : haute adhérence



Références

Références

Livres, cours et règlements :

- [1] Projet et construction des ponts (2^{ème} édition) J.A.Calgaro –M.Virlogeux
- [2] B.P.E.L 91
- [3] B.A.E.L 91-REV99. Béton armé aux états limites.
- [4] Guide S.E.T.R.A
- [5] Fascicule 61 titre II relatif aux ponts route.
- [6] RPOA
- [7] Donnée de projet
- [8] Le béton précontraint aux état limite HENRY Thonier

Logiciels utilisés :

- AutoCAD 2018 (Dessin)
- Robot structural 2019 (Modélisation et analyse de l'ouvrage)
- SOCOTEC (Calcul des section d'armature)
- Office 2016 (Calcul, traitement textes et Présentation)



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



Université Mohammed Seddik Ben Yahia -Jijel
Faculté des Sciences et Technologie
Département Génie Civil et Hydraulique



Mémoire de Fin d'Etude

Pour l'Obtention du Diplôme De Master Académique

En Travaux publique

Option : Voies et Ouvrages d'Art

2^{ème} Partie

*Contrôle Adaptatif et Optimal des Vibrations des
Structures*

Présenté par :

- ❖ BOULAA Hachem*
- ❖ BOUDJELIDA Souad*

Encadré par :

MESSIOUD Salah

PROMOTION 2019

Résumé

Cette partie est consacré à l'étude d'un contrôleur à rétroaction pour le système AMD capable d'atténuer les vibrations structurelles lors d'événements sismiques. La commande conçue doit être stable, adaptable et d'une consommation d'énergie raisonnable pour minimiser le déplacement de la structure. Le contrôle par rétroaction est conçu sur la base du modèle MRAC (Contrôle adaptatif de référence de modèle) et de l'algorithme de régulation linéaire quadratique. La recherche dans ce travail utilise un modèle de construction à un et deux étages. La méthode lagrangienne sera utilisée pour dériver l'équation du mouvement du système. MATLAB est utilisé pour simulé les réponses du système.

Mots-clés : Système AMD, Vibrations structurelles, MRAC, Algorithme de régulation, La méthode lagrangienne, équation de mouvement.

Sommaire

I. Introduction	1
I.1. Application du système	2
II. Système de contrôle structurel	2
III. Système d'amortissement de masse	4
III.1. Système amortisseur de masse réglé (TMD)	4
III.2. Système d'amortissement de masse active (AMD)	4
III.3. Système d'amortisseur de masse accordé semi-actif (SATMD)	5
IV. Technique de conception de contrôle	5
IV.1. Affectation des pôles	5
<input type="checkbox"/> Théorème:	6
IV.2. Régulateur linéaire quadratique	7
IV.3. Contrôle adaptatif	9
IV.3.1. Le contrôle de positionnement adaptatif des pôles (APPC),	10
IV.3.2. Le contrôle adaptatif de référence de modèle (MRAC).	10
V. 1xAMD un seul étage (un degré de liberté)	12
V.1. La modélisation	12
<input type="checkbox"/> Le principe de contrôle du système AMD	12
<input type="checkbox"/> Modèle mathématique	13
V.2. Simulation	17
<input type="checkbox"/> Représentation de l'espace d'état	17
<input type="checkbox"/> Contrôlabilité et observabilité	18
<input type="checkbox"/> Conception de la rétroaction d'état	19
<input type="checkbox"/> Conception de l'observateur d'état	22
VI. 2xAMD deux étages (deux degrés de liberté)	23
VI.1. La modélisation	23
<input type="checkbox"/> Modèle mathématique	24
VI.2. Simulation	28
<input type="checkbox"/> Représentation de l'espace d'état	28
<input type="checkbox"/> Conception de l'observateur d'état	30
VII. Conclusion	31
Références	32

Liste des figures

Figure 1. <i>Schéma de système passif (a), actif (b) et semi-actif (c)</i>	3
Figure 2. <i>Principe du MRAC basé sur la règle du MIT</i>	11
Figure.3. <i>Schéma de la AMD sur un seul étage</i>	13
Figure.4. <i>Schéma de corps libre AMD à un seul étage</i>	14
Figure.5. <i>Réponse impulsionnelle et progressive du système en boucle ouverte</i>	18
Figure.6. <i>Réponse du système en boucle fermée</i>	21
Figure.7. <i>Comparaison de la réponse impulsionnelle et progressive du système en boucle ouverte et en boucle fermée</i>	22
Figure.8. <i>Schéma de la AMD sur deux étages</i>	24
Figure.9. <i>Schéma de corps libre AMD à deux étages</i>	24
Figure.10. <i>Réponse du système en boucle fermée</i>	30

Notation (Constantes physiques)

Symbole	La description	Valeur	unité
K_m	Panier Back-EMF Constant	0,0077	V.s/rad
B_{eq}	Panier Équivalent amortissement visqueux Coefficient, vu au pignon moteur	3.0	N.s/m
M_c	Panier de masse	0,65	Kg
M_{c1}	Masse du chariot 1	0,65	Kg
M_{c2}	Masse du chariot 2	0,65	Kg
R_m	Chariot Résistance à l'armature du moteur	2.6	Ohm
V_m	Panier Tension d'armature du moteur	0,8	V
η_m	Efficacité du moteur de chariot	1	
η_g	Efficacité de la boîte d'engrenage planétaire	1	
J_m	Inertie de rotor de chariot	3.9E-007	Kg.m ²
r_{mp}	Panier Moteur pignon Radius	0,064	M
K_t	Constante de couple du moteur du chariot	0,0077	N.m/A
K_g	Ratio d'engrenage de la boîte de vitesses planétaire	3.71	
$I_{MAX_{AMP}}$	Courant de sortie maximal de l'amplificateur	4	A
$V_{MAX_{AMP}}$	Tension de sortie maximale de l'amplificateur	24	V

K_{ACC}	Accéléromètre de sol Sensibilité	9.81	$m/s^2/V$
M_f	Assemblée d'étude de masse	1.86	kg
M_{f1}	Messe de l'Assemblée du premier étage	1.86	Kg
M_{f2}	Messe de l'Assemblée du deuxième étage	1.86	kg
K_f	Rigidité linéaire du plancher	500	N/m
V_T	Énergie potentielle totale du système DMLA		
T_T	Énergie cinétique totale du système DMLA		
T_{tc1}	Energie cinétique traductionnelle du premier étage		
T_{tc2}	Energie cinétique traductionnelle du deuxième étage		
C_{tr1}	Energie cinétique rotative du premier étage		
T_{rc2}	Energie cinétique rotative du deuxième étage		
T_{f1}	Structure Énergie cinétique traductionnelle du premier étage		
T_{f2}	Structure Énergie cinétique transrationnelle du deuxième étage		
Q_{xc1}	Force généralisée appliquée aux coordonnées généralisées xx1		
Q_{xc2}	Force généralisée appliquée aux coordonnées généralisées xx2		
Q_{xf1}	Force généralisée appliquée sur la coordonnée généralisée xf1		
Q_{xf2}	Force généralisée appliquée sur la coordonnée généralisée xf2		
J	Fonction des coûts		
B_f	Structure visqueuse Coefficient d'amortissement		
F_c	Force de conduite des chariots		
K_f	Raideur du plancher		K_f

K_g	Ratio d'engrenage de la boîte de vitesses planétaire	K_g
K_m	Panier Back-EMF Constant	K_m
K_t	Constante de couple du moteur du chariot	K_t
J_m	Inertie de rotor de chariot	J_m
M_c	Panier de masse	M_c
M_{c1}	Masse du chariot 1	M_{c1}
M_{c2}	Masse du chariot 2	M_{c2}
M_f	Assemblée d'étude de masse	M_f
M_{f1}	Messe de l'Assemblée du premier étage	M_{f1}
M_{f2}	Messe de l'Assemblée du deuxième étage	M_{f2}
R_m	Cart Résistance du moteur	R_m
r_{mp}	Panier Moteur pignon Radius	r_{mp}
X_{c1}	Panier 1 Position	x_{c1}
X_{c2}	Chariot 2 Position	x_{c2}
X_{f1}	Déplacement du 1er étage	x_{f1}
X_{f2}	Déplacement de l'étage 2	x_{f2}
\dot{x}_{c1}	Vitesse du chariot 1	X_{c1_dot}
\dot{x}_{c2}	Vitesse du chariot 2	X_{c2_dot}
\dot{x}_{f1}	Vitesse au 1er étage	X_{f1_dot}
\dot{x}_{f2}	Vitesse au deuxième étage	X_{f2_dot}
\ddot{x}_{c1}	Panier 1 Accélération	X_{c1_ddot}

\ddot{x}_{c2}	Panier 2 Accélération	Xc2_ddot
\ddot{x}_{f1}	Accélération au 1er étage	Xf1_ddot
\ddot{x}_{f2}	Accélération au 2e étage	Xf2_ddot
L	Lagrangien	
A	Matrice système	A
B	Matrice d'entrée	B
C	Matrice de sortie	C
D	Matrice entrées-sorties	D
K	Vecteur de gain de rétroaction à l'état complet	K
Po	Pôle d'observateur souhaité en boucle fermée	Po
L	Matrice des gains des observateurs	L
Ob	Matrice d'observabilité	Ob
Co	Matrice de contrôle	Co

2^{ème} partie

Contrôle Adaptatif et Optimal des Vibrations des Structures

I. Introduction

Dans la conception de nombreux ouvrages de génie civil, les charges statiques primaires, y compris les charges passives et actives, ne sont pas suffisantes, les structures doivent être analysées et conçues en prenant en compte les excitations dynamiques, telles que les vents, les tremblements de terre ou les ondes. Les charges dynamiques sont généralement les facteurs les plus importants d'endommagement ou d'effondrement des structures. Les caractéristiques cinématiques et inertielles du problème dynamique le rendent plus complexe par rapport au problème statique. Les tremblements de terre et les vents forts sont les principales excitations dynamiques conduisant aux catastrophes des ouvrages de génie civil.

Étant donné que la force exercée par le séisme et le vent sur les structures est très importante et imprévisible, les grandes structures civiles nécessitent une énorme quantité d'énergie pour la contrôler. Plusieurs types de systèmes de contrôle actifs ont été développés pour atténuer les vibrations structurelles causées par le séisme et le vent. L'amortisseur de masse active (AMD) est l'un des dispositifs utilisés dans la conception du système de contrôle actif des vibrations qui pourrait être mis en œuvre sur la structure du bâtiment. Le système d'amortissement à masse active peut réduire la réponse de vibration structurelle de manière optimale. Cependant, la conception du système de contrôle actif pose des problèmes difficiles, notamment en ce qui concerne les performances limitées des actionneurs, telles que la limitation de la force. Par exemple, si un séisme ou un vent fort génère des forces qui dépassent les limites de l'actionneur, l'actionneur ne peut pas fonctionner correctement. En outre, l'un des problèmes importants concernant le moment de la conception du système de contrôle structurel est le manque d'adaptabilité à l'incertitude des paramètres structurels et le caractère aléatoire des charges externes. Les incertitudes et les charges aléatoires pourraient transformer le système AMD en système non linéaire, ce qui rendrait les calculs mathématiques complexes.

Il existe de nombreuses recherches sur la limitation des actionneurs par AMD et la conception du contrôleur de rétroaction pour les systèmes non linéaires [4, 5, 6]. Le contrôle de rétroaction d'AMD doit s'adapter à l'environnement du système et répondre à ses ambitions: contrôler de manière optimale en consommant moins d'énergie, à faible coût, avec un poids léger et davantage de stabilité.

I.1. Application du système

L'implémentation de systèmes AMD dans le contrôle actif des ouvrages de génie civil, tels que les ponts et les bâtiments, s'est révélée être la plus répandue dans les applications réelles. Au Japon, de nombreux bâtiments utilisaient des AMD pour le contrôle des vibrations lors de vents forts et de séismes. Construit en 1898, le Kyobashi Center, au Japon, est le premier système d'AMD installé sur un bâtiment. En 1995, la phase de construction du pont de Nakajima a adopté le système AMD pour contrôler les vibrations du vent sur le pont. En 2001, la tour de télévision de Nanjing en Chine a installé le système AMD afin de réduire les vibrations du vent. En 2011, le bâtiment Kingkey 100 le plus élevé de Shenzhen⁵ a adapté le système AMD avec succès. Une tour de 24 étages située à Tokyo avait été équipée de la technologie AMD et d'un système de régénération pour économiser l'énergie. En 2011, un séisme d'une magnitude de 9,0 sur la côte pacifique de Tohoku a touché le Japon et a touché directement ce bâtiment. Le système AMD a sauvé le bâtiment en introduisant une procédure de gain variable pour réduire les vibrations et le système de régénération a permis d'économiser jusqu'à 35 à 65% de l'énergie consommée par le système AMD. La théorie du contrôle moderne a été développée avec un contrôle adaptatif, optimal, robuste, paramétrique-stochastique, prédictif et la logique floue.

II. Système de contrôle structurel

L'une des approches permettant d'atténuer les effets dangereux des séismes consiste à utiliser des systèmes d'amortissement supplémentaires (SDS), comme illustré à la figure 1. Un SDS est fondamentalement un système de dissipation d'énergie supplémentaire conçu de manière optimale pour absorber l'énergie de vibration d'une structure, réduisant ainsi le besoin de dissipation d'énergie de la structure. Il existe trois types de systèmes de contrôle des vibrations structurelles utilisant un système d'amortissement supplémentaire qui sont couramment utilisés: les systèmes de contrôle passif, les systèmes de contrôle actif et les systèmes de contrôle semi-actifs.

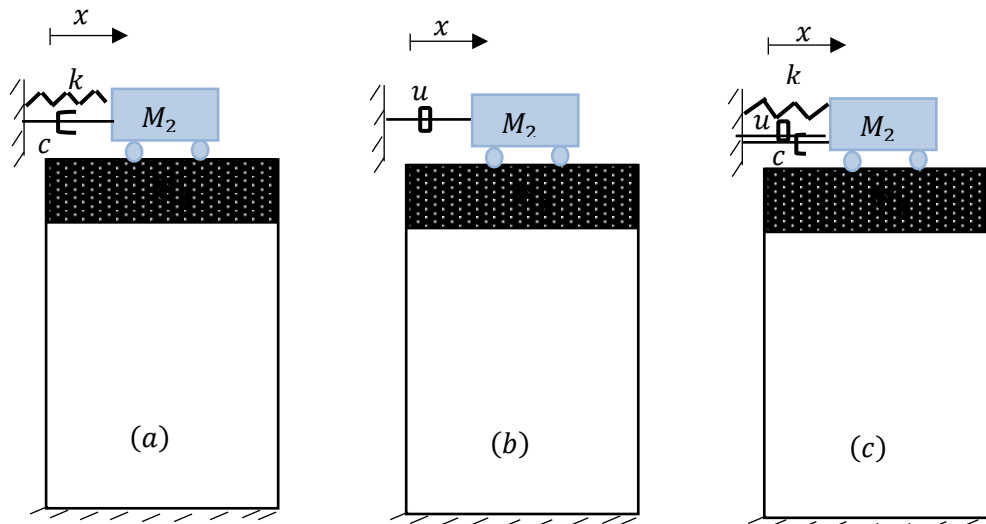


Figure 1. Schéma de système passif (a), actif (b) et semi-actif (c).

Les systèmes de contrôle passifs sont des systèmes stables et ne nécessitent aucune source d'alimentation externe pour dissiper les excitations vibratoires, même pendant les tempêtes, lorsque les pannes de courant sont les plus susceptibles de se produire. Les systèmes passifs utilisent le mouvement de la structure pour développer la force de contrôle. Un autre avantage de ces systèmes est leur faible coût de réparation et d'entretien. Il existe deux types de systèmes passifs: les amortisseurs de masse accordés passifs (TMD) et les isolations de base. Étant donné que les propriétés de ces systèmes passifs ne peuvent plus être modifiées après l'installation, elles sont incontrôlables et incapables de s'adapter aux variations de paramètres du système.

Contrairement aux systèmes passifs, les systèmes de contrôle actif ne sont pas des systèmes stables. Ils génèrent des forces de contrôle en développant les réactions des capteurs qui mesurent l'excitation et la réponse de la structure. Par conséquent, ces systèmes sont contrôlables, offrant des réductions de réponse plus robustes et significatives. Cependant, les systèmes de contrôle actifs nécessitent une source d'alimentation importante pour faire fonctionner les actionneurs électrohydrauliques ou électromécaniques qui fournissent des forces de contrôle à la structure.

Les limitations des systèmes de contrôle actif et passif conduisent à développer un système de contrôle semi-actif. Les systèmes semi-actifs combinent les attributs positifs des systèmes de contrôle passifs et actifs en ce sens qu'ils sont de nature contrôlable, adaptables aux variations de paramètres et essentiellement stables. Ces systèmes ont besoin d'un peu d'énergie externe pour fonctionner. En fait, plusieurs contrôleurs peuvent fonctionner par batterie, ce qui est essentiel lors d'événements sismiques lorsque la source d'alimentation principale de la structure

peut être en panne. Les inconvénients de ces systèmes, qui sont l'environnement, les charges dynamiques et les caractéristiques dynamiques des structures, doivent être bien connus afin d'obtenir la plus grande efficacité en matière de contrôle des vibrations.

III. Système d'amortissement de masse

Un système d'amortissement est utilisé pour amortir les vibrations d'une structure lorsqu'elle est soumise à des événements sismiques. De nombreux concepts différents ont été développés pour la dissipation d'énergie ou des systèmes d'amortissement supplémentaires. Les systèmes d'amortissement récents, qui agissent comme des amortisseurs de vibrations dynamiques, sont les amortisseurs de masse accordés (TMD), les amortisseurs de masse actifs (AMD), les amortisseurs de masse accordés semi-actifs (SATMD). Dans les prochains paragraphes, nous donnerons la comparaison de ces systèmes d'amortissement; avantages et inconvénients de chaque système.

III.1. Système amortisseur de masse réglé (TMD)

TMD est un type d'amortisseurs de masse passifs, dans lesquels la masse supplémentaire est reliée à la structure principale par l'intermédiaire d'un ressort et d'un dispositif d'amortissement. Le TMD extrait l'énergie vibratoire de la structure et la dissipe à l'intérieur. L'avantage de TMD est qu'il est simple, robuste et d'un coût relativement faible par rapport aux autres systèmes d'amortissement de masse. L'inconvénient est qu'elle ne fonctionne de manière optimale que lorsque la procédure de réglage s'effectue correctement avec des paramètres bien connus de la structure, sans quoi les performances du système diminueront considérablement. Pour résoudre ce problème, le système doit utiliser une masse plus importante.

III.2. Système d'amortissement de masse active (AMD)

AMD, un type d'amortisseurs de masse active, est un dispositif dans lequel la masse est connectée à la structure par l'intermédiaire d'un actionneur. Un système AMD peut ajuster un état indésirable de la structure à un état souhaité en utilisant une force de contrôle pour minimiser la différence. L'avantage d'AMD est qu'il est capable de surpasser le TMD grâce à sa capacité d'adaptation à la variation des charges externes. Par exemple, le système TMD est généralement accordé sur la première période fondamentale de la structure et n'est donc efficace que pour le contrôle de la structure lorsque le premier mode est le mode de vibration dominant. Cependant, lors d'excitations sismiques, le TMD n'est pas réglé de manière optimale

car l'énergie vibratoire d'un séisme est répartie sur une bande de fréquence plus large. AMD est capable de minimiser les vibrations de la structure en fournissant les forces de contrôle actives à travers l'actionneur. L'inconvénient d'AMD est qu'il nécessite une grande quantité d'énergie d'entrée pour exécuter les forces de contrôle souhaitées [9].

III.3. Système d'amortisseur de masse accordé semi-actif (SATMD)

Un amortisseur de masse accordé semi-actif est dans lequel la masse supplémentaire est reliée à la structure par **un actionneur, un ressort et un dispositif d'amortissement**. Le système SATMD est capable d'ajuster les paramètres sur leurs valeurs optimales afin que la réponse de la structure primaire à la fréquence de résonance soit réduite de manière optimale. L'actionneur du système peut modifier les valeurs de rigidité et de coefficient d'amortissement de manière mécanique. L'avantage du système SATMD est qu'il nécessite une petite quantité d'énergie pour que l'actionneur puisse effectuer des efforts de commande. En cas de panne de courant, le système fonctionnera comme un système TMD. Cependant, le système SATMD est toujours stable et ne peut pas déstabiliser un système primaire stable car il contient les propriétés de TMD [10]

IV. Technique de conception de contrôle

Des dispositifs et des stratégies de contrôle sont continuellement développés et étudiés pour résoudre différents problèmes de contrôle structurel et améliorer les performances des systèmes de contrôle. Cette section fournit un bref historique et une description des techniques de conception de contrôleur pour le système AMD. La méthode d'affectation des valeurs propres et le contrôleur LQR sont largement utilisés dans les stratégies de contrôle des systèmes de contrôle actif [11, 12]. Cette stratégie de contrôle est le contrôle adaptatif de référence du modèle (MRAC) qui sera utilisé pour contrôler le système AMD dans ce travail de recherche.

IV.1. Affectation des pôles

Considérons un système observable linéaire, invariant dans le temps, multi-variable, contrôlable et observable dans la représentation d'espace d'état.

$$\dot{x} = Ax + Bu \quad (1. a)$$

$$y = Cx + Du \quad (1. b)$$

Où x est un n par 1 vecteur représentant l'état du système (communément position et vitesse variables dans les systèmes mécaniques), u est un scalaire représentant l'entrée de commande (généralement une force ou un couple dans les systèmes mécaniques) et Y est un scalaire représentant la sortie mesurée. Les matrices $A \in R^{n \times n}$, $B \in R^{n \times 1}$ et $C \in R^{1 \times n}$ déterminent les relations entre l'état et les variables d'entrée et de sortie. La stabilité du système est déterminée à partir des valeurs propres de la matrice A du système en boucle ouverte ou des racines de l'équation polynomiale caractéristique du système. Selon la loi de contrôle, le système est stable pour toutes les valeurs propres des parties réelles négatives, instable pour toute valeur propre réelle positive, neutre pour une ou plusieurs racines ayant une partie réelle nulle et les racines restantes ayant des parties réelles négatives. Si le système est instable, un gain de retour d'état K (1 sur n vecteur) doit être conçu pour stabiliser le système.

En utilisant le retour d'état complet (toutes les variables d'état sont mesurées par des capteurs), l'entrée est $u = -Kx$, de sorte que le système de retour en boucle fermée possède la spécification souhaitée.

$$\dot{x} = (A - BK)x \quad (2)$$

Le rôle principal du contrôle de rétroaction d'état est de stabiliser un système donné de sorte que toutes les valeurs propres à boucles fermées soient placées dans la moitié gauche du plan complexe. La stabilité et les performances dans le domaine temporel du système de rétroaction en boucle fermée sont déterminées principalement par la position des pôles de la matrice $(A - BK)$. Le théorème ci-dessous donne une condition pour la possibilité de placer les pôles du système aux emplacements souhaités.

✓ **Théorème:**

Pour un système contrôlable, il existe une matrice de rétroaction K telle que les valeurs propres du système en boucle fermée puissent être placées à des emplacements arbitraires. Le déterminant des emplacements souhaités des pôles en boucle fermée dépend du temps de stabilisation du système t_s , et du dépassement maximal M_p , (les critères du contrôleur sont $t_s < 0,5$ s et $M_p < 5\%$). Le taux d'amortissement ζ et la fréquence propre ω_n du système peuvent être obtenus à partir du temps de stabilisation et du dépassement maximal. ζ et ω_n sont des paramètres constants dans l'équation caractéristique du système standard du second ordre, (3), dans lequel les deux pôles dominants sont obtenus.

$$S^2 + 2\zeta\omega_n S + \omega_n^2 = 0 \quad (3)$$

Pour un système d'ordre supérieur, l'emplacement du n^{ième} pôle peut être obtenu en fonction du comportement en boucle fermée. Il convient de noter que si les pôles de la boucle fermée sont loin des pôles de la boucle ouverte, le système exigera un effort de contrôle important. Si les pôles de la boucle fermée sont très négatifs, le système réagira / se désintégrera rapidement.

Les pôles de (3) étant connus, le gain de retour d'état K peut être obtenu à partir de l'équation caractéristique du système en boucle fermée de (2) et de l'équation caractéristique du système de second ordre standard (3).

IV.2. Régulateur linéaire quadratique

Le LQR est une méthode optimale pour choisir les gains de retour pour les systèmes linéaires en minimisant une fonction de coût quadratique sur un horizon infini. Dans un problème sans suivi, l'objectif du LQR est de ramener tous les états à zéro dans les meilleurs délais, compte tenu de l'ensemble des contraintes décrites dans les matrices de pondération Q et R.

En tenant compte de la représentation d'espace d'état dans les équations (1), le gain de contrôle LQR, K, est calculé de telle sorte que la fonction de coût quadratique (4) soit minimisée.

$$J = \int_0^{\infty} (x^T Q x + u^T R u) dt \quad (4)$$

Où Q et R sont les matrices de pondération positives semi-définies et positives définies sur les sorties et les entrées du système, respectivement. Cela signifie que la quantité scalaire x est toujours positive ou nulle à chaque instant t pour toutes les fonctions $x(t)$ et que la quantité scalaire x est toujours positive à chaque instant t pour toutes les valeurs de $u(t)$. Cela garantit que J est bien défini.

Toutes les variables d'état doivent être mesurées pour le calcul du signal d'entrée du système u , défini comme suit:

$$u = -Kx = -R^{-1}B^T P x \quad (5)$$

Ici, P est la solution de l'équation de Riccati.

$$A^T P + SA - SBR^{-1}B^T S + Q = 0 \quad (6)$$

En substituant $u = -Kx$ dans l'équation (1), on obtient l'équation d'état du système en boucle fermée .

$$\dot{x} = (A - BK)x \quad (7)$$

Il convient de noter que les éléments des matrices de pondération Q et R sont choisis en conséquence sur la base des connaissances du système. En choisissant Q plus grand, cela signifie que, pour garder J petit, l'état $x(t)$ doit être plus petit. D'autre part, choisir R plus grand signifie que l'entrée de commande $u(t)$ doit être plus petite pour que J reste petit. Cela signifie que des valeurs plus grandes de Q ont généralement pour effet que les pôles de la matrice du système en boucle fermée sont laissés dans le plan complexe, de sorte que l'état décroît plus rapidement jusqu'à zéro. D'autre part, plus R correspond à un moindre effort de contrôle, de sorte que les pôles sont généralement plus lents, ce qui donne des valeurs plus grandes de l'état $x(t)$.

En réalité, toutes les variables d'état x ne peuvent pas être mesurées. Dans le cas où la sortie $y = Cx$ est mesurée, un observateur doit être conçu pour estimer les variables d'état inconnues. L'observateur d'état a décrit l'équation (8)

$$\dot{\hat{x}} = A\hat{x} + Bu + L(y - \hat{y}) \quad (8a)$$

$$\hat{y} = C\hat{x} + Du \quad (8b)$$

Où \hat{x} et \hat{y} sont des états estimés et une sortie estimée de l'observateur. L'observateur est un système à deux entrées $u(t)$ et $y(t)$. Il est souhaitable que $\hat{x}(t)$ soit proche de $x(t)$ ou que l'erreur $\tilde{x} = x - \hat{x}$ soit petite. Ainsi, si l'observateur fonctionne correctement, l'erreur de sortie $\tilde{y} = y - \hat{y}$ devrait être petite. L'erreur d'estimation a une dynamique donnée par :

$$\dot{\tilde{x}} = (A - LC)\tilde{x} \quad (9)$$

Le problème de conception de l'observateur consiste à sélectionner L afin que l'erreur disparaisse rapidement. Si le système est observable, il est toujours possible de trouver un gain d'observateur L pour régler les valeurs propres de l'erreur dynamique $(A-LC)$ pour des valeurs arbitraires. De nouveau, le gain de l'observateur L peut être déterminé par l'équation (10), P étant la solution de l'équation de Riccati (11).

$$L^T = R^{-1}CP \quad (10)$$

$$AP + PA^T + Q - PC^T R^{-1} CP + 0 \quad (11)$$

En sélectionnant L pour placer les pôles de (A-LC) suffisamment loin à gauche dans le plan complexe, l'erreur d'estimation peut disparaître aussi rapidement que vous le souhaitez.

IV.3. Contrôle adaptatif

Au fil du temps, les propriétés de la structure, telles que la masse, la rigidité et le coefficient d'amortissement, pourraient être modifiées, ce qui entraînerait une variation de la fréquence de résonance primaire de la structure. Il est important d'amortir de manière optimale les vibrations de cette fréquence. La variation de masse peut être causée par la charge de personnes ou le stockage de matériaux dans la structure. La rigidité se dégrade avec le temps en raison des vents ou des événements sismiques. Le coefficient d'amortissement pourrait être affecté par le changement de fixation du sol. En considérant ces faits, on peut conclure qu'un contrôleur de type adaptatif doit être utilisé.

Le terme « adaptation » est défini en biologie comme « une conformation avantageuse d'un organisme aux changements de son environnement ». En 1957, Drenick et Shahbender introduisirent le système adaptatif dans la théorie du contrôle [26], ce système permettant de contrôler leurs propres performances. Et ajuster leurs paramètres pour avoir une meilleure performance. Deux approches pour ajuster les paramètres du contrôleur: le contrôle adaptatif direct et le contrôle adaptatif indirect. Dans le contrôle adaptatif direct, les paramètres de contrôle sont directement ajustés par des règles d'ajustement pour améliorer un indice de performance. Cette méthode nécessite des mesures directes des paramètres inconnus tels que la masse, la rigidité et le coefficient d'amortissement à l'aide de capteurs appropriés. Dans le contrôle adaptatif indirect, les paramètres de l'installation sont estimés en ligne et les paramètres de contrôle sont ajustés en fonction de ces estimations.

Il existe de nombreux types de systèmes de contrôle adaptatifs, qui ne diffèrent que par la manière dont les paramètres du contrôleur sont ajustés. Il s'agit du positionnement adaptatif des pôles, de la planification des gains et du contrôle adaptatif des références de modèle. La décision d'utiliser ou non utiliser le contrôle adaptatif est basé sur les comportements dynamiques du système décrits à **la figure 2**. Si le système ne contient que des paramètres constants, le contrôleur à paramètres fixes sera utilisé. Si les paramètres du système varient en fonction du temps supplémentaire, un contrôleur à paramètres variables sera utilisé. Cela dépend de la propriété des paramètres pour sélectionner un contrôleur approprié pour le système. Par exemple, la planification de gain s'applique à des variations prévisibles ou le contrôleur adaptatif s'applique à des variations imprévisibles.

IV.3.1. Le contrôle de positionnement adaptatif des pôles (APPC), ou contrôleur à réglage automatique, est la combinaison d'une loi de contrôle de positionnement des pôles avec un estimateur de paramètres. Le placement de pôles adaptatif à une structure fixe avec des paramètres variables qui définit ses propres paramètres de contrôle et de processus inconnu. L'un des problèmes d'APPC est que la loi d'adaptation ne peut pas garantir que les paramètres estimés de la centrale satisfont à la condition de contrôlabilité appropriée [27].

Le contrôle de la planification du gain détermine les paramètres de contrôleur appropriés pour chaque condition de fonctionnement hors ligne. Ensuite, le schéma de contrôle consiste à identifier en permanence les conditions de l'usine et les paramètres du contrôleur changent très rapidement en réponse aux changements de processus.

IV.3.2. Le contrôle adaptatif de référence de modèle (MRAC) est dérivé du contrôle suivant le modèle ou du contrôle de référence du modèle (MRC). Dans ce travail, une méthode directe de MRAC sera étudiée dans laquelle le modèle de référence est choisi pour générer la réponse de sortie souhaitée que doit suivre la sortie de la centrale, le mécanisme d'ajustement génère les estimations de paramètres du contrôleur en ligne et les paramètres de fermeture. L'installation en boucle est créée par une loi de commande à rétroaction ordinaire qui contient l'installation et un contrôleur. Plus en détail de MRAC sera discuté dans la section suivante.

Contrôle adaptatif de référence de modèle. Il est bien connu que les paramètres du système vont changer au fil du temps, ce qui entraîne une dégradation des performances d'un contrôleur à paramètres fixes. Les contrôleurs à gain fixe peuvent même devenir instables avec ces incertitudes paramétriques. Ce problème peut être évité en utilisant des techniques de conception de contrôle adaptatif. Un contrôleur adaptatif présente un avantage par rapport à un contrôleur à gain fixe en utilisant un modèle de référence décrivant la caractéristique de réponse souhaitée pour le système, puis en appliquant des paramètres ajustables et des mécanismes pour ajuster les paramètres dans le contrôleur afin de piloter la réponse du système le modèle de référence. Cette méthode s'appelle le modèle de contrôle adaptatif de référence de (MRAC). MRAC donne une adaptation à grande vitesse puisque les résultats du modèle de référence et de l'installation réelle sont comparés directement. Le principe de schéma MRAC, avec l'utilisation de la règle MIT pour concevoir le mécanisme adaptatif, est illustré à **la figure 3** ci-dessous.

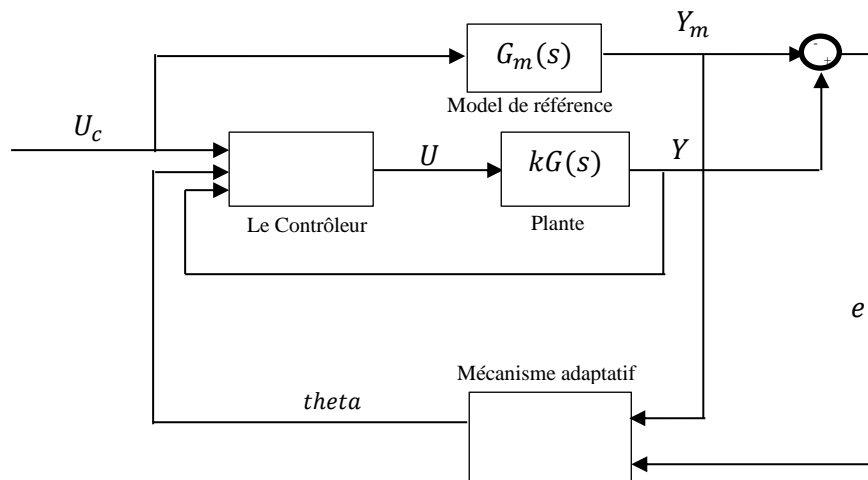


Figure 2. Principe du MRAC basé sur la règle du MIT.

La sortie $Y_m(t)$ du modèle de référence représente la réponse souhaitée que la sortie de l'installation $Y(t)$ devrait suivre. La différence entre la réponse réelle de l'usine et la réponse du modèle de référence donne l'erreur de suivi.

$$e = Y(t) - Y_m(t) \quad (12)$$

Cette erreur doit être minimisée par un mécanisme d'ajustement en appliquant la règle de MIT [21]. La règle MIT a été développée par les chercheurs du Massachusetts Institute of Technology en 1960.

L'erreur de (12) donne une forme de fonction de theta, $J(\theta)$, décrite dans l'équation (13), où θ est le paramètre ajustable à l'intérieur du contrôleur.

$$J(\theta) = \frac{1}{2} e^2(\theta) \quad (13)$$

L'objectif est de minimiser J à zéro lié à l'erreur e . Ainsi, la modification du paramètre θ est conservée dans la direction du gradient négatif de J , c'est-à-dire.

$$\frac{d\theta}{dt} = -\gamma \frac{\delta J}{\delta \theta} \quad (14)$$

À partir des équations (13) et (14), donner :

$$\frac{d\theta}{dt} = -\gamma e \frac{\delta e}{\delta \theta} \quad (15)$$

où le terme de dérivée partielle $\frac{\delta e}{\delta \theta}$ est appelé dérivée de la sensibilité du système et γ est une quantité positive qui indique le gain d'adaptation du contrôleur.

Dans la **figure 3**, supposons que l'installation soit linéaire avec la fonction de transfert $\frac{Y(s)}{U(s)} = KG(s)$, où K est un paramètre inconnu et $G(s)$ est une fonction de transfert connue du second ordre. Le but consiste à concevoir un contrôleur permettant à l'usine de suivre le modèle de référence avec la fonction de transfert $\frac{Y_m(s)}{U_c(s)} = K_0 G(s)$, où K_0 est un paramètre connu.

De l'équation (12) donne :

$$e = KG(s)U(s) - K_0 G(s)U_c(s) \quad (16)$$

Définir une loi de contrôle comme :

$$u = \theta u_c \quad (17)$$

En remplaçant l'équation (17) par (16) et en prenant une dérivée partielle de e par rapport à θ

$$\frac{\delta e}{\delta \theta} = KG(s)U_c(s) = \frac{K}{K_0} Y_m(s) \quad (18)$$

Les équations (15) et (18) donnent les lois d'adaptation de MRAC telles que :

$$\frac{d\theta}{dt} = -\gamma e \frac{K}{K_0} Y_m(s) = -\gamma' e Y_m \quad (19)$$

Il convient de noter qu'une valeur plus grande de γ peut provoquer l'instabilité du système et la sélection de ce paramètre est très critique.

V. 1 1xAMD un seul étage (un degré de liberté)

V.1. La modélisation

✓ Le principe de contrôle du système AMD

Le principe du système de contrôle AMD est illustré à la **figure 3**. Les principaux composants de l'utilisation du système sont des capteurs, un logiciel de contrôle, une carte d'acquisition de données, un actionneur et un amplificateur de tension. Les capteurs mesurent la réponse structurelle puis transmettent des informations au contrôleur. Le logiciel de contrôleur en temps

réel, qui, associé à une carte d'acquisition de données Quanser Q2-USB, calcule la force de commande active en fonction du contrôleur conçu et l'envoie à un module amplificateur de puissance qui génère la tension de commande à exercée pour entraîner l'actionneur. Ensuite, l'actionneur ou le chariot motorisé joue le rôle d'amortisseur de masse active qui se déplace le long d'une crémaillère afin de réduire la réponse en vibration de la structure. **La figure 3** décrit le schéma du système à deux niveaux de profondeur d'un étage avec un seul AMD.

La figure 3 représente le système d'amortissement à masse active à un degré de liberté. Le schéma réduit un système électromécanique complexe de l'actionneur. Aussi, afin d'avoir le modèle linéaire, le frottement de Coulomb de l'actionneur est négligé pour tous les calculs de modélisation. Ce modèle simplifié est le principal modèle utilisé dans le reste de cette recherche.

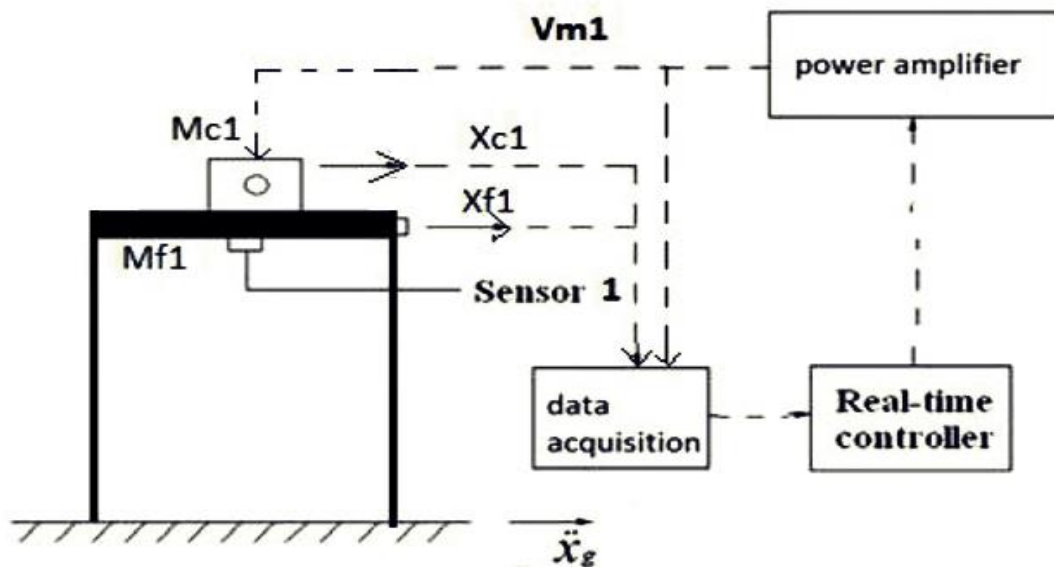


Figure.3. Schéma de la AMD sur un seul étage.

✓ Modèle mathématique

Avec les éléments de base d'un système AMD typique, illustrés à **la figure 4** ci-dessous, nous pouvons développer une description mathématique du système dynamique d'un système à un seul étage avec un seul amortisseur de masse active (1×AMD).

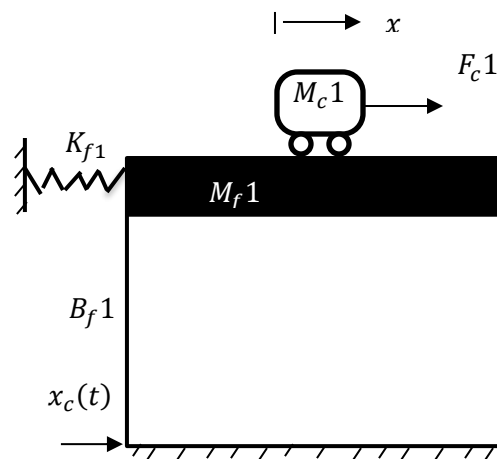


Figure.4. Schéma de corps libre AMD à un seul étage.

La structure 1×AMD comprend un système masse-ressort linéaire avec la force motrice F_c exercée sur chaque chariot. La méthode de Lagrange est adaptée pour établir l'équation du mouvement. Cette méthode exprime la différence entre l'énergie cinétique et l'énergie potentielle du système en tant que :

$$L = T - V \quad (20)$$

où L est la fonction de Lagrange du système, T est l'énergie cinétique et V est l'énergie potentielle.

L'énergie potentielle totale V_T est l'énergie potentielle élastique lorsque l'énergie gravitationnelle est négligée, c'est-à-dire.

$$V_T = \frac{1}{2} K_{f1} x_1^2 \quad (21)$$

où K_f et x_f sont respectivement la rigidité de la structure et le déplacement relatif entre la structure et le sol. L'énergie cinétique T_T est la somme de l'énergie cinétique de translation du chariot T_{tc} , de l'énergie de rotation du chariot T_{rc} et de l'énergie cinétique de translation de la structure T_{tf} :

$$T_T = T_{tc1} + T_{rc1} + T_{tf1} \quad (22)$$

où T_{tc1}, T_{tf1} : sont l'énergie de translation de cart1, étage 1, respectivement. T_{rc1} est l'énergie de rotation de cart1.

$$T_{tc1} = \frac{1}{2} M_{c1} \left(\frac{d}{dt} x_{c1} + \frac{d}{dt} x_{f1} \right)^2 \quad (22. a)$$

$$T_{c1} = \frac{1}{2} \frac{J_m K_g^2 \left(\frac{d}{dt} x_{c1} \right)^2}{r_{mp}^2} \quad (22. b)$$

$$T_{tf1} = \frac{1}{2} M_{f1} \left(\frac{d}{dt} x_{f1} \right)^2 \quad (22. c)$$

En remplaçant les équations (21) et (22) par (20), l'équation de Lagrange simplifiée dans (20) s'exprime comme suit :

$$L = \frac{1}{2} M_{c1} \left(\frac{d}{dt} x_{c1} + \frac{d}{dt} x_{f1} \right)^2 + \frac{1}{2} \frac{J_m K_g^2 \left(\frac{d}{dt} x_{c1} \right)^2}{r_{mp}^2} + \frac{1}{2} M_{f1} \left(\frac{d}{dt} x_{f1} \right)^2 \quad (23)$$

Où M_c et V_c sont respectivement la masse totale du système de charrettes et sa vitesse; x_c et x_f sont respectivement la position linéaire du chariot et la déviation horizontale du plancher; J_m , r_{mp} et K_g sont respectivement le moment d'inertie du rotor du chariot, le rayon du pignon du moteur du chariot et le rapport d'engrenage du réducteur planétaire du chariot.

L'équation de Lagrange est exprimée comme suit :

$$Q_{q\alpha} = \frac{d}{dt} \frac{\partial L}{\partial \dot{q}_\alpha} - \frac{\partial L}{\partial q_\alpha} \quad (24)$$

Où $Q_{q\alpha}$ est la force généralisée, $Q_{q\alpha} = [Q_{xc1}, Q_{xf1}]$ et q est la coordonnée généralisée, $q_\alpha = [x_{c1}, x_{f1}]$. L'équation (24) peut être divisée en quatre équations de coordonnées de Lagrange, comme le suivant:

$$Q_{xc1} = \left(\frac{\partial L}{\partial t \dot{x}_{c1}} \right) - \left(\frac{\partial L}{\partial x_{c1}} \right) \quad (24. a)$$

$$Q_{xf1} = \left(\frac{\partial L}{\partial t \dot{x}_{f1}} \right) - \left(\frac{\partial L}{\partial x_{f1}} \right) \quad (24. b)$$

En substituant l'équation (23) en (24.a) et (24.b), on obtient:

$$Q_{xc1} = \left(M_{c1} + \frac{J_m K_g^2}{r_{mp}^2} \right) \ddot{x}_{c1} + (M_{c1}) \ddot{x}_{f1} \quad (25)$$

$$Q_{xf1} = M_{c1} \ddot{x}_{c1} + (M_{c1} + M_{f1}) \ddot{x}_{f1} + K_{f1} x_{f1} \quad (26)$$

En supposant que le frottement de Coulomb appliqué au chariot linéaire et la force d'amortissement visqueux appliquée au plancher de la structure sont négligés. Les forces généralisées peuvent être définies comme suit:

$$Q_{xc1} = F_{c1} - B_{eq}\dot{x}_{c1} \quad (27. a)$$

$$Q_{xf1} = 0 \quad (27. c)$$

Comme le moteur du chariot utilise une tension (V_m) comme entrée, l'entrée F_c doit être convertie en terme d'entrée de tension V_m . F_c peut être exprimé par :

$$F_c = -\frac{\eta_g K_g^2 \eta_m K_t K_m}{R_m r_{mp}^2} \dot{x}_c + \frac{\eta_g K_g \eta_m K_t}{R_m r_{mp}} V_m \quad (28)$$

En combinant les équations (25) à (28), on obtient l'équation de mouvement pour un seul étage avec un AMD en terme de tension d'entrée V_m comme suit :

$$\begin{aligned} \ddot{x}_{c1} = & \frac{M_{c1} r_{mp}^2 K_{f1}}{M_{c1} M_{f1} r_{mp}^2 + M_{c1} J_m K_g^2 + M_{f1} J_m K_g^2} x_{f1} \\ & + \frac{R_m r_{mp}^2 (-M_{c1} B_{eq} - M_{f1} B_{eq}) - (M_{c1} + M_{f1}) K_g^2 K_t K_m}{R_m (M_c M_{f1} r_{mp}^2 + M_{c1} J_m K_g^2 + M_{f1} J_m K_g^2)} \dot{x}_{c1} \\ & + \frac{M_{c1} r_{mp}^2 B_f}{M_{c1} M_{f1} r_{mp}^2 + M_{c1} J_m K_g^2 + M_{f1} J_m K_g^2} \dot{x}_{f1} \\ & + \frac{r_{mp} (M_{c1} + M_{f1}) K_g K_t}{R_m (M_{c1} M_{f1} r_{mp}^2 + M_{c1} J_m K_g^2 + M_{f1} J_m K_g^2)} V_{m1} \\ \ddot{x}_{f1} = & \frac{(-M_{c1} r_{mp}^2 + J_m K_g^2) K_f}{M_{c1} M_{f1} r_{mp}^2 + M_{c1} J_m K_g^2 + M_{f1} J_m K_g^2} x_{f1} \\ & + \frac{M_{c1} K_g^2 K_t K_m + R_m r_{mp}^2 M_{c1} B_{eq}}{R_m (M_c M_{f1} r_{mp}^2 + M_{c1} J_m K_g^2 + M_{f1} J_m K_g^2)} \dot{x}_{c1} \\ & - \frac{(M_{c1} r_{mp}^2 + J_m K_g^2) B_f}{M_{c1} M_{f1} r_{mp}^2 + M_{c1} J_m K_g^2 + M_{f1} J_m K_g^2} \dot{x}_{f1} \\ & - \frac{(M_{c1} r_{mp}^2 + J_m K_g^2) B_f}{M_{c1} M_{f1} r_{mp}^2 + M_{c1} J_m K_g^2 + M_{f1} J_m K_g^2} V_{m1} \end{aligned}$$

V.2. Simulation

✓ Représentation de l'espace d'état

Il existe de nombreuses techniques pour contrôler le système à l'aide de méthodes d'espace d'état. Il est possible d'analyser et de contrôler des systèmes linéaires et non linéaires avec un espace d'état, contrairement aux méthodes classiques. La représentation de l'espace d'états du système peut être obtenue à partir de l'équation du mouvement.

$$\dot{x} = Ax + Bu \quad (31. a)$$

$$y = Cx + Du \quad (31. a)$$

Étant donné que la sortie du système de commande AMD dépend uniquement du vecteur d'état x , l'accélération \ddot{x}_g est omise. Le système 1×AMD est à quatre variables d'état et deux sorties. Le vecteur de variable d'état est défini par $x^T = [x_{c1} x_{f1} \dot{x}_{c1} \dot{x}_{f1}]$. Les sorties Y sont la position du chariot x_c et l'accélération du sol \ddot{x}_f . De l'équation du mouvement (12) à (15), en remplaçant les paramètres du système. Dans le modèle simplifié utilisé, les matrices de représentation d'état-espace A , B , C et D sont répertoriées ci-dessous:

$$A = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 \\ 0 & 361,2474 & -6,9421 & 0 \\ 0 & -361,9758 & 2,2228 & 0 \end{bmatrix} \quad B = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0,3874 \\ -0,124 \end{bmatrix}$$

$$C = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -361,9758 & 2,2228 & 0 \end{bmatrix} \quad D = \begin{bmatrix} 0 \\ -0,124 \end{bmatrix}$$

La matrice système A représenté pour la boucle ouverte du système 1×AMD et a des valeurs propres ou des pôles de $[0, 0, -0,27 + 26,32i, -0,27 - 26,32i]$. Le système est instable à cause des pôles nuls. Pour les systèmes en boucle ouverte, la réponse de la position du chariot est instable en raison de la tension continue appliquée à l'actionneur. La réponse de l'accélération au sol est stable en raison de l'effet du chariot (agit comme un amortisseur) sur le système. Dans le diagramme de réponse impulsionnelle, la position du chariot et l'accélération du plancher sont stables en raison de la tension appliquée temporairement à l'entrée d'impulsion.

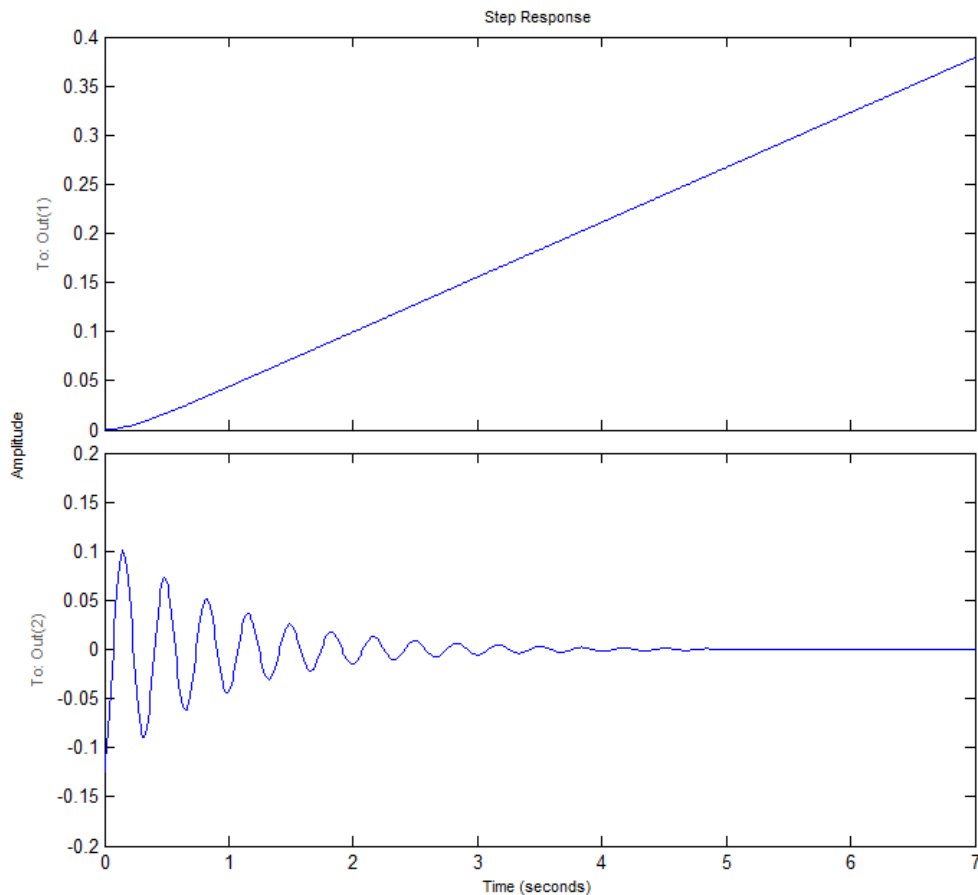


Figure.5. Réponse impulsionnelle et progressive du système en boucle ouverte.

✓ Contrôlabilité et observabilité

Le système doit être vérifié pour la contrôlabilité et l'observabilité avant que nous essayions d'appliquer la théorie de contrôle. Il est important de savoir si le système est contrôlable ou non avant de concevoir un contrôleur. La contrôlabilité et l'observabilité ont d'abord été identifiées et étudiées par Kalman (1960), puis par Kalman et al. (1962) [13]. Par définition, « le système (A, B) est contrôlable s'il existe un signal de commande $u(t)$ qui fera passer l'état du système de tout état initial x_0 à n'importe quel état final souhaité x_f dans un intervalle de temps fini [14]. »; sinon le système est incontrôlable. Pour tout système d'ordre n^{th} donné, le système est dit contrôlable si la matrice.

$$C_o = [B \ AB \ A^2B \ \dots \ A^{n-1}B](32)$$

Est au rang complet.

En appliquant la définition de Kalman ci-dessus au système de (32), la contrôlabilité du système a un rang de 2 qui n'est pas un rang complet, ce qui indique que le système est partiellement contrôlable en raison des racines stables et instables. Cependant, le système peut être stabilisé en déplaçant les racines instables vers le LHP, qui sont les deux pôles zéro. Puisque le système peut être stabilisé, nous pouvons appliquer le LQR. Ensuite, nous devons vérifier l'observabilité du système car tous les états sont contrôlables ne signifie pas que tous les états sont accessibles. Par définition, l'observabilité du système est définie comme suit: « Le système (A, C) est observable si, pour tout $x(0)$, il existe un temps fini τ tel que $x(0)$ puisse être déterminé (uniquement) à partir de $u(t)$ et $y(t)$ pour $0 \leq t \leq \tau$ [14] ». Le système est observable si la matrice d'observabilité

$$Ob = [C \ CA \ \dots \ CA^{n-1}]^t \quad (33)$$

Est non singulier et a un rang complet.

En appliquant la définition (33), la matrice d'observabilité de rang est 4, ce qui indique que le système est observable. L'importance de cela signifie que nous pouvons reconstruire n'importe quel état initial à partir d'un ensemble d'entrées et de sorties passées du système.

✓ Conception de la rétroaction d'état

Comme le système est instable, le retour d'état doit être conçu pour contrôler le système. Le gain de retour d'état K est ajouté au système en boucle fermée pour avoir un système stable. Une technique de conception de systèmes de commande linéaire très efficace et largement utilisée est le LQR optimal. L'objectif principal de LQR est de trouver le contrôle tel que l'indice de performance dans l'équation (12) soit minimisé.

La loi de commande minimisant la fonction de coût J est donnée par un retour d'état linéaire: $u = -kx$. En utilisant un logiciel d'aide informatique, le gain de contrôle optimal K peut être obtenu avec l'instruction MATLAB

$$K = LQR(A, B, Q, R) \quad (34)$$

Rappelez-vous que les performances de contrôle dépendent du choix approprié des matrices de pondération Q et R. En d'autres termes, cela dépend du type d'effort de contrôle (peu coûteux ou coûteux) pour sélectionner Q et R. Une fois que les pondérations ont permis de déterminer

la stabilité. Les performances de contrôle peuvent être étudiées par des ajustements appropriés de Q ou de R. Étant donné que le système n'a qu'une entrée, la matrice R est un scalaire avec la valeur d'une constante unique. La matrice Q est une matrice 4x4 due à quatre états du système 1xAMD. Pour maintenir une valeur faible pour le déplacement du sol, le facteur de pondération Q est choisi MAXIMAL. Étant donné que le chariot a une amplitude de mouvement très limitée, le facteur de pondération Q pour la position du chariot doit également être grand. La tension entrée dans le chariot est la seule méthode de contrôle utilisée par le système. Par conséquent, le facteur de pondération R de la tension d'entrée est choisi faible. La sélection de Q et R doit satisfaire le système souhaité. Les valeurs de pondération choisies utilisées pour la fonction de coût sont :

$$Q = \text{diag}([1 \ 1 \ 1 \ 1]) \quad (35)$$

$$R = 0,001 \quad (36)$$

La figure 7 illustre la réponse du système pour les valeurs Q et R choisies. Le système est stable lors de l'application du LQR. L'oscillation du plancher avec le LQR décroît plus rapidement avec une hauteur de pic inférieure à celle de la réponse d'oscillation naturelle décrite à **la Figure 6**, l'entrée étant l'entrée pas à pas.

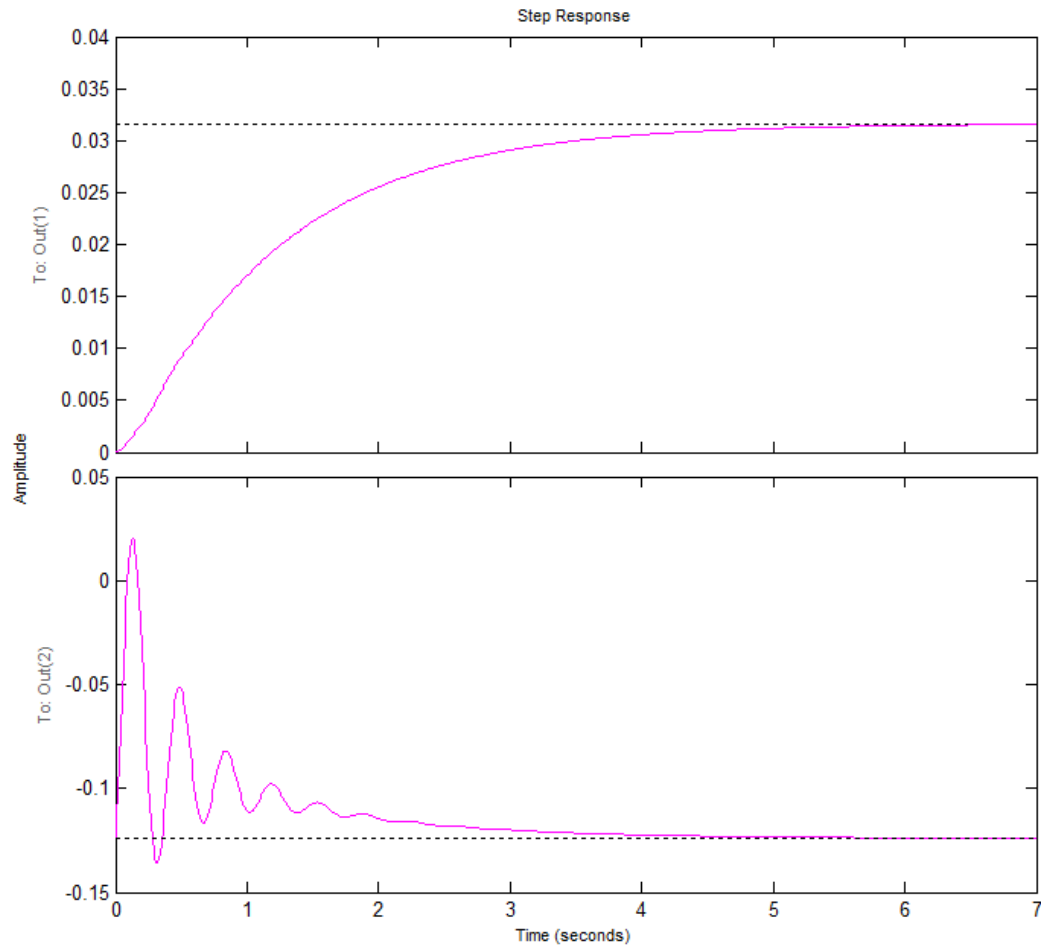


Figure.6. Réponse du système en boucle fermée.

La comparaison des réponses en boucle ouverte et des réponses en boucle fermée avec l'entrée est illustrée à **la figure 7**

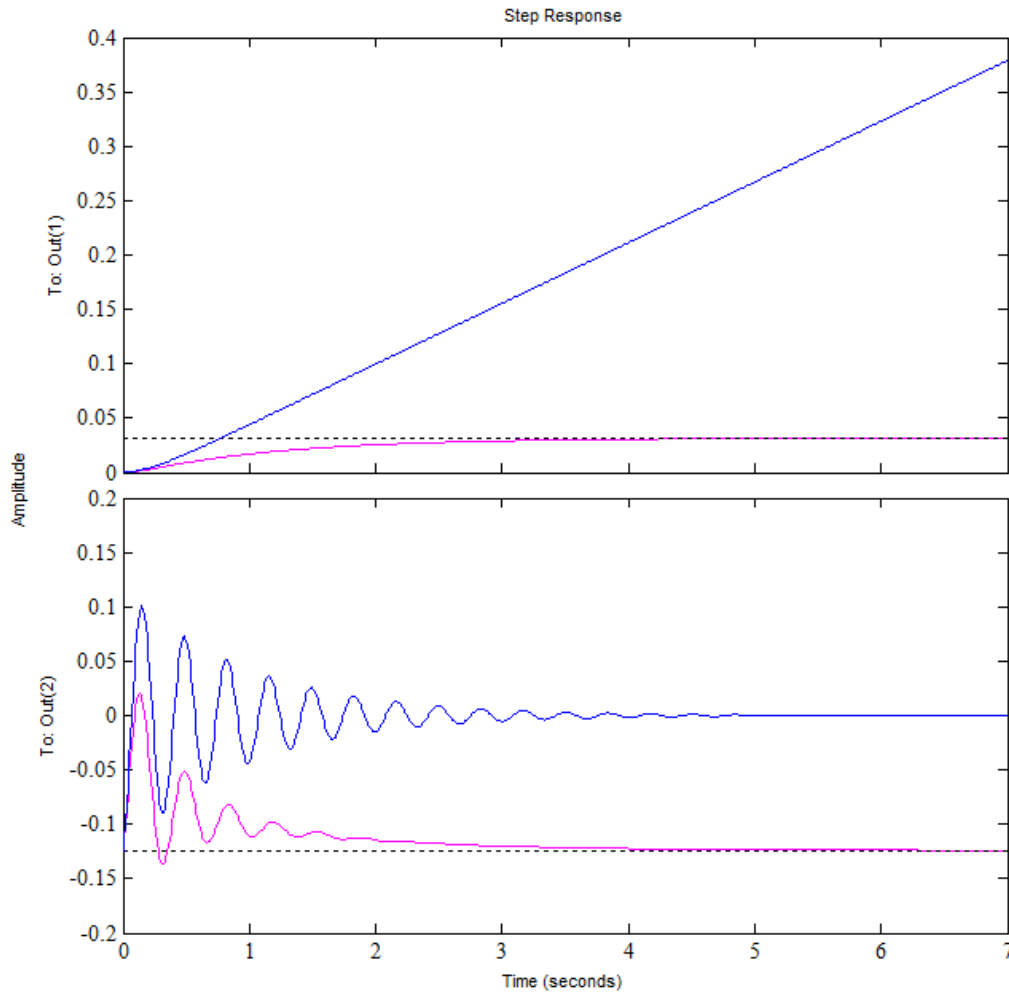


Figure.7. Comparaison de la réponse impulsionnelle et progressive du système en boucle ouverte et en boucle fermée.

Les réponses de position de la boucle ouverte du chariot avaient un pic à 0,1 m, puis décroissaient à 0,08 m, tandis que la réponse de position du chariot à partir de la boucle fermée avait un pic d'environ 0,025 m, puis décroissait à -0.05. L'étage présentait plus d'oscillations en boucle ouverte alors que la boucle fermée donnait moins d'oscillations sur le sol et minimiser le temps pour s'approcher à l'état d'équilibre.

✓ Conception de l'observateur d'état

En réalité, toutes les variables d'état ne sont pas mesurées, telles que la déflexion du sol en raison de l'absence de capteurs. Pour cette raison, un observateur d'état doit être désigné. Un observateur, une duplication du système actuel, est conçue pour obtenir le gain de commande L qui réponde à l'équation (10).

L'observateur d'état sera utilisé comme entrée du contrôleur actuel. Comme il n'y a pas de composantes physiques, les pôles d'observateurs d'état aient besoin de converger plus rapidement que les pôles d'un système à boucle fermée [25]. Si les pôles d'observation sont trop rapides (trop négatifs), le système fonctionnera de manière inappropriée en produisant du bruit et des erreurs dans les mesures du capteur. Les emplacements des pôles d'observateur sont choisis de manière à éviter toute interférence de la part de l'observateur sur la dynamique de la centrale. Les emplacements de pôle souhaités pour l'observateur sont

$$P_o = [-20 \quad -25 \quad -30 \quad -35] \quad (37)$$

Le gain de l'observateur L peut être obtenu par l'instruction MATLAB $L = place(A', C', P_o)$, qui renvoie la matrice de gain de l'observateur L comme suit:

$$L = \begin{bmatrix} 49.5192 & 0.0107 \\ -3.5057 & -0.1526 \\ 480.9821 & -0.7594 \\ -196.7094 & -1.1083 \end{bmatrix}$$

VI. 2×AMD deux étages (deux degrés de liberté)

VI.1. La modélisation

La figure 8 décrit le schéma du système d'amortissement à masse active à deux degrés de liberté de deux étages avec deux AMD (un sur chaque étage).

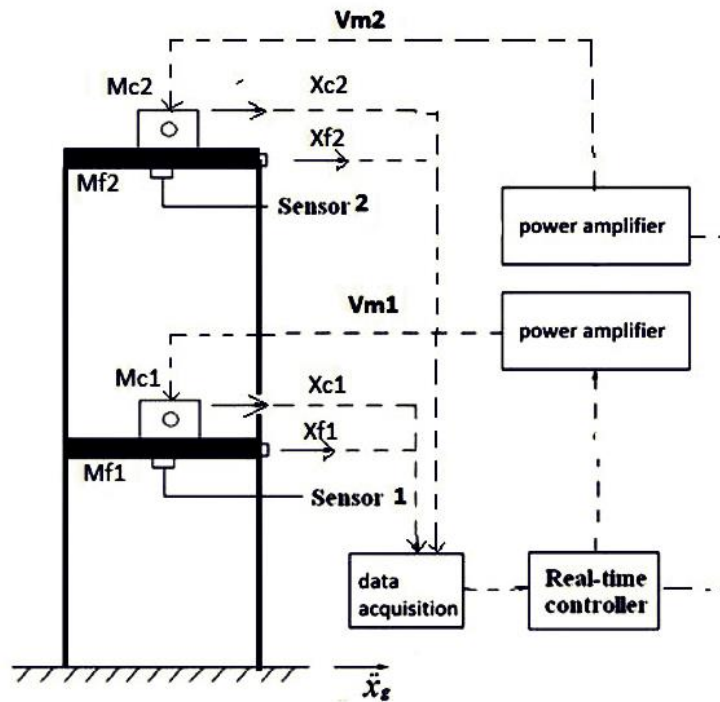


Figure.8. Schéma de la AMD sur deux étages.

✓ **Modèle mathématique**

Nous pouvons développer une description mathématique du système dynamique d'un système à deux étages avec deux amortisseurs de masse active (2×AMD) représenté sur la figure ci-dessous.

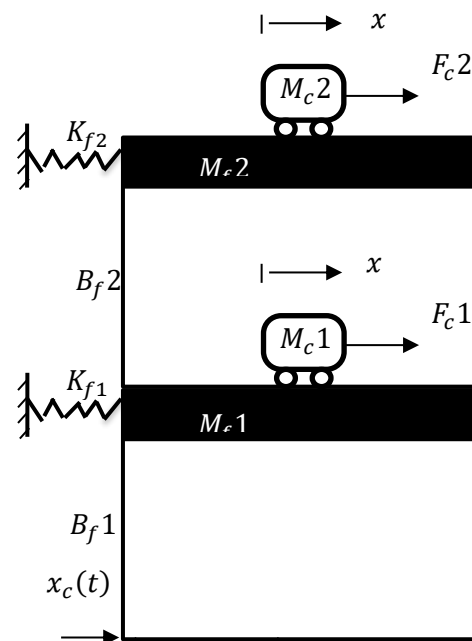


Figure.9. Schéma de corps libre AMD à deux étages.

$$L = T - V \quad (38)$$

où L est la fonction de Lagrange du système, T est l'énergie cinétique et V est l'énergie potentielle.

L'énergie potentielle totale V_T

$$V_T = \frac{1}{2}K_{f1}x_1^2 + \frac{1}{2}K_{f2}x_2^2 \quad (39)$$

L'énergie cinétique T_T

$$T_T = T_{tc1} + T_{tc2} + T_{rc1} + T_{rc2} + T_{tf1} + T_{tf2} \quad (40)$$

où T_{tc1} , T_{tc2} , T_{tf1} , T_{tf2} sont l'énergie de translation de cart1, cart2, floor 1, floor2, respectivement. T_{rc1} et T_{rc2} sont l'énergie de rotation de cart1 et cart2, respectivement.

$$T_{tc1} = \frac{1}{2}M_{c1} \left(\frac{d}{dt}x_{c1} + \frac{d}{dt}x_{f1} \right)^2 \quad (40.a)$$

$$T_{tc2} = \frac{1}{2}M_{c1} \left(\frac{d}{dt}x_{c1} + \frac{d}{dt}x_{c2} + \frac{d}{dt}x_{f1} + \frac{d}{dt}x_{f2} \right)^2 \quad (40.b)$$

$$T_{c1} = \frac{1}{2} \frac{J_m K_g^2 \left(\frac{d}{dt}x_{c1} \right)^2}{r_{mp}^2} \quad (40.c)$$

$$T_{c2} = \frac{1}{2} \frac{J_m K_g^2 \left(\frac{d}{dt}x_{c2} \right)^2}{r_{mp}^2} \quad (40.d)$$

$$T_{tf1} = \frac{1}{2}M_{f1} \left(\frac{d}{dt}x_{f1} \right)^2 \quad (40.e)$$

$$T_{tf2} = \frac{1}{2}M_{f2} \left(\frac{d}{dt}x_{f1} + \frac{d}{dt}x_{f2} \right)^2 \quad (40.f)$$

En remplaçant les équations (39) et (40) par (38), l'équation de Lagrange simplifiée dans (38) s'exprime comme suit :

$$L = \frac{1}{2}M_{c1} \left(\frac{d}{dt}x_{c1} + \frac{d}{dt}x_{f1} \right)^2 + \frac{1}{2}M_{c1} \left(\frac{d}{dt}x_{c1} + \frac{d}{dt}x_{c2} + \frac{d}{dt}x_{f1} + \frac{d}{dt}x_{f2} \right)^2 + \frac{1}{2} \frac{J_m K_g^2 \left(\frac{d}{dt}x_{c1} + \frac{d}{dt}x_{c2} \right)^2}{r_{mp}^2} + \frac{1}{2}M_{f1} \left(\frac{d}{dt}x_{f1} \right)^2 + \frac{1}{2}M_{f2} \left(\frac{d}{dt}x_{f1} + \frac{d}{dt}x_{f2} \right)^2 \quad (41)$$

L'équation de Lagrange est exprimée comme suit :

$$Q_{qa} = \frac{d}{dt} \frac{\partial L}{\partial \dot{q}_a} - \frac{\partial L}{\partial q_a} \quad (42)$$

Où Q_{qa} est la force généralisée, $Q_{qa} = [Q_{xc1}, Q_{xc2}, Q_{xf1}, Q_{xf2}]$ et q est la coordonnée généralisée, $q_a = [x_{c1}, x_{c2}, x_{f1}, x_{f2}]$. L'équation (3.5) peut être divisée en quatre équations de coordonnées de Lagrange, comme suit:

$$Q_{xc1} = \left(\frac{\partial L}{\partial t \dot{x}_{c1}} \right) - \left(\frac{\partial L}{\partial x_{c1}} \right) \quad (42.a)$$

$$Q_{xc2} = \left(\frac{\partial L}{\partial t \dot{x}_{c2}} \right) - \left(\frac{\partial L}{\partial x_{c2}} \right) \quad (42.b)$$

$$Q_{xf1} = \left(\frac{\partial L}{\partial t \dot{x}_{f1}} \right) - \left(\frac{\partial L}{\partial x_{f1}} \right) \quad (42.c)$$

$$Q_{xf2} = \left(\frac{\partial L}{\partial t \dot{x}_{f2}} \right) - \left(\frac{\partial L}{\partial x_{f2}} \right) \quad (42.d)$$

En substituant l'équation (41) en (42.a) à (42.d), on obtient :

$$Q_{xc1} = \left(M_{c1} + M_{c2} + \frac{J_m K_g^2}{r_{mp}^2} \right) \ddot{x}_{c1} + M_{c2} \ddot{x}_{c2} + (M_{c1} + M_{c2}) \ddot{x}_{f1} + M_{c2} \ddot{x}_{f2} \quad (43)$$

$$Q_{xc2} = \left(M_{c2} + \frac{J_m K_g^2}{r_{mp}^2} \right) \ddot{x}_{c2} + M_{c1} \ddot{x}_{c1} + M_{c2} \ddot{x}_{f2} \quad (44)$$

$$Q_{xf1} = (M_{c1} + M_{c2}) \ddot{x}_{c1} + M_{c2} \ddot{x}_{c2} + (M_{c1} + M_{c2} + M_{f1} + M_{f2}) \ddot{x}_{f1} + (M_{c2} + M_{f2}) \ddot{x}_{f2} + K_{f1} x_{f1} \quad (45)$$

$$Q_{xf2} = M_{c2} \ddot{x}_{c1} + M_{c2} \ddot{x}_{c2} + (M_{c2} + M_{f2}) \ddot{x}_{f1} + (M_{c2} + M_{f2}) \ddot{x}_{f2} + K_{f2} x_{f2} \quad (46)$$

Les forces généralisées peuvent être définies comme suit :

$$Q_{xc1} = F_{c1} - B_{eq} \dot{x}_{c1} \quad (47.a)$$

$$Q_{xc2} = F_{c2} - B_{eq}\dot{x}_{c2} \quad (47. b)$$

$$Q_{xf1} = 0 \quad (47. c)$$

$$Q_{xf1} = 0 \quad (47. d)$$

F_c Peut être exprimé par :

$$F_c = -\frac{\eta_g K_g^2 \eta_m K_t K_m}{R_m r_{mp}^2} \dot{x}_c + \frac{\eta_g K_g \eta_m K_t}{R_m r_{mp}} V_m \quad (48)$$

En combinant les équations (43) à (48), on obtient l'équation de mouvement pour deux étages avec deux AMD en terme de tension d'entrée V_m comme suit :

$$\begin{aligned} \ddot{x}_{c1} = & \frac{M_{c1} r_{mp}^2 K_{f2}}{2M_{c1} M_{f2} r_{mp}^2 + M_{c2} J_m K_g^2 + M_{f2} J_m K_g^2} x_{f2} \\ & - \frac{M_{f2} M_{c1} r_{mp}^2 K_g^2 K_t K_m + (M_{c2} + M_{f2}) J_m K_g^4 K_t K_m + (M_{c2} + M_{f2}) J_m K_g^2 B_{eq} R_m r_{mp}^2}{(2M_{c1} M_{f2} r_{mp}^2 + M_{c2} J_m K_g^2 + M_{f2} J_m K_g^2) J_m K_g^2 R_m} \dot{x}_{c1} \\ & - \frac{M_{f2} M_{c1} B_{eq} R_m r_{mp}^4}{(2M_{c1} M_{f2} r_{mp}^2 + M_{c2} J_m K_g^2 + M_{f2} J_m K_g^2) J_m K_g^2 R_m} \dot{x}_{c1} \\ & + \frac{M_{f2} M_{c1} r_{mp}^4 (K_g^2 K_t K_m + B_{eq} R_m r_{mp}^2)}{(2M_{c1} M_{f2} r_{mp}^2 + M_{c2} J_m K_g^2 + M_{f2} J_m K_g^2) J_m K_g^2 R_m} \dot{x}_{c2} \\ & + \frac{r_{mp} K_t (M_{c1} M_{f2} r_{mp}^2 + M_{c2} J_m K_g^2 + M_{f2} J_m K_g^2)}{(2M_{c1} M_{f2} r_{mp}^2 + M_{c2} J_m K_g^2 + M_{f2} J_m K_g^2) R_m J_m K_g} V_{m1} \\ & - \frac{M_{c1} M_{f2} r_{mp}^3 K_t}{(2M_{c1} M_{f2} r_{mp}^2 + M_{c2} J_m K_g^2 + M_{f2} J_m K_g^2) R_m J_m K_g} V_{m2} \\ \\ \ddot{x}_{c2} = & \frac{M_{c2} r_{mp}^2 K_{f2}}{2M_{c1} M_{f2} r_{mp}^2 + M_{c2} J_m K_g^2 + M_{f2} J_m K_g^2} x_{f2} \\ & + \frac{M_{f2} M_{c1} r_{mp}^2 (K_g^2 K_t K_m + B_{eq} R_m r_{mp}^2)}{(2M_{c1} M_{f2} r_{mp}^2 + M_{c2} J_m K_g^2 + M_{f2} J_m K_g^2) J_m K_g^2 R_m} \dot{x}_{c1} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
& - \frac{M_{f2}M_{c1}r_{mp}^2K_g^2K_tK_m + (M_{c2} + M_{f2})J_mK_g^4K_tK_m + (M_{c2} + M_{f2})J_mK_g^2B_{eq}R_mr_{mp}^2}{(2M_{c1}M_{f2}r_{mp}^2 + M_{c2}J_mK_g^2 + M_{f2}J_mK_g^2)J_mK_g^2R_m} \dot{x}_{c2} \\
& - \frac{M_{f2}M_{c1}B_{eq}R_mr_{mp}^4}{(2M_{c1}M_{f2}r_{mp}^2 + M_{c2}J_mK_g^2 + M_{f2}J_mK_g^2)J_mK_g^2R_m} \dot{x}_{c2} \\
& - \frac{M_{c1}M_{f2}r_{mp}^3K_t}{(2M_{c1}M_{f2}r_{mp}^2 + M_{c2}J_mK_g^2 + M_{f2}J_mK_g^2)R_mJ_mK_g} V_{m1} \\
& + \frac{r_{mp}K_t(M_{c1}M_{f2}r_{mp}^2 + M_{c2}J_mK_g^2 + M_{f2}J_mK_g^2)}{(2M_{c1}M_{f2}r_{mp}^2 + M_{c2}J_mK_g^2 + M_{f2}J_mK_g^2)R_mJ_mK_g} V_{m2} \\
\ddot{x}_{f1} = & - \frac{K_{f1}}{M_{f1}} x_{f1} + \frac{K_{f2}}{M_{f2}} x_{f2} \\
\ddot{x}_{f2} = & \frac{K_{f1}}{M_{f1}} x_{f1} + \frac{K_{f2}(M_{c2} + M_{f1} + M_{f2})J_mK_g^2 + 2M_{c2}r_{mp}^2K_{f2}(M_{f2} + M_{f1})}{M_{f1}(2M_{c1}M_{f2}r_{mp}^2 + M_{c2}J_mK_g^2 + M_{f2}J_mK_g^2)} x_{f2} \\
& + \frac{M_{c1}(K_g^2K_tK_m + B_{eq}R_mr_{mp}^2)}{(2M_{c1}M_{f2}r_{mp}^2 + M_{c2}J_mK_g^2 + M_{f2}J_mK_g^2)R_m} \dot{x}_{c1} \\
& + \frac{M_{c2}(K_g^2K_tK_m + B_{eq}R_mr_{mp}^2)}{(2M_{c1}M_{f2}r_{mp}^2 + M_{c2}J_mK_g^2 + M_{f2}J_mK_g^2)R_m} \dot{x}_{c2} \\
& - \frac{M_{c1}K_gK_tr_{mp}}{(2M_{c1}M_{f2}r_{mp}^2 + M_{c2}J_mK_g^2 + M_{f2}J_mK_g^2)} V_{m1} \\
& - \frac{M_{c2}K_gK_tr_{mp}}{(2M_{c1}M_{f2}r_{mp}^2 + M_{c2}J_mK_g^2 + M_{f2}J_mK_g^2)} V_{m2}
\end{aligned}$$

VI.2. Simulation

✓ Représentation de l'espace d'état

L'espace d'états du système peut être obtenue à partir de l'équation du mouvement.

$$\dot{x} = Ax + Bu \quad (49. a)$$

$$y = Cx + Du \quad (49. a)$$

Le système 2xAMD a huit variables d'état et quatre sorties. Le vecteur de variable d'état est défini par $x^T = [x_{c1}x_{c2}x_{f1}x_{f2}\dot{x}_{c1}\dot{x}_{c2}\dot{x}_{f1}\dot{x}_{f2}]$. Les sorties y sont la position du chariot x_c et

l'accélération du sol \ddot{x}_f . De l'équation du mouvement (12) à (15), en remplaçant les paramètres du système. Dans le modèle simplifié utilisé, les matrices de représentation d'état-espace A, B, C et D sont répertoriées ci-dessous:

$$\begin{array}{cccccccc}
 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \\
 A = & 0 & 0 & 0 & 118.09 & -45.17 & 35.39 & 0 & 0 \\
 & 0 & 0 & 0 & 118.09 & 35.39 & -45.17 & 0 & 0 \\
 & 0 & 0 & -268.82 & 268.82 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 & 0 & 0 & 268.82 & -529.18 & 2.53 & 2.53 & 0 & 0 \\
 & & & & & & & & & B = & 0 & 0 \\
 & & & & & & & & & & 0 & 0 \\
 & & & & & & & & & & 0 & 0 \\
 & & & & & & & & & & 0 & 0 \\
 & & & & & & & & & & 7.26 & -5.69 \\
 & & & & & & & & & & -5.69 & 7.26 \\
 & & & & & & & & & & 0 & 0 \\
 & & & & & & & & & & -0.41 & -0.41 \\
 \\
 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 C = & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 & 0 & 0 & -268.82 & 268.82 & 0 & 0 & 0 \\
 & 0 & 0 & 268.82 & -529.18 & 2.53 & 2.53 & 0 & 0 \\
 & & & & & & & & & D = & 0 & 0 \\
 & & & & & & & & & & 0 & 0 \\
 & & & & & & & & & & 0 & 0 \\
 & & & & & & & & & & -0.41 & -0.41
 \end{array}$$

La matrice système A représenté pour la boucle ouverte du système 2×AMD et a des valeurs propres ou des pôles de $[0, 0, -0,27 + 26,32i, -0,27 - 26,32i, -0,51 + 9,58i, -0,51 - 9,58i]$.

Les valeurs de pondération choisies utilisées pour la fonction de coût sont :

$$Q = \text{diag}([1 \ 1 \ 1 \ 1 \ 1 \ 1 \ 1 \ 1])$$

$$R1 = 0.001$$

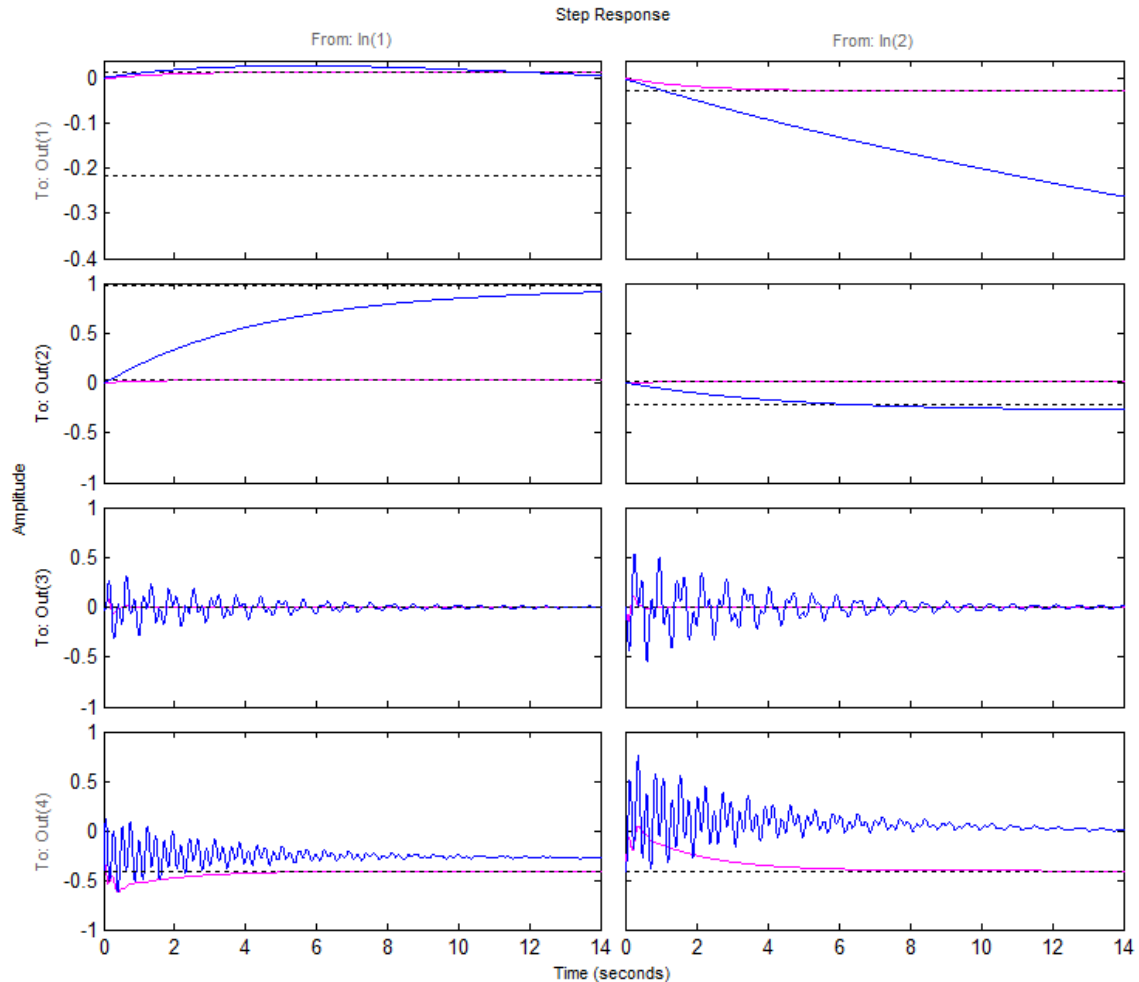


Figure.10. Réponse du système en boucle fermée.

Les réponses de position de la boucle ouverte du chariot avaient un pic à 0,1 m, puis décroissaient à zéro m, tandis que la réponse de position du chariot à partir de la boucle fermée avait un pic d'environ -0,5 m, puis décroissait à -0,4 m. L'étage présentait plus d'oscillations en boucle ouverte alors que la boucle fermée donnait moins d'oscillations au sol et mettait moins de temps à s'approcher de l'état d'équilibre.

✓ Conception de l'observateur d'état

Les emplacements de pôle souhaités pour l'observateur sont :

$$P_o = [-40 \quad -45 \quad -50 \quad -55 \quad -60 \quad -65 \quad -70 \quad -75]$$

Le gain de l'observateur L peut être obtenu par l'instruction MATLAB $L = \text{place}(A', C', P_o)$, qui renvoie la matrice de gain de l'observateur L comme suit

$$L = \begin{matrix} & & 1.0e+03 * \\ & 0.0818 & 0.0294 & 0.0000 & 0.0000 \\ & 0.0278 & 0.0838 & 0.0000 & 0.0000 \\ L = & 0.0178 & 0.0255 & -0.0008 & -0.0005 \\ & 0.0219 & 0.0269 & -0.0005 & -0.0004 \\ & 1.3422 & 1.3073 & 0.0013 & 0.0002 \\ & 1.2220 & 1.4246 & 0.0013 & 0.0002 \\ & -0.6156 & -0.2808 & -0.0244 & -0.0139 \\ & -0.4378 & -0.2173 & -0.0170 & -0.0120 \end{matrix}$$

VII. Conclusion

Ce travail de recherche décrit l'étude numérique d'un système actif de contrôle des vibrations d'un bâtiment d'un étage et de deux étages. Le modèle mathématique ou l'équation de mouvement du système ont été dérivés en utilisant la méthode lagrangienne. L'utilisation de la AMD (installée à chaque étage) consiste à réduire les vibrations structurelles selon la technique LQR. En outre, Les résultats ont montré que le système en boucle ouvert avait une meilleure que le système en boucle fermé ; l'implémentation utilisait uniquement le LQR pour réduire les vibrations. Les résultats du LQR ont montré que la réponse optimale était obtenue lorsque Q était grand et que R était. Les pourcentages de la réponse contrôlée et non contrôlée du déplacement de plancher est de 60% pour le plancher 1 et de 57% pour le plancher 2. C'est une grande amélioration pour le contrôle de vibration structurelle. La conception d'une commande à rétroaction a permis de réduire l'oscillation de la structure et de la stabiliser.

Références

- [1] Hewitt, Kenneth. *Regions of risk: A geographical introduction to disasters*. Routledge, 2014.
- [2] Max, Roser. "Natural Catastrophes." *Our World in Data*. Retrieved March 15, 2016, from <http://ourworldindata.org/data/environmental-change/natural-catastrophes/>
- [3] Alexander, David E. *Natural disasters*. Springer Science & Business Media, 1993.
- [4] Lim, C. W., T. Y. Chung, and S. J. Moon. "Adaptive bang-bang control for the vibration control of structures under earthquakes." *Earthquake engineering & structural dynamics* 32.13 (2003): 1977-1994.
- [5] Park, Kwan Soon, and Seung-Yong Ok. "Modal-space reference model tracking fuzzy control of earthquake excited structures." *Journal of Sound and Vibration* 334 (2015): 136-150.
- [6] Han, Sang-Jun, Panos Tsopelas, and A. Baz. "Active/passive seismic control of structures." *Journal of earthquake engineering* 10.04 (2006): 509-526.
- [7] Nishitani, Akira, and Yutaka Inoue. "Overview of the application of active/semiactive control to building structures in Japan." *Earthquake engineering & structural dynamics* 30.11 (2001): 1565-1574.
- [8] Spencer Jr, B. F., and S. Nagarajaiah. "State of the art of structural control." *Journal of structural engineering* 129.7 (2003): 845-856.
- [9] Cao, H., A. M. Reinhorn, and T. T. Soong. "Design of an active mass damper for a tall TV tower in Nanjing, China." *Engineering Structures* 20.3 (1998): 134-143.
- [10] Teng, Jun, and Hou-Bing Xing. "Study of key techniques of online algorithms for AMD control system used in KK 100." *Zhendong yu Chongji (Journal of Vibration and Shock)* 30.11 (2011): 230-235.
- [11] Yamamoto, Masashi, and Takayuki Sone. "Behavior of active mass damper (AMD) installed in high-rise building during 2011 earthquake off Pacific coast of Tohoku and verification of regenerating system of AMD based on monitoring." *Structural Control and Health Monitoring* 21.4 (2014): 634-647.
- [12] Robinson, J. K., S. L. Gamble, and B. M. Myslimaj. "Supplemental damping and using tuned sloshing dampers." *Struc Mag* (2007): 14-18. [13] Demetriou, Demetris, Nikolaos Nikitas, and Konstantinos Daniel Tsavdaridis. "Performance of fixed-parameter control algorithms on high-rise structures equipped with semi-active tuned mass dampers." *The Structural Design of Tall and Special Building* (2015).
- [14] Spencer Jr, B. F., and T. T. Soong. "New applications and development of active, semi-active and hybrid control techniques for seismic and non-seismic vibration in the USA." *Proceedings of international post-SMiRT conference seminar on seismic isolation, passive energy dissipation and active control of vibration of structures*. Cheju, Korea, 1999.
- [15] Ricciardelli, Francesco, A. David Pizzimenti, and Massimiliano Mattei. "Passive and active mass damper control of the response of tall building to wind gustiness." *Engineering structures* 25.9 (2003): 1199-1209.
- [16] Housner, George W., et al. "Structural control: pass, present, and future." *Journal of engineering mechanics* 123.9 (1997): 897-971.
- [17] Soong, T. T. "Active structural control: theory and practice. 1990." Essex, UK: Longman Scientific and Technical.
- [18] Lewis, Frank L., Dragana L. Vrabie, and Vassilis L. Syrmos. "Optimal Control of Continuous-Time System." *Optimal Control, Third Edition*: 110-176.

- [19] Astrom, Karl J., and Bjorn Wittenmark. Adaptive control. Courier Corporation, 2013.
- [20] Landau, I. D. "A survey of model reference adaptive techniques-theory and application." *Automatica* 10.4 (1974): 353-379.
- [21] Na, Man Gyun, and Hee Cheon No. "Design of model reference adaptive control system for steam generators." *Nuclear Engineering and Design* 122. 1-3 (1990): 301-311.
- [22] Sastry, Shankar, Marc Bodson, and James F. Bartram. "Adaptive control: Stability, convergence, and robustness." *The Journal of the Acoustical Society of America* 88.1 (1990): 588-589.
- [23] Kalman, Rudolf Emil. "Contributions to the theory of optimal control." *Bol. Soc. Mat. Mexicana* 5.2 (1960): 102-119.
- [24] Franklin, Gene F., J. David Powell, and Abbas Emami-Naeini. "Feedback control of dynamics systems." Addison-Wesley, Reading, MA (1994).
- [25] Gopal, Madan. Digital control engineering. New Age International, 1988.
- [26] Drenick, R. F., and R. A. Shabbender. "Adaptive servomechanisms." *American Institute of Electrical Engineers, Part II: Applications and Industry, Transactions of the* 76.5 (1957): 286-292.
- [27] Ioannou, Petros A., and Jing Sun. Robust adaptive control. Courier Corporation, 2012.