

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



المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جانسون

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of Built and Ground Works Engineering
Francis Jeanson

Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

Conception et Etude d'un viaduc entre
Chiffa et Berrouaghia au PK15+700

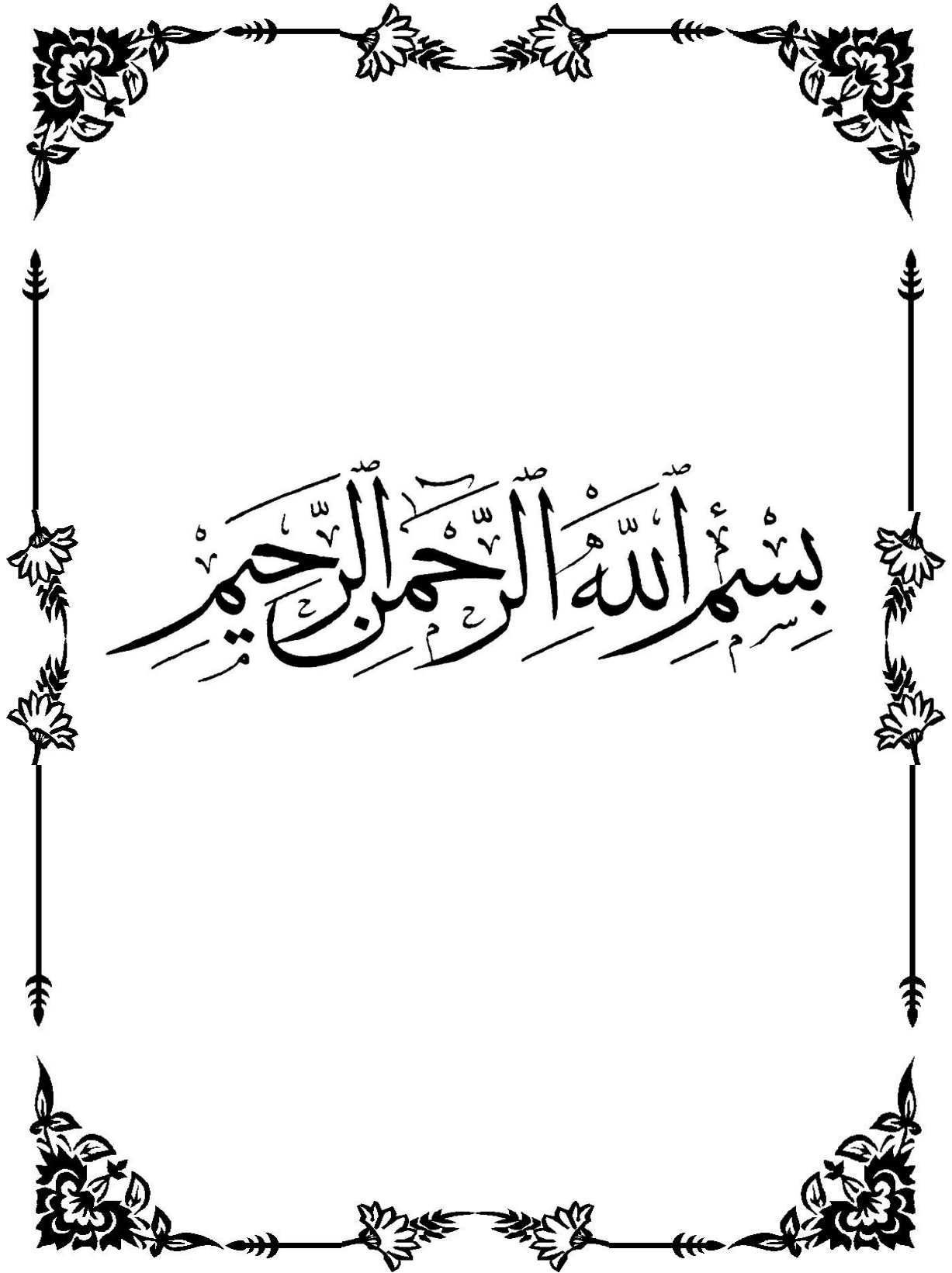
Présenté par :

- FEID Assia
- SAHHAR Youcef

Encadré par :

- Mr. BIREM Kamel

Promotion 2018 /2017



بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

REMERCIEMENTS

Tout d'abord louange à Dieu de nous avoir guider à accomplir ce travail, et de nous avoir permis de terminer notre cycle.

Nous tenons à exprimer nos remerciements à notre encadreur Mr Kamel BIREM pour avoir accepté de nous encadrer durant l'élaboration de ce projet de fin d'études et pour leur temps accordé à nous guider et conseiller.

Notre remerciement s'adresse aussi au bureau d'études ENGOA, pour nous fournir les données et documents nécessaires pour la réalisation de ce projet.

Nos sincères gratitude envers tout le staff académique de l'Ecole Nationale supérieur des travaux publics et en particuliers celui du département de matériaux et structure qui a assuré notre formation dans les meilleures conditions.

Nous remercions particulièrement nos enseignants de tout notre cycle de formation pour leurs directifs et conseils.

Nous remercions toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce modeste travail, sans oublier les responsables de la bibliothèque



Dédicace

A mes parents et ma grande mère : rien ne peut montrer tout l'Amour que j'éprouve pour vous. Pour tout ce que vous avez fait pour moi : l'éducation, les prières etc. Que ce travail en soit l'accomplissement et le fruit de vos innombrables sacrifices.

A mon frère Dhia Eddine, et mes sœurs Lina et aya, pour vous exprimer toute mon affection et vous exhorter à la persévérance dans le travail.

A toute ma famille : que dieu les bénisse, Pour leurs encouragements

*A ma binôme Feid Assia pour l'encouragement et l'aide qu'il ma donner
Et a toute sa famille*

A mes amis Housseem Eddine et Abidet Mohammed et Hamza miloudi, et pour toutes la promos 2018, pour les moments inoubliables de notre amitié.



Dédicace

A Dieu Tout Puissant, créateur du ciel et de la terre pour son amour sans cesse renouvelé dans notre vie, Gloire et Louange lui soient rendues

A Mes Parents

Aucune expression ne saurait exprimer toute l'affection et tout l'amour que je vous porte. Que ce travail soit l'exaucement de vos vœux tant formulés, de vos prières et le fruit de vos innombrables sacrifices

A mes frères et sœurs, Hadjer, Zineb, Abd'El Wahab, Idir et Khadidja pour vous exprimer toute mon affection et vous exhorter à plus de persévérance dans le travail.

A notre petit ange Ifyas

A mes honorables enseignants pour le savoir que vous m'avez inculqué

A tous mes amis Nachida, Lila, Manel Nadjet Et Dalia et Nora qu'ils trouvent ici l'expression de mon respect et de mon grand attachement

A mon binôme Youcef Sahhar pour l'encouragement et l'aide qu'il ma donner

Et a toute sa famille

A tous les collègues de la promotion pour l'esprit d'entraide et surtout de convivialité qui a régné tout au long de notre cursus.

Résumé

Ce projet de fin d'études, intitulé « Conception et étude d'un viaduc au niveau de Dédoublément entre Chiffa et Berrouaghia sur 53 km » consiste à faire la conception et l'étude du nouveau pont projeté au P.K. : 15+700 de la RN1.

Ce travail, composé de trois parties réparties sur plusieurs chapitres, La première partie « conception de projet » a pour but de situer l'ouvrage dans son cadre global. Dans cette phase, plusieurs variante de ponts ont été étudiées. Après comparaison nous avons gardé seulement la variantes la plus avantageuse. La solution adoptée est un pont à caisson en en encorbellement successif. La deuxième partie « Avant-projet » il a fallu étudier la variante retenue à l'issue de la conception de projet. La dernière partie « Projet d'exécution » présente un dimensionnement détaillé de chaque partie de l'ouvrage : Tablier, Appuis et fondations, ainsi que l'étude et la vérification d'éléments particuliers tel le procédé de la précontrainte.

Mots clés : viaduc, caisson, encorbellement, Tablier, Appuis, fondations, précontrainte

ملخص

مشروع التخرج "تصميم ودراسة جسر على مستوى الازدواج بين الشفة والبرواقية على مسافة 53 كم" يتمحور حول تصميم ودراسة الجسر الجديد المتوقع في الطريق الوطني رقم 1 النقطة الكيلومترية 15 + 700

يتكون هذا العمل من ثلاثة أجزاء موزعة على عدة فصول ، ويهدف الجزء الأول "تصميم المشروع" إلى وضع المشروع في إطاره العام. في هذه المرحلة ، تمت دراسة العديد من الاشكال الجسرية ثم التخلي عنها بعد المقارنة للحفاظ على التصميم الأكثر فائدة فقط. الحل المعتمد هو جسر بالتتابع المتتالي. الجزء الثاني "ما قبل المشروع" دراسة التصميم المحتفظ به في الجزء الأول "تنفيذ المشروع" تحجيمًا تفصيليًا لكل جزء : سطح الجسر والدعامات ، بالإضافة إلى دراسة عناصر معينة والتحقق منها مثل عملية الإجهاد المسبق.

الكلمات المفتاحية : الدعامات, التتابع المتتالي, الإجهاد المسبق.

Abstract

This graduation project, entitled "Design and study of a viaduct at the level of Duplication between Chiffa and Berrouaghia over 53 km" contains in designing and studying the new bridge projected at KP: 15 + 700 NR1.

This work, consisting of three parts spread over several chapters, the first part "project design" aims to situate the book in its overall framework. In this phase, several bridge variants were studied and then abandoned after comparison to keep only the most advantageous variants. The adopted solution is a box bridge in successive segmental. The second part "Pre-project" it was necessary to study the variant retained at the end of the project design. The last part "Project execution" presents a detailed sizing of each part: Apron, Supports and foundations, as well as the study and verification of particular elements such as the prestressing process.

Keywords : Viaduc, caisson, cantilever, Apron, Supports, fondations, prestressing.

Liste des figures

Figure I- 1 Vue Google Earth de la situation de l'ouvrage.	2
Figure I- 2 Tracé en plans.	3
Figure I- 3 Profil en long.....	3
Figure I- 4 Profil en travers.	4
Figure I- 5 Extrait de la carte pluviométrique de l'Algérie du Nord.....	5
Figure I- 6 Extrait de la carte des zones sismiques de l'Algérie du Nord.....	6
Figure II- 1 Pont précontrainte par post-tension.	7
Figure II- 2 Implantation des piles 7	7
Figure II- 4 Dimensions de la section d'about.....	9
Figure II- 5 Dimensions de la section intermédiaire 9	9
Figure II- 6 Dimensions de la section a mi- travée 9	9
Figure II- 7 Profil en travers (poutres précontraintes).....	9
Figure II- 8 pont encorbellement successif 10	10
Figure II- 9 Implantation des piles (encorbellement successif) 11	11
Figure II- 10 Section transversale (voussoir) 11	11
Figure II- 11 Dimensions du voussoir sur pile 12	12
Figure II- 12 Dimensions du voussoir du clavage.....	12
Figure II- 13 Implantation des piles (Mixte).....	14
Figure II- 14 Section transversale (Poutre métallique) 14	14
Figure II- 15 Dimensions de la section sur appui.....	15
Figure II- 16 Dimensions de la section a mi- travée 15	15
Figure II- 17 Profil en travers (mixte).....	15
Figures III- 1 Schéma d'un équipage mobile.	17
Figures III- 2 Pose avec un engin autoporteur.	18
Figures III- 3 Découpage des voussoirs.	20
Figures III- 4 Variation parabolique de l'intrados 21	21
Figure IV- 1 Effets dus au poids propre.	28
Figure IV- 2 Effets des surcharges réparties de chantier Q_c	28
Figure IV- 3 Effets des Surcharges concentrées et équipage mobile Q_P	28
Figure IV- 4 Effets de Surcharge répartie du vent 29	29
Figure IV- 5 Effets de force accidentelle 29	29
Figure IV- 6 schéma illustratif des charges appliquées au fléau 30	30
Figure IV- 7 Le moment max du fléau sous la combinaison la plus défavorable.....	30
Figure IV- 8 L'effort tranchant max du fléau sous la combinaison la plus défavorable 31	31
Figure V- 1 Largeur chargeable 32	32
Figure V- 2 Coupe transversale de la chaussée.....	34
Figure VI- 1 Dispositions des câbles au niveau du voussoir sur pile.....	40
Figure VI- 2 Tracé en élévation des câbles du demi-fléau.....	41
Figure VI- 3 Allure des câbles de fléau en élévation.	42
Figure VI- 4 Allure des câbles de fléau en plan.	44
Figure VI- 5 Tracé de câbles de fléau en plan.....	45
Figure VI- 6 Modélisation du tablier.....	46
Figure VI- 7 Disposition des câbles de continuité (travée centrale) 47	47
Figure VI- 8 Tracé en élévation des câbles de continuité (travée centrale) 48	48

Liste des figures

Figure VI- 9 Tracé des câbles de continuité en plan (travée centrale).....	48
Figure VI- 10 Disposition des câbles de continuité (travée de rive).....	49
Figure VI- 11 Tracé en élévation des câbles de continuité (travée de rive).....	49
Figure VI- 12 Tracé des câbles de continuité en plan (travée de rive).....	50
Figure VI- 13 Effet isostatique.....	59
Figure VI- 14 Effet RESAL.....	59
Figure VII- 1 Voussoir sur pile.....	61
Figure VII- 2 Voussoir du clavage.....	61
Figure VII- 3 Moment due à la torsion.....	67
Figure VIII- 1 définition géométrique d'un appareil d'appui.....	68
Figure VIII- 2 Distorsion de l'appareil d'appui sous un effort horizontal.....	70
Figure VIII- 3 surface réduite sous l'effet des déformations horizontales.....	72
Figure VIII- 4 Ferrailage du Dee d'appui.....	76
Figure VIII- 5 Joint de chaussée.....	76
Figure IX- 1 dimension de la section retenue.....	78
Figure IX- 2 Sections de ferrailage.....	80
Figure IX- 3 Détermination de ω	81
Figure IX- 4 Ferrailage de la pille.....	82
Figure IX- 5 Dimensions des fondations.....	83
Figure IX- 6 La culée remblayée.....	85
Figure IX- 7 Les moments sollicitant de la culée.....	87
Figure IX- 8 Schéma d'implantation des pieux sous culée.....	87
Figure IX- 9 ferrailage du mur frontal.....	88
Figure IX- 10 ferrailage du mur garde grève.....	89
Figure IX- 11 Les efforts appliqués sur le mur en retour.....	89
Figure IX- 12 Ferrailage du mur en retour.....	90
Figure IX- 13 Les efforts appliqués sur la dalle de transition.....	90
Figure IX- 14 ferrailage de la dalle de transition.....	91
Figure IX- 15 Ferrailage du corbeau.....	91
Figure IX- 16 Ferrailage de la semelle.....	92
Figure IX- 17 Ferrailage des pieux.....	93

Liste des tableaux

Tableau II- 1 Caractéristique géométrique des sections.....	9
Tableau II- 2 Caractéristique géométrique des voussoirs	13
Tableau II- 3 Caractéristique géométrique des sections.....	15
Tableau III- 1 Caractéristiques des voussoirs.....	23
Tableau III- 2 Caractéristiques de la précontrainte	26
Tableau IV- 1 Effets des charges sur la console.	29
Tableau V- 1 Résultats de calcul des CP.....	33
Tableau V- 2 Résultats de calcul des CCP.....	34
Tableau V- 3 Charge A(L) en fonction du nombre de voie chargé	34
Tableau V- 4 Coefficient de majoration dynamique δ_{bc}	35
Tableau V- 5 Coefficients de majoration dynamique δ_{bt}	35
Tableau V- 6 Coefficients de majoration dynamique δ_{Mc120}	36
Tableau VI- 1 La précontrainte de demi-fléau	40
Tableau VI- 2 Nombre de câbles de par voussoir	41
Tableau VI- 3 Déterminations les paramètres des équations du tracé en élévation.....	43
Tableau VI- 4 Déterminations les paramètres des équations du tracé en plans.	44
Tableau VI- 5 La précontrainte du continuité (travée centrale)	47
Tableau VI- 6 Nombre de câbles de continuité par voussoir (travée centrale).....	48
Tableau VI- 7 La précontrainte du continuité (travée de rive).....	49
Tableau VI- 8 Nombre de câbles de continuité par voussoir (travée de rive).....	50
Tableau VI- 9 Pertes par frottement pour chaque câble du demi-fléau.....	51
Tableau VI- 10 Pertes par recul-d 'ancrage pour chaque câble du demi-fléau.	52
Tableau VI- 11 Pertes due au raccourcissement du béton pour chaque voussoir	52
Tableau VI- 12 Pertes instantanées totales.....	53
Tableau VI- 13 Pertes due au fluage pour chaque voussoir du demi-fléau.....	54
Tableau VI- 14 Pertes due aux relaxations des aciers pour chaque voussoir du demi-fléau ...	54
Tableau VI- 15 Pertes différées totales	55
Tableau VI- 16 Pertes totales	55
Tableau VI- 17 Vérification des contraintes du fléau.	56
Tableau VI- 18 Vérification des contraintes de continuité à vide (travée intermédiaire)	57
Tableau VI- 19 Vérification des contraintes des câbles continuité à vide (travée de rive).....	57
Tableau VI- 20 Vérification des contraintes de continuité en charge (travée intermédiaire) ..	58
Tableau VI- 21 Vérification des contraintes de continuité en charge (travée de rive).....	58
Tableau VII- 1 Les combinaisons	62
Tableau VII- 2 Les moment des éléments (VSP).....	62
Tableau VII- 3 Les moment des âmes (VSP).....	62
Tableau VII- 4 Les moment des éléments (VC).....	62
Tableau VII- 5 Les moment des âmes (VC).	63
Tableau VII- 6 Ferrailage de l'hourdis supérieur.	65
Tableau VII- 7 Ferrailage de l'hourdis inferieur.	65
Tableau VII- 8 Ferrailage de porte-à-faux à droite.	66
Tableau VII- 9 Ferrailage de porte-à-faux à gauche.	66
Tableau VII- 10 Ferrailage de l'âme à droite.....	66
Tableau VII- 11 Ferrailage de l'âme à gauche.	66
Tableau VII- 12 Ferrailage de l'hourdis supérieur.	66
Tableau VII- 13 Ferrailage de l'hourdis inferieure.....	66
Tableau VII- 14 Ferrailage de porte-à-faux à droite.	66

Liste des tableaux

Tableau VII- 15 Ferrailage de porte-à-faux à gauche.	66
Tableau VII- 16 Ferrailage de l'âme à droite.	66
Tableau VII- 17 Ferrailage de l'âme à gauche.	66
Tableau VIII- 1 Les réactions Max au niveau du culées	69
Tableau VIII- 2 Bilan des déformations	70
Tableau VIII- 3 Dimensions de l'appareil d'appui.	71
Tableau IX- 1 les cotes des piles.	78
Tableau IX- 2 Les effort appliqués sur la pile.	79
Tableau IX- 3 Les combinaisons de charges.	80
Tableau IX- 4 Les dans la pile.	80
Tableau IX- 5 les cotes de culée.	84
Tableau IX- 6 Dimensions de culée.	85
Tableau IX- 7 les coefficients de poussée K	86
Tableau IX- 8 Réaction maximale sur pieu et vérification de la stabilité.	88
Tableau IX- 9 Efforts dans le mur frontal	88

SOMMAIRE

Introduction générale.....	1
Chapitre I : Présentation du projet	
I.1. Introduction	2
I.2. Description de l'ouvrage	2
I.3. Données fonctionnelles	2
I.3.1 Tracé en plans	2
I.3.2 Profil en long	3
I.3.3 Profil en travers	3
I.4. Les données naturelles	4
I.4.1 Données topographiques.....	4
I.4.2 Données géologiques	4
I.4.3 Données climatiques.....	4
I.4.4 Pluviométrie.....	4
I.4.5 Les écoulements superficiels et la nappe d'eau	5
I.4.6 La sismicité.....	5
I.4.7 Données géotechniques	6
I.5. Conclusion.....	6
Chapitre II : Conception de l'ouvrage	
II.1. Introduction.....	7
II.2. Propositions des variantes.....	7
II.2.1. Première variante.....	7
II.2.1.1. Implantation des piles	7
II.2.1.2. Prédimensionnement de la poutre.....	8
II.2.1.3. Propriétés mécaniques	9
II.2.1.4. Les avantages et les inconvénients	9
II.2.1.4.1. Les avantages :.....	9
II.2.1.4.2. Les inconvénients.....	10
II.2.2. Deuxième variante.....	10
II.2.2.1. Implantation des piles	10
II.2.2.2. Prédimensionnement de la section des voussoirs	11
II.2.2.3. Propriétés mécaniques	13
II.2.2.4. Les avantages et les inconvénients	13
II.2.2.4.1. Les avantages	13
II.2.2.4.2. Les inconvénients.....	13
II.2.3. Troisième variante.....	13
II.2.3.1. Implantation des piles	13
II.2.3.2. Prédimensionnement de la poutre métallique.....	14

SOMMAIRE

II.2.3.3. Propriétés mécaniques	15
II.2.3.4. Les avantages et les inconvénients	16
II.2.3.4.1. Les avantages	16
II.2.3.4.2. Les inconvénients.....	16
II.3. Choix de la variante	16
II.4. Conclusion	16
Chapitre III : Etude de la variante retenue	
III.1. Introduction	17
III.2. La méthode de réalisation de la variante retenue.....	17
III.2.1. La description des méthodes de réalisation.....	17
III.2.1.1. Les voussoirs courants coulés en place	17
III.2.1.2. Les voussoirs courants préfabriqués	18
III.2.2. Les matériels de la pose des voussoirs.....	18
III.2.2.1. La pose à la poutre de lancement	18
III.2.2.2. La pose des voussoirs à la grue	18
III.2.2.3. La pose avec un engin autoporteur.....	18
III.2.3. Le collage des voussoirs préfabriqués	18
III.2.3.1. Les clefs du cisaillement	18
III.2.3.2. La colle époxydique	18
III.2.4. La comparaison des deux méthodes de réalisation	18
III.2.4.1. Intérêt des voussoirs préfabriqués	19
III.2.4.2. Les problèmes des voussoirs préfabriqués	19
III.2.4.3. Les intérêts des voussoirs coulés en place	19
III.2.4.4. Les problèmes des voussoirs coulés en place.....	19
III.2.5. Le voussoir sur pile	19
III.2.6. Le voussoir de clavage.....	19
III.2.7. Choix de méthode de réalisation.....	19
III.3. Caractéristiques géométriques du tablier.....	20
III.3.1. Découpage.....	20
III.3.2. Les lois de variation des différents paramètres géométriques du Tablier.....	20
III.3.2.1. Travée centrale (demi fléau).....	20
III.3.2.1.1. Loi de variation de la hauteur	21
III.3.2.1.2. Loi de variation de la section.....	21
III.3.2.1.3. Loi de variation du centre de gravité de la section	22
III.3.2.1.4. Loi de variation de l'épaisseur d'hourdis inférieur $e(x)$	22
III.3.2.1.5. Loi de variation de l'inertie	22
III.3.2.2. Travée de rive.....	23

SOMMAIRE

III.4. Caractéristiques des matériaux	23
III.4.1. Le béton	24
III.4.1.1. La résistance caractéristique à la compression.....	24
III.4.1.2. La résistance caractéristique à la traction.....	24
III.4.1.3. Contraintes admissibles.....	24
III.4.1.4. Déformation	25
III.4.2. Les Aciers	25
III.4.2.1. Les aciers passifs.....	25
III.4.2.2. Les aciers actifs	26
III.5. Hypothèses de calcul (Les règlements)	26
III.6. Conclusion	26
Chapitre IV : Etude du fléau	
IV.1 Introduction	27
IV.2 Les charges intervenantes dans la phase de construction.....	27
IV.2.1 Effets dus aux charges appliquées sur le demi-fléau	27
IV.2.1.1 Effets dus au poids propre.....	27
IV.2.1.2 Effets des surcharges réparties de chantier Q_c	28
IV.2.1.3 Effets des Surcharges concentrées et équipage mobile Q_P	28
IV.2.1.4 Effets de force accidentelle	29
IV.2.2 Les combinaisons de charges.....	29
IV.3 Conclusion.....	31
Chapitre V : Charges et surcharges	
V.1. Introduction.....	32
V.2. Les Caractéristiques du pont.....	32
V.3. Évaluation des charges et surcharges	32
V.3.1. Évaluation des charges	32
V.3.2. Évaluation des surcharges routiers.....	34
V.4. Le coefficient de majoration dynamique	35
V.4.1. système B_c	35
V.4.2. système B_t	35
V.4.3. M_c120	36
V.4.4. Convoi D240	36
V.5. Autres surcharges.....	36
V.5.1. Surcharges sur trottoirs	36
V.5.2. Le séisme.....	36
V.5.3. L'effort de freinage	36
V.5.4. Gradient thermique.....	37

SOMMAIRE

V.5.5. Le fluage	37
V.6. Combinaisons de charges	37
V.7. Conclusion	37
Chapitre VI : Etude longitudinale	
VI.1. Introductions.....	38
VI.2. Câbles de fléau	38
VI.3. Câbles de continuité	38
VI.4. Etude de la précontrainte de la console	38
VI.4.1. Disposition des câbles.....	38
VI.4.2. Câblages.....	38
VI.5. Etude de la précontrainte de fléau	39
VI.5.1. Tracé des câbles	41
VI.5.1.1. Tracé en élévation :	41
VI.5.1.2. Tracé en plan.....	43
VI.6. Etude de la précontrainte de continuité	45
VI.6.1. Modélisation	45
VI.6.2. Effet du fluage	46
VI.6.3. Détermination du nombre de câbles de continuité (Travée centrale)	46
VI.6.4. Détermination du nombre de câbles de continuité (Travée de rive).....	49
VI.7. Calcul des pertes de tension des câbles de précontrainte	50
VI.7.1. Pertes de tension instantanées.....	50
VI.7.1.1. Pertes de tension par frottement.....	50
VI.7.1.2. Pertes de tension dues au recul d'ancrage.....	51
VI.7.1.3. Pertes dues à la non simultanéité de la mise en tension.....	52
VI.7.2. Pertes de tension différées	53
VI.7.2.1. Perte de tension due au retrait du béton	53
VI.7.2.2. Perte de tension due au fluage du béton.....	53
VI.7.2.3. Pertes dues à la relaxation des aciers	54
VI.7.3. Les pertes totales.....	55
VI.8. Vérification des contraintes :	55
VI.8.1. Vérification des contraintes en phase de construction :	56
VI.8.2. Vérification des contraintes en phase de service	57
VI.8.2.1. À vide	57
VI.8.2.2. En charge.....	58
VI.9. Vérification de l'effort tranchant.....	58
VI.9.1. Effet isostatique	58
VI.9.2. Effet hyperstatique.....	59

SOMMAIRE

VI.9.3. Effet RESAL.....	59
VI.9.4. Vérification de la contrainte de cisaillement	59
VI.9.5. Conclusion	60
Chapitre VII : Etude transversale	
VII.1. Introduction.....	61
VII.2. Dimensionnement des armatures	61
VII.2.1. Détermination des efforts	62
VII.2.2. Résultats de l'analyse	62
VII.2.3. Le ferrailage	63
VII.2.3.1. Exemple de calcul (voussoir sur pile).....	63
VII.2.3.1.1. Ferrailage du hourdis supérieur à l'ELS (fibre supérieure)	63
VII.2.3.1.2. Ferrailage du hourdis supérieur à l'ELS (fibre inférieure)	64
VII.2.3.1.3. Ferrailage du hourdis supérieur à l'ELU (fibre supérieure).....	64
VII.2.3.1.4. Ferrailage du hourdis supérieur à l'ELU (fibre inférieure).....	65
VII.2.4. Voussoir sur pile.....	65
VII.2.5. Voussoir du clavage	66
VII.3. La torsion	66
VII.3.1. Ferrailage.....	67
Chapitre VIII : Les équipements du tablier	
VIII.1. Introduction.....	68
VIII.2. Les appareils d'appui.....	68
VIII.2.1. Le choix de l'appareil d'appui pour notre ouvrage.....	68
VIII.2.2. Caractéristiques des appareils d'appuis	68
VIII.2.2.1. Définition géométrique.....	68
VIII.2.2.2. Caractéristiques de l'élastomère.....	69
VIII.2.2.3. Caractéristiques des frettes	69
VIII.2.3. Calcul des réactions	69
VIII.2.4. Calcul des déformations	69
VIII.2.5. Prédimensionnement de l'appareil d'appui.....	70
VIII.2.5.1. Aire de l'appareil d'appui.....	70
VIII.2.5.2. Hauteur nette d'élastomère (Comportement sous effort horizontal)	70
VIII.2.5.3. Dimensions en plan	71
VIII.2.5.4. Choix des dimensions.....	71
VIII.2.5.5. La surface en plan effective.....	72
VIII.2.5.6. Dimensionnement des frettes	72
VIII.2.6. Calcul des efforts horizontaux en tête d'appuis	73
VIII.2.7. Vérification du prédimensionnement.....	73

SOMMAIRE

VIII.2.7.1. Hauteur nette d'élastomère	73
VIII.2.7.2. La surface en plan effective.....	73
VIII.2.7.3. Dimensionnement des frettes	73
VIII.2.8. Stabilité au flambement.....	74
VIII.2.9. Respect la limite de déformation	74
VIII.2.10. Stabilité en rotation	74
VIII.2.11. Vérification de la condition de non-glissement	74
VIII.3. Etudes des dès d'appuis	75
VIII.3.1. Ferrailage du dé d'appui	75
VIII.3.1.1. Armature de chaînage.....	75
VIII.3.1.2. Armature de profondeur	75
VIII.3.1.3. Armatures de diffusion	75
VIII.4. Joint de chaussée.....	76
VIII.4.1. Choix du type de joint.....	76
VIII.4.2. Souffle total.....	77
VIII.5. Conclusion	77
Chapitre IX : Etude de l'infrastructure	
IX.1. Introduction	78
IX.2. La pile.....	78
IX.2.1. Le choix de la pile.....	78
IX.2.2. Vérification au flambement	78
IX.2.3. Evaluation des charges et surcharges.....	79
IX.2.4. La détermination du ferrailage de la pile :	80
IX.2.4.1 Armature longitudinale.....	81
IX.2.4.2 Armatures des efforts tranchants	82
IX.2.5. Les fondations.....	83
IX.2.5.1 Choix du type de fondation	83
IX.2.5.2 Dimensionnement de la semelle	83
IX.3. La culée	84
IX.3.1. Fonction des culées.....	84
IX.3.2. Choix du type de culée	84
IX.3.2.1 Implantation de la culée	84
IX.3.2.2 Culée remblayée.....	85
IX.3.2.3 Prédimensionnement	85
IX.3.3. Évaluation des efforts sollicitant la culée	86
IX.3.3.1 Détermination du coefficient de poussée k_{ad}	86
IX.3.3.2 Calcul des sollicitations	86

SOMMAIRE

IX.3.3.3 Vérification de la stabilité de la culée	86
IX.3.4. Ferrailage des éléments de la culée	88
IX.3.4.1 Mur frontal	88
IX.3.4.2 Mur garde grève	89
IX.3.4.3 Mur en retour	89
IX.3.4.4 Dalle de transition	90
IX.3.4.5 Corbeau	91
IX.3.5. Fondation de la culée	91
IX.3.5.1 Semelle	91
IX.3.5.2 Les pieux	92
Conclusion générale	94
Bibliographie	
Annexe	

Introduction générale

Introduction générale

Le projet de fin d'étude est l'aboutissement de la formation d'un ingénieur en travaux publics. Pour cela, dans un cadre professionnel, l'Ecole Nationale Supérieure Des Travaux Publics donne l'occasion à l'élève pour effectuer ce projet.

Ce dernier a pour vocation la mise en application de l'ensemble des connaissances de l'élève. Ce stage est la transition finale entre la formation scolaire et le métier d'ingénieur.

Nous avons choisi d'effectuer notre projet de fin d'étude pour l'entreprise ENGOA pour consolider notre formation en calcul des structures. Le sujet qui nous a été proposé est la conception et l'étude d'un viaduc au niveau de Dédoublément entre Chiffa et Berrouaghia sur 53 km de la RN 1.

La démarche de conception d'un pont suppose, de la part de l'ingénieur, une vaste culture technique lui permettant d'identifier les solutions les plus économiques, tirant le meilleur parti des propriétés des matériaux dont il peut disposer, limitant au maximum les aléas prévisibles lors de l'exécution et intégrant une préoccupation esthétique forte.

Une bonne connaissance des principaux types de structures, de l'étendue de leur domaine d'emploi et de leurs méthodes de prédimensionnement est indispensable pour entreprendre une étude d'un pont dans un site donné. Mais un pont n'est pas seulement un ouvrage d'art : il est construit dans le but d'assurer un service pour lequel l'opinion publique exige un haut niveau de qualité, de sécurité et de fiabilité.

En ce qui concerne la résistance structurale, ce niveau est normalement garanti par le respect de règles. La sécurité et le confort des usagers sont pris en compte, à travers un choix motivé des équipements satisfaisant aux exigences spécifiées et en adoptant des dispositions constructives de nature à garantir à l'ouvrage la meilleure durabilité possible

Chapitre I

Présentation du projet

I.1. Introduction

L'étude et la conception d'un pont constitue un travail de synthèse et de discipline, et nécessite une bonne connaissance des divers types d'ouvrages, leurs pré dimensionnement et problèmes d'exécutions.

Ce chapitre a pour ambition de présenter l'ouvrage étudié ainsi que de rassembler de la manière aussi exhaustive que possible les différentes données ou contraintes du projet.

I.2. Description de l'ouvrage

Ce projet a pour but de faire la conception et l'étude d'un viaduc qui se trouve sur le côté gauche de la R.N.1 entre Chiffa et Berrouaghia sur 53 km localisé au niveau de PK 15+700, sens Nord, au niveau de son dédoublement en deux voies bien distinctes, Il est à environ 04 km du village d'El Hamdania, entre les bornes kilométriques n°75 et 74.

L'assiette du projet est située sur un flanc de relief.



Figure I- 1 Vue Google Earth de la situation de l'ouvrage.

Les caractéristiques du projet sont les suivantes :

- Le profil en long présenté une longueur de 320 m
- Largeur du tablier : 15.75 m
- Largeur de la chaussée : 14.50 m
- Pente : 3.40 %
- Un clothoïde et deux courbes.

I.3. Données fonctionnelles

I.3.1 Tracé en plans

La longueur totale du pont est de 320 m, à partir du PK15+539. Le pont est composé de deux courbes et un clothoïde

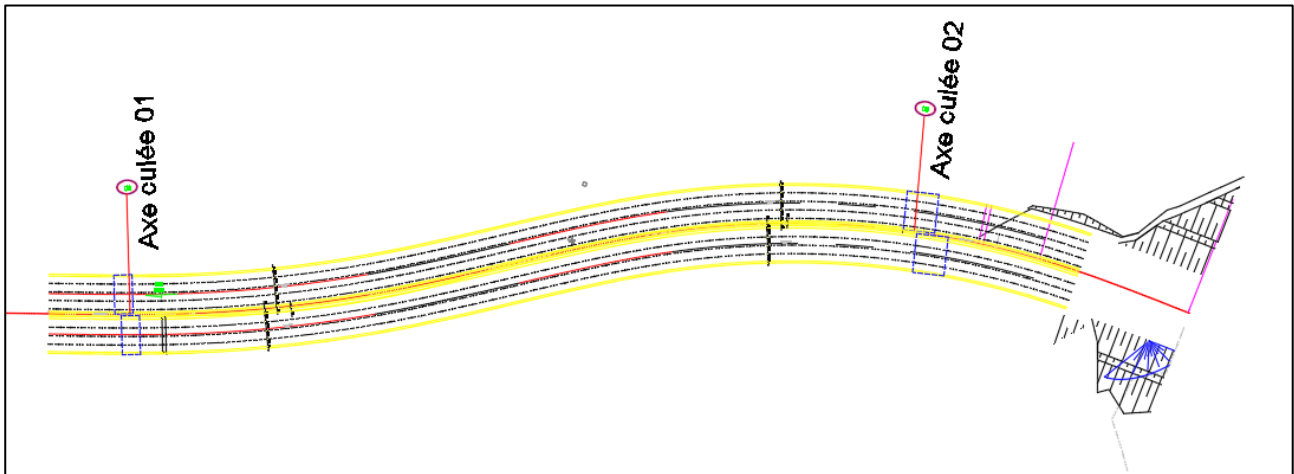


Figure I- 2 Tracé en plans.

I.3.2 Profil en long

Le profil en long de notre ouvrage présente une longueur de 320 m et une pente longitudinale de 3.40%.

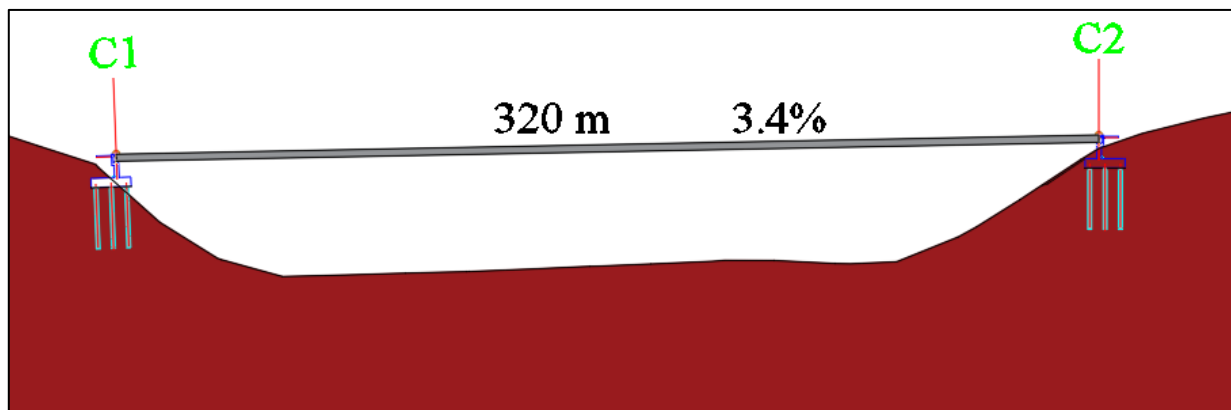


Figure I- 3 Profil en long

I.3.3 Profil en travers

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

Le profil en travers de notre ouvrage est défini par :

- Largeur totale : (15.75×2) m
- Largeur de la chaussée : 14.50 m
- Nombre de voies de circulation : 3×3.5 m
- Bande d'arrêt d'urgence (BAU) : 3 m
- Largeur du trottoir : 1 m

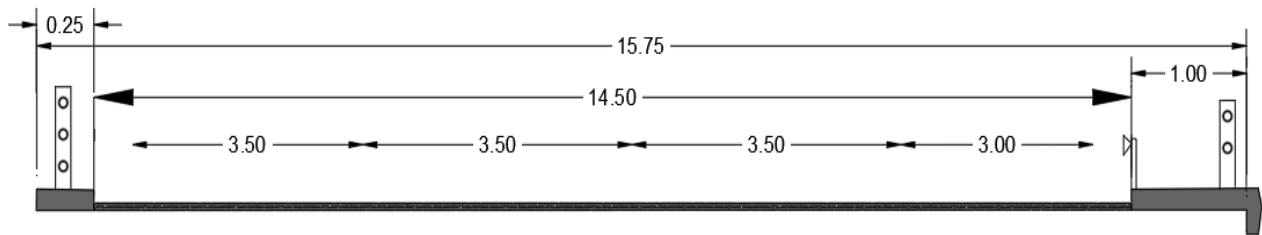


Figure I- 4 Profil en travers.

I.4. Les données naturelles

I.4.1 Données topographiques

Le relief a une forme complexe dans les formations sédimentaires. Il se caractérise par des massifs montagneux compacts et prend en général une orientation Est – Ouest, les versants sont discontinus et asymétriques avec des formes diversifiées, la région est très contrastée et d'accès difficile.

I.4.2 Données géologiques

La lithologie du terrain : terre végétale surmontant généralement un recouvrement marnes argilo – sableux alternant avec des bancs calcaires centimétriques, localement, des touts – venants – d'oueds, reposant sur des marnes – argilo – schisteuses très compactes, localement très altérées et fracturées ;

Le sol du site est formé par des faciès détritiques terrigènes, latéralement homogène ; Suivant le document technique réglementaire DTR – BE 1.2, les horizons rencontrés se classent aussi bien parmi les roches tendres que parmi les roches dures ;

I.4.3 Données climatiques

Le climat de la région se caractérise par un été chaud, un hiver froid, un printemps doux et un automne variable. La température moyenne la plus élevée correspond au mois d'Aout et est de 26°C, le minimum absolu a été enregistré au mois de Décembre et correspond à 5,3°C. Le maximum absolu observé a été enregistré au mois de Juillet et correspond à 47°C. L'écart entre les températures des mois de Juillet – Aout et celles de Janvier est appréciable malgré la proximité de la mer (16°C) ; cependant cette zone est considérée dans l'ensemble comme une zone chaude durant les mois de Juin, Juillet, Aout et Septembre.

I.4.4 Pluviométrie

La zone d'étude est comprise entre les isohyètes de 700 - 900 mm, les précipitations y sont insuffisantes pendant les mois de Mai, Juin, Juillet, Aout et Septembre. Elles sont moyennes au printemps et maximales en hiver. Les variations des précipitations moyennes mensuelles sont influencées par des normales liées à l'irrégularité interannuelle. Cette variation est répartie selon les mois de la façon suivante : les mois les plus pluvieux s'étalent du mois de Septembre jusqu'au mois d'Avril. Alors que les moins pluvieux s'étalent du mois de Mai au mois d'Aout.

La région reçoit une moyenne annuelle des précipitations de 800 mm par an, elles se caractérisent par leurs chutes souvent sous forme d'averses violentes et en quantités surabondantes.

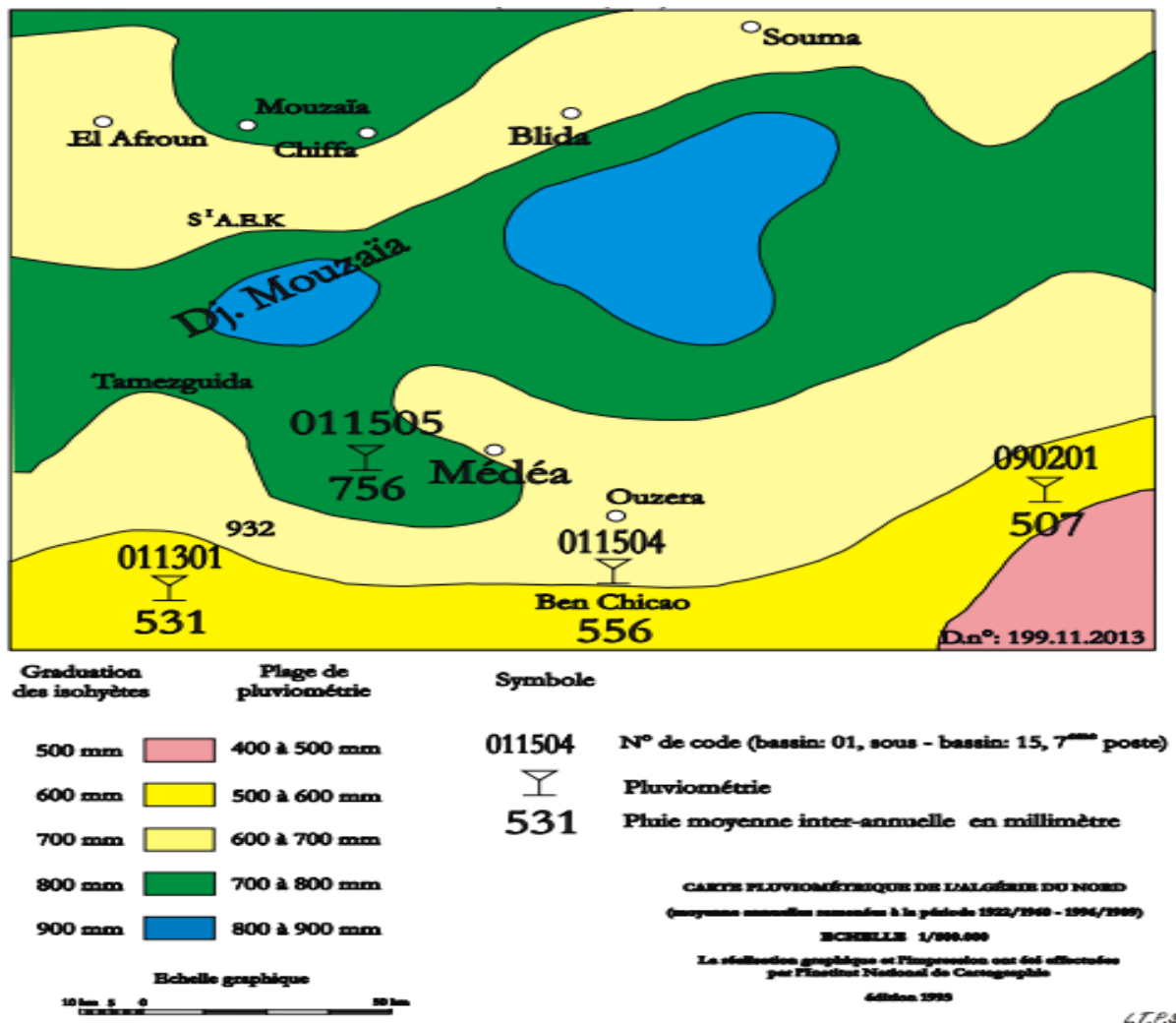


Figure I- 5 Extrait de la carte pluviométrique de l'Algérie du Nord

I.4.5 Les écoulements superficiels et la nappe d'eau

Les écoulements superficiels permanents générés par les eaux météoriques sont représentés par l'Oued Chiffa qui prend naissance au niveau d'Ouzera et se déverse dans l'Oued Mazafran. Il est principalement alimenté à la faveur des précipitations atmosphériques et des sources alimentant les oueds.

La nappe a été détectée dans le site entre -3.0 et -12.0 mètres de profondeur, situé sur le flanc d'une colline, aucune nappe n'a été détectée, du moins jusqu'à -30 m.

I.4.6 La sismicité

L'activité sismique est bien connue dans toute l'Algérie du Nord et entre autres notre région d'étude. Le site du projet se trouve à la limite des communes de Tamezguida avec Hamdania, toutes deux classées en zone sismique II b dans l'annexe B du D.T.R. – R.P.O.A. 2008.

La conception et la réalisation du projet devront tenir compte de la sismicité de la région et se référer à la réglementation en vigueur. Pour le calcul dynamique de l'ouvrage, il y a lieu de tenir compte du règlement parasismique Algérien applicable au domaine des ouvrages d'arts.

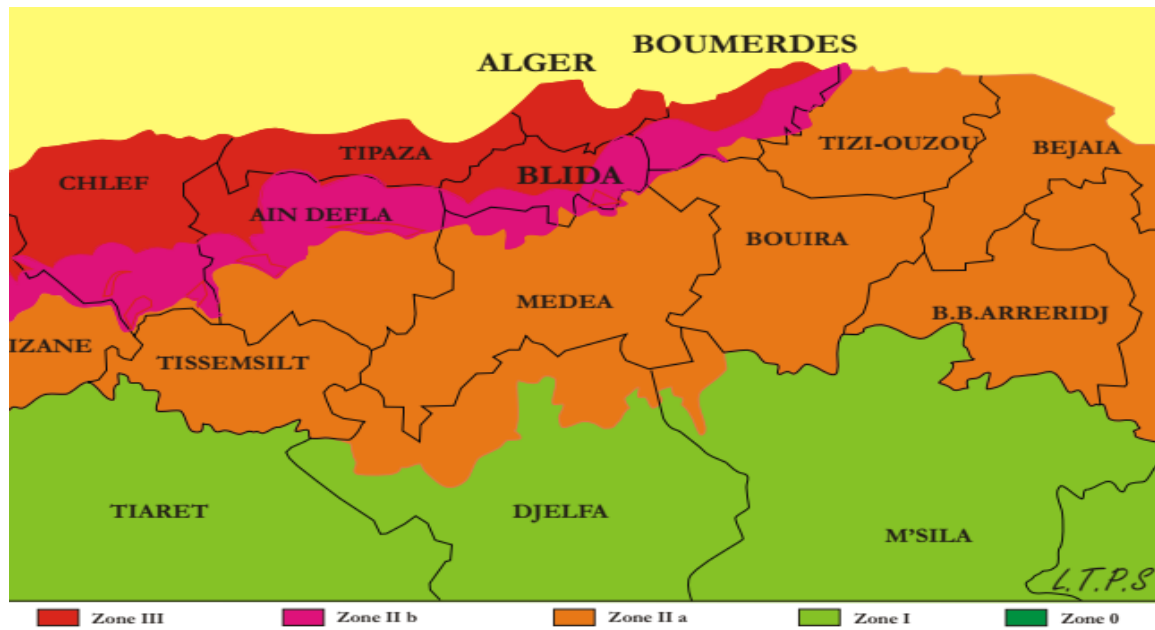


Figure I- 6 Extrait de la carte des zones sismiques de l'Algérie du Nord

I.4.7 Données géotechniques

Deux faciès géologiques sont présents sur le site d'étude, ils retiennent l'attention du point de vue géotechnique. Les touts – venants – de buttes (touts – venants – naturels) et les marnes – argilo – schisteuses très compactes.

Plusieurs essais géotechniques ont été effectués sur site par le Laboratoire des travaux publics du sud (L.T.P.S) qui sont :

- Huit sondages carottés ont été prévus pour l'étude de ce site, le n°1 n'a pas été réalisé à cause de la difficulté d'aménagement d'accès, et il y avait avec, sept sondages pressiométriques et sept essais au pénétromètre dynamique ;
- La reconnaissance au pénétromètre dynamique se fait dans le but de déterminer la résistance des couches traversées. L'essai teste le terrain en place, en tant que tel. Il a donné des refus à des profondeurs comprises entre 1.0 à 16.0 mètres ;

Le schéma d'implantation permettant de localiser quelques points de réalisation des essais et Les résultats géotechniques nécessaires pour l'étude sont joints à l'annexe A.

I.5. Conclusion

La collecte de ces données présentées dans ce chapitre nous permet de cerner la conception de notre ouvrage donc on va les utiliser pour justifier le choix de la conception.

Chapitre II

Conception de l'ouvrage

II.1. Introduction

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

II.2. Propositions des variantes

On a opté à proposer trois variantes différentes avec pour chacune un prédimensionnement, nous les analysons puis en tirant les avantages et les inconvénients de chacune, afin d'arriver à choisir la solution la plus rentable et avantageuse d'entre elles.

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

II.2.1. Première variante

Le tablier est constitué de poutres longitudinales de hauteur constante, qui sont solidarisées entre elle par des entretoises et un hourdis de faible épaisseur supportant la chaussée.

Ce sont des travées indépendantes de poutres précontraintes par post-tension. Ce type de tablier permet d'atteindre des portées importantes, ce qui le situe au haut de gamme des ouvrages courants. Le domaine d'emploi de la structure correspond en effet à des portées de 30 à 50 mètres.

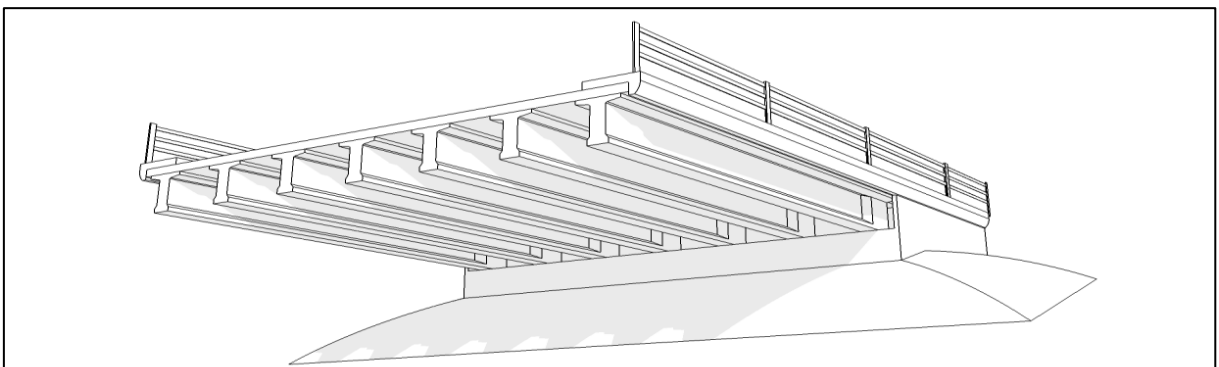


Figure II- 1 Pont précontrainte par post-tension.

II.2.1.1. Implantation des piles

Dans cette variante on a choisi 8 travées indépendantes de longueur identique $L=40m$.

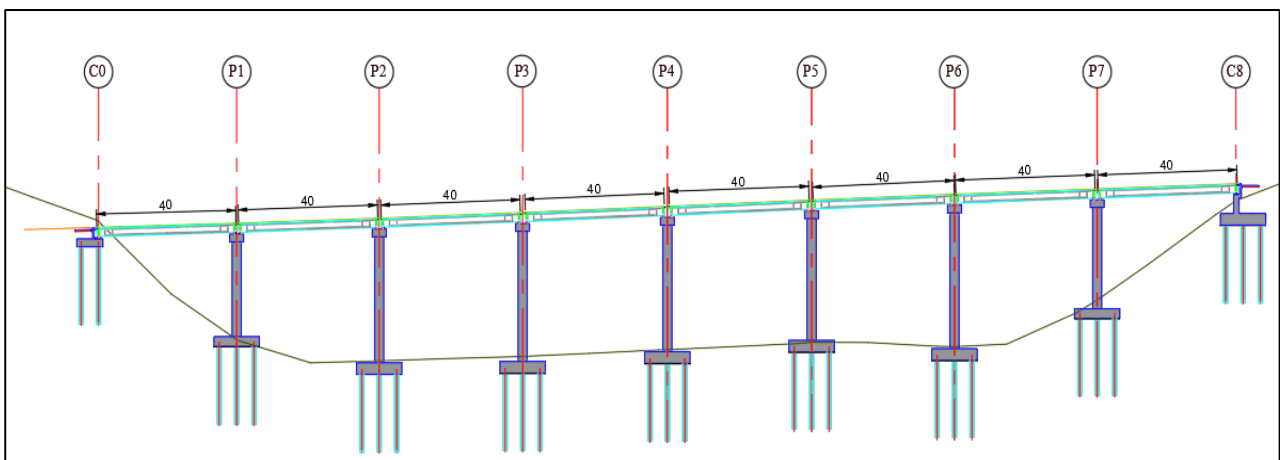


Figure II- 2 Implantation des piles

II.2.1.2. Prédimensionnement de la poutre

Le prédimensionnement a été fait suivant le guide de conception SETRA [VIPP/ 1996].

Nombre de poutre (N)	$N = (La / \lambda) + 1$ $\left\{ \begin{array}{l} La : \text{l'entraxe des poutres de rive} \\ \lambda : \text{l'entraxe des poutres} = 1.75 \text{ m} \end{array} \right.$	$N = (15.75 / 1.75) + 1 = 9$ $N = 9 \text{ poutres.}$
Hauteur des poutres (Hp)	$H_p = H_t - H_h. \quad L/20 < H_t < L/17$ $\left\{ \begin{array}{l} H_t : \text{Hauteur totale du tablier (poutre + hourdis)} \\ H_h : \text{la hauteur de l'hourdis} = 20 \text{ cm} \\ L : \text{la portée} = 40 \text{ m} \end{array} \right.$	$2.0000 \leq H_t \leq 2.3527$ $H_t = 2.20 \text{ m}$ $\text{Donc } H_p = 2.00 \text{ m}$
La largeur de la table de compression (b)	$b > 0.6 H_t$	$b = 1.32 \text{ m}$
Epaisseur de la table de compression (e)	$e > 10 \text{ cm}$	$e = 12 \text{ cm.}$
Espacement des poutres (d)	$d = (La - N \times b) / 8$	$d = (15.75 - 9 \times 1.32) / 8 = 0.45$
Largeur de talon (Lt)	$L_t = \frac{bt}{N}$ $bt = \frac{1 \times L^2}{H_t^2 \times K}$ <p>Avec $1100 \leq K \leq 1300$</p> $\left\{ \begin{array}{l} l : \text{la largeur du tablier} \\ L : \text{la longueur de la travée} \\ H_t : \text{hauteur totale du tablier} \\ N : \text{nombre de poutres} \end{array} \right.$	$4.0051 < b_t < 4.7332$ $L_t = 0.50 \text{ m}$
Epaisseur du talon (et)	$10 \text{ cm} \leq e_t \leq 20 \text{ cm}$	$e_t = 15 \text{ cm}$
Epaisseur de l'âme mi-travée (b0)	$16 \text{ cm} \leq b_0 \leq 20 \text{ cm}$	$b_0 = 21 \text{ cm}$
Epaisseur de l'âme à l'intermédiaire (b0)	$b_0 = 30 \text{ cm}$	$b_0 = 30 \text{ cm}$
Epaisseur de l'âme à l'about (b0)	$b_0 = 50 \text{ cm}$	$b_0 = 50 \text{ cm}$
Goussets	<p style="text-align: center;">✓ Gousset du talon :</p> <ul style="list-style-type: none"> • En travée : $1 \leq \tan(\alpha_1) \leq 1.5$ $\tan(\alpha_1) = 1.5 \rightarrow \alpha_1 = 56.31$ $e_1 = 26 \text{ cm}$ • À l'intermédiaire $1 \leq \tan(\alpha_1) \leq 1.5$ $\tan(\alpha_1) = 1.5 \rightarrow \alpha_1 = 56.31$ $e_1 = 18 \text{ cm}$ • A l'appui : il n'y a pas de gousset <p style="text-align: center;">✓ Gousset de la table de compression :</p> <p>A mi- travée : $\alpha_1 = 6^\circ = \tan(1/10)$ $e_2 = 5 \text{ cm}$ $\alpha_2 = 45^\circ$ $e_2 = 11 \text{ cm}$</p> <p>Intermédiaire : $\alpha_1 = 6^\circ = \tan(1/10)$ $e_2 = 4 \text{ cm}$ $\alpha_2 = 45^\circ$ $e_2 = 11 \text{ cm}$</p> <p>Aux abouts d'appuis : $\alpha_1 = 6^\circ = \tan(1/10)$ $e_2 = 3 \text{ cm}$ $\alpha_2 = 45^\circ$ $e_2 = 11 \text{ cm}$</p>	

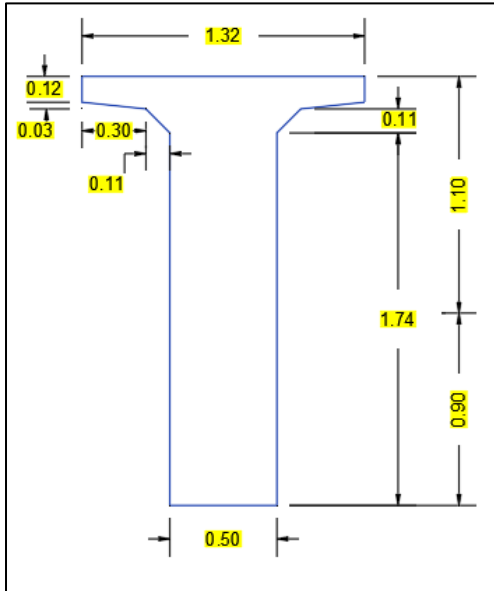


Figure II- 3 Dimensions de la section d'about

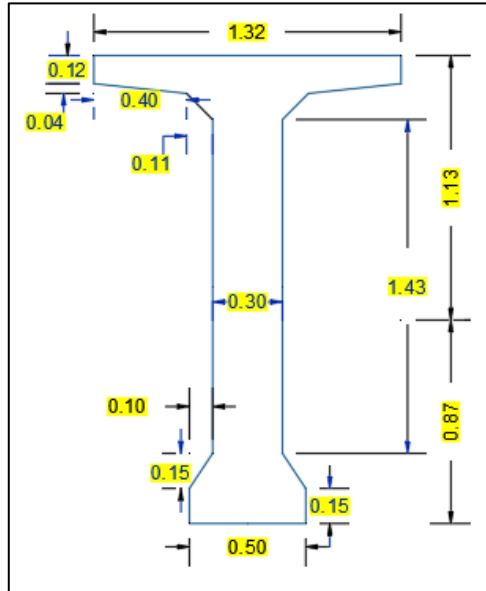


Figure II- 4 Dimensions de la section intermédiaire

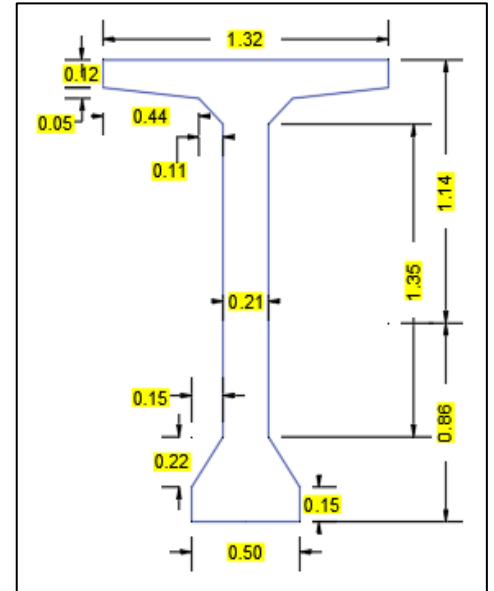


Figure II- 5 Dimensions de la section a mi-travée

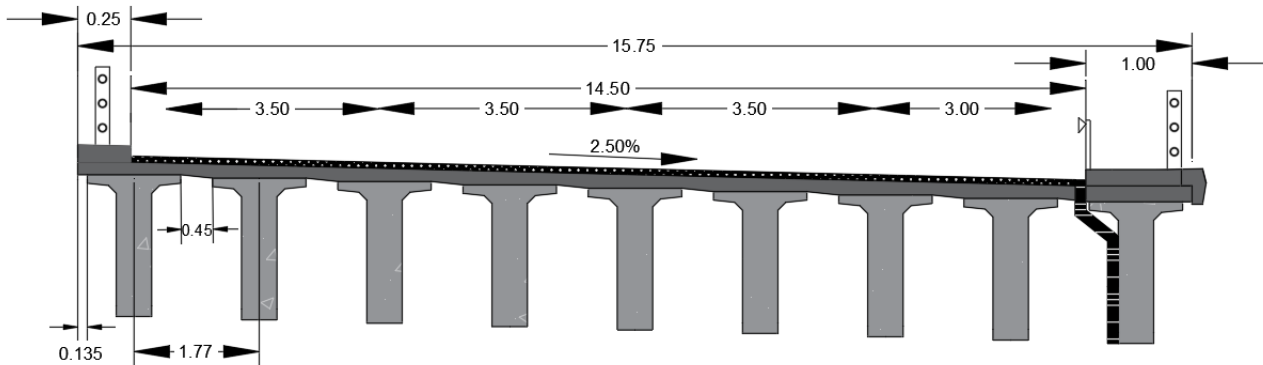


Figure II- 6 Profil en travers (poutres précontraintes)

II.2.1.3. Propriétés mécaniques

Tableau II- 1 Caractéristique géométrique des sections (VIPP)

Section	Section d'about	Section intermédiaire	Section a mi- travée
Aire (m ²)	1.1272	0.8059	0.6718
Moment d'inertie (m ⁴)	0.4288	0.3567	0.3313
V(m)	1.1036	1.1337	1.1446
V'(m)	0.8964	0.8663	0.8554
Rendement géométrique (ρ) (%)	38.44	45.07	50.37

II.2.1.4. Les avantages et les inconvénients

II.2.1.4.1. Les avantages :

- 1) La possibilité d'assembler des éléments préfabriqués sans échafaudage.
- 2) Limitation des fissures (béton comprimé).
- 3) Franchissement des grandes portées.
- 4) La maîtrise de la méthode d'exécution.
- 5) La facilité du contrôle de réalisation ainsi que la rapidité d'exécution des travaux.
- 6) Les coffrages des poutres peuvent être utilisés un plus grand nombre de fois.

- 7) Un autre intérêt de ce type de structure provient de son fonctionnement isostatique qui la rend pratiquement insensible aux déformations imposées, en particulier aux tassements différentiels des appuis et aux effets d'un gradient thermique.

II.2.1.4.2. Les inconvénients

- 1) Poids très important.
- 2) Déformation des poutres par fluage due à compression excessive de leur partie inférieure.
- 3) Ne s'adapte que plus difficilement aux franchissements biaisés ou courbe.
- 4) La structure à poutres est plus sensible que les structures massives aux chocs transversaux de véhicules hors gabarits.
- 5) Ce type des sections ouverts en I travaille très mal en torsion.
- 6) Le type de cet ouvrage est moins esthétique.

II.2.2. Deuxième variante

Dans ce type d'ouvrage, réalisé surtout dans les grandes portées, l'organe porteur est constitué par un ou plusieurs voussoirs qui forment un profil fermé comprenant un hourdis supérieur qui sert de dalle de couverture et des âmes reliées entre elles à leur partie basse par un hourdis inférieur.

Chaque voussoir est coulé contre le voussoir précédent et sert de coffrage au voussoir suivant. Lorsque tous les tronçons ont été confectionnés, on obtient ce que l'on appelle un fléau. Les efforts dans les fléaux deviennent très importants et nécessitent une hauteur sur pile qui se révèle surabondante en travée. Il devient donc économiquement intéressant de réaliser un tablier de hauteur variable.

Pour ces ouvrages, la variation de hauteur entre la clef et la pile est généralement parabolique. Le fléau doit être symétrique pour que sa stabilité en construction soit plus facile à assurer. La partie de la travée de rive coulée sur cintre ou en sur-encorbellement est toujours de hauteur constante (même hauteur qu'à la clé)

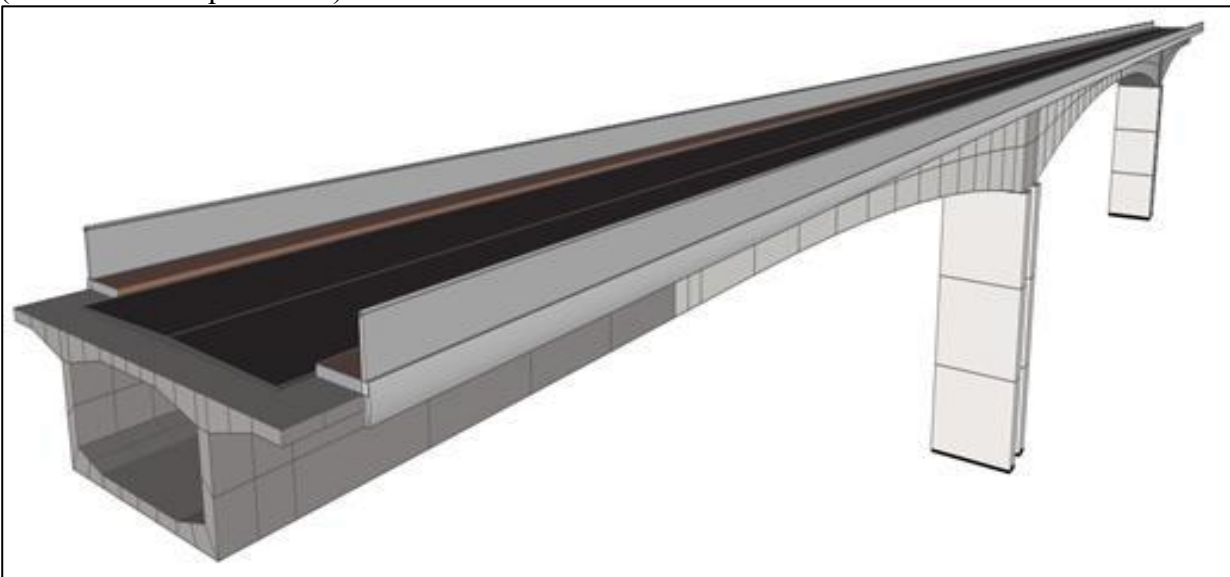


Figure II- 7 pont encorbellement successif

II.2.2.1. Implantation des piles

Pour cette variante, on va prendre la disposition suivante :

⇒ 03 piles avec quatre travées (système hyperstatique) :

- Deux travée centrale dont la portée $L = 100$ m.
- Deux travées de rive identiques de $l = 60$ m ($l=0.6 \times L$).

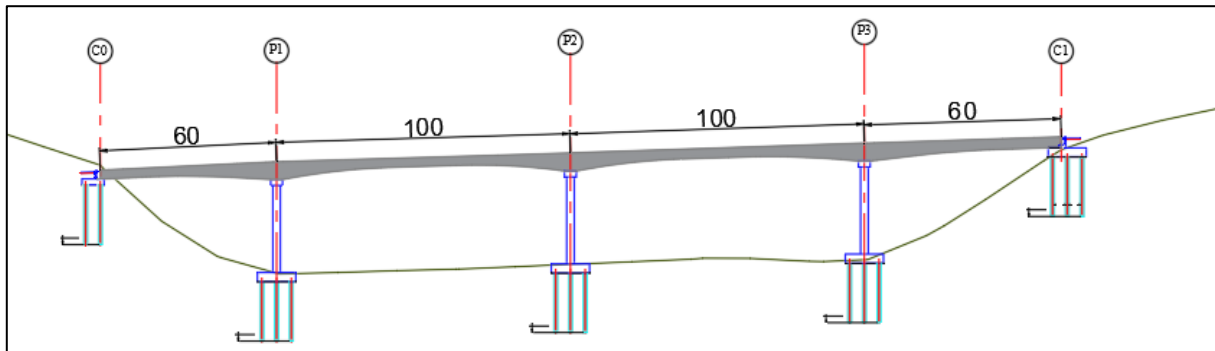


Figure II- 8 Implantation des piles (encorbellement successif)

II.2.2.2. Prédimensionnement de la section des voussoirs

Le prédimensionnement a été fait suivant le guide de conception SETRA [Ponts en béton précontraint encorbellements successifs 2003].

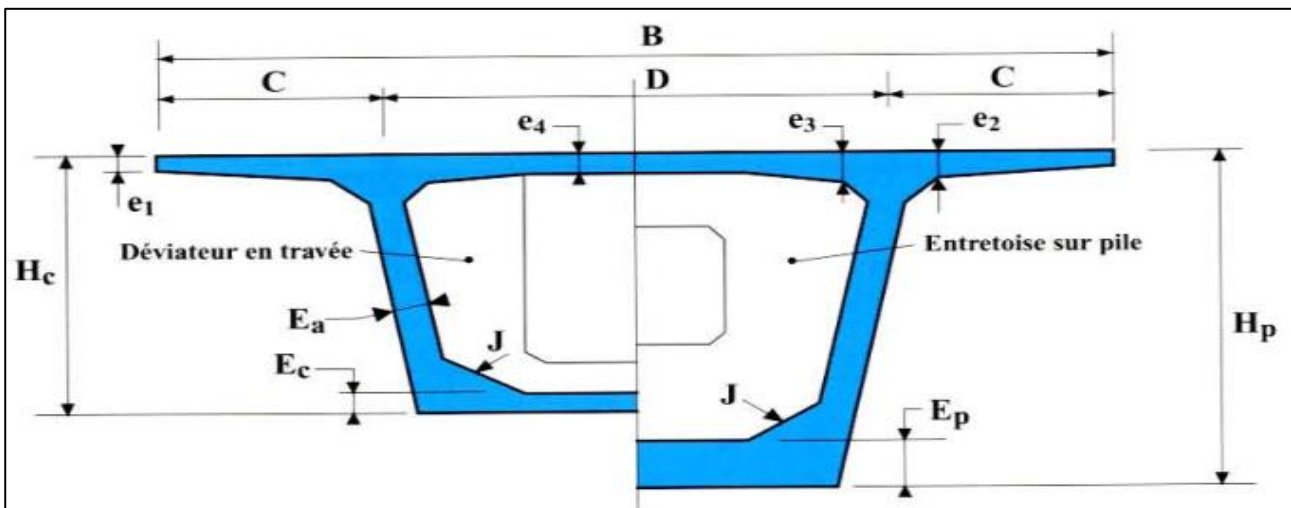


Figure II- 9 Section transversale (voussoir)

La hauteur des voussoirs sur pile	$\frac{L}{18} \leq H_p \leq \frac{L}{16}$	$\frac{100}{18} \leq H_p \leq \frac{100}{16}$ $5.56 \leq H_p \leq 6.25$ On prend $H_p = 6$ mètres
Hauteur des voussoirs sur culée	$\frac{L}{35} \leq H_c \leq \frac{L}{30}$	$\frac{100}{35} \leq H_c \leq \frac{100}{30}$ $2.86 \leq H_c \leq 3.33$ On prend $H_c = 3$ mètres
Implantation des âmes dans le hourdis supérieur	$C \approx B / 4$ $B = 15.75$ m	$C = 15.75 / 4 = 3.9375$ On prend 3.9 mètres
Entraxe des âmes	$D = B - (C \times 2)$	$D = 15.75 - (3.9 \times 2) = 7.95$
Epaisseur en extrémité (Hourdis supérieur)	e_1 dépend de dispositifs de sécurité (Barrières normale BN4) $e_1 \geq 24$ cm	$e_1 = 25$ cm
Epaisseur à l'enracinement (Hourdis supérieur)	$1/8 \leq e_2 \leq 1/7$ l : la largeur de l'encorbellement	$0.49 \leq e_2 \leq 0.56$ On prend $e_2 = 50$ cm

Epaisseur à mi- travée (Hourdis supérieur)	$e_4 = D/30$	On prend $e_4 = 30$ cm
Epaisseur à l'encastrement (Hourdis supérieur)	$e_3 = D/25 + 10$ cm	$e_3 = 31.8 + 10 = 41.8$ cm. On prend 42 cm
Vérifications des épaisseurs (Hourdis supérieur)	$e_3 > e_2 - 10$ cm $e_3 > 1.5 \times e_4$	(verifier)
Inclinaison des âmes	L'inclinaison est entre 10 et 30 %	On prend 20 %
Epaisseur des âmes	$E_a = 0.26 + L/500$ L : la portée du travée principale	$E_a = 0.26 + 100/500 = 0.46$ Pour des raisons de sécurité On prend $E_a = 0.60$
Vérification d'épaisseur dans l'âme	$\begin{cases} E_a > 2(e + 2d + V) + \phi_g \\ E_a > 2D \quad D = 20 \text{ cm pour } 12T15 \\ E_a > 3\phi_g \quad \phi_g = 8 \text{ cm pour } 12T15 \end{cases}$	(verifier)
Epaisseur minimale	$E_c = 18$ à 32 cm	On prend $E_c = 30$ cm
Epaisseur maximale	$E_p = 35$ à 80 cm	On prend $E_p = 60$ cm
Les goussets	Gousset supérieur $\alpha = 30$ à 45° on prend $\alpha = 35^\circ$ Gousset inférieur $\alpha = 30$ à 45° on prend $\alpha = 35^\circ$	

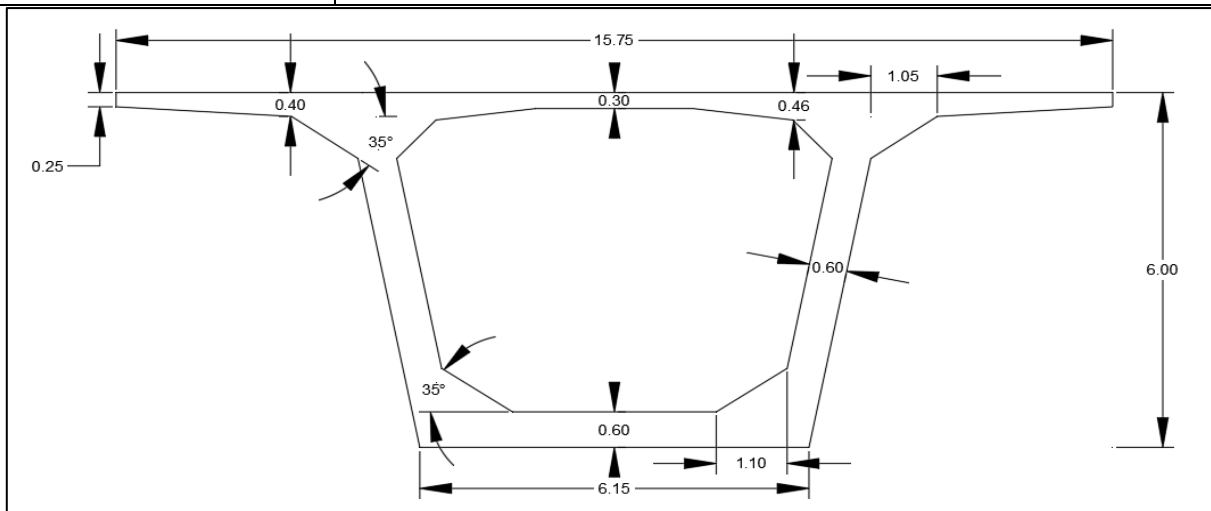


Figure II- 10 Dimensions du vousseur sur pile

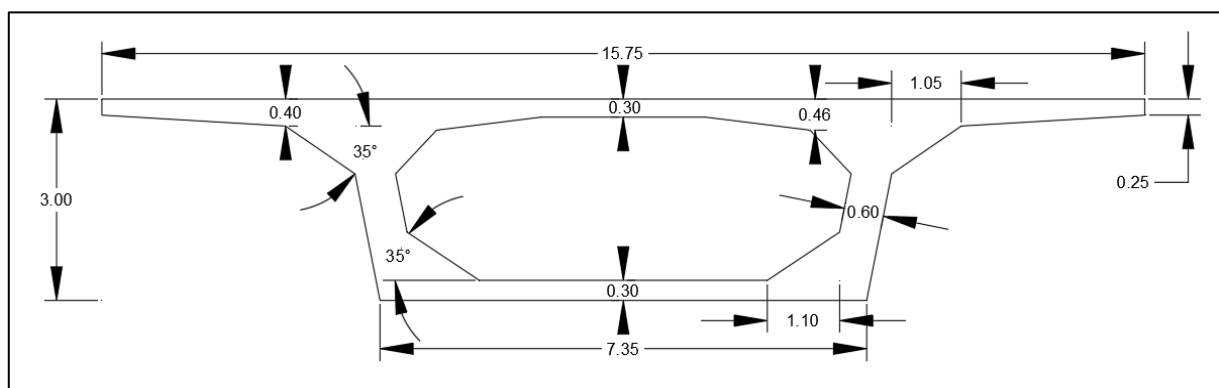


Figure II- 11 Dimensions du vousseur du clavage

II.2.2.3. Propriétés mécaniques

Tableau II- 2 Caractéristique géométrique des voussoirs

Section	Voussoir sur pile	Voussoir du clavage
Aire (m ²)	17.10	12.23
Moment d'inertie (m ⁴)	89,80	14.58
V(m)	3.44	1.88
V'(m)	2.56	1.12
Rendement géométrique (ρ) (%)	59,63	56,63

II.2.2.4. Les avantages et les inconvénients

II.2.2.4.1. Les avantages

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

II.2.2.4.2. Les inconvénients

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

II.2.3. Troisième variante

La structure métallique est composée de deux poutres. C'est, actuellement, la conception la plus fréquente car elle réduit le nombre des assemblages, coûteux en temps d'usinage.

Un tablier mixte est constitué par l'association d'un squelette métallique et d'une dalle en béton armé par l'intermédiaire de connecteur empêchant le glissement et le soulèvement de la dalle par rapport au squelette. La gamme usuelle des portées pour les ponts mixtes va 30 à 110m pour les travées continues et de 25 à 90m environ pour les travées indépendantes.

II.2.3.1. Implantation des piles

Dans cette variante il y a 4 travées continues, deux travées médianes de longueur $L = 90\text{m}$, et deux travées de rive de longueur est $(0.8) L \approx 70\text{m}$.

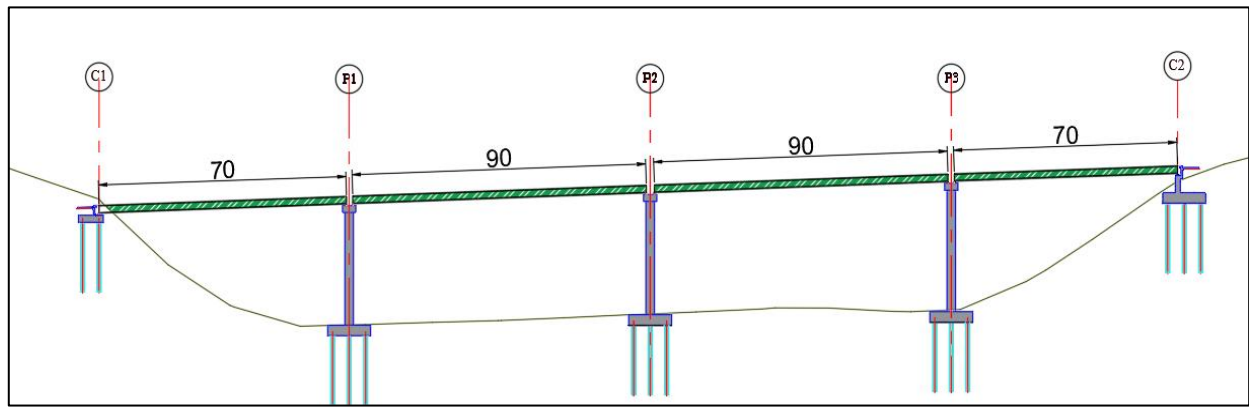


Figure II- 12 Implantation des piles (Mixte)

II.2.3.2. Prédimensionnement de la poutre métallique

Le prédimensionnement a été fait suivant le guide de conception SETRA [Ponts mixtes acier - béton].

- h : hauteur de la poutre
- hw : hauteur de l'âme
- tw : épaisseur de l'âme
- bs : largeur de la membrure supérieure
- tfs : épaisseur de la membrure supérieure
- bi : largeur de la membrure inférieure
- tfi : épaisseur de la membrure inférieure

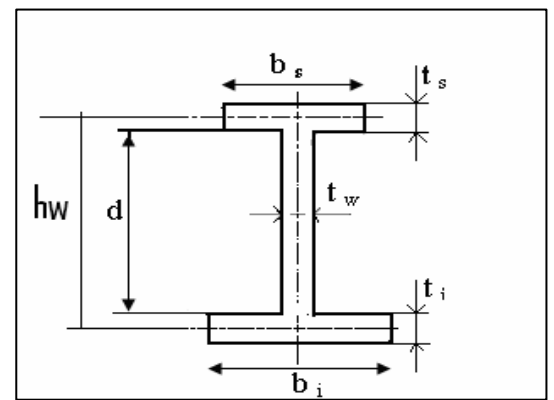


Figure II- 13 Section transversale (Poutre métallique)

Hauteur des poutres (hw)	$\text{Max} \left(\frac{X}{28} \left(\frac{LT}{12} \right)^{0.333}, 0.40 + \frac{X}{35} \right) = \text{Max} \left(\frac{90}{28} \left(\frac{15.75}{12} \right)^{0.333}, 0.40 + \frac{90}{35} \right)$ $\text{Max} (3.512, 2.97) \text{ hw} = 3.52 \text{ m}$	
Largeur semelle inferieure (bi)	$\text{binf} = \left(0.25 + \frac{LT}{40} + \frac{X}{125} \right) = \left(0.25 + \frac{15.75}{40} + \frac{90}{125} \right) = 1.38 \text{ m}$	
Largeur semelle supérieur (bs)	$\text{bsup} = \text{binf} - 0.20 = 1.18 \text{ m}$	
Epaisseur âme (tw)	$\text{tw} = 30 \text{ mm Section sur appuis}$ $\text{tw} = 20 \text{ mm Section sur mi-travée}$	
Excentricité des poutres (La)	$\text{La} \approx 0,55 \text{ LT} \approx 0,55 \times 15,75 = 8,66 \text{ donc on prend } 8,7 \text{ m}$	
Hauteur des pièces de pont (Hp)	$\text{Hp} = (1/11) \text{ La}$	$\text{Hp} = 0.80 \text{ m}$
Épaisseur minimale de la console (Hp mini)	$\text{Environ } 300 \text{ mm}$	$\text{Hp mini} = 30 \text{ cm}$
Epaisseur bs (en travée) (ti)	$12\text{mm} \leq \text{ti} \leq 40\text{mm}$	$\text{ts} = 12 \text{ mm}$
Epaisseur bs (sur appui) (ti)	$20\text{mm} \leq \text{ti} \leq 40\text{mm}$	$\text{ts} = 20 \text{ mm}$
Epaisseur bi (en travée)	$20\text{mm} \leq \text{ti} \leq 40\text{mm}$	$\text{ti} = 20 \text{ mm}$
Epaisseur bi (sur appui)	$30\text{mm} \leq \text{ti} \leq 60\text{mm}$	$\text{ti} = 30 \text{ mm}$
Epaisseur de la dalle	$24 \leq e \leq 26$	$e = 0.25 \text{ m}$
Tonnage de charpente	$65 + X^{1.2} \left(1.43 - \frac{LT}{30} \right) + 2LT + \frac{X}{4}$	$319.33 \text{ kg} / \text{m}^2$
Ratio de ferrailage de la dalle Environ	$275 \text{ kg} / \text{m}^3$	

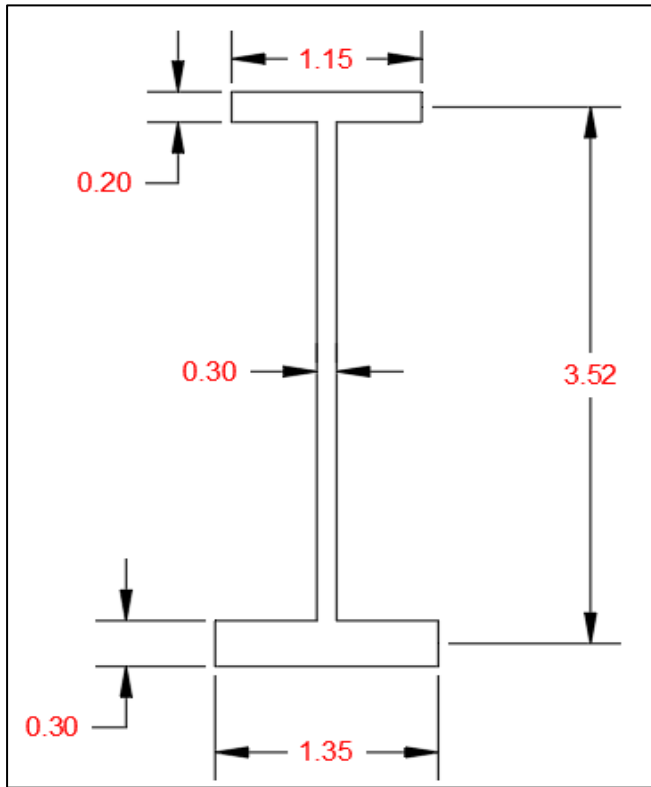


Figure II- 14 Dimensions de la section sur appui

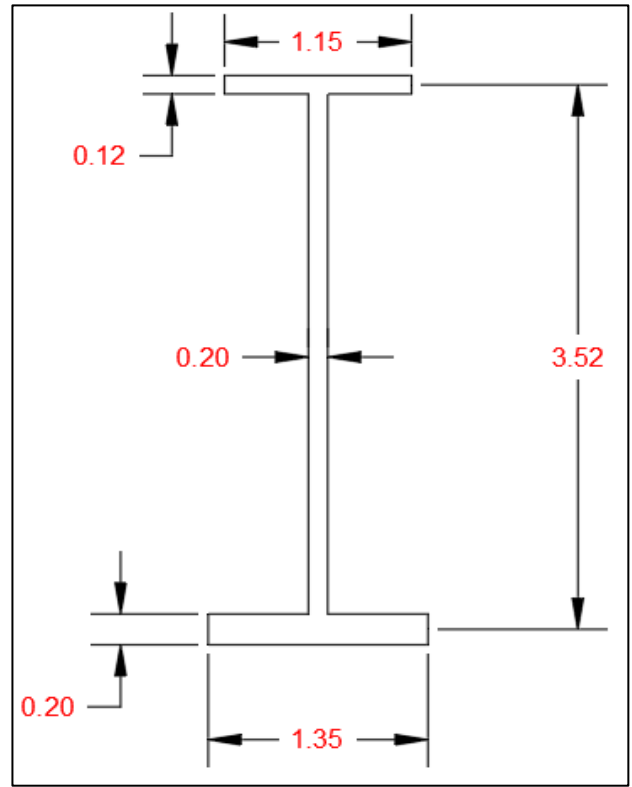


Figure II- 15 Dimensions de la section a mi- travée

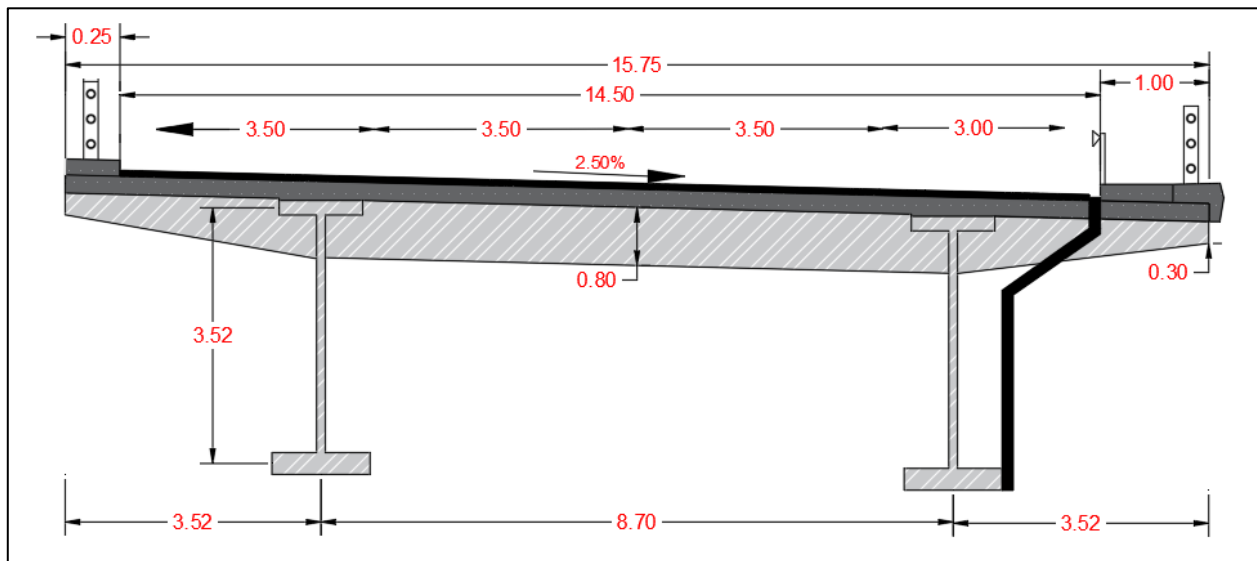


Figure II- 16 Profil en travers (mixte)

II.2.3.3. Propriétés mécaniques

Tableau II- 3 Caractéristique géométrique des sections (mixte)

Section	Section (Poutre en travée)	Section (Poutre sur appui)
Aire (m ²)	0.8112	1.0274
Moment d'inertie (m ⁴)	1.5824	2.2341
V(m)	1.4836	1.4698
V'(m)	2.0364	2.0502
Rendement géométrique (ρ) (%)	64.57	72.16

II.2.3.4. Les avantages et les inconvénients

II.2.3.4.1. Les avantages

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

II.2.3.4.2. Les inconvénients

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

II.3. Choix de la variante

A partir d'une vue analytique liant l'importance de l'ouvrage et le nombre de piles prévues pour chacune des variantes vis-à-vis du type des fondations, on préconise la variante N°2 : pont à poutre caisson construit par encorbellement successif.

En effet, Pour la variante I : pont à poutres précontraintes par post-tension., le surcoût des piles supplémentaires et des fondations (fort probablement de type profond vu les caractéristiques géotechniques du site) est supérieur au gain relatif au coût global du tablier dans le cas de variante retenue. En plus des problèmes qu'engendrera le nombre d'appuis sur l'écoulement (7 piles). Pour la variante N°3 : pont mixte, Le coût est plus élevé plus Le problème de l'entretien.

La méthode adoptée pour la construction du tablier garantira la qualité du bétonnage et des faces bien réalisées outre l'aspect esthétique du tablier (sachant que la région de chiffa présente une zone touristique) qui est un plus pour cet ouvrage puisqu'il surplombe la vallée et présente un profil en long continu et subtile.

II.4. Conclusion

La conception du pont a conduit à un pont à caissons variables à quatre travées. L'étape suivante qui sera développée au 3ème chapitre consiste à étudier cette variante.

Chapitre III

Etude de la variante retenue

III.1. Introduction

Etant donné que le pont à caissons variables est la solution retenue, on va approfondir son étude et sa conception.

III.2. La méthode de réalisation de la variante retenue

Le montage par encorbellement consiste à réaliser une poutre en construisant des portes à-faux par assemblage d'éléments successifs dit voussoirs à partir des piles de manière symétrique. La jonction de deux consoles à mi-travée par un voussoir de clavage permet de réaliser la continuité. Cette méthode de montage est particulièrement adaptée aux ponts de grande portée et de hauteur importante sur le sol ou sur l'eau.

Le montage par encorbellement peut aussi être prévu dans une seule direction à partir d'une culée.

En fin, deux techniques bien distinctes peuvent être utilisées lors de la construction qui sont :

- La fabrication par voussoirs préfabriqués.
- La construction par voussoirs coulés en place.

On détaillera ces deux méthodes chacune à part, en expliquant leurs avantages, pour conclure à la fin la méthode la plus convenable pour notre ouvrage.

III.2.1. La description des méthodes de réalisation

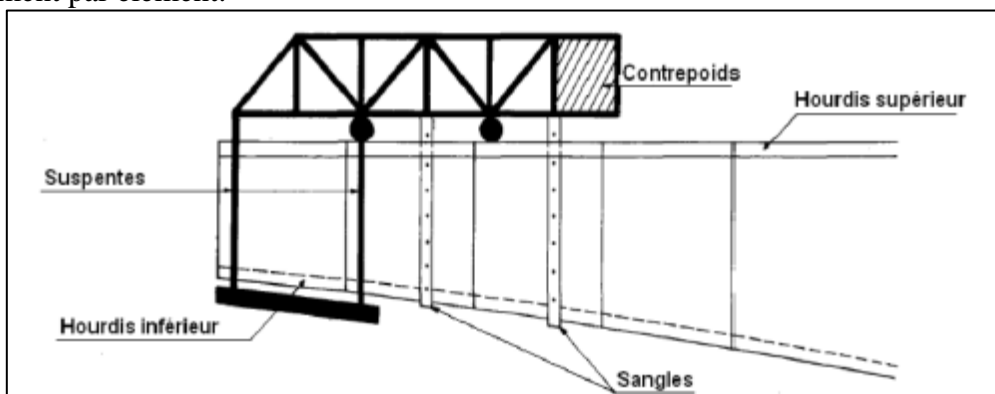
Ces deux méthodes ont la même procédure de fabrication de VSP (voussoir Sur Pile) et VC (voussoir du Clavage) « les deux sont coulés en place » par contre la seule différence se trouve pendant la réalisation des voussoirs courants « les voussoirs qui se trouvent entre ceux de la pile et la clé ».

III.2.1.1. Les voussoirs courants coulés en place

Les voussoirs courants sont construits à l'aide d'outils coffrant très complexes qu'on appelle des équipages mobiles. Suivant les cas, ces outils sont soit construits spécifiquement pour le chantier, soit existants mais adaptés pour le chantier.

L'équipage mobile de bétonnages doit jouer deux rôles principaux :

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



Figures III- 1 Schéma d'un équipage mobile.

La vitesse d'avancement est un petit peu lent à cause de la longue durée qui est nécessaire pour le durcissement de chaque voussoir « dans les environs d'un mois pour chaque paire du voussoir ». Le bétonnage des voussoirs se fait en deux phases, on bétonne le hourdis inférieur puis on vient s'appuyer sur ce dernier pour assurer le coffrage des âmes et du hourdis supérieur que l'on bétonne en deuxième phase.

III.2.1.2. Les voussoirs courants préfabriqués

La construction des ponts par ce procédé consiste à la construction des voussoirs dans des sites spéciaux appelés ateliers de construction, à l'aide des cellules de fabrication, ensuite transportés vers les lieux ; pour enfin les poser dans les places dans lesquels ils sont destinés par les matériels de poses.

III.2.2. Les matériels de la pose des voussoirs

III.2.2.1. La pose à la poutre de lancement

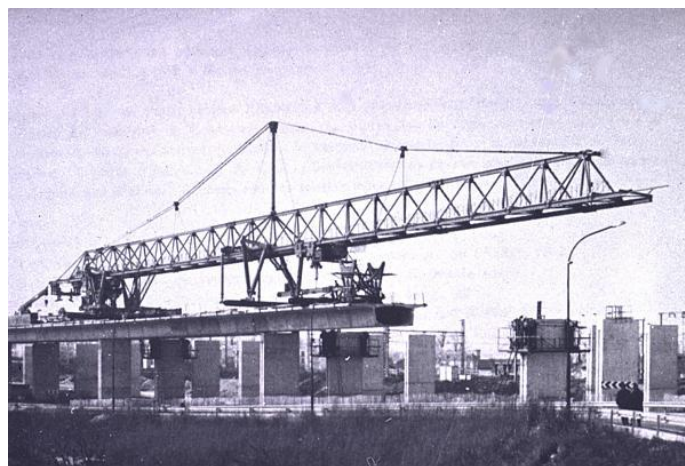
Les poutres de lancement sont fabriquées en charpente métalliques, où les voussoirs sont glissés jusqu'à l'endroit de l'emplacement. C'est la méthode la plus répandue mais très cher, et elle impose des charges importantes sur les voussoirs et sur les piles.

III.2.2.2. La pose des voussoirs à la grue

Quand la hauteur des piles n'est pas trop importante et qu'il est possible de faire circuler un engin lourd au pied du tablier, on peut poser les voussoirs préfabriqués à l'aide des grues, ce qui réduit considérablement l'investissement initial.

III.2.2.3. La pose avec un engin autoporteur

Ce type de procédé prend comme appuis les voussoirs déjà construits comme le montre cette figure :



Figures III- 2 Pose avec un engin autoporteur.

III.2.3. Le collage des voussoirs préfabriqués

Pour maîtriser les fissures et le manque d'étanchéité qui se trouve entre les voussoirs, on utilise deux méthodes distinctes.

III.2.3.1. Les clefs du cisaillement

Les clefs du cisaillement se sont des crampons en béton qui se trouvent dans les faces extérieures des voussoirs, pour avoir une bonne liaison entre les voussoirs adjacents.

III.2.3.2. La colle époxydique

Avant la pose des voussoirs, une colle époxydique est mise en place sur la face côté pile du voussoir en cours de pose. Cette colle est étalée avant le mettre, à la main.

III.2.4. La comparaison des deux méthodes de réalisation

Après avoir fait une petite définition sur les méthodes de réalisation, nous ferons une vue d'ensemble sur les avantages et les inconvénients des deux méthodes :

III.2.4.1. Intérêt des voussoirs préfabriqués

Parmi les avantages des voussoirs préfabriqués on a :

- Le délai de réalisation, on effet la vitesse d'exécution peut être jusqu'à dix fois plus importante qu'avec une paire d'équipage mobile.
- Le béton âgé résiste mieux aux contraintes créées par les câbles de précontrainte.
- Les déformations différées dues au retrait et au fluage sont moins importantes.
- La facilité du contrôle de la qualité du béton et sa mise en œuvre (possibilité de vibration), ce qui donne des éléments résistants et plus légers.
- Les conditions climatiques difficiles augmentent l'intérêt de préfabrication.
- Une parfaite maîtrise de la géométrie du pont (l'utilisation des cellules de fabrication qui s'adaptent à la géométrie du pont même complexe).

III.2.4.2. Les problèmes des voussoirs préfabriqués

Malgré les nombreux avantages que procède la préfabrication des voussoirs, mais elle n'est pas égarée d'un certain nombre d'inconvénients

- Augmentation de difficulté de la pose des voussoirs dans le cas où le site est très accidenté ou l'absence de place disponible.
- Le coût important du matériel de transport et de pose.
- Problème d'étanchéité et de résistance vis-à-vis de l'effort tranchant au niveau des joints qui se trouvent entre les voussoirs.

III.2.4.3. Les intérêts des voussoirs coulés en place

- La possibilité de faire des voussoirs d'une longueur plus importante par rapport à l'autre méthode dans laquelle on se trouve dans l'obligation de les réduire.
- La possibilité de franchir des brèches vraiment très accidentées.

III.2.4.4. Les problèmes des voussoirs coulés en place

Cette procédure a plusieurs problèmes qu'on peut résumer dans les points suivants :

- La vitesse d'avancement pendant la fabrication des voussoirs est très lente.
- Les fissures qui se développent entre les voussoirs à cause du retrait différentiel (la différence d'âge entre le béton des voussoirs adjacents).
- Le retrait du béton est plus important par rapport à l'autre méthode (voussoir préfabriqué).
- Nécessite une main d'œuvre importante et qualifiée par rapport à l'autre méthode.

III.2.5. Le voussoir sur pile

Les voussoirs sur piles sont toujours construits à l'aide de coffrages spécifiques, dédiés à cette partie du tablier et posés sur un plancher de travail fixé au sommet des piles.

III.2.6. Le voussoir de clavage

Destiné à assurer la continuité du tablier entre deux parties de ce dernier construites à partir des appuis voisins, il est en général coulé en place pour pouvoir rattraper certaines erreurs de la géométrie (alignement et courbure) des voussoirs courants en jouant sur la largeur du hourdis, sa longueur doit être suffisante pour la mise en tension des câbles de fléau.

III.2.7. Choix de méthode de réalisation

Etant donné que notre ouvrage se trouve dans une zone montagneuse ou l'accès est difficile ce qui génère le problème de transport des voussoirs préfabriqués pour cette raison on a opté pour le coulage sur place.

III.3. Caractéristiques géométriques du tablier

L'ouvrage de longueur totale de **320 m**, est constitué d'un tablier hyperstatique de type caisson à hauteur variable en béton précontraint.

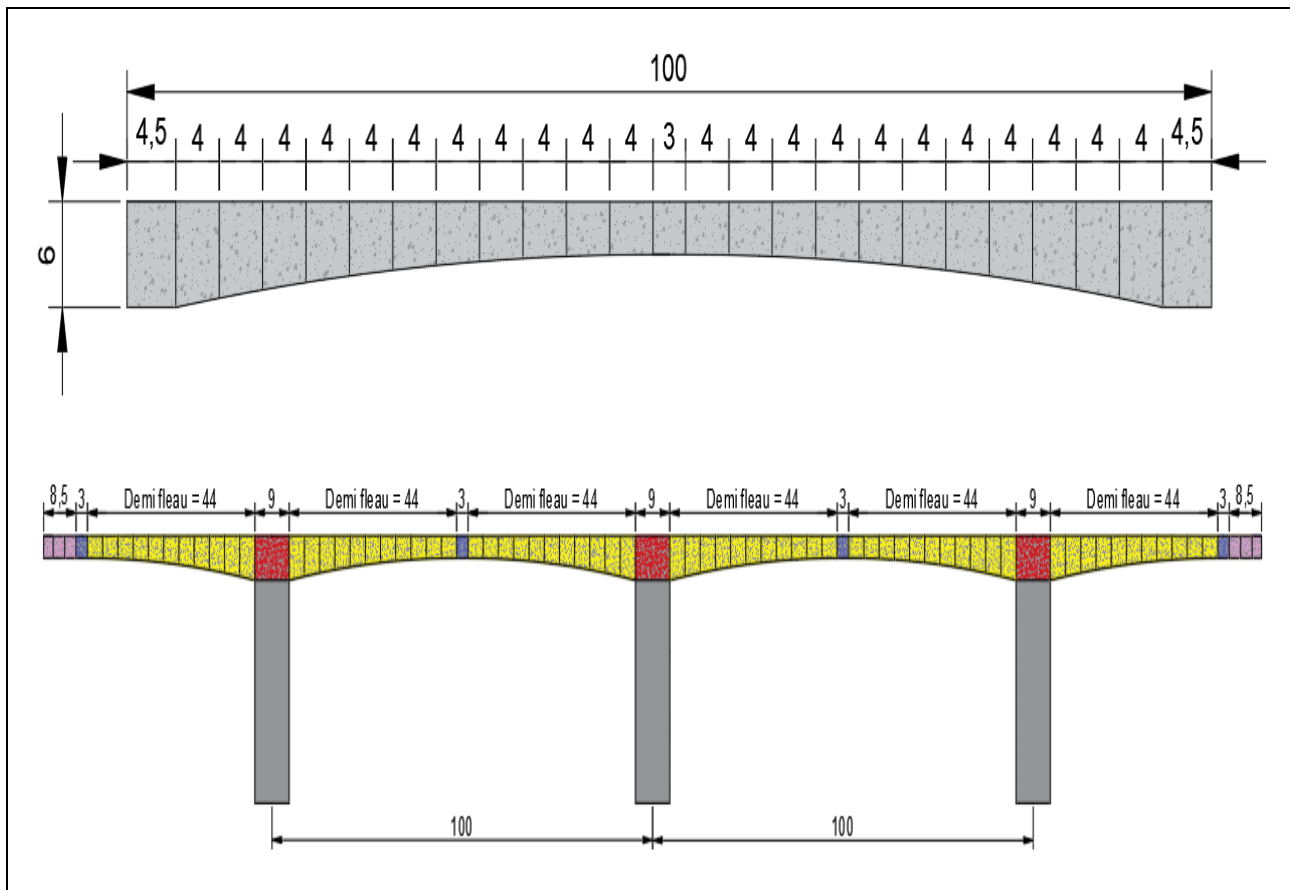
Le pont présente un clothoïde et deux courbe et une pente de **3.4%**. la section transversale a une largeur de **15.75 m** et une hauteur variant paraboliquement de 6 m sur pile à 3 m.

Il se compose par quatre travées dont les deux travées de rives sont de **60 m** de longueur et deux travées médianes de **100 m** de longueur.

III.3.1. Découpage

Afin de faciliter la mise en place du coffrage et du bétonnage du tablier, nous sommes obligés de découper le tablier en plusieurs voussoirs étant donné la longueur importante du tablier. Notre ouvrage est coulé sur place, le voussoir sur pile a une longueur de **9 mètres** pour pouvoir supporter les deux équipages mobiles qui servent à exécuter la première paire de voussoirs qui constituent le fléau. En ce qui concerne les voussoirs courants qui constituent le fléau leur longueur est de **4 mètres**.

En fin, le voussoir de clavage a une longueur légèrement inférieure à celle des voussoirs courants pour permettre d'utiliser le même équipement mobile, et aussi le recouvrement des armatures longitudinales et la mise en tension des câbles de fléau des derniers voussoirs. Le voussoir de clavage possède une longueur minimale de 2 mètres dans ce projet nous prenons **3 mètres**.

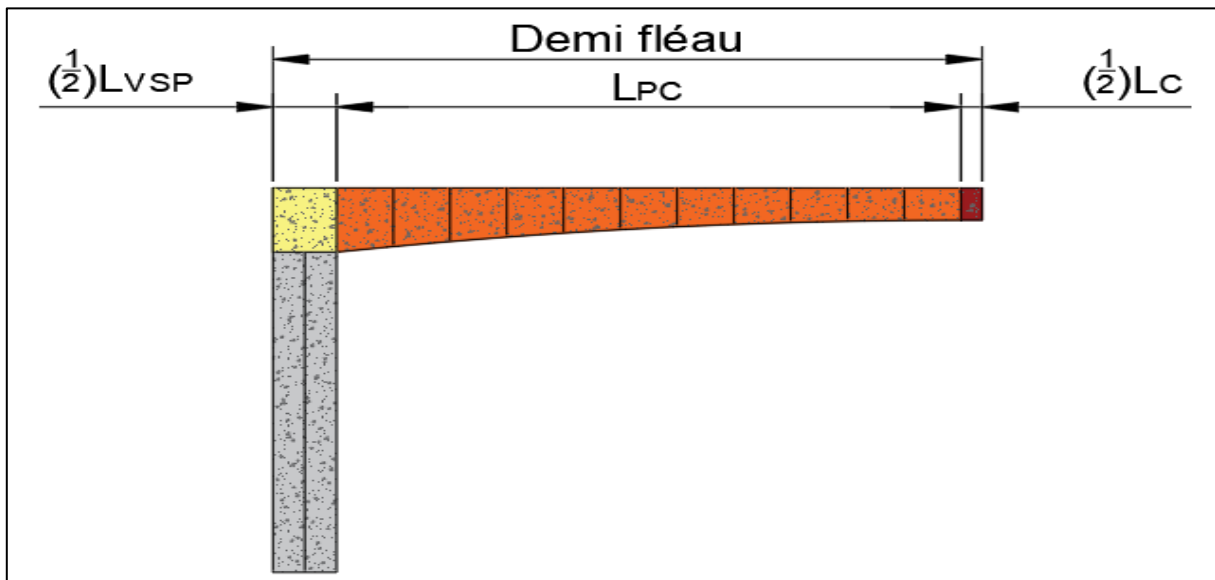


Figures III- 3 Découpage des voussoirs.

III.3.2. Les lois de variation des différents paramètres géométriques du Tablier

III.3.2.1. Travée centrale (demi fléau)

Le demi fléau, une partie à hauteur variable nécessite la construction par encorbellements successifs. Cette dernière, en général comporte un intrados courbe à variation parabolique.



Figures III- 4 Variation parabolique de l'intrados

- ✓ Lpc : La longueur de la partie courante a hauteur variable = 44
- ✓ (1/2) Lc : La demi-longueur du voussoir de clavage= 1.5 m.
- ✓ (1/2) Lvsp : La demi-longueur du voussoir sur pile = 4.5m.

III.3.2.1.1. Loi de variation de la hauteur

Hp : La hauteur du voussoir sur pile=6m.

Hc : La hauteur à la clé =3m.

- Pour la partie (1/2)Lvsp : $0 \leq x \leq 4.5m \Rightarrow H(x) = Hp$
- Pour la partie Lpc $0 \leq x \leq 44m \Rightarrow H(x) = ax^2 + bx + c$
- Pour la partie (1/2)Lc $0 \leq x \leq 1.5m \Rightarrow H(x) = Hc$

Détermination des constantes a, b, c (Pour la partie Lpc) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 0 ; H(0) = Hp \Rightarrow c = Hp \\ \text{Pour la partie Lpc ; } \frac{dH}{dx} (x = Lpc) = 0 \Rightarrow 2a(Lpc) + b = 0 \end{array} \right.$$

D'autre part : $H(Lpc) = Hc$

Donc on a : $\frac{-b}{2 \times (Lpc)}(Lpc)^2 + b(Lpc) + Hp = Hc \rightarrow \frac{b}{2}(Lpc) + Hp = Hc$

Ce qui donne

$$\left\{ \begin{array}{l} b = \frac{2(Hc - Hp)}{(Lpc)} \\ a = \frac{(Hp - Hc)}{(Lpc)^2} \end{array} \right.$$

$$H(X) = \frac{(Hp - Hc)}{(Lpc)^2} X^2 + \frac{2(Hc - Hp)}{(Lpc)} X + Hp$$

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

III.3.2.1.2. Loi de variation de la section

Ap : La section du voussoir sur pile=17.10m²

Ac : La section du voussoir à la clé=12.23 m²

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour la partie } \left(\frac{1}{2}\right) L_{vsp} \ 0 \leq x \leq 4.5\text{m} \Rightarrow S(x) = A_p \\ \text{Pour la partie } L_{pc} \ 0 \leq x \leq 44\text{m} \Rightarrow S(x) = ax^2 + bx + c \\ \text{pour la partie } \left(\frac{1}{2}\right) L_c \ 0 \leq x \leq 1.5\text{m} \Rightarrow S(x) = A_c \end{array} \right.$$

$$A(X) = \frac{(A_p - A_c)}{(L_{pc})^2} X^2 + \frac{2(A_c - A_p)}{(L_{pc})} X + A_p$$

III.3.2.1.3. Loi de variation du centre de gravité de la section

YGp : Le centre de gravité du voussoir sur pile=3.44 m

YGc : Le centre de gravité du voussoir à la clé=1.88 m

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour la partie } \left(\frac{1}{2}\right) L_{vsp} \ 0 \leq x \leq 4.5\text{m} \Rightarrow YG(x) = YG_p \\ \text{Pour la partie } L_{pc} \ 0 \leq x \leq 44\text{m} \Rightarrow YG(x) = ax^2 + bx + c \\ \text{pour la partie } \left(\frac{1}{2}\right) L_c \ 0 \leq x \leq 1.5\text{m} \Rightarrow YG(x) = YG_c \end{array} \right.$$

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

III.3.2.1.4. Loi de variation de l'épaisseur d'hourdis inférieur e(x)

Ep : épaisseur du hourdis inférieure du voussoir sur pile=0.60 m

Ec : épaisseur du hourdis inférieure du voussoir à la clé=0.30 m

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour la partie } \left(\frac{1}{2}\right) L_{vsp} \ 0 \leq x \leq 4.5\text{m} \Rightarrow E(x) = E_p \\ \text{Pour la partie } L_{pc} \ 0 \leq x \leq 44\text{m} \Rightarrow E(x) = ax^2 + bx + c \\ \text{pour la partie } \left(\frac{1}{2}\right) L_c \ 0 \leq x \leq 1.5\text{m} \Rightarrow E(x) = E_c \end{array} \right.$$

$$E(X) = \frac{(E_p - E_c)}{(L_{pc})^2} X^2 + \frac{2(E_c - E_p)}{(L_{pc})} X + E_p$$

III.3.2.1.5. Loi de variation de l'inertie

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

$$I = k \times h^{(5/2)}$$

Elle est comprise entre la loi limite $I = k \times h^2$ et la loi de variation des sections rectangulaire $I = k \times h^3$.

Hypothèse des tables1 de GULDIN, elle correspond bien aux sections en T et en caisson.

On a :

- ✓ **IYp** : L'inertie du voussoir sur pile= **89.7961m4**.
- ✓ **IYc** : L'inertie du voussoir à la clé= **14.5829m4**.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour la partie } \left(\frac{1}{2}\right) L_{vsp} \ 0 \leq x \leq 4.5\text{m} \Rightarrow I(x) = IY_p \\ \text{Pour la partie } L_{pc} \ 0 \leq x \leq 44\text{m} \Rightarrow I(x) = IY_c \left[1 + k \left(1 + \frac{x}{L_{pc}} \right)^2 \right]^{\left(\frac{5}{2}\right)} \text{ avec } k = \left(\frac{I_p}{I_c} \right)^{0.4} - 1 \\ \text{pour la partie } \left(\frac{1}{2}\right) L_c \ 0 \leq x \leq 1.5\text{m} \Rightarrow I(x) = IY_c \end{array} \right.$$

Tableau III- 1 Caractéristiques des voussoirs

Voussoirs	X	Longueur	Hauteur	Section	V'(m)	V(m)	I(m ⁴)	ρ (%)	e _{HI} (m)
VSP	0,00	4,50	6,00	17,10	3,44	2,56	89,80	59,63	0,60
	4,50		6,00	17,10	3,44	2,56	89,80	59,63	0,60
V1	4,50	4,00	6,00	17,10	3,44	2,56	89,80	59,63	0,60
	8,50		5,48	16,25	3,17	2,31	71,00	59,66	0,55
V2	8,50	4,00	5,48	16,25	3,17	2,31	71,00	59,66	0,55
	12,50		5,01	15,49	2,92	2,08	56,22	59,56	0,50
V3	12,50	4,00	5,01	15,49	2,92	2,08	56,22	59,56	0,50
	16,50		4,59	14,81	2,71	1,88	44,71	59,33	0,46
V4	16,50	4,00	4,59	14,81	2,71	1,88	44,71	59,33	0,46
	20,50		4,21	14,20	2,51	1,70	35,84	58,99	0,42
V5	20,50	4,00	4,21	14,20	2,51	1,70	35,84	58,99	0,42
	24,50		3,89	13,68	2,34	1,55	29,09	58,58	0,39
V6	24,50	4,00	3,89	13,68	2,34	1,55	29,09	58,58	0,39
	28,50		3,62	13,24	2,20	1,42	24,02	58,12	0,36
V7	28,50	4,00	3,62	13,24	2,20	1,42	24,02	58,12	0,36
	32,50		3,40	12,87	2,09	1,31	20,30	57,66	0,34
V8	32,50	4,00	3,40	12,87	2,09	1,31	20,30	57,66	0,34
	36,50		3,22	12,59	2,00	1,23	17,66	57,25	0,32
V9	36,50	4,00	3,22	12,59	2,00	1,23	17,66	57,25	0,32
	40,50		3,10	12,39	1,93	1,17	15,91	56,92	0,31
V10	40,50	4,00	3,10	12,39	1,93	1,17	15,91	56,92	0,31
	44,50		3,02	12,27	1,89	1,13	14,91	56,70	0,30
V11	44,50	4,00	3,02	12,27	1,89	1,13	14,91	56,70	0,30
	48,50		3,00	12,23	1,88	1,12	14,58	56,63	0,30
VC	48,50	1,50	3,00	12,23	1,88	1,12	14,58	56,63	0,30
	50,00		3,00	12,23	1,88	1,12	14,58	56,63	0,30

III.3.2.2. Travée de rive

La travée de rive est construite sur 2 phases, une partie à hauteur constante construite sur cintre et une partie à hauteur variable nécessite la construction par encorbellements successifs la même que celle de demi fléau. Sachant que :

- La longueur des deux demi-voussoirs sur pile est égale à 4.5 m.
- La longueur des deux demi-voussoirs du clavage est égale à 1.5 m.
- La longueur de la partie à hauteur variable est égale à 44 m.
- La longueur de la partie coulée sur cintre est égale à 8.5 m diviser par 3 voussoirs de (2.5;3;3m) a taille constante avec des caractéristiques géométriques même que celles du voussoir du clavage.

III.4. Caractéristiques des matériaux

L'étude d'un pont est généralement conditionnée par le choix de la qualité des matériaux de construction. Dans cette section nous présentons les différents matériaux utilisés dans l'élaboration de cet ouvrage ainsi que leurs caractéristiques.

III.4.1. Le béton

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression a l'âge de 28 jours qui est notée f_{c28} . Densité : la masse volumique du béton armé $\gamma = 2,5 \text{ t/m}^3$.

III.4.1.1. La résistance caractéristique à la compression

La formule suivante est donnée par le **BAEL (art2.1.11. B.A.E.L 91-REV99)**.

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28} \quad \text{Si } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} \times f_{c28} \quad \text{Si } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour le béton de la superstructure} \\ \text{Pour le béton de l'infrastructure} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \text{la pile} \\ \text{la semelle} \end{array} \right. \begin{array}{l} f_{c28} = 40 \text{ MPa} \\ f_{c28} = 35 \text{ MPa} \\ f_{c28} = 27 \text{ MPa} \end{array}$$

III.4.1.2. La résistance caractéristique à la traction

Concernant la résistance à la traction, on dispose de la formule suivante donnée par le **BAEL (art2.1.12. B.A.E.L 91-REV99)** :

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

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour le béton de la superstructure} \\ \text{Pour le béton de l'infrastructure} \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} \text{pile} \\ \text{semelle} \end{array} \right. \begin{array}{l} f_{t28} = 3 \text{ MPa} \\ f_{t28} = 2.7 \text{ MPa} \\ f_{t28} = 2.22 \text{ MPa} \end{array}$$

III.4.1.3. Contraintes admissibles

La contrainte admissible est la valeur de contrainte qui ne peut être dépassée en aucun point de l'ouvrage.

➤ **Contraintes admissibles à la compression (ELU)**

On calcul la contrainte à l'état limite ultime selon les règles en vigueur du BAEL91 :

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{cj}}{\Theta.\gamma_b}$$

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

Dans notre cas on prend $\Theta = 1$.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{En situation durable ou transitoire(fondamentales).} \\ 1.15 & \text{En situation accidentelle(en construction).} \end{cases}$$

▪ **Contraintes admissibles à la compression (ELS)**

$$\sigma_{bc} = \begin{cases} 0.5 f_{c28} & \text{En service.} \\ 0.6 f_{c28} & \text{En construction.} \end{cases}$$

▪ **Contraintes admissibles à la traction**

Le règlement BPEL limite les contraintes de traction dans le béton par les valeurs suivantes :

- En situation d'exploitation, sous l'effet des combinaisons rares, aussi bien qu'en situation de construction : f_{tj} dans la section d'enrobage, $1.5 \times f_{tj}$ ailleurs.
- En situation d'exploitation, sous l'effet des combinaisons fréquentes : **0** dans la section d'enrobage.

▪ **Contraintes admissibles au cisaillement**

Les essais effectués sur des poutres précontraintes, soumises à des efforts de cisaillement ont mis en évidence l'existence de deux modes de rupture de béton :

- **Par fissuration** pour laquelle la contrainte de cisaillement admissible est donnée par :

$$\tau^2_1 = \sigma_x \cdot \sigma_t + 0,4 f_{tj} \left(f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x + \sigma_t \right)$$

- **Par compression** cisaillement pour laquelle la contrainte de cisaillement admissible est donnée par :

$$\tau^2_2 = \sigma_x \cdot \sigma_t + 2 \cdot f_{tj} / (f_{cj}) + (0,6 f_{cj} - \sigma_x - \sigma_t) \left(f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x + \sigma_t \right)$$

La seconde formule est rarement prépondérante. Elle n'est utilisée que dans le cas d'élément soumis à de fortes compressions longitudinales. (Si $\sigma_x + \sigma_t > 0,4 f_{cj}$)

Avec : $\tau = \min(\tau_1, \tau_2)$

En cas de traction dans le béton, on applique la 1ère formule avec $\sigma_x = 0$ et Comme il n'y a pas de précontrainte transversale $\sigma_t = 0$ $\tau^2_1 = 0,4 f_{tj} (f_{tj})$

III.4.1.4. Déformation

▪ Déformation longitudinale du béton

Selon les règles BPEL on a :

- Module de déformation instantanée du béton (courte durée < 24h) :

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3}$$

- Module de déformation différée du béton (longue durée > 24h) :

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

▪ Déformation transversale du béton

Selon la loi de Hooke :

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

Avec ν : Coefficient de poisson

On rappelle que le coefficient de poisson est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale.

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

- $\nu = 0,20$ pour un béton non fissuré. (E.L.S).
- $\nu = 0,00$ pour un béton fissuré. (E.L.U).

III.4.2. Les Aciers

Dans les ouvrages en béton précontraint, on utilise deux types d'aciers :

- Les aciers actifs : Créent et maintiennent la précontrainte sur le béton.
- Les aciers passifs : Reprennent les efforts tranchants et limitent la fissuration.

III.4.2.1. Les aciers passifs

Les armatures passives sont des armatures comparables à celle du béton armé.

▪ La limite d'élasticité

Pour notre ouvrage les aciers passifs utilisés sont des armatures HA (Haute Adhérence) de nuance FeE500, donc la limite d'élasticité $F_e = 500 \text{ MPa}$.

▪ Module d'élasticité longitudinale de l'acier

Le module de déformation longitudinale de l'acier E_s est pris égale à $E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$.

▪ Contrainte limite de traction σ_s

- **Calcul à l'ELS :**
 - Cas de fissuration peu nuisible → Pas de limitation de la contrainte
 - Cas de fissuration préjudiciable → $\sigma_s = \text{Max} (f_e/2 ; 110\sqrt{n.ftj})$
 - Cas de fissuration très préjudiciable → $\sigma_s = \text{Max} (2f_e/5 ; 88\sqrt{n.ftj})$

Le coefficient η est un coefficient de fissuration, il prend les valeurs suivantes :

$$\eta = \begin{cases} 1 & \text{Pour les treillis soudés et les ronds lisses.} \\ 1.6 & \text{Pour les aciers à haute adhérence.} \end{cases}$$

- **Calcul à l'ELU :**

$$\sigma_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Le coefficient est un coefficient de sécurité, il prend les valeurs suivantes :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{En situation durable ou transitoire.} \\ 1.00 & \text{En situation accidentelle.} \end{cases}$$

III.4.2.2. Les aciers actifs

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

La précontrainte initiale est donnée par la formule suivante → **P0 = min (0.8 fprg ; 0,9 fpeg)**

- f_{prg} : la limite de rupture garantie de l'acier de précontrainte.
- f_{peg} : la limite d'élasticité de l'acier de précontrainte.

- **La précontrainte**

Les torons utilisés dans ce projet sont des **T15 Super TBR** (très basse relaxation) de diamètre $\phi=15.7\text{mm}$. Ces torons de précontrainte sont conformes aux **Normes Européennes (EN 10138/6-79)** est présentent les caractéristiques suivantes :

Tableau III- 2 Caractéristiques de la précontrainte

Type de câble	19T15S
Aire nominale de l'acier A_p (mm ²)	2850
Diamètre de la gaine (mm)	100
Tension minimale de rupture f_{prg} (MPa)	1860
Contrainte élastique de garantie f_{peg} (MPa)	1660
Module d'élasticité (MPa)	190000
Relaxation à 1000 heures (%)	2.5

III.5. Hypothèses de calcul (Les règlements)

Le calcul des structures sera effectué conformément aux :

- Règles B.A.E.L. 91 modifiées 99 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limites.
- Règles B.P.E.L. 91 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint, suivant la méthode des états limites.
- Règles R.C.P.R « Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes ».
- Règles R.P.O.A 2008 : Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art.
- Guides SETRA (service d'étude technique des routes et autoroutes).

III.6. Conclusion

En se référant à ce qui a été exploiter dans ce chapitre, nous procéderons aux calculs des sollicitations nécessaires pour l'étude toute en développant au fur et à mesure d'autres éventuelles caractéristiques.

Chapitre IV

Etude du fléau

IV.1 Introduction

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

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

IV.2 Les charges intervenantes dans la phase de construction

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

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

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

- **Le poids propre du tablier G**
- **Les surcharge de chantier**

On tient également compte de divers matériels de chantier

- Une Surcharge uniformément répartie de $Q_c = 0.02 \text{ t/m}^2$
- Une surcharge concentrée de $P_c = 50 + 5b$ en KN appliquée au bout d la console. Donc $P_c=128.75 \text{ KN}=12.875 \text{ t}$, avec **b** : Largeur du tablier ; $b=15.75 \text{ m}$.

- **Equipage mobile**

Le poids de l'équipage mobile doit être pris en compte dans notre cas, il varie entre **30t** et **90t**. On prend le poids de l'équipage mobile égal à $P_m = 60$ tonnes concentré au bout du dernier voussoir déjà mis en tension, sauf avec le dernier voussoir de clavage, qu'on n'a pas besoin de l'équipage mobile.

- **Le vent**

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

- **Actions accidentelles**

Selon SETRA des incidents peuvent survenir en cours d'exécution, tels, par exemple, la chute d'un équipage mobile, et doivent être pris en compte. On considère qu'en cours d'une manœuvre, l'équipage vide puisse chuter. Le poids correspondant est multiplié par un coefficient de majoration égal à **2**.

IV.2.1 Effets dus aux charges appliquées sur le demi-fléau

IV.2.1.1 Effets dus au poids propre

Le tablier possède une hauteur variable paraboliquement, on peut admettre que la loi de variation de l'aire de sa section droite suit également une loi parabolique.

L'effort tranchant et le moment fléchissant dus au poids propre sont donnés par les formules ci-dessous (guide setra) :

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

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

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

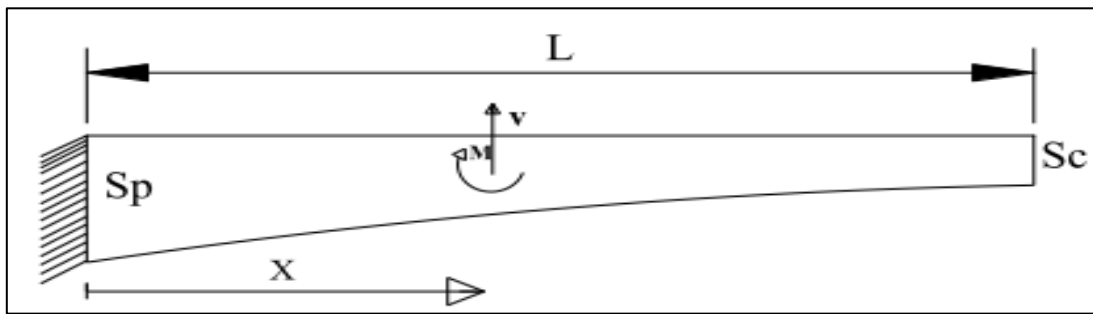


Figure IV- 1 Effets dus au poids propre.

L=48.5m : étant la longueur du demi-fléau considéré.

IV.2.1.2 Effets des surcharges réparties de chantier Q_c

On considère une surcharge de chantier répartie de $200 \text{ N/m}^2 = 0,02 \text{ t/m}^2$ Soit :
 $Q_c = 0,02 \times 15,75 = 0,315 \text{ t/ml}$. Avec **B = 15.75m** : Largeur du tablier ;

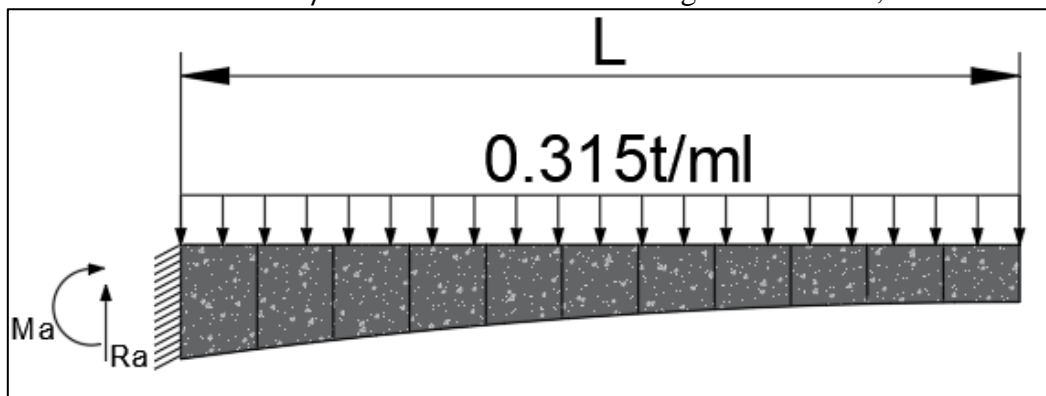


Figure IV- 2 Effets des surcharges réparties de chantier Q_c

▪ **Effets des Surcharges concentrées et équipage mobile Q_p**

$Q_p = P_c + P_m = 12,875 + 60 = 72,875 \text{ t}$

$Q_p = 72,875 \text{ T}$

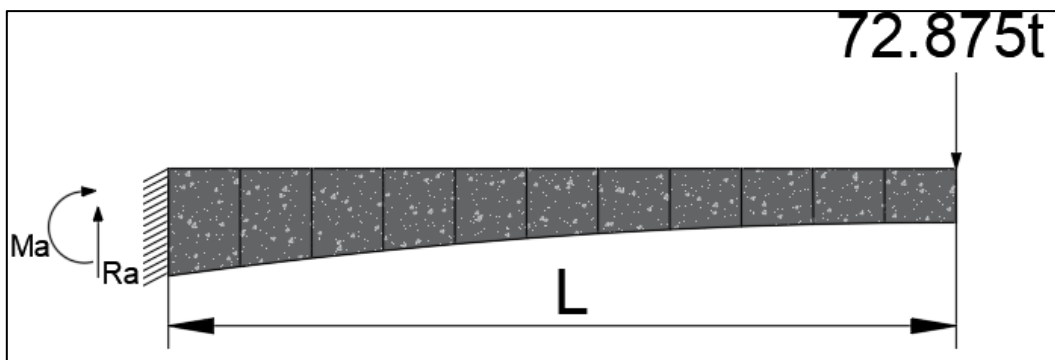


Figure IV- 3 Effets des Surcharges concentrées et équipage mobile Q_p

IV.2.1.3 Effets de Surcharge répartie du vent

D’après le RCPR, la charge du vent est égale à 125 kg/m^2 soit **$0,125 \text{ t/m}^2$** .

$Q_v = 0,125 \times 15,75 = 1,969 \text{ t/ml}$.

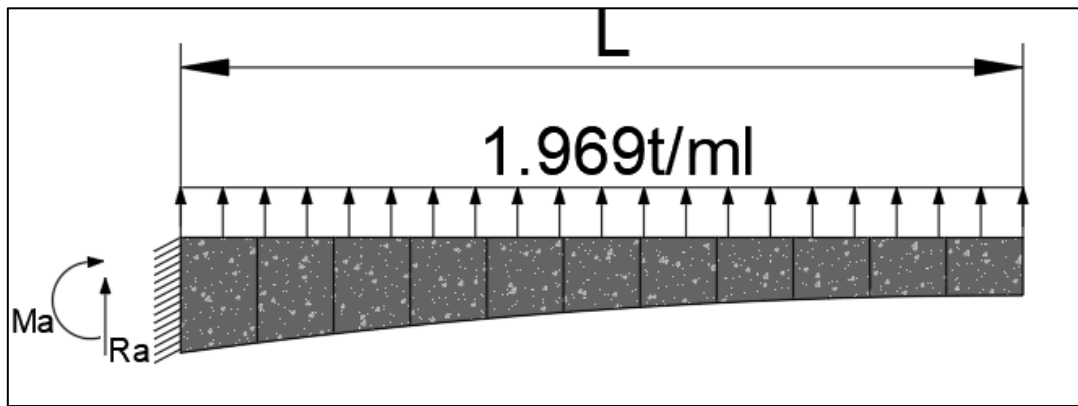


Figure IV- 4 Effets de Surcharge repartie du vent

IV.2.1.4 Effets de force accidentelle

La force accidentelle due à la chute de l'ensemble ou d'une partie de l'équipage mobile

$$F_a = 2P_m = 120 \text{ t}$$

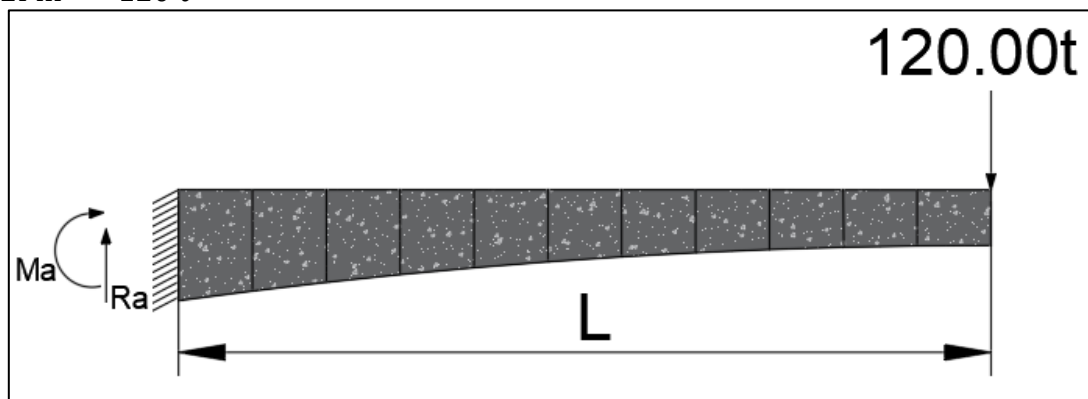


Figure IV- 5 Effets de force accidentelle

Tableau IV- 1 Effets des charges sur la console.

X(m)	Poids propre		Surcharges QC		Surcharges QV		Surcharges QP		Surcharges FA	
	M(x) (t.m)	V(x) (t)	M(x) (t.m)	V(x) (t)	M(x) (t.m)	V(x) (t)	M(x) (t.m)	V(x) (t)	M(x) (t.m)	V(x) (t)
0	-39885,94	1679,72	-370,48	15,28	2315,79	-95,50	-3534,44	72,88	5820,00	-120,00
4,5	-32562,21	1492,27	-304,92	13,86	1905,99	-86,64	-3206,50	72,88	5280,00	-120,00
8,5	-26744,33	1333,42	-252,00	12,60	1575,20	-78,76	-2915,00	72,88	4800,00	-120,00
12,5	-21549,70	1181,20	-204,12	11,34	1275,91	-70,88	-2623,50	72,88	4320,00	-120,00
16,5	-16954,65	1034,93	-161,28	10,08	1008,13	-63,01	-2332,00	72,88	3840,00	-120,00
20,5	-12938,71	893,97	-123,48	8,82	771,85	-55,13	-2040,50	72,88	3360,00	-120,00
24,5	-9484,66	757,65	-90,72	7,56	567,07	-47,26	-1749,00	72,88	2880,00	-120,00
28,5	-6578,46	625,30	-63,00	6,30	393,80	-39,38	-1457,50	72,88	2400,00	-120,00
32,5	-4209,32	496,27	-40,32	5,04	252,03	-31,50	-1166,00	72,88	1920,00	-120,00
36,5	-2369,65	369,88	-22,68	3,78	141,77	-23,63	-874,50	72,88	1440,00	-120,00
40,5	-1055,10	245,48	-10,08	2,52	63,01	-15,75	-583,00	72,88	960,00	-120,00
44,5	-264,52	122,41	-2,52	1,26	15,75	-7,88	-291,50	72,88	480,00	-120,00
48,5	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	72,88	0,00	-120,00

IV.2.2 Les combinaisons de charges

Selon le guide SETRA (Pont en béton précontraint réalisé par encorbellement successif/2003), on distingue deux types de combinaisons de charges qui dépendent du mode construction (coulé sur place ou préfabriqué). Pour notre cas, on a des voussoirs coulé sur place. Les deux types de combinaisons sont

- **Type A (fondamental) :**
 - $1.1(G_{max} + G_{min}) + 1.25(Q_c + Q_p + Q_v)$
 - $0.9(G_{max} + G_{min}) + 1.25(Q_c + Q_p + Q_v)$
- **Type B (accidentel) :**
 - $1.1(G_{max} + G_{min}) + F_a + (Q_c + Q_p)$
 - $0.9(G_{max} + G_{min}) + F_a + (Q_c + Q_p)$

Avec : $G_{max} = (1+0.02) G$ et $G_{min} = (1-0.02) G$

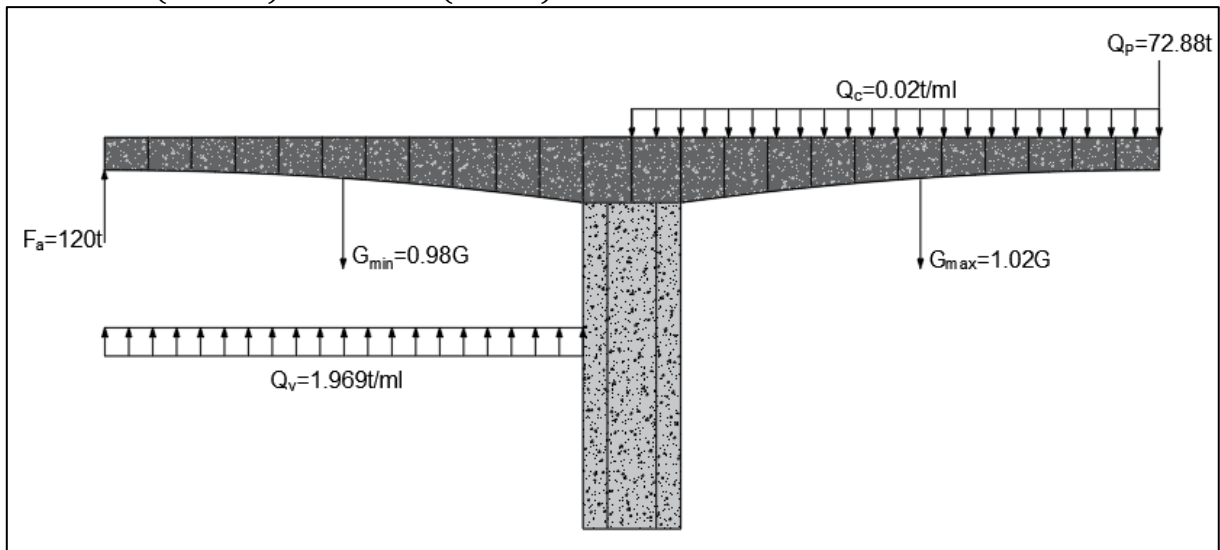


Figure IV- 6 schéma illustratif des charges appliquées au fléau

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

Remarque : Les tableaux du moment et effort tranchant au niveau de chaque voussoir son exploités dans l'annexe.

En parallèle de calcul manuel, Une modélisation du fléau a été faite par le logiciel ROBOT 2017. Ce dernier nous a donné le résultat des moments sous la combinaison la plus défavorable :

$$1,1G_{max} + 1,25(Q_c + Q_v + Q_p)$$

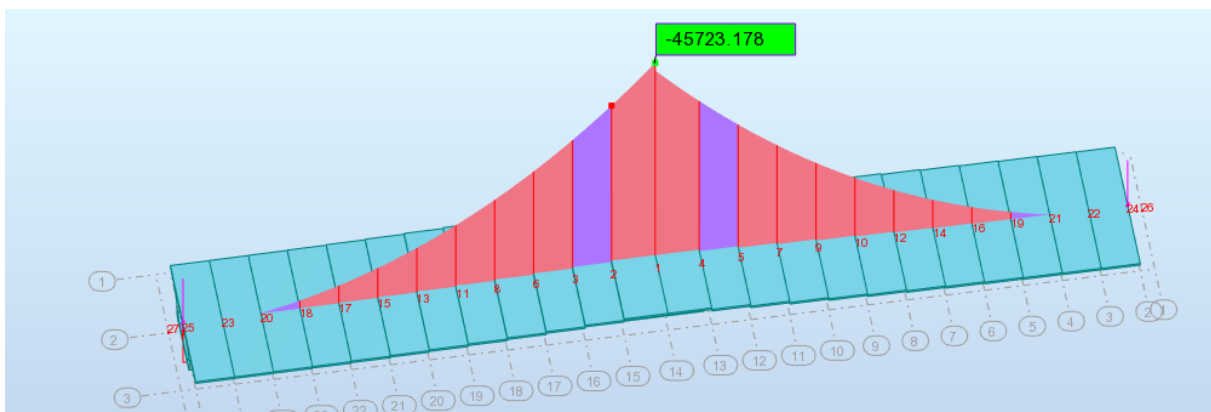


Figure IV- 7 Le moment max du fléau sous la combinaison la plus défavorable

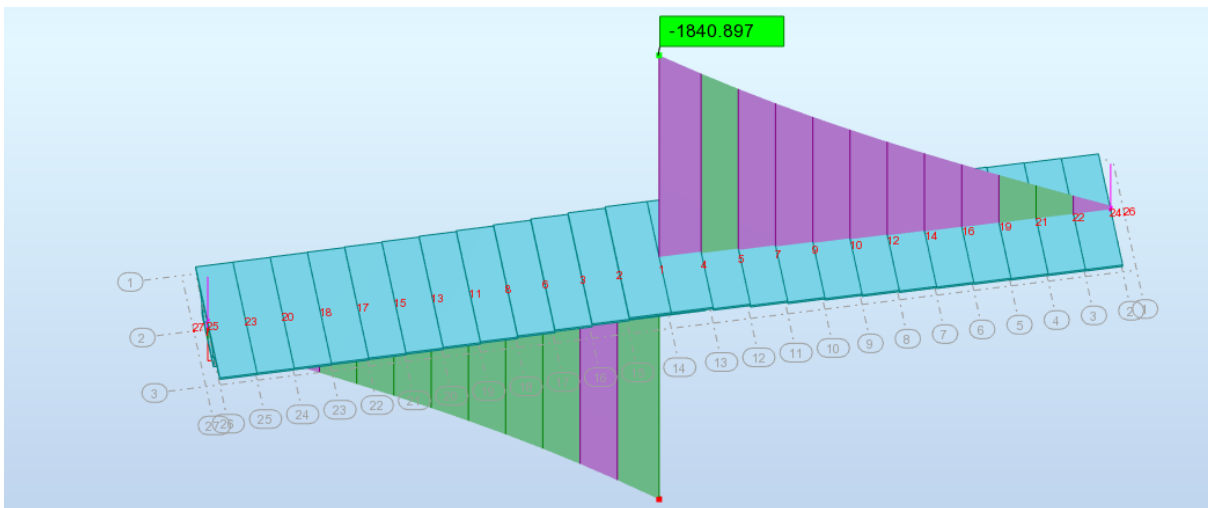


Figure IV- 8 L'effort tranchant max du fléau sous la combinaison la plus défavorable

IV.3 Conclusion

le moment le plus défavorable $M = -46738.43 \text{ t.m}$ qui sera par la suite utilisé pour le dimensionnement de la précontrainte du fléau, et l'effort tranchant plus défavorable $T = 1875.46 \text{ t}$

D'un autre côté, les figure ci-dessus montrent que les résultats donnés par le logiciel ROBOT étaient très proches, $M = -45723.18 \text{ t.m}$ et $T = 1840.90 \text{ t}$

Chapitre V

Charges et surcharges

V.1. Introduction

L'évaluation des différentes charges et surcharges agissantes sur l'ouvrage est très importante. Ce dernier doit tenir tant que en phase de construction, qu'en service sous l'effet des différentes actions (surcharges routières, superstructure, surcharges de trottoirs) y compris son poids propres. Le DTR RCPR est pris comme une référence, afin d'évaluer toutes les charges et les surcharges.

V.2. Les Caractéristiques du pont

▪ Classe du pont

Les ponts routiers sont classés en trois catégories en fonction de la largeur roulable et de leur destination :

- $L_r \geq 7,00$ m : pont de première classe.
- $5,50$ m $< L_r < 7,00$ m : pont de deuxième classe.
- $L_r \leq 5,50$ m : pont de troisième classe

Pour notre ouvrage, la largeur roulable est égale à :

$$L_r = 15.75 - (0.25 + 1.00) = 14.5\text{m}$$

Donc on a un pont de première classe.

▪ Largeur chargeable

En ce qui concerne la largeur chargeable (L_c), elle se déduit de la largeur roulable en relevant une bande de 0,5 m le long de chaque dispositif de retenue (glissière de sécurité ou barrière lorsqu'elle existe). Pour le cas de notre projet, on a :

$$L_c = L_r - (0.5 \times 2) = 14.5 - 1 = 13.5 \text{ m}$$

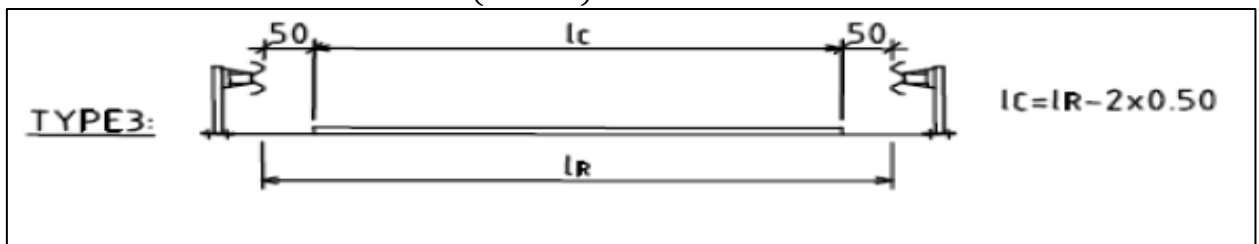


Figure V- 1 Largeur chargeable

▪ Nombre de voies de circulations

Il se déduit à partir de la formule suivante :

$$N = \left[\frac{L_c}{3} \right] = \left[\frac{13.5}{3} \right] = [45] = 4 \text{ voies.}$$

▪ Largeur d'une voie

$$L_v = \frac{L_c}{N} = \frac{13.5}{4} = 3.375$$

V.3. Évaluation des charges et surcharges

En phase d'exploitation l'ouvrage est soumis à plusieurs chargements qui sont dû au poids propre et à d'autres systèmes de chargement. Le but est de définir tous types de chargement qui peuvent se présenter sur le pont et de calculer leurs charges appliquées.

V.3.1. Évaluation des charges

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

V.3.1.1. Poids propre du tablier

$$PP = 3 G_{vsp} + 6 G_{var} + 4 G_{vscl} + 2 G_{vsc}$$

- G_{vsp} : Poids propre d'un voussoir sur pile.
- G_{var} : Poids propre de la partie avec variation de la hauteur.

- G_{vscl} : Poids propre du voussoir de clavage
- G_{vsc} : Poids propre du voussoir sur la culée (partie de hauteur constante « partie coulée sur cintre»)

Les voussoirs sur piles :

$$G_{vsp} = \gamma_b \times Lp \times Sp$$

- γ : masse volumique de béton
- Sp : La section du voussoir sur pile
- Lp : la longueur de voussoir sur pile

Les voussoirs courants :

Notre tablier possède une hauteur variante paraboliquement, on a admis que la loi de variation de l'aire de sa section droite est également parabolique. la fonction représentative de l'aire de la section droite de demi-fléau est :

$$S(X) = \frac{(Sp - Sc)}{(Lpc)^2} X^2 + \frac{2(Sc - Sp)}{(Lpc)} X + Sp$$

Le poids propre du demi fléau égale la somme des poids la partie variable et La demi-longueur du voussoir de clavage et La demi-longueur du voussoir sur pile

Et par l'intégration de la surface sur la longueur de la partie à hauteur variable on aura l'équation de volume donnée comme suit :

$$V = \int_0^{44} \left[\frac{(Sp - Sc)}{(Lpc)^2} X^2 + \frac{2(Sc - Sp)}{(Lpc)} X + Sp \right] dX$$

Le poids propre égal à la multiplication de volume de la partie à hauteur variable et de la masse volumique alors

$$Gvar = \int_0^{44} \left[\frac{(Sp - Sc)}{(Lpc)^2} X^2 + \frac{2(Sc - Sp)}{(Lpc)} X + Sp \right] dX \times \gamma$$

- Sp : La section du voussoir sur pile
- Sc : La section du voussoir à la clé

Les voussoirs de clavage (à la clef) :

$$G_{vscl} = \gamma \times Lcl \times Scl$$

- Scl : La section du voussoir coulée sur cintre.
- Lcl : la longueur de voussoir coulée sur cintre.

Voussoirs sur culée :

$$G_{vsc} = \gamma \times Lc \times Sc$$

- Sc : La section du voussoir de clavage
- Lc : la longueur de voussoir de clavage.

Tableau V- 1 Résultats de calcul des CP

	voussoir	Longueur (m)	Surface (S)	Nombre (N)	Poids propre (t)	Poids total (t)
G_{vsp}	VSP (pile)	9	17.10	3	384,75	1154,25
G_{vscl}	VSC (clavage)	3	12.23	4	91,725	366,9
G_{vsc}	VSC (culée)	8.5	12.23	2	259,887	519,775
$Gvar$	VSC (courant)	4	609.38	6 fleaux	1523,45	9140,7
Poids total (t)					11181,63	
Poids total (t/ml)					34,94	

V.3.1.2. Les compléments de charges permanentes (CCP)

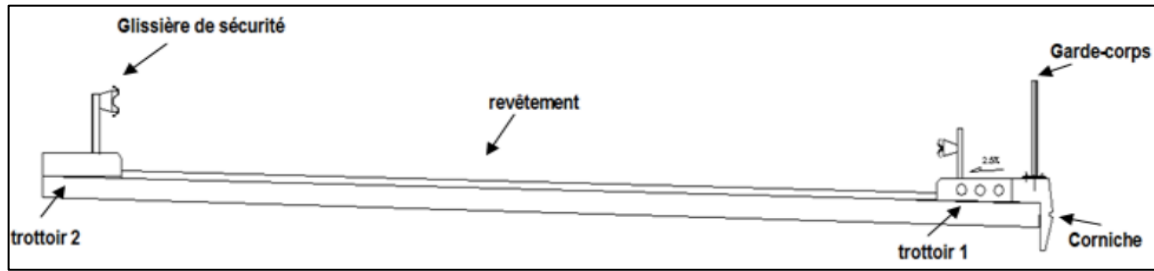


Figure V- 2 Coupe transversale de la chaussée

- Le trottoir :

$$T = 1 \times 0,25 \times 2,5 = 0,625 \text{ t/ml}$$

- Les corniches :

$$P = 2,5 \times 0,11 = 0,275 \text{ t/ml.}$$

Tableau V- 2 Résultats de calcul des CCP

Élément	Densité (t/m ³)	Poids (t/ml)	Poids (t)
Revêtement	2,4	2,6	829,44
Chape (étanchéité)	1,5	0,27	86,40
Trottoirs	2,5	0,625	200,00
Gardes corps	/	0,15 × 2	96,00
Corniches	/	0,275 × 2	176,00
Poids total (t)			1387,84
Poids total (t/ml)			4,337

La charge totale du tablier

$$G_{TOT} = CP + CCP = 11181,63 + 1387,84 = 12569,46 \text{ t}$$

$$G_{TOT} = 34,943 + 4,337 = 39,28 \text{ t/ml}$$

V.3.2. Évaluation des surcharges routières

D'après le RCPR, les surcharges à utiliser pour le dimensionnement du pont sont les suivantes

- La charge routière type : A (l)
- La charge routière type : B (Bc, Bt)
- La charge militaire : M_{c120}
- Convoi exceptionnel : D₂₄₀

Remarque : elles sont expliquées en détails en annexe.

V.3.2.1. Système A(L)

On se basant sur la description des surcharges développé en annexe, on obtient les résultats suivants:

Tableau V- 3 Charge A(L) en fonction du nombre de voie chargé .

Cas	1	2	3	4	5	6	7
Travées chargés	1	2	3	4	2	2	1
L (m)	60	160	260	320	120	200	100
A(l) (t/m)	0,730	0,439	0,362	0,338	0,503	0,400	0,551
A1(L) (t/m²)	0,548	0,368	0,348	0,336	0,377	0,360	0,414
A2(l) (t/m²)	1 voie	0,548	0,368	0,348	0,336	0,377	0,360
	2 voies	1,095	0,736	0,696	0,672	0,754	0,720
	3 voies	1,643	1,104	1,044	1,008	1,131	1,080
	4 voies	2,190	1,472	1,392	1,344	1,508	1,440

V.3.2.2. Surcharge B

V.4. Le coefficient de majoration dynamique

Les charges des systèmes B et M sont majorées par un coefficient de majoration dynamique donnée par la formule suivante :

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

Tels que :

- L : longueur de la travée.
- G = CP + CCP dans la travée considérée.
- S : surcharge maximale.

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

V.4.1. système Bc

Tableau V- 4 Coefficient de majoration dynamique δ_{bc} .

Cas	1	2	3	4	5	6	7
Travées chargés	1	2	3	4	2	2	1
L(m)	60	160	260	320	120	200	100
G (t)	2356,78	6284,73	10212,69	12569,47	4713,55	7855,92	3927,96
	Une file	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
	Deux files	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1
	Trois files	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95
	quatre files	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
S (t)	Une file	72	72	72	72	72	72
	Deux files	132	132	132	132	132	132
	Trois files	171	171	171	171	171	171
	quatre files	192	192	192	192	192	192
δ_{Bc}	Une file	1,0427	1,0167	1,0104	1,0084	1,0220	1,0134
	Deux files	1,0353	1,0138	1,0086	1,0070	1,0183	1,0111
	Trois files	1,0391	1,0153	1,0095	1,0077	1,0202	1,0123
	quatre files	1,0415	1,0162	1,0100	1,0082	1,0214	1,0130

V.4.2. système Bt

Tableau V- 5 Coefficients de majoration dynamique δ_{bt} .

Cas	1	2	3	4	5	6	7
Travées chargés	1	2	3	4	2	2	1
L(m)	60	160	260	320	120	200	100
G (t)	2356,78	6284,73	10212,69	12569,47	4713,55	7855,92	3927,96
bt	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
S (t)	Une file	38,40	38,40	38,40	38,40	38,40	38,40
	Deux files	76,80	76,80	76,80	76,80	76,80	76,80
δ_{Bt}	Une file	1,0332	1,0130	1,0081	1,0066	1,0172	1,0105
	Deux files	1,0356	1,0139	1,0087	1,0071	1,0184	1,0112

V.4.3. Mc120

Pour notre cas : $N = \left\lceil \frac{320}{30.5+6.10} \right\rceil + 1 = 9$ convois.

Tableau V- 6 Coefficients de majoration dynamique δMc120.

Cas	1	2	3	4	5	6	7
Travées chargés	1	2	3	4	2	2	1
L(m)	60	160	260	320	120	200	100
G (t)	2356,78	6284,73	10212,69	12569,47	4713,55	7855,92	3927,96
Nombre de convoi	2	5	8	9	4	6	3
S (t)	220	550	880	990	440	660	330
δMc120	1,0323	1,0136	1,0090	1,0075	1,0175	1,0111	1,0204

V.4.4. Convoi D240

Le convoi D240 comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 240t de poids total. Ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3.2m de large et de 18.6m de long.

Le convoi exceptionnel est supposé circuler seul sur tout le pont et au milieu de la voie chargeable.

V.5. Autres surcharges

V.5.1. Surcharges sur trottoirs

Nous appliquons pour le trottoir une charge uniforme de 1,5 KN/m² réservée exclusivement à la circulation des piétons et des cyclistes de façon à produire l'effet maximal envisagé.

$$Strott = 0,15 \times 1 = 0,15 \text{ t/ml}$$

V.5.2. Le séisme

Selon le RPOA, Le territoire national est divisé en cinq zones de sismicité croissante, et les ponts sont classés en trois groupes selon leur importance. Notre ouvrage est classé en

zone II b de moyenne sismicité et c'est un pont de groupe 1 (pont stratigique). Son coefficient d'accélération sismique (A) possède une valeur de 0,30.

V.5.3. L'effort de freinage

Les charges de chaussée des systèmes A et Bc sont susceptibles de développer des réactions de freinage.

✓ Effort de freinage correspondant à la charge A

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

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

A(l) : charge routière. ‘

S : surface chargée par m². (S = 13.5 × 100 = 1350 m²).

Pour notre cas, on a : A(l) = 0,73 t/ml (Le cas le plus défavorable pour L = 60 m)

$$F = 25,89 \text{ t.}$$

✓ Effort de freinage correspondant à la charge Bc

L'effort de freinage développé par le camion du système Bc sur le pont est égal à son poids 30t. Les efforts de freinage développés par le système Bc ne sont pas majorer pour effets dynamiques. Cependant les coefficients bc s'appliquent aux efforts développés par le système.

V.5.4. Gradient thermique

Le gradient thermique résulte d'un échauffement ou de refroidissement unilatéral de courte durée de la structure porteuse. La variation uniforme de température se réfère de la température moyenne du lieu. Soit : Pour la région de: Δθ = ±12°C.

V.5.5. Le fluage

Les moments dus au fluage du béton sont calculés manuellement à l'aide de la formule suivante :

$$M_{Fluage} = \frac{I_c \sigma^*}{V_c}$$

Sachant que :

- $\sigma^* = 1,5$ MPa pour les ouvrages coulés sur place
- $\sigma^* = 1$ MPa pour les ouvrages préfabriqués.

I_c : L'inertie du caisson.

V_c : Distance entre le centre de gravité du caisson et sa fibre supérieure.

V.6. Combinaisons de charges

Les combinaisons définies ci-après sont à considérer pour la justification de l'ouvrage (d'après RCPR, P45-46, art 6.2.1, art 6.2.2).

A l'ELS:

- $G + 1.2 (A(l) + St)$
- $G + 1.2 (Bc + St)$
- $G + 1.2 (Bt + St)$
- $G + Mc120$
- $G + D240$
- $G + 1.2 (A(l) + St) + 0.5 \Delta T$
- $G + 1.2 (Bc + St) + 0.5 \Delta T$
- $G + 1.2 (Bt + St) + 0.5 \Delta T$
- $G + Mc120 + 0.5 \Delta T$
- $G + D240 + 0.5 \Delta T$

A l'ELU:

- $1.35G + 1.6 (A(l) + St)$
- $1.35G + 1.6 (Bc + St)$
- $1.35G + 1.6 (Bt + St)$
- $1.35G + 1.35 Mc120$
- $1.35G + 1.35 D240.$

Avec:

- G: charge permanente.
- ΔT : gradient thermique.

V.7. Conclusion

Ainsi, après avoir défini les caractéristiques des matériaux, et mentionner les règlements applicables sur un pont, et évaluer toutes les charges et les surcharges probables qui vont être appliquées sur l'ouvrage, on va évaluer dans les prochains chapitres toutes les sollicitations qui vont être prises en considération pour le calcul du ferrailage passif et actif

Chapitre VI

Etude longitudinale

VI.1. Introductions

La stabilité longitudinale d'un pont construit par encorbellement est assurée par deux familles de câbles : **les câbles de fléau et les câbles de continuité.**

VI.2. Câbles de fléau

Ils sont disposés au voisinage de la membrure supérieure du caisson et mis en tension symétriquement par rapport à l'axe de la pile au fur et à mesure de l'avancement de la construction en vue de jouer un double rôle :

- Assurer la résistance aux moments négatifs dus aux poids propres des voussoirs, l'équipage mobile et la charge de chantier en phase de construction.
- Assurer la stabilité des fléaux pendant la construction.

La première condition fixe la force de précontrainte nécessaire sur appui et la seconde impose le schéma de câblage.

VI.3. Câbles de continuité

Les câbles de solidarisation disposés au voisinage de la clé de chaque travée sont destinés à assurer la continuité du tablier et à s'opposer aux moments hyperstatiques qui en résultent, la plupart de ces câbles sont situés au niveau de la membrure inférieure à la suite des moments fléchissant dus aux charges d'exploitation.

VI.4. Etude de la précontrainte de la console

VI.4.1. Disposition des câbles

Les câbles du fléau sont disposés au voisinage de la membrure supérieure et ils sont mis en place au fur et à mesure de l'avancement de la construction, Le décroissement des moments à partir de l'encastrement permet d'arrêter les câbles dans chaque voussoir.

VI.4.2. Câblages

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

$$\text{Sur la fibre supérieure} \quad \sigma_{\text{sup}} = -\frac{|M|V}{I}$$

$$\text{Sur la fibre inférieure} \quad \sigma_{\text{inf}} = \frac{|M|V'}{I}$$

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

On adoptera le schéma classique qui consiste à faire descendre les câbles des fléaux dans les âmes afin de profiter de la réduction de l'effort tranchant dû aux composantes verticales des efforts de la précontrainte, les câbles sont disposés dans les goussets supérieurs, le plus près possible de l'axe des âmes, de manière à faciliter leur descente.

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

Fibres supérieures :

$$\sigma_{p \text{ sup}} = \frac{P}{S} + \frac{PeV}{I} \text{ (Compression)}$$

Fibres inférieures :

$$\sigma_{p \text{ inf}} = \frac{P}{S} - \frac{PeV'}{I} \text{ (Traction)}$$

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 :

Fibre supérieure :

$$\frac{P}{S} + \frac{PeV}{I} - \frac{|M|V}{I} = 0(\text{Compression})$$

Fibres inférieures :

$$\frac{P}{S} - \frac{PeV'}{I} + \frac{|M|V'}{I} = 0(\text{Traction})$$

- σ_{psup} : Contrainte de compression générée au niveau des fibres supérieures par l'application de l'effort de précontrainte.
- σ_{pinf} : la contrainte de traction au niveau des fibres inférieures générée par l'application de l'effort de précontrainte.
- P : La force de précontrainte.
- V : La distance du centre de gravité de la section considérée à la fibre supérieure.
- V' : La distance du centre de gravité de la section considérée à la fibre inférieure.
- I : Le moment d'inertie longitudinal de la section.
- e : L'excentricité du câble par rapport au centre de gravité.
- M : moment maximal dû aux poids propres et surcharge.
- S : la section transversale du voussoir.

Donc pour reprendre la traction on doit avoir :

$$\sigma_p = \frac{P}{S} + \frac{PeV}{I} - \frac{|M|V}{I} \geq \overline{\sigma_{bt}}$$

Sans toutefois que les contraintes de compression ne soient pas dépassées :

$$\sigma_p = \frac{P}{S} - \frac{PeV'}{I} + \frac{|M|V'}{I} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

- $\overline{\sigma_{bt}}$: Contrainte admissible de traction.
- $\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte admissible de compression.

A la limite on aura

$$P = \frac{\frac{MV}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{eV}{I}}$$

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.5. Etude de la précontrainte de fléau

Le nombre des câbles est donné par la relation suivante :

$$n \geq \frac{P}{(1 - 0.25)P_0}$$

- En estimant les pertes à 25%
 - P_0 : Effort de précontrainte limite
 - $F_{prg} = 1860$ MPa pour un câble de 1T15s.
 - $F_{peg} = 1660$ MPa pour un câble de 1T15s.
 - Section de 19T15s = 2850 mm².
 - La valeur max de la tension à l'origine
- $$\sigma_{P0} < \text{Min}(0.8f_{prg}; 0.9f_{peg}) \leftrightarrow \sigma_{P0} < \text{Min}(1488; 1494) = 1488 \text{ MPa}$$
- $$P_0 = \sigma_{P0} \times S = 1488 \times 2850 \times 10^{-6} = 424.08 \text{ t}$$

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

- Section: **S = 17.10m².**
- Inertie: **I = 89.80m⁴.**
- Distance du centre de gravité à la fibre supérieure : **V = 2,56m.**
- **e = V - d**, On prend l'enrobage **d = 0.15 m** ⇒ **e = 2.58 - 0.15 = 2.41 m.**
- Le moment à l'encastrement est : **M = -46738.43 t.m** (calculer précédemment)

Grace à la symétrie des deux fléaux ; on peut calculer le nombre de câbles pour l'un des deux.

$$P = \frac{\frac{46738,43 \times 2,58}{89,80}}{\frac{1}{\frac{17,10}{2,56 \times 2,41} + \frac{89,80}{89,80}}} = 10476,50t$$

$$n \geq \frac{10476,50}{(1 - 0,25) \times 424,08} = 32,94 \quad \text{On prend } N = 34 \text{ câbles}$$

Le nombre de câbles doit être entier et pair sachant qu'on a deux âmes. D'où ; le nombre de câbles est égale 34 câbles 19T15s (17 câbles par gousset supérieur).

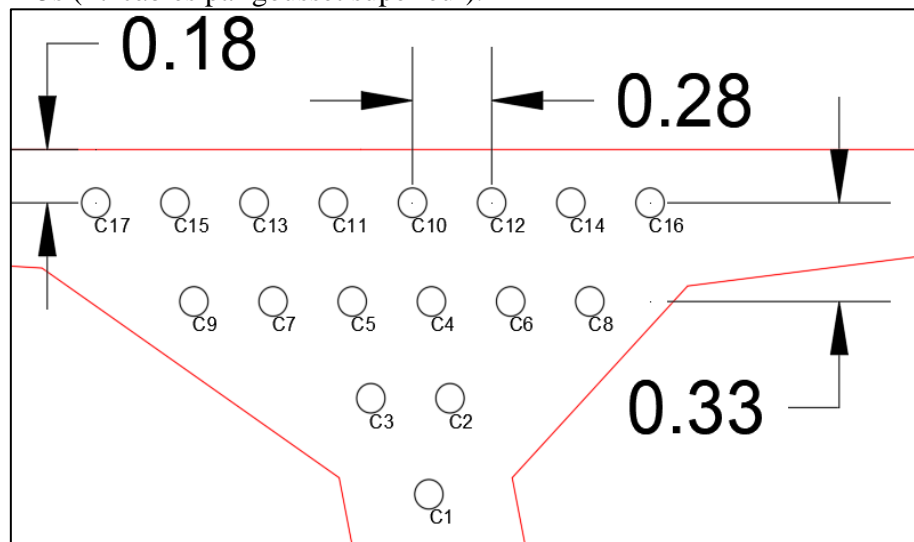


Figure VI- 1 Dispositions des câbles au niveau du voussoir sur pile

La décroissance des moments fléchissant à partir de l'encastrement, considéré à la fin du voussoir sur pile, permet d'arrêter des câbles dans chaque voussoir. Pour éviter le phénomène de torsion.

Tableau VI- 1 La précontrainte de demi-fléau

X(m)	M(t,m)	S(m²)	I(m4)	V	e	P	P0	N	N(choisis)
0	-46738,43	17,10	89,80	2,56	2,41	10476,50	424,08	32,94	34,00
4,5	-38541,59	17,10	89,80	2,56	2,41	8639,16	424,08	27,16	28,00
8,5	-31996,88	16,25	71,00	2,31	2,16	7898,76	424,08	24,83	26,00
12,5	-26118,39	15,49	56,22	2,08	1,93	7105,89	424,08	22,34	24,00
16,5	-20879,55	14,81	44,71	1,88	1,73	6257,76	424,08	20,96	22,00
20,5	-16257,40	14,20	35,84	1,70	1,55	5356,76	424,08	16,84	18,00
24,5	-12232,60	13,68	29,09	1,55	1,40	4413,49	424,08	14,65	16,00
28,5	-8789,41	13,24	24,02	1,42	1,27	3450,11	424,08	10,85	12,00
32,5	-5915,71	12,87	20,30	1,31	1,16	2503,00	424,08	8,87	10,00
36,5	-3603,01	12,59	17,66	1,23	1,08	1623,13	424,08	5,10	6,00
40,5	-1846,41	12,39	15,91	1,17	1,02	872,19	424,08	2,74	4,00
44,5	-644,63	12,27	14,91	1,13	0,98	313,65	424,08	0,99	2,00
48,5	0,00	12,23	14,58	1,12	0,97	0,00	424,08	0,00	0,00

Position et enrobage des câbles

L'espace horizontal entre deux câbles $e_h = 28$ cm.

L'espace verticale entre deux câbles $e_v = 33$ cm.

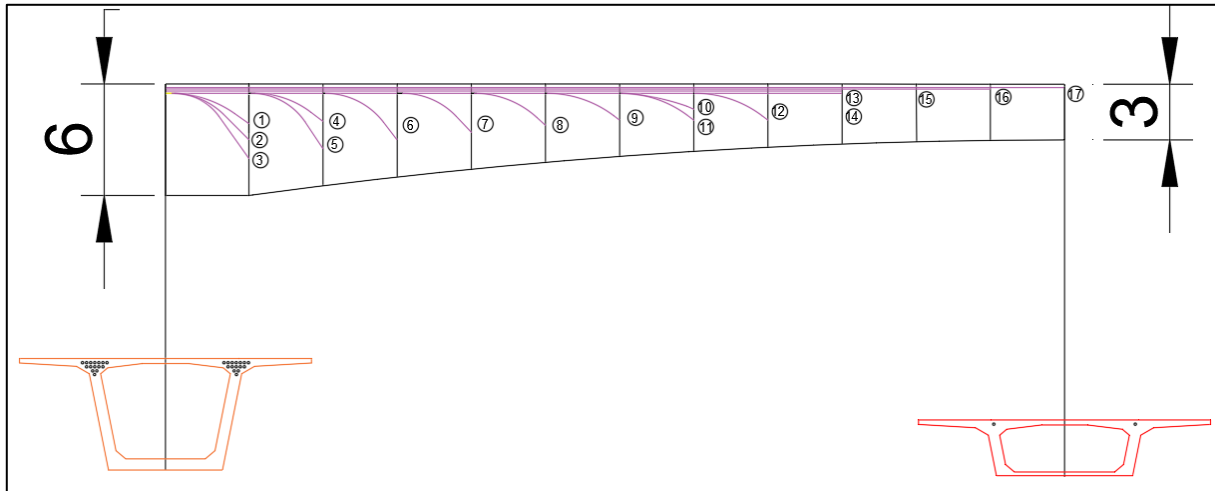


Figure VI- 2 Tracé en élévation des câbles du demi-fléau.

Tableau VI- 2 Nombre de câbles de par voussoir

X(m)	0	4,5	8,5	12,5	16,5	20,5	24,5	28,5	32,5	36,5	40,5	44,5	48,5
N ^{bre} des câbles	34	28	24	22	20	18	14	12	10	6	4	2	0
N ^{bre} des câbles par âme	17	14	12	11	10	9	7	6	4	3	2	1	0
N ^{bre} des câbles arrêtés par âme	0	3	2	1	1	1	2	1	2	1	1	1	1

VI.5.1. Tracé des câbles

Pour reprendre l'effort tranchant, les câbles du fléau doivent subir des déviations en plan et en élévation.

VI.5.1.1. Tracé en élévation :

Il est conseillé de faire descendre une partie des câbles de fléau dans les âmes, pour réduire les contraintes de cisaillement, sachant que 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 0.25m de part et d'autre du centre de gravité 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 tracé devient parabolique dont son équation est :

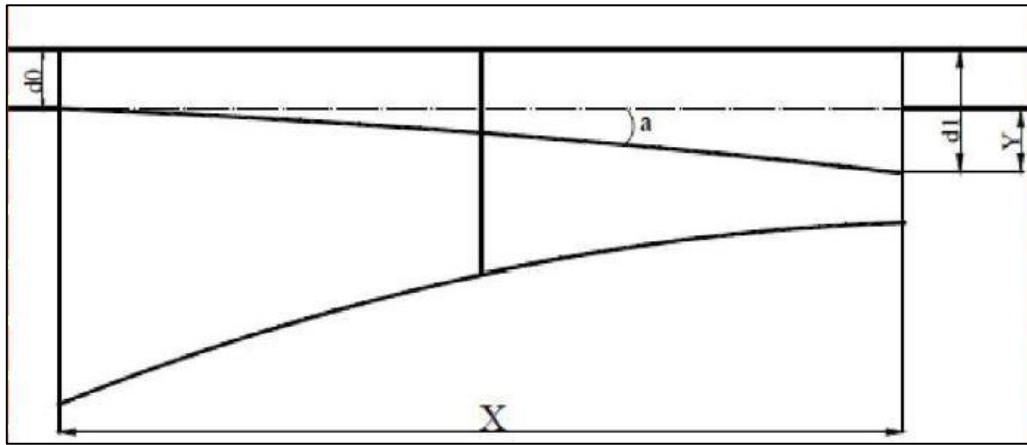


Figure VI- 3 Allure des câbles de fléau en élévation.

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

- d_1 : Distance du point d’ancrage à la fibre supérieure.
- d_0 : Distance du CDG du câble à la fibre supérieure.
- l : Distance sur laquelle se fait la courbure (longueur d’un voussoir).

L’équation du rayon de courbure à pour expression :

$$R(x) = \frac{x^2}{2(d_1 - d_0)} \geq 5m$$

La tangente au point d’ancrage est la suivante :

$$tg\alpha = \frac{d_y}{d_x} = 2(d_1 - d_0) \frac{x}{l^2} \Rightarrow \alpha = arctg \left[2(d_1 - d_0) \frac{x}{l^2} \right]$$

Exemple de calcul (cas du voussoir sur pile)

On doit arrêter 3 câbles par âme (C1, C2 et C3) avec un espacement de 0.33m

❖ Pour le câble C1

Rayon de courbure en un point :

$$d_1 \leq 1.17 + \frac{4.5^2}{2 \times 6} = 2.86$$

On prend $d_1 = 1.80m$

$$R_C(x) = \frac{4.5^2}{2(1.80 - 1.17)} = 16.07m \geq 5m \quad \text{verifier}$$

La déviation verticale d’un câble α_n :

- A $x=0$ $tg(\alpha_n) = 0$
- A $x=4.5$ $tg(\alpha_n) = 2 \times (1.80 - 1.17) \frac{4.5}{4.5^2} = 0.28$

❖ Pour le câble C2

$d_1 = 1.80 + 0.33 = 2.13m$

$$R_C(x) = \frac{4.5^2}{2(2.13 - 0.84)} = 7.85m \geq 5m \quad \text{verifier}$$

La déviation verticale d’un câble α_n :

- A $x=0$ $tg(\alpha_n) = 0$
- A $x=4.5$ $tg(\alpha_n) = 2 \times (2.13 - 0.84) \frac{4.5}{4.5^2} = 0.57$

❖ Pour le câble C3

$d_1 = 2.13 + 0.33 = 2.46m$

$$R_C(x) = \frac{4.5^2}{2(2.46 - 0.84)} = 6.25m \geq 5m \quad \text{verifier}$$

La déviation verticale d'un câble α_n :

- A $x=0$ $\text{tg}(\alpha_n) = 0$
- A $x=4.5$ $\text{tg}(\alpha_n) = 2 \times (2.13 - 0.84) \frac{4.5}{4.5^2} = 0.72$

Tableau VI- 3 Déterminations les paramètres des équations du tracé en élévation

Voussoir	Câbles	L	d ₀	d _{1max}	d ₁	R	Y	tg(a)	a(rad)	Équations
VSP	C1	4,50	1,17	2,86	1,80	16,07	0,63	0,28	0,27	$Y(x) = 1.17 + 0.0311 \times x^2$
	C2	4,50	0,84	2,53	2,13	7,85	1,29	0,57	0,52	$Y(x) = 0.84 + 0.0637 \times x^2$
	C3	4,50	0,84	2,53	2,46	6,25	1,62	0,72	0,62	$Y(x) = 0.84 + 0.0800 \times x^2$
V1	C4	4,00	0,52	1,85	1,50	8,16	0,98	0,49	0,45	$Y(x) = 0.52 + 0.0613 \times x^2$
	C5	4,00	0,52	1,85	1,83	6,11	1,31	0,66	0,58	$Y(x) = 0.52 + 0.0819 \times x^2$
V2	C6	4,00	0,52	1,85	1,60	7,41	1,08	0,54	0,49	$Y(x) = 0.52 + 0.0675 \times x^2$
V3	C7	4,00	0,52	1,85	1,60	7,41	1,08	0,54	0,49	$Y(x) = 0.52 + 0.0675 \times x^2$
V4	C8	4,00	0,52	1,85	1,60	7,41	1,08	0,54	0,49	$Y(x) = 0.52 + 0.0675 \times x^2$
V5	C9	4,00	0,52	1,85	1,60	7,41	1,08	0,54	0,49	$Y(x) = 0.52 + 0.0675 \times x^2$
V6	C10	4,00	0,18	1,51	1,15	8,25	0,97	0,49	0,45	$Y(x) = 0.18 + 0.0606 \times x^2$
	C11	4,00	0,18	1,51	1,15	8,25	0,97	0,49	0,45	$Y(x) = 0.18 + 0.0606 \times x^2$
V7	C12	4,00	0,18	1,51	1,15	8,25	0,97	0,49	0,45	$Y(x) = 0.18 + 0.0606 \times x^2$
V8	C13	4,00	0,18	0,18	0,18	0,00	0,00	0,00	0,00	$Y(x) = 0.18$
	C14	4,00	0,18	0,18	0,18	0,00	0,00	0,00	0,00	$Y(x) = 0.18$
V9	C15	4,00	0,18	0,18	0,18	0,00	0,00	0,00	0,00	$Y(x) = 0.18$
V10	C16	4,00	0,18	0,18	0,18	0,00	0,00	0,00	0,00	$Y(x) = 0.18$
V11	C17	4,00	0,18	0,18	0,18	0,00	0,00	0,00	0,00	$Y(x) = 0.18$

VI.5.1.2. 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.

Le tracé suit une équation parabolique de la forme :

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

Les rayons de courbure sont

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

Les angles d'inclinaisons des tangentes sont :

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

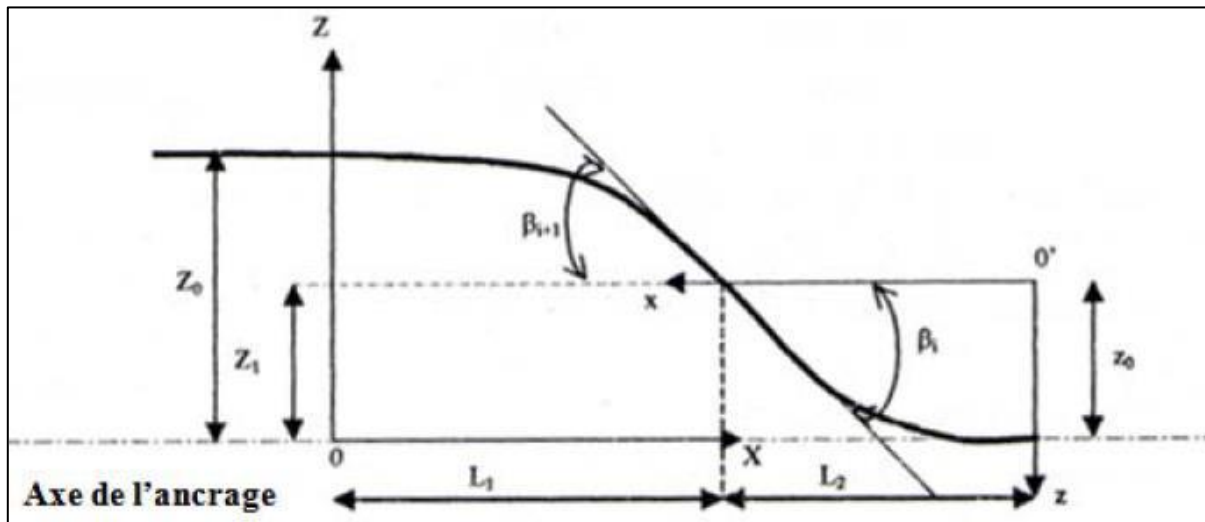


Figure VI- 4 Allure des câbles de fléau en plan.

Tableau VI- 4 Déterminations les paramètres des équations du tracé en plans.

Voussoir	Câbles	L	Z _i	Z _{i+1}	X _i	X _{i+1}	R _i	R _{i+1}	B _i	B _{i+1}
VSP	C1	4,50	0,00	0,00	2,25	2,25	0,00	0,00	0,0000	0,0000
	C2	4,50	0,14	0,07	2,25	2,25	36,16	32,14	0,0621	0,0621
	C3	4,50	-0,14	-0,07	2,25	2,25	-36,16	-32,14	-0,0621	-0,0621
V1	C4	4,00	0,14	0,07	2,00	2,00	28,57	28,57	0,0699	0,0699
	C5	4,00	-0,14	-0,07	2,00	2,00	-28,57	-28,57	-0,0699	-0,0699
V2	C6	4,00	0,42	0,21	2,00	2,00	9,52	9,52	0,2070	0,2070
V3	C7	4,00	-0,42	-0,21	2,00	2,00	-9,52	-9,52	-0,2070	-0,2070
V4	C8	4,00	0,70	0,35	2,00	2,00	5,71	5,71	0,3364	0,3364
V5	C9	4,00	-0,70	-0,35	2,00	2,00	-5,71	-5,71	-0,3364	-0,3364
V6	C10	4,00	0,14	0,07	2,00	2,00	28,57	28,57	0,0699	0,0699
	C11	4,00	-0,14	-0,07	2,00	2,00	-28,57	-28,57	-0,0699	-0,0699
V7	C12	4,00	0,42	0,21	2,00	2,00	9,52	9,52	0,2070	0,2070
V8	C13	4,00	-0,42	-0,21	2,00	2,00	0,00	0,00	0,0000	0,0000
	C14	4,00	0,70	0,35	2,00	2,00	0,00	0,00	0,0000	0,0000
V9	C15	4,00	-0,70	-0,35	2,00	2,00	0,00	0,00	0,0000	0,0000
V10	C16	4,00	0,98	0,49	2,00	2,00	0,00	0,00	0,0000	0,0000
V11	C17	4,00	-0,98	-0,49	2,00	2,00	0,00	0,00	0,0000	0,0000

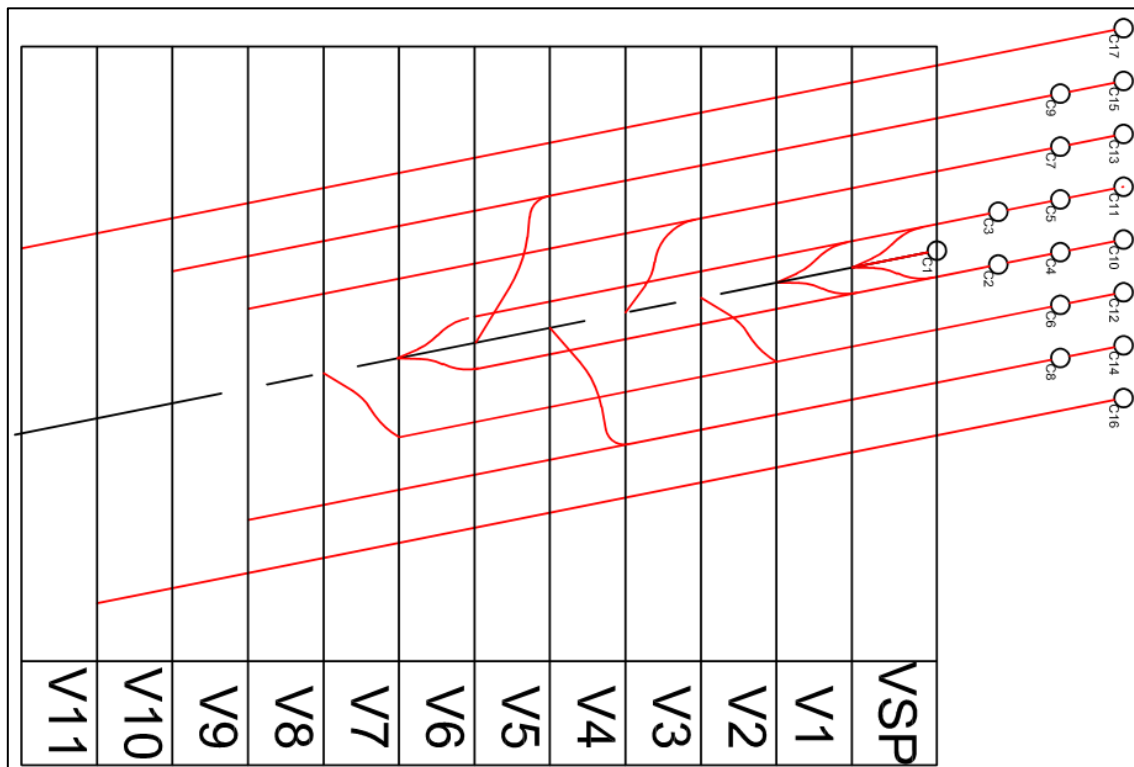


Figure VI- 5 Tracé de câbles de fléau en plan.

VI.6. Etude de la précontrainte de continuité

La phase de construction du fléau étant achevée, on passe à celle qui consiste à réaliser le clavage et la mise en tension des câbles de continuité. D'une façon générale, les câbles de continuité sont destinés à reprendre les actions complémentaires appliquées à la structure après réalisation des fléaux.

Une fois l'ouvrage est fini le schéma statique final est devenu un système hyperstatique, La précontrainte ne devra pas être surdimensionnée, car en absence des surcharges nous risquons d'obtenir des moments négatifs à mi- travée. Pour cela les câbles de continuité seront dimensionnés avec les moments positifs dus à la combinaison la plus défavorable :

La combinaison suivante nous donne le moment max (après analyse des autres combinaisons):

$$\mathbf{G + 1.2 (A(L) + St) + 0.5 \Delta T + FL}$$

Avec:

- **G** : poids propres du tablier.
- **A(L)** : surcharge routière dominante.
- **ST** : surcharges du trottoir.
- **ΔT** : gradient thermique ($\pm 12^\circ$).
- **FL** : effet du fluage.

VI.6.1. Modélisation

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

En général, la modélisation d'un ouvrage comprend :

- La définition de la structure.
- La définition des différentes sections de l'ouvrage.
- La définition de la bibliothèque des matériaux utilisés (béton, acier...etc.)
- La définition des conditions d'appuis.

- Le choix de la méthodologie de calcul.
- La définition des cas de charge et des combinaisons de calcul.
- La vérification des résultats.
- Le lancement des calculs.
- L'interprétation des résultats.

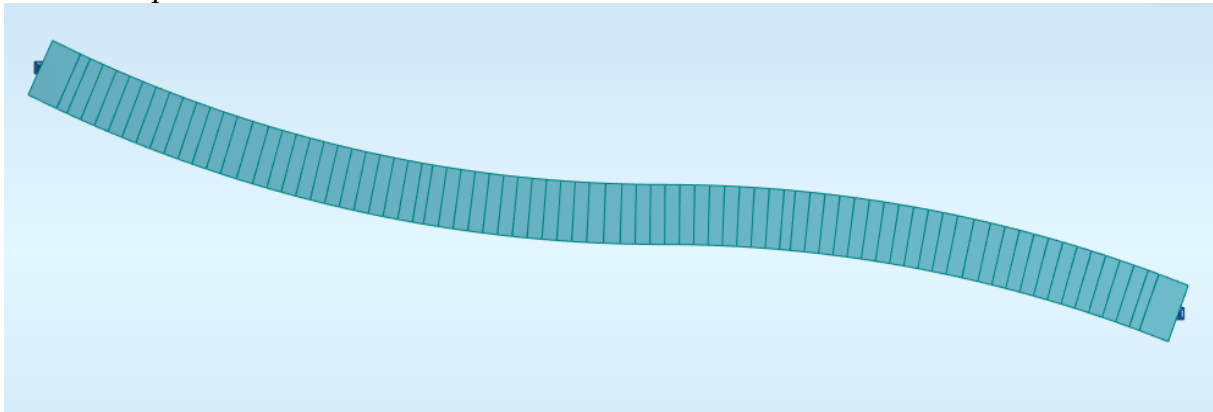


Figure VI- 6 Modélisation du tablier.

Remarque : Les résultats obtenus sont donnés au niveau des annexes sous forme de diagrammes représentant les moments fléchissant, les résultats sont donnés en (T×m) pour les moments.

VI.6.2. Effet du fluage

Les moments dus au fluage du béton sont calculés manuellement à l'aide de la formule suivante :

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

Avec :

- I_0 ; inertie du voussoir de clavage.
- V_i ; distance du centre de gravité par rapport à la fibre supérieure du voussoir concerné.
- σ^* : a une valeur de 1MPa pour les voussoirs préfabriqués et 1.5MPa pour les voussoirs coulés en place.

Remarque : Le tableau du moment due au fluage est au niveau des annexes

VI.6.3. Détermination du nombre de câbles de continuité (Travée centrale)

Le nombre des câbles est donné par la relation suivante :

$$n \geq \frac{P}{(1 - 0.25)P_0}$$

- En estimant les pertes à 25%
- P_0 : Effort de précontrainte limite
- $F_{prg} = 1860$ MPa pour un câble de 1 T15 s.
- $F_{peg} = 1660$ MPa pour un câble de 1 T15 s.
- Section de 19T15s = 2850 mm².
- La valeur max de la tension à l'origine

$$\sigma_{P0} < \text{Min} (0.8f_{prg}; 0.9f_{peg}) \text{ Alors } \sigma_{P0} < \text{Min} (1488; 1494) = 1488 \text{ MPa}$$

$$P_0 = \sigma_{P0} \times S = 1488 \times 2850 \times 10^{-6} = 424.08 \text{ t}$$

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

- Section: **S = 12.23m²**.
- Inertie: **I = 14.58m⁴**.
- Distance du centre de gravité à la fibre inférieure : **V = 1.88m**.
- **e = V - d**, On prend l'enrobage **d = 0.15 m** ⇒ **e = 1.88 - 0.15 = 0.73 m**.

Le moment max est à mi-travée : **M = M_{com} + M_{FL} = 14974,76**

$$P = \frac{\frac{14974,76 \times 1.88}{14.58}}{\frac{1}{12.23} + \frac{1.88 \times 1.75}{14.58}} = 6153.29t$$

$$n \geq \frac{6153.29}{(1 - 0.25) \times 424.08} = 19.35$$

- ✓ On prend N=20 câbles
- ✓ Le nombre de câbles doit être entier et pair sachant qu'on a deux âmes. D'où ; le nombre de câbles est égale 20 câbles 19T15s

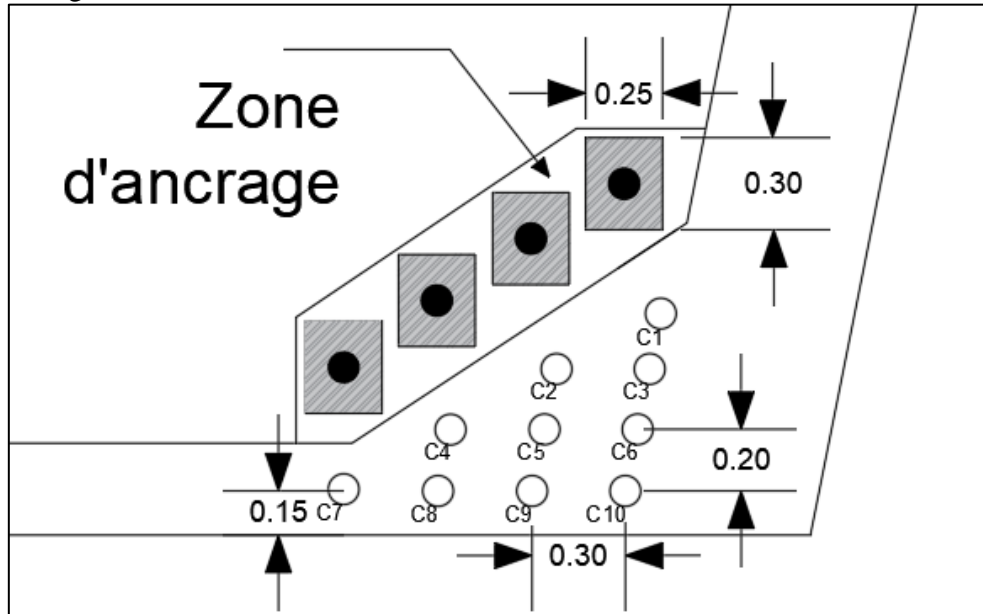


Figure VI- 7 Disposition des câbles de continuité (travée centrale)

Le reste de calcul est représenté dans le tableau suivant :

Tableau VI- 5 La précontrainte du continuité (travée centrale)

X(m)	Mcomb	Mflu	Mtot	S	V	I(m ⁴)	e	P	N	N(choisis)
28.50	250,29	931,17	1181,46	13,24	2,20	24,02	2,05	410,77	1,29	2,00
32.50	4672,39	980,28	5652,67	12,87	2,09	20,30	1,94	2099,86	6,60	8,00
36.50	8530,42	1023,43	9553,85	12,59	2,00	17,66	1,85	3748,77	11,79	12,00
40.50	11234,70	1058,36	12293,06	12,39	1,93	15,91	1,78	5025,51	15,80	16,00
44.50	12992,70	1083,00	14075,70	12,27	1,89	14,91	1,74	5902,47	18,56	20,00
48.50	13810,04	1095,75	14905,79	12,23	1,88	14,58	1,73	6304,66	19,82	20,00
50.00	13875,77	1098,99	14974,76	12,23	1,88	14,58	1,73	6333,84	19,91	20,00
48.50	13810,04	1095,75	14905,79	12,23	1,88	14,58	1,73	6305,00	19,82	20,00
44.50	12992,05	1083,00	14075,05	12,27	1,89	14,91	1,74	5906,62	18,57	20,00
40.50	11234,70	1058,36	12293,06	12,39	1,93	15,91	1,78	5025,14	15,80	16,00
36.50	8530,42	1023,43	9553,85	12,59	2,00	17,66	1,85	3748,59	11,79	12,00
32.50	4672,39	980,28	5652,67	12,87	2,09	20,30	1,94	2099,73	6,60	8,00
28.50	250,29	931,17	1181,46	13,24	2,20	24,02	2,05	410,75	1,29	2,00

Position et enrobage des câbles

L'espacement horizontal entre deux câbles $e_h = 30$ cm.

L'espacement verticale entre deux câbles $e_v = 20$ cm.

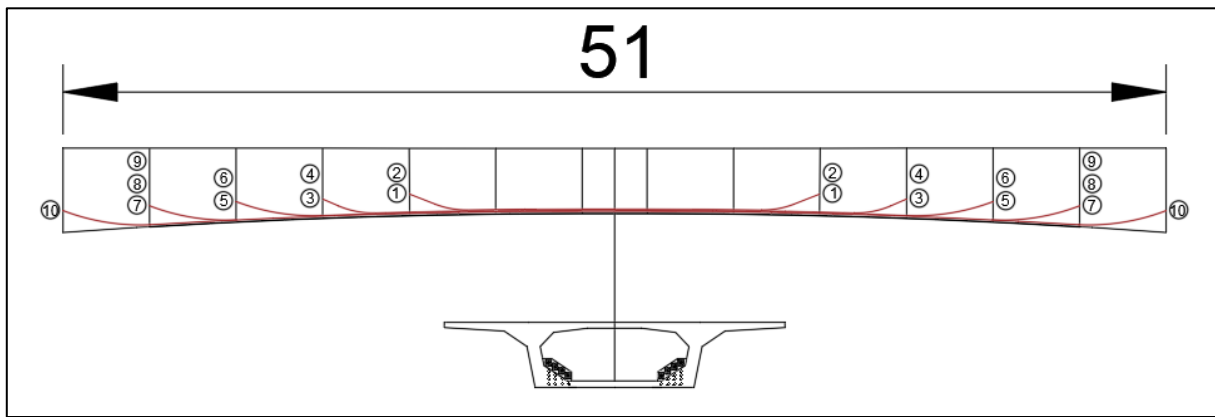


Figure VI- 8 Tracé en élévation des câbles de continuité (travée centrale)

Tableau VI- 6 Nombre de câbles de continuité par voussoir (travée centrale)

X(m)	25,50	21,5	17,5	13,5	9,5	5,5	1,5	0	1,5	5,5	9,5	13,5	17,5	21,5	25,50
N ^{bre} des câbles par âme	0	1	4	6	8	10	10	10	10	10	8	6	4	1	0
N ^{bre} des câbles arrêtés par âme	1	3	2	2	2	0	0	0	0	0	2	2	2	3	1

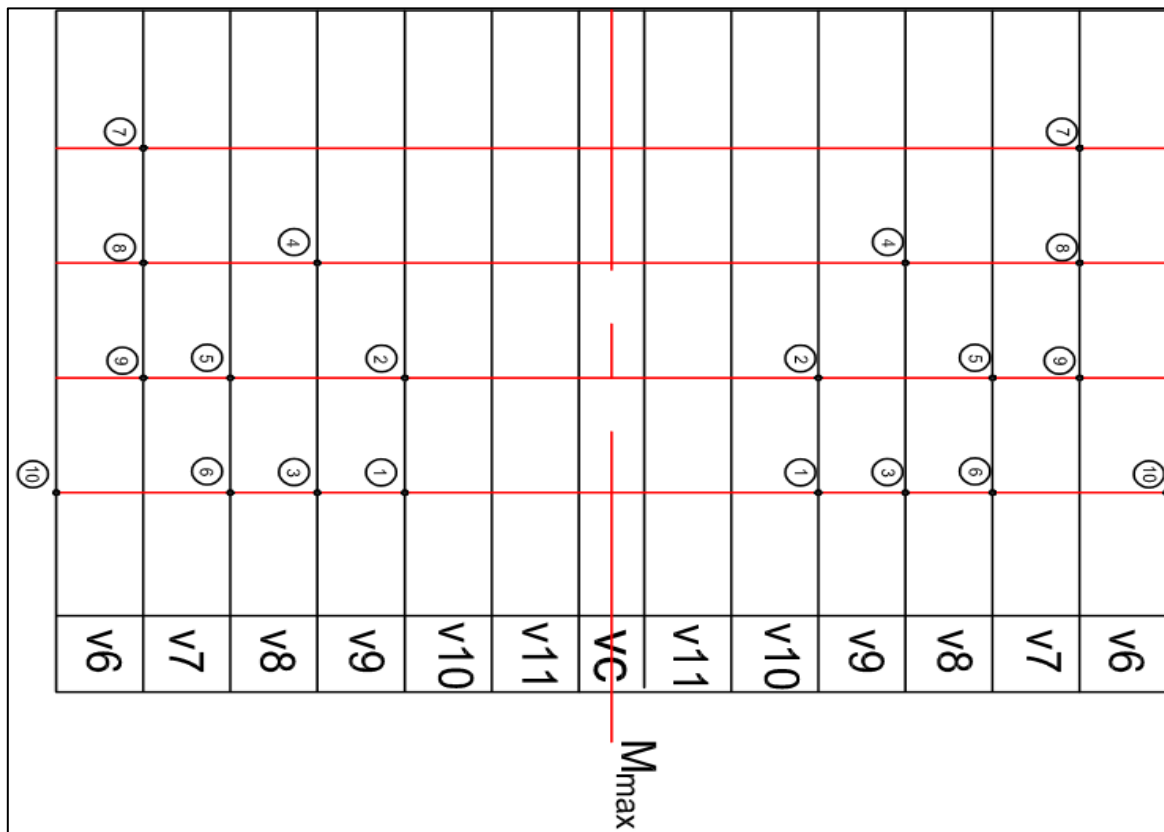


Figure VI- 9 Tracé des câbles de continuité en plan (travée centrale).

VI.6.4. Détermination du nombre de câbles de continuité (Travée de rive)

Le calcul est représenté dans le tableau suivant :

Tableau VI- 7 La précontrainte du continuité (travée de rive)

X(m)	Mtot	S	V'	I	E	P	N	N(choisis)
35,5	3750,23	13,68	2,34	29,09	2,19	1210,29	3,81	4
31,5	7309,94	13,24	2,20	24,02	2,05	2541,51	7,99	8
27,5	9870,89	12,87	2,09	20,30	1,94	3666,86	11,53	12
23,5	11444,33	12,59	2,00	17,66	1,85	4490,56	13,97	14
19,5	12038,64	12,39	1,93	15,91	1,78	4921,51	15,47	16
19.2	12066,25	12,27	1,89	14,91	1,74	5059,83	15,91	16
15.5	11671,45	12,25	1,88	14,58	1,73	4939,07	15,53	16
11,5	10313,94	12,23	1,88	14,58	1,73	4362,46	13,72	14
8,5	8668,79	12,23	1,88	14,58	1,73	3666,62	11,53	12
5,5	6488,21	12,23	1,88	14,58	1,73	2744,30	8,63	10
2,5	2689,41	12,23	1,88	14,58	1,73	1137,53	3,58	4

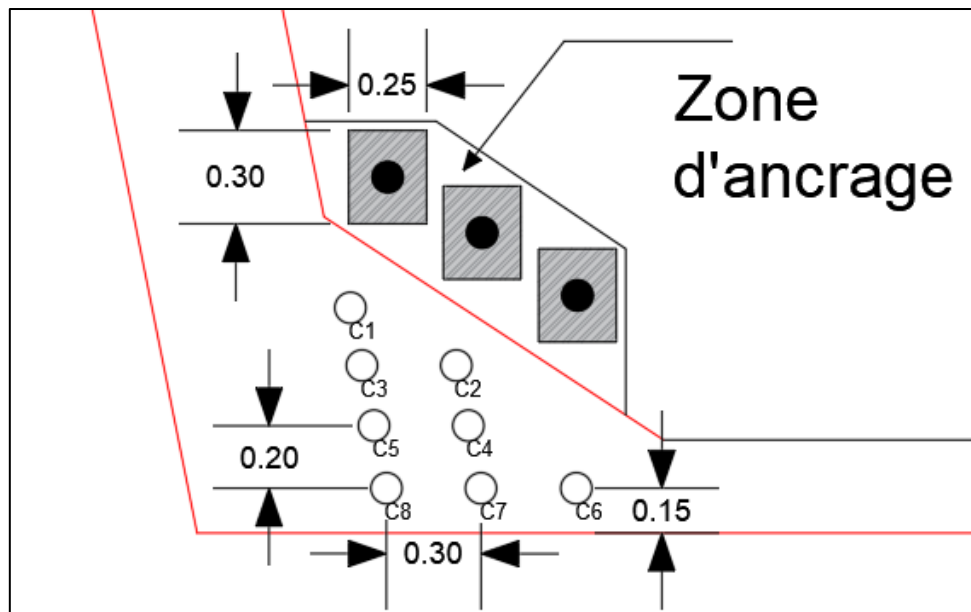


Figure VI- 10 Disposition des câbles de continuité (travée de rive)

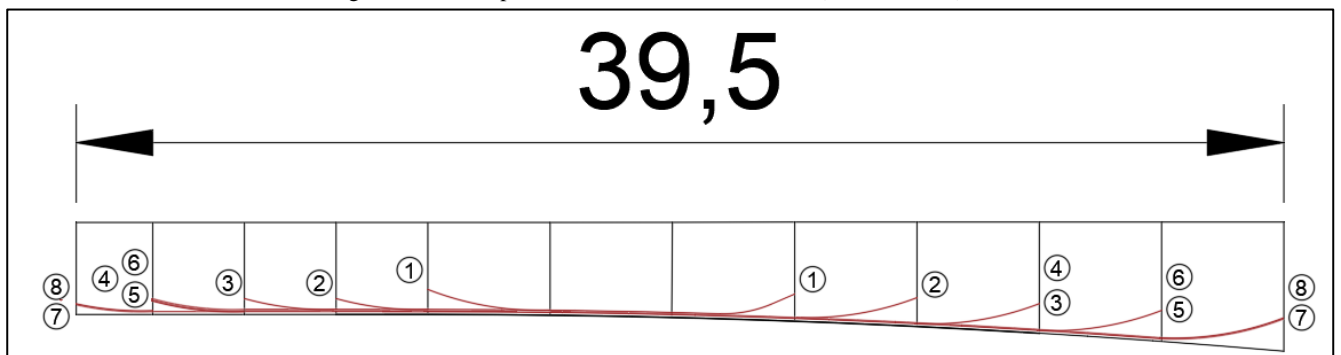


Figure VI- 11 Tracé en élévation des câbles de continuité (travée de rive)

Tableau VI- 8 Nombre de câbles de continuité par voussoir (travée de rive)

X(m)	39,5	35,5	31,5	27,5	23,5	19,5	19,2	15,5	11,5	8,5	5,5	2,5	0
N ^{bre} des câbles par âme	0	2	4	6	7	8	8	8	7	6	5	2	0
N ^{bre} des câbles arrêtés par âme	2	2	2	1	1	0	0	0	1	1	1	3	2

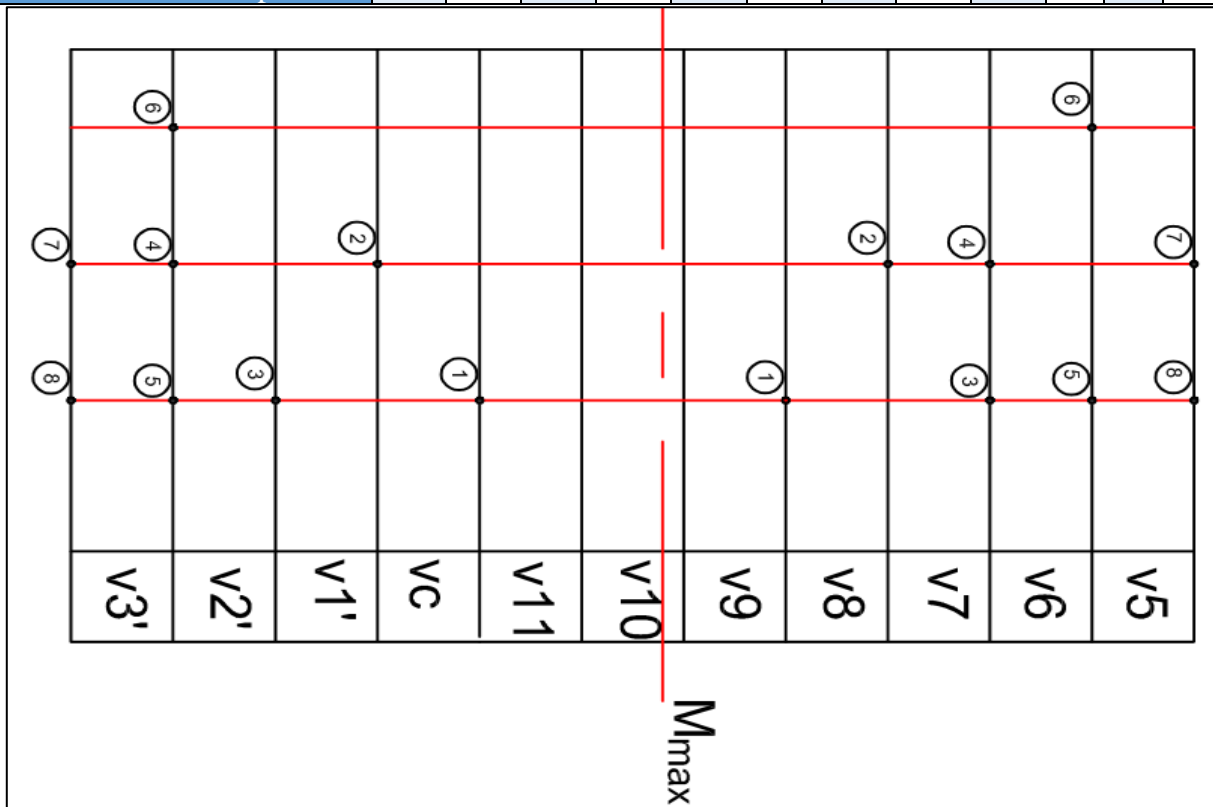


Figure VI- 12 Tracé des câbles de continuité en plan (travée de rive).

Remarque : Les tableaux du tracé en élévations des câbles de continuité de rive et centrale sont disponibles au niveau de l'annexe

VI.7. Calcul des pertes de tension des câbles de précontrainte

VI.7.1. Pertes de tension instantanées

Qui se produisent au moment de la mise en tension et de la mise de précontrainte. Elles sont dues à :

- Frottement du câble dans sa gaine.
- Tassement des organes d'ancrage (recul d'ancrage).
- Non simultanéité des mises en tension des différents câbles.

VI.7.1.1. Pertes de tension par frottement

Elles se produisent par frottement du câble sur la gaine lors de la mise en tension de celui-ci dans les zones où il y'a contact entre ces éléments c.à.d. dans les parties courbes et aux points où le tracé présente des irrégularités.

Selon le BPEL 91, la tension $\sigma_p(x)$ (contrainte exercée lors de la mise en tension) d'une armature de précontrainte, dans une section donnée, lors de la mise en tension, s'obtient, compte tenu des frottements, à partir de la tension σ_{p0} à l'ancrage actif le plus proche, par la formule suivante :

$$\Delta \sigma_{p0}(x) = \sigma_{p0}(1 - e - (f\theta + \varphi x))$$

Dans laquelle :

- X (m) : est la distance de la section considérée.
- e : est la base des logarithmes népériens.

- θ : somme arithmétique des déviations angulaires du câble sur la distance x, (rad).

$$Tg\theta = \sqrt{tg^2\alpha + tg^2\beta}$$

- f (rad-1) = 0.18 : coefficient de frottement en courbe.
- φ (m-1) = 0.0015: coefficient de perte de tension par unité de longueur.
- $\sigma_{p0} = 1488$ MPA.

Les résultats sont mentionnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI- 9 Pertes par frottement pour chaque câble du demi-fléau.

Voussoir	Câbles	X(m)	a(rad)	Bi(rad)	Θ (rad)	$\sigma_{p0}(x) = \sigma_{p0}(e^{-(f\theta + \varphi x)})$	$\Delta \sigma_{p0}(x)$
VSP	C1	4,50	0,27	0,00	0,27	1407,167246	80,83275387
	C2	4,50	0,52	0,12	0,52	1344,721591	143,2784088
	C3	4,50	0,62	-0,12	0,62	1322,627274	165,3727259
V1	C4	8,50	0,45	0,14	0,47	1350,338294	137,6617057
	C5	8,50	0,58	-0,14	0,58	1323,391226	164,6087742
V2	C6	12,50	0,49	0,41	0,60	1310,732793	177,2672068
V3	C7	16,50	0,49	-0,41	0,60	1302,891943	185,1080575
V4	C8	20,50	0,49	0,67	0,74	1261,923628	226,0763717
V5	C9	24,50	0,49	-0,67	0,74	1254,374756	233,6252442
V6	C10	28,50	0,00	0,14	0,14	1390,307103	97,69289691
	C11	28,50	0,00	-0,14	0,14	1390,307103	97,69289691
V7	C12	32,50	0,00	0,41	0,41	1315,647763	172,3522371
V8	C13	36,50	0,00	0,00	0,00	1408,722037	79,27796335
	C14	36,50	0,00	0,00	0,00	1408,722037	79,27796335
V9	C15	40,50	0,00	0,00	0,00	1400,295011	87,70498922
V10	C16	44,50	0,00	0,00	0,00	1391,918396	96,08160431
V11	C17	48,50	0,00	0,00	0,00	1383,59189	104,4081102

Remarque : les pertes par frottement pour chaque voussoir est au niveau des annexe.

VI.7.1.2. Pertes de tension dues au recul d'ancrage

Après mise en tension on vient bloquer les ancrages. Le jeu existant dans l'ancrage permet un léger glissement avant le blocage définitif. Ce léger glissement est la déformation propre des pièces d'ancrage, lorsque l'effort appliqué par le vérin leur est transféré il entraîne un raccourcissement du câble donc une perte de tension. Ces pertes sont données par la relation suivante :

$$\Delta\sigma_{anc} = 2\psi\lambda\sigma_0.$$

Avec :

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

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

- g: l'intensité du recul d'ancrage.

$$g = \frac{1}{E_p} \int \Delta\sigma dx; g = 6\text{mm.}$$

- E_p : module d'élasticité des aciers = 190000 MPA.
- σ_0 : contrainte initiale = 1488 MPA.
- $\psi = f \times \frac{\theta}{l} + \varphi$

Les résultats sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau VI- 10 Pertes par recul-d 'ancrage pour chaque câble du demi-fléau.

Voussoir	Câbles	X(m)	Θ(rad)	Ψ	λ	Δσanc
VSP	C1	4,50	0,272802	0,012412	7,856496	0
	C2	4,50	0,524977	0,022499	5,83537	0
	C3	4,50	0,617016	0,026181	5,409548	0
V1	C4	8,50	0,468488	0,011421	8,190313	278,37
	C5	8,50	0,580474	0,013792	7,452999	305,91
V2	C6	12,50	0,600537	0,010148	8,688936	262,40
V3	C7	16,50	0,600537	0,008051	9,754786	233,73
V4	C8	20,50	0,744698	0,008039	9,762363	233,55
V5	C9	24,50	0,744698	0,006971	10,48324	217,49
V6	C10	28,50	0,139768	0,002383	17,93131	127,15
	C11	28,50	0,139768	0,002383	17,93131	127,15
V7	C12	32,50	0,413077	0,003788	14,22188	160,32
V8	C13	36,50	0	0,0015	22,59984	100,89
	C14	36,50	0	0,0015	22,59984	100,89
V9	C15	40,50	0	0,0015	22,59984	100,89
V10	C16	44,50	0	0,0015	22,59984	100,89
V11	C17	48,50	0	0,0015	22,59984	100,89

Remarque : les pertes par recul-d 'ancrage pour chaque voussoir est au niveau des annexe.

VI.7.1.3. Pertes dues à la non simultanété de la mise en tension

Pertes résultantes des déformations instantanées du béton dues à l'action des armatures précontraintes, la mise en tension des câbles ne peut s'effectuer que câble par câble, la mise en tension d'un deuxième câble va entraîner un raccourcissement de la poutre et du deuxième 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.

La perte de tensions due au raccourcissement élastique du béton est calculée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{sim} = \frac{n-1}{2n} \sigma_b \frac{E_p}{E_{ij}} \quad \text{avec} \quad \frac{E_p}{E_{ij}} = 6$$

- E_{ij} : module instantané du béton.
- E_p : module d'Young des aciers de précontrainte.
- σ_b : contrainte de compression dans le béton égale à 40 MPa.
- n : nombre de câbles.

Tableau VI- 11 Pertes due au raccourcissement du béton pour chaque voussoir

Voussoir	N°câbles	P	M	e	S	I	σb(x)	Δσracc
VSP	17	67,23	-46738,43	2,41	17,10	89,88	21,41	60,44
V1	14	53,12	-38541,59	2,29	16,68	80,40	18,41	51,28
V2	12	46,15	-31996,88	2,05	15,87	63,61	16,88	46,42
V3	11	41,98	-26118,39	1,83	15,15	50,47	15,64	42,67
V4	10	37,97	-20879,55	1,64	14,50	40,28	14,26	38,50
V5	9	34,04	-16257,40	1,48	13,94	32,46	12,73	33,94
V6	8	30,38	-12232,60	1,33	13,46	26,55	10,91	28,64
V7	6	22,64	-8789,41	1,21	13,06	22,16	8,43	21,07
V8	5	18,90	-5915,71	1,12	12,73	18,98	6,56	15,74
V9	3	11,24	-3603,01	1,05	12,49	16,78	4,11	8,22

V10	2	7,40	-1846,41	1,00	12,33	15,41	2,44	3,65
V11	1	3,66	-644,63	0,98	12,25	14,75	1,05	0,00

Les pertes instantanées sont égales à

Tableau VI- 12 Pertes instantanées totales.

Voussoir	Câbles	$\Delta \sigma_{inst}$	%
VSP	17	1707,64	6,75
V1	14	2193,53	10,53
V2	12	1661,79	9,31
V3	11	1637,48	10
V4	10	1558,58	10,47
V5	9	1449,48	10,82
V6	8	1245,72	10,46
V7	6	985,31	11,04
V8	5	808,64	10,87
V9	3	520	11,65
V10	2	379,5	12,75
V11	1	205,29	13,8

VI.7.2. Pertes de tension différées

Qui se produisent pendant un temps plus ou moins long après que la structure ait été précontrainte et qui proviennent de l'évolution dans le temps des caractères des matériaux lorsqu'ils sont soumis à des actions permanentes. Elles sont dues :

- Retrait et fluage du béton.
- Relaxation des aciers.

VI.7.2.1. Perte de tension due au retrait du béton

La perte finale de tension due au retrait de béton est égale à :

$$\Delta \sigma_r = \varepsilon_r * E_a.$$

Avec :

- ε_r : étant le retrait total du béton = 1.9×10^{-4} en climat humide (BPEL 91).
- $E_a = 2.10^5$ MPA.

Ce qui implique : $\Delta \sigma_r = 38$ MPa.

VI.7.2.2. Perte de tension due au fluage du béton

La perte finale de tension, due au fluage du béton, dans le cas des conditions thermo-hygrométriques constantes, est fonction de la contrainte maximale, de la contrainte finale, supportées par le béton dans la section considérée et de l'âge du béton lors de sa mise en précontrainte, est :

$$\Delta \sigma_{fl} = \varepsilon_{fl} \times E_a = \frac{E_p}{E_{ij}} \times (\sigma_m + \sigma_{max})$$

Avec :

- E_p : module d'élasticité de l'acier.
- E_{ij} : module de déformation instantané du béton à l'âge j jours.
- σ_{max} et σ_m étant, respectivement la contrainte maximale et la contrainte finale supportées par le béton dans la section considérée, au niveau de centre de gravité des armatures de précontrainte.

On a : $\sigma_{max} < 1.5 \sigma_m$ et $\frac{E_p}{E_{ij}} = 6$

Donc : $\Delta \sigma_{fl} = 2.5 \times \sigma_m \times \frac{E_p}{E_{ij}}$

$$\text{Avec : } \sigma_m = \frac{P}{S} + \frac{Pe^2}{I} - \frac{Me}{I}$$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI- 13 Pertes due au fluage pour chaque voussoir du demi-fléau

Voussoir	N°cables	P	M	e	S	I	$\sigma_b(x)$	$\Delta\sigma_{flu}$
VSP	17	67,23	-39885,94	2,11	17,10	89,88	16,62	249,37
V1	14	53,12	-32562,21	2,10	16,68	80,40	14,57	218,54
V2	12	46,15	-26744,33	1,87	15,87	63,61	13,29	199,31
V3	11	41,98	-21549,70	1,67	15,15	50,47	12,24	183,62
V4	10	37,97	-16954,65	1,51	14,50	40,28	11,14	167,10
V5	9	34,04	-12938,71	1,41	13,94	32,46	10,12	151,76
V6	8	30,38	-9484,66	1,30	13,46	26,55	8,85	132,81
V7	6	22,64	-6578,46	1,18	13,06	22,16	6,68	100,20
V8	5	18,90	-4209,32	1,09	12,73	18,98	5,08	76,19
V9	3	11,24	-2369,65	1,02	12,49	16,78	3,03	45,45
V10	2	7,40	-1055,10	0,97	12,33	15,41	1,72	25,74
V11	1	3,66	-264,52	0,95	12,25	14,75	0,69	10,35

VI.7.2.3. Pertes dues à la relaxation des aciers

L'évaluation de la relaxation finale d'une armature tendue à sa tension initiale est donnée par la relation suivante : (selon le BPEL)

$$\Delta\sigma_p(x) = 0.006 \times \rho_{1000} \times (\mu - \mu_0) \times \sigma_{pi}(x) \quad \text{Où : } \mu = \frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}}$$

- $\mu_0 = 0.43$ pour les armatures TBR
- $\sigma_{pi}(x) = \sigma_0 - \Sigma\sigma_{inst}$

Avec :

- ρ_{1000} : valeur garantie de la relaxation à 1000h qui vaut 2.5%.
- $\sigma_{pi}(x)$: contrainte initiale de l'armature dans la section d'abscisse x.
- $\sigma_0 = 1488$ MPA.
- $\Sigma\sigma_{inst}$: somme des pertes instantanées.
- f_{prg} : contrainte de rupture garantie qui vaut 1860 MPA.

Le tableau suivant donne les résultats de calcul :

Tableau VI- 14 Pertes due aux relaxations des aciers pour chaque voussoir du demi-fléau

Voussoir	N°cables	$\Sigma\sigma_{inst}$	$\sigma_{pi}(x)$	μ	$\Delta\sigma_p(x)$
VSP	17	1707,64	23588,40	12,68	433,50
V1	14	2193,53	18638,50	10,02	268,13
V2	12	1661,79	16194,20	8,71	201,05
V3	11	1637,48	14730,50	7,92	165,49
V4	10	1558,58	13321,40	7,16	134,52
V5	9	1449,48	11942,50	6,42	107,32
V6	8	1245,72	10658,30	5,73	84,74
V7	6	985,31	7942,69	4,27	45,75
V8	5	808,64	6631,36	3,57	31,19
V9	3	520,00	3944,00	2,12	10,00
V10	2	379,50	2596,50	1,40	3,76
V11	1	205,29	1282,71	0,69	0,50

Il faut tenir compte de l'interaction de tous les phénomènes précédents. Pour tenir compte de cette interaction, le BPEL propose de minorer forfaitairement la relaxation par le coefficient $\frac{5}{6}$

Les pertes différées sont égales à

Tableau VI- 15 Pertes différées totales

Voussoir	N°cables	$\Delta \sigma_{\text{deff}}$	%
VSP	17	648,63	2,56
V1	14	479,99	2,30
V2	12	404,85	2,27
V3	11	359,53	2,20
V4	10	317,2	2,13
V5	9	279,19	2,08
V6	8	241,42	2,03
V7	6	176,33	1,97
V8	5	140,18	1,88
V9	3	91,78	2,06
V10	2	66,87	2,25
V11	1	48,76	3,28

VI.7.3. Les pertes totales

Après avoir calculé toutes les pertes instantanées et différées, nous allons maintenant sommer toutes ces dernières pour avoir les pertes totales, et les vérifier par rapport à l'estimation de départ qui est 25% de la force garantie des aciers.

$$\Delta\sigma_t = \Delta\sigma_{\text{inst}} + \Delta\sigma_{\text{dif}}$$

Tableau VI- 16 Pertes totales

Voussoir	N°cables	$\Delta\sigma_t$	%
VSP	17	2356,26	9,31
V1	14	2673,51	12,83
V2	12	2066,63	11,57
V3	11	1997,01	12,20
V4	10	1875,78	12,61
V5	9	1728,67	12,91
V6	8	1487,15	12,49
V7	6	1161,64	13,01
V8	5	948,82	12,75
V9	3	611,78	13,70
V10	2	446,37	15,00
V11	1	254,06	17,07

Remarque : Les pertes totales calculées sont surestimées de 8% de la valeur proposée au début, nous devons refaire le calcul de la précontrainte avec un pourcentage de 17.07%. Cependant, vu qu'il n'y a pas assez du temps, on continuera le calcul avec la valeur mentionnée préalablement.

VI.8. Vérification des contraintes :

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

On distingue deux phases :

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

VI.8.1. Vérification des contraintes en phase de construction :

En phase de construction, on doit vérifier que :

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{S} + \frac{PeV}{I} - \frac{|M|V}{I} \geq \overline{\sigma}_{bt}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{S} - \frac{PeV'}{I} + \frac{|M|V'}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

Avec :

- σ_{sup} : Contrainte créée dans la section de la fibre supérieure
- σ_{inf} : Contrainte créée dans la section de la fibre inférieure.
- **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.
- $\overline{\sigma}_{bt}$: Contrainte admissible de traction.
- $\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible de compression.

Avec : $\sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 24 \text{ MPa}$

$\sigma_{bt} = 0 \text{ MPa}$ (car en justifié en **classe I**)

Donc on doit vérifier que :

$\sigma_{inf} \leq 24 \text{ MPa}$ et $\sigma_{sup} \geq 0 \text{ MPa}$

Tableau de vérification des contraintes :

Tableau VI- 17 Vérification des contraintes du fléau.

X(m)	I(m ⁴)	S(m ²)	V(m)	V'(m)	e(m)	M(t,m)	P(t,m)	σ_{sup} (Mpa)	σ_{inf} (Mpa)
0,00	89,80	17,10	2,56	3,44	2,11	-46738,43	11967,54	0,87	15,23
4,50	89,80	17,10	2,56	3,44	2,22	-38541,59	9855,62	1,01	12,15
8,50	71,00	16,25	2,31	3,17	1,98	-31996,88	9151,65	1,12	11,82
12,50	56,22	15,49	2,08	2,92	1,77	-26118,39	8447,67	1,33	11,24
16,50	44,71	14,81	1,88	2,71	1,60	-20879,55	7743,70	1,66	10,36
20,50	35,84	14,20	1,70	2,51	1,48	-16257,40	6335,76	1,20	9,27
24,50	29,09	13,68	1,55	2,34	1,37	-12232,60	5631,78	1,71	7,76
28,50	24,02	13,24	1,42	2,20	1,24	-8789,41	4223,84	1,09	6,46
32,50	20,30	12,87	1,31	2,09	1,13	-5915,71	3519,86	1,48	4,73
36,50	17,66	12,59	1,23	2,00	1,05	-3603,01	2111,92	0,71	3,25
40,50	15,91	12,39	1,17	1,93	0,99	-1846,41	1407,95	0,80	1,69
44,50	14,91	12,27	1,13	1,89	0,95	-644,63	703,97	0,59	0,54
48,50	14,58	12,23	1,12	1,88	1,73	0,00	0,00	0,00	0,00

Remarque :

On remarque, d’après le tableau précédent que les contraintes trouvées à la fibre inférieure sont inférieures à la contrainte admissible de compression, et on remarque que les contraintes de la fibre supérieure sont supérieures a contrainte admissible de traction, alors notre ouvrage est en sécurité en phase de réalisation.

VI.8.2. Vérification des contraintes en phase de service

Dans cette phase il y a deux vérifications à faire :

- Premier cas ou l’ouvrage ne subit aucune surcharge sauf celles qui sont permanentes comme les surcharges de la superstructure (poids du trottoir, glisser de sécurité... Etc.), c’est-à-dire la vérification à vide.
- Deuxième cas ou l’ouvrage est sollicité par son poids propre et par des surcharges d’exploitations.

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

État à vide :

$$\begin{cases} \sigma_{sup} \geq 0 \text{ MPa} \\ \sigma_{inf} \leq 24 \text{ MPa} \end{cases}$$

État en charge :

$$\begin{cases} \sigma_{sup} \leq 24 \text{ MPa} \\ \sigma_{inf} \geq 0 \text{ MPa} \end{cases}$$

En phase de service la vérification faite pour les deux travées (travée de rive et travée intermédiaire) dans les deux cas : à vide (charges permanentes) et en charge (charges permanentes et toutes les surcharges).

VI.8.2.1. À vide

Tableau VI- 18 Vérification des contraintes de continuité à vide (travée intermédiaire)

X(m)	I	S(m ²)	V(m)	V'(m)	e'(m)	M(t,m)	P (t)	σsup (Mpa)	σinf (Mpa)
28.50	24,02	13,24	1,42	2,20	2,05	209,19	703,97	6,08	0,06
32.50	20,30	12,87	1,31	2,09	1,94	2997,62	2815,89	5,91	3,35
36.50	17,66	12,59	1,23	2,00	1,78	5198,15	4223,84	4,97	5,14
40.50	15,91	12,39	1,17	1,93	1,65	6821,03	5631,78	4,88	7,00
44.50	14,91	12,27	1,13	1,89	1,54	7873,13	7039,73	4,55	9,25
48.50	14,58	12,23	1,12	1,88	1,53	8362,01	7039,73	3,91	8,86
50.00	14,58	12,23	1,12	1,88	1,53	8401,30	7039,73	3,94	8,81
48.50	14,58	12,23	1,12	1,88	1,53	8362,01	7039,73	3,91	8,86
44.50	14,91	12,27	1,13	1,89	1,54	7873,13	7039,73	4,57	9,23
40.50	15,91	12,39	1,17	1,93	1,65	6821,03	5631,78	4,88	7,00
36.50	17,66	12,59	1,23	2,00	1,78	5198,15	4223,84	4,97	5,13
32.50	20,30	12,87	1,31	2,09	1,94	2997,62	2815,89	5,90	3,36
28.50	24,02	13,24	1,42	2,20	2,05	209,19	703,97	6,09	0,05

Tableau VI- 19 Vérification des contraintes des câbles continuité à vide (travée de rive)

X(m)	I	S(m ²)	V(m)	V'(m)	e'(m)	M(t,m)	P (t)	σsup (Mpa)	σinf (Mpa)
30,5	29,09	13,68	1,55	2,34	2,19	1793,07	1407,95	0,34	2,07
26,5	24,02	13,24	1,42	2,20	2,00	3872,56	2815,89	1,09	3,75
24,5	20,30	12,87	1,31	2,09	1,81	5350,69	4223,84	1,81	5,62
20,5	17,66	12,59	1,23	2,00	1,68	6240,91	4927,81	2,51	6,19
16,5	15,91	12,39	1,17	1,93	1,55	6553,48	5631,78	2,94	7,20
16,2	14,91	12,27	1,13	1,89	1,51	6553,99	5631,78	3,10	7,09
12,5	14,58	12,25	1,12	1,88	1,50	6295,28	5631,78	2,94	7,37
8,5	14,58	12,23	1,12	1,88	1,56	5473,85	4927,81	2,33	6,88
5,5	14,58	12,23	1,12	1,88	1,60	5021,77	4223,84	2,12	5,69
2,5	14,58	12,23	1,12	1,88	1,65	3629,15	3519,86	1,20	5,69
0	14,58	12,23	1,12	1,88	1,73	1791,12	1407,95	0,66	1,98

VI.8.2.2. En charge

Tableau VI- 20 Vérification des contraintes de continuité en charge (travée intermédiaire)

X(m)	I	S(m ²)	V(m)	V'(m)	e'(m)	M(t,m)	P2 (t)	σ_{sup} (Mpa)	σ_{inf} (Mpa)
28.50	24,02	13,24	1,42	2,20	2,05	1181,46	703,97	0,38	0,77
32.50	20,30	12,87	1,31	2,09	1,94	5652,67	2815,89	2,32	1,98
36.50	17,66	12,59	1,23	2,00	1,78	9553,85	4223,84	4,78	1,03
40.50	15,91	12,39	1,17	1,93	1,65	12293,06	5631,78	6,74	0,91
44.50	14,91	12,27	1,13	1,89	1,54	14075,70	7039,73	8,18	1,66
48.50	14,58	12,23	1,12	1,88	1,53	14905,79	7039,73	8,93	0,43
50.00	14,58	12,23	1,12	1,88	1,53	14974,76	7039,73	8,98	0,34
48.50	14,58	12,23	1,12	1,88	1,53	14905,79	7039,73	8,93	0,42
44.50	14,91	12,27	1,13	1,89	1,54	14075,05	7039,73	8,19	1,64
40.50	15,91	12,39	1,17	1,93	1,65	12293,06	5631,78	6,75	0,91
36.50	17,66	12,59	1,23	2,00	1,78	9553,85	4223,84	4,78	1,03
32.50	20,30	12,87	1,31	2,09	1,94	5652,67	2815,89	2,32	1,98
28.50	24,02	13,24	1,42	2,20	2,05	1181,46	703,97	0,38	0,77

Tableau VI- 21 Vérification des contraintes de continuité en charge (travée de rive)

X(m)	I	S(m ²)	V(m)	V'(m)	e'(m)	M(t,m)	P2 (t)	σ_{sup} (Mpa)	σ_{inf} (Mpa)
30,5	29,09	13,68	1,55	2,34	2,19	3750,23	1407,95	1,38	0,49
26,5	24,02	13,24	1,42	2,20	2,00	7309,94	2815,89	3,11	0,59
24,5	20,30	12,87	1,31	2,09	1,81	9870,89	4223,84	4,73	0,98
20,5	17,66	12,59	1,23	2,00	1,68	11444,33	4927,81	6,13	0,31
16,5	15,91	12,39	1,17	1,93	1,55	12038,64	5631,78	6,97	0,54
16,2	14,91	12,27	1,13	1,89	1,51	12066,25	5631,78	7,28	0,09
12,5	14,58	12,25	1,12	1,88	1,50	11671,45	5631,78	7,07	0,44
8,5	14,58	12,23	1,12	1,88	1,56	10313,94	4927,81	6,05	0,64
5,5	14,58	12,23	1,12	1,88	1,60	8668,79	4223,84	4,92	0,99
2,5	14,58	12,23	1,12	1,88	1,65	6488,21	3519,86	3,40	2,00
0	14,58	12,23	1,12	1,88	1,73	2689,41	1407,95	1,35	0,82

Remarque

D'après les tableaux ci-dessus on remarque, que les conditions de vérification des contraintes sont largement vérifiées donc notre ouvrage est en sécurité en état de charge.

VI.9. Vérification de l'effort tranchant

La partie résistante d'une poutre caisson à l'effort tranchant est représentée par l'âme, les membrures supérieures et inférieures du fait de leur inertie par rapport au centre de gravité de la section sont les éléments résistants à la flexion.

L'âme du caisson sera donc dimensionnée pour :

- Résister aux efforts de cisaillement.
- Permettre un bétonnage correct à travers la cage d'armature et les gaines de précontraintes avec, en cas de pervibration, des espaces suffisants pour y introduire les vibreurs.

VI.9.1. Effet isostatique

Si l'on considère l'élément de poutre de la figure ci-dessous situé à gauche de la section étudiée, les actions s'exerçant sur l'élément gauche se réduisent au titre de composantes verticales de tous les efforts appliqués à :

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

On aura alors : $V = P \sin \alpha$

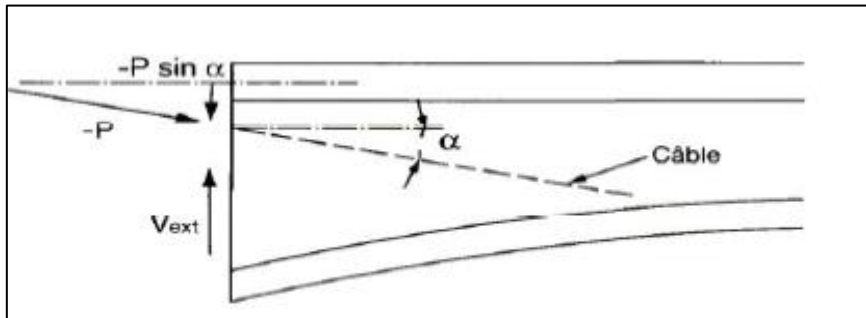


Figure VI- 13 Effet isostatique

VI.9.2. Effet hyperstatique

À cette action, nous devons ajouter l'effort tranchant dû au moment hyperstatique de précontrainte, s'il existe. Il est égal à la dérivée de ce moment :

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

VI.9.3. Effet RESAL

Dans notre cas la hauteur de la poutre est variable avec l'abscisse, plus forte sur appui qu'en travée. En respectant un extradados horizontal, l'intrados est donc incliné de pente : $\frac{dh}{dx}$

Près des appuis l'intrados est comprimé, ce qui signifie qu'une partie de l'effort tranchant dû aux forces extérieures suivant la composante verticale de cet effort de compression qui vaut :

$$V_{resal} = \frac{Mdh}{Zdx}$$

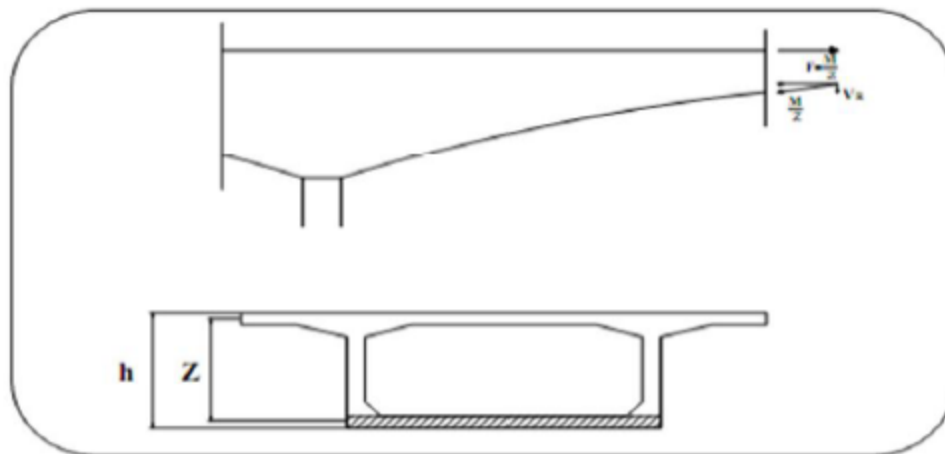


Figure VI- 14 Effet RESAL

VI.9.4. Vérification de la contrainte de cisaillement

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_{max} < \text{Min} (\tau_1 , \tau_2).$$

Selon Le BPEL, la contrainte de cisaillement est égale à :

$$\tau_{max} = \frac{Vr}{B_{ng} \times z}$$

- Vr : l'effort tranchant réduit.
- z : le bras de levier ($z = (I/S)$) ; et par simplification : $z = \left(\frac{1+\rho}{2}\right) \times h$.
- ρ : le rendement mécanique ($\rho = \frac{1}{B.v.v'}$).
- b_{ng} : l'épaisseur nette de l'âme, elle est égale à la différence entre l'épaisseur totale de l'âme et les diamètres des câbles qui traversent cette âme. $b_{ng} = 2 \times (ea - \phi g)$

Le B.P.E.L préconise de vérifier au voisinage de l'appui et au niveau du centre de gravité, la double inégalité suivante

$$\bar{\tau}_1^2 \leq 0,4ftj. (ftj + \frac{2}{3}\sigma_x).$$

$$\bar{\tau}_2^2 \leq 2 \left(\frac{ftj}{fcj}\right) (0,6 fcj - \sigma_x) \left(ftj + \frac{2}{3}\sigma_x\right).$$

Application numérique

$$Vr = V_{ext} - V_p - V_{Resal}$$

- $V_{ext} = 2994.18 \text{ t}$
- $Z = \frac{1+0.5961}{2} \times 5.48 = 4.79 \text{ avec } \rho = 59.61 \%$

Effet resal

- $\tan(\varphi) = \left|\frac{\Delta H}{\Delta X}\right| = \left|\frac{6.00-6.00}{8.50-4.50}\right| \Rightarrow \varphi = 0.0$
- $V_{resal} = B \times \sigma_{inf} \times \sin(\varphi) = 0.00 \text{ t} \rightarrow B = 3.76 \text{ m}^2$

Effet de la précontrainte

- $V_p = P \sin(\alpha)$

On a trois câbles incline par âme

C1 $\rightarrow \alpha = 0.27$ et C2 $\rightarrow \alpha = 0.62$ et C3 $\rightarrow \alpha = 0.52$ donc

$$V_p = 2 \times 424.08 \times (1 - 0.17) \times (\sin(0.27) + \sin(0.52) + \sin(0.62)) = 946.59 \text{ t}$$

- $V_r = 2994.18 - 946.59 = 2048.19 \text{ t}$
- $\sigma(x) = \frac{(1-0.1707) \times 424.08 \times 28}{17.10} = 5.76 \text{ MPa}$
- $\tau_{max} = \frac{2048.17}{1 \times 4.79} = 4.28 \text{ MPa}$
- $\bar{\tau}_1 = \sqrt{(0.4 \times 3) \left(3 + \left(\frac{2}{3}\right) 5.76\right)} = 2.87 \text{ MPa}$
- $\bar{\tau}_2 = \sqrt{2 \left(\frac{3}{40}\right) (0.6 \times 40 - 5.76) \left(3 + \left(\frac{2}{3}\right) 5.76\right)} = 4.33 \text{ MPa}$

$$\tau_{max} < \text{Min}(\tau_1, \tau_2) \rightarrow 0.31 < \text{Min}(2.87; 4.33) \rightarrow 4.28 \leq 2.87 \text{ (non vérifié)}$$

Remarque : le tableau de vérification des contrainte du cisaillement est au niveau des annexe

VI.9.5. Conclusion

Pour les autres sections La condition n'est pas satisfaite $\tau < \bar{\tau}$, cela signifie que l'épaisseur de l'âme est insuffisante du point de vue de cisaillement.

Dans ce cas, on préconise les deux solutions suivantes :

- Augmenter l'épaisseur de l'âme.
- Disposer des étriers actifs.

Remarque : Pour notre cas, on continuera les calculs avec les mêmes paramètres définis auparavant.

Chapitre VII

Etude transversale

VII.1. Introduction

Jusqu'à présent on s'est intéressé que à l'étude longitudinale du tablier, où on a pu déterminer le câblage longitudinal de la précontrainte en phase de construction et en phase d'exploitation. Il s'agit des armatures actives.

Dans ce chapitre, on doit déterminer les armatures passives transversales et longitudinales pour chaque élément du voussoir (âmes, hourdis...), en prenant un voussoir au niveau de la pile et la culée. Mais tout d'abord, il faut déterminer les moments les plus défavorables engendrés par les différents chargements.

VII.2. Dimensionnement des armatures

Dans ce chapitre, on doit déterminer les armatures passives transversales et longitudinales pour chaque élément du voussoir (âmes, hourdis...).

Les éléments du voussoir doivent être ferriller à :

- La flexion simple pour l'hourdi inférieur et supérieur et les porte à faux.
- La flexion composée pour les âmes

A cause de la variation de la hauteur des caissons, le ferrillage diffère d'un voussoir à l'autre. Raison pour laquelle on se contente de ferriller uniquement le voussoir sur pile et le voussoir sur culée.

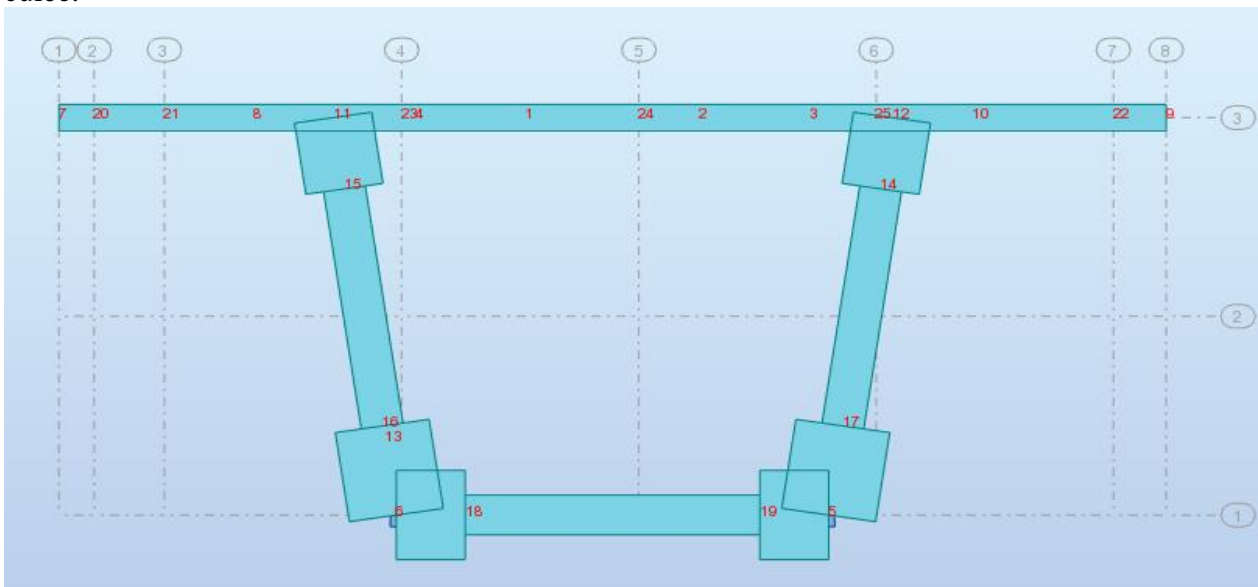


Figure VII- 1 Voussoir sur pile.

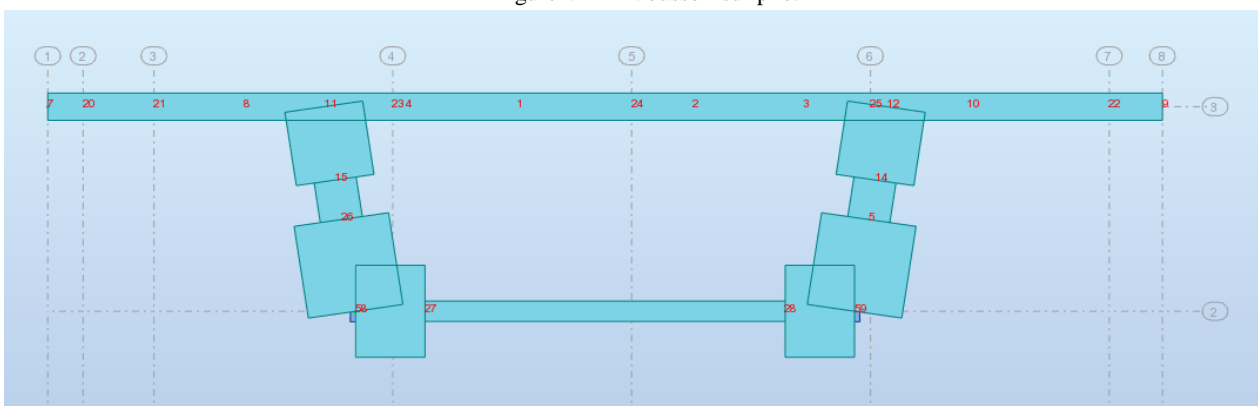


Figure VII- 2 Voussoir du clavage.

VII.2.1. Détermination des efforts

Le voussoir doit être ferrillé sous le moment de la combinaison la plus défavorable, donnée par le document technique réglementaire **RCPR**, ci-dessous :

Tableau VII- 1 Les combinaisons

ELS	ELU
G + 1.2 (A(l) + St)	1.35G + 1.6 (A(l)+ St)
G + 1.2 (Bc + St)	1.35G + 1.6 (Bc + St)
G + 1.2 (Bt + St)	1.35G + 1.6 (Bt + St)
G + Mc120	1.35G + 1.35 Mc120
G + D240	1.35G + 1.35D240

VII.2.2. Résultats de l'analyse

Les résultats obtenus sont donnés ci-dessous sous forme de tableaux, représentant les moments de flexion ainsi que les efforts tranchants. Nous considérons les efforts obtenus sous les combinaisons les plus défavorable à l'état limite de service (E.L.S) et à l'état limite ultime (E.L.U) pour le ferrillage des éléments de ces deux voussoirs élément par élément. Ces résultats sont présentés

Voussoir sur pile

Tableau VII- 2 Les moment des éléments (VSP).

		Mser		Mult	
Dalle supérieure	Moment positif	G + 1.2 (Bt + St)	16.72	1.35G + 1.6 (Bt + St)	22.41
	Moment négatif	G + 1.2 (Bt + St)	29.52	1.35G + 1.6 (Bt + St)	39.58
Dalle inférieure	Moment positif	G + 1.2 (Bt + St)	1.27	1.35G + 1.6 (Bt + St)	1.71
	Moment négatif	G + 1.2 (Bt + St)	6.73	1.35G + 1.6 (Bt + St)	9.09
Portes à faux a droite	Moment positif	G + 1.2 (Bt + St)	0.00	1.35G + 1.6 (Bt + St)	0
	Moment négatif	G + 1.2 (Bt + St)	42.19	1.35G + 1.6 (Bt + St)	56.58
Portes à faux a gauche	Moment positif	G + 1.2 (Bt + St)	0.00	1.35G + 1.6 (Bt + St)	0.00
	Moment négatif	G + 1.2 (Bt + St)	30.40	1.35G + 1.6 (Bt + St)	40.80

Tableau VII- 3 Les moment des âmes (VSP).

		Mser		Nser		Mult		Nult	
Âmes droite	Moment positif	G + 1.2 (Bt + St)	0.00	56.96	1.35G + 1.6 (Bt + St)	35.47	76.51		
	Moment négatif	G + 1.2 (Bt + St)	28.63	56.96	1.35G + 1.6 (Bt + St)	38.38	76.51		
Âmes gauche	Moment positif	G + 1.2 (Bt + St)	37.78	21.65	1.35G + 1.6 (Bt + St)	50.58	29.26		
	Moment négatif	G + 1.2 (Bt + St)	17.68	21.65	1.35G + 1.6 (Bt + St)	29.33	29.26		

Voussoir du clavage :

Tableau VII- 4 Les moment des éléments (VC).

		Mser		Mult	
Dalle supérieure	Moment positif	G + 1.2 (Bt + St)	15.94	1.35G + 1.6 (Bt + St)	21.36
	Moment négatif	G + 1.2 (Bt + St)	30.19	1.35G + 1.6 (Bt + St)	40.47
Dalle inférieure	Moment positif	G + 1.2 (Bt + St)	0.82	1.35G + 1.6 (Bt + St)	1.11
	Moment négatif	G + 1.2 (Bt + St)	5.10	1.35G + 1.6 (Bt + St)	6.89
Portes à faux a droite	Moment positif	G + 1.2 (Bt + St)	0.00	1.35G + 1.6 (Bt + St)	0.00
	Moment négatif	G + 1.2 (Bt + St)	42.96	1.35G + 1.6 (Bt + St)	57.61
Portes à faux a gauche	Moment positif	G + 1.2 (Bt + St)	0.00	1.35G + 1.6 (Bt + St)	0.00
	Moment négatif	G + 1.2 (Bt + St)	30.85	1.35G + 1.6 (Bt + St)	41.40

Tableau VII- 5 Les moment des âmes (VC).

			Mser	Nser		Mult	Nult
Âmes droite	Moment positif	G + 1.2 (Bt + St)	0.00	51.27	1.35G + 1.6 (Bt + St)	5.43	68.84
	Moment négatif	G + 1.2 (Bt + St)	38.50	51.27	1.35G + 1.6 (Bt + St)	51.58	68.84
Âmes gauche	Moment positif	G + 1.2 (Bt + St)	38.86	20.41	1.35G + 1.6 (Bt + St)	52.05	27.54
	Moment négatif	G + 1.2 (Bt + St)	9.65	20.41	1.35G + 1.6 (Bt + St)	12.98	27.54

VII.2.3. Le ferrailage

Pour le ferrailage, on subdivise le voussoir en plusieurs éléments, on a

- Une dalle supérieure : qui travaille en flexion simple.
- Une dalle inférieure : qui travaille en flexion simple.
- Portes à faux : qui travaillent en flexion simple.
- Deux âmes : qui travaillent en flexion composé.

Remarque : on calcule à l'ELU et l'ELS en même temps, afin de les comparer et prendre le max d'entre eux, max (ELU ; ELS).

VII.2.3.1. Exemple de calcul (voussoir sur pile)

VII.2.3.1.1. Ferrailage du hourdis supérieur à l'ELS (moment négatif)

Ferrailage transversale :

Dimensionnement d'une section rectangulaire à l'E.L.S. La fibre supérieure se calcule à partir de la valeur du moment max, cas de fissurations préjudiciable.

- b= 1m Le ferrailage se calcule par un mètre linéaire (/ml).
- h=0.3m.
- c=0.03m.
- Moment négatif : $M_{ser}=29.52 \text{ t.m}$

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

- $F_{c28} = 40 \text{ MPa}$
- $\theta = 1$ car $t > 24 H$ (le temps de chargement)
- $\gamma_b = 1.5$ dans le cas durable

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times 40}{1 \times 1.5} = 22.67 \text{ MPa}$$

- $d = 0.9 h = 0.27 \text{ m}$

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{Z \times \sigma_{st}}$$

- Avec $\sigma_{st} = \min \{ \frac{2}{3} f_e ; \max (0.5 \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}) \}$
- $\eta = 1.6$ pour les barres HA;
- Et $f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} = 0.6 + 0.06 \times 40 = 3.0 \text{ Mpa}$.
- Donc $\sigma_{st} = 250 \text{ MPa}$
- $\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 40 = 24 \text{ MPa}$
- $X = \frac{15 - \sigma_{bc}}{15 \times \sigma_{bc} - \sigma_{st}} \times d = 0.1593 \text{ m}$
- $Z = d - \frac{X}{3} = 0.2169$
- $M_1 = \frac{1}{2} \times X \times d \times \sigma_{bc} \times b = 41.47$
- $M_{ser} > M_1$ (NON) donc on a une section sans armature comprimé (S.S.A.C)

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \sigma_{st}} = 54.44 \text{ cm}^2$$

$$A_{ser} \geq 0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \times b \times d = 3.72 \text{ cm}^2 \text{ (CNF verifier)}$$

$$A_s = 54.44 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : d'après le tableau des sections nominale On prend **12HA25**, soit $A_{st}=58.9 \text{ cm}^2$.

Ferraillage longitudinal :

Les contraintes de traction, résultantes des moments longitudinaux sont reprises par les câbles de précontrainte, mais du fait de l'apparition des fissures dans le béton dues au retrait avant la mise en tension des câbles, on est obligé de mettre des armatures longitudinales pour palier à ce problème.

$$A_{s1} = \frac{A_{st}}{3} = 18.15 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1} \geq 0.40 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \times b \times d = 6.48 \text{ cm}^2 \text{ (CNF verifier)}$$

Choix des barres : d'après le tableau des sections nominale On prend **6HA20**, soit $A_{st}=18.85 \text{ cm}^2$.

VII.2.3.1.2. Ferraillage du hourdis supérieur à l'ELS (moment positif)

Ferraillage transversale :

- Moment positif : $M_{ser}=16.72 \text{ t.m}$
- $M_{ser} > M_1$ (NON) donc on a une section sans armature comprimé (S.S.A.C)

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z\sigma_{st}} = 30.84 \text{ cm}^2$$

$$A_{ser} \geq 0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \times b \times d = 3.73 \text{ cm}^2 \text{ (verifier)}$$

Choix des barres : d'après le tableau des sections nominale On prend **10HA20**, soit $A_{st}=31.42 \text{ cm}^2$.

Ferraillage longitudinal :

$$A_{s1} = \frac{A_{st}}{3} = 10.28 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1} \geq 0.40 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \times b \times d = 3.72 \text{ cm}^2 \text{ (CNF verifier)}$$

Choix des barres : d'après le tableau des sections nominale On prend **4HA20**, soit $A_{st}=12.57 \text{ cm}^2$.

VII.2.3.1.3. Ferraillage du hourdis supérieur à l'ELU (moment négatif)

Dimensionnement d'une section rectangulaire à l'E.L.U. La fibre supérieure se calcule à partir de la valeur du moment max, cas de fissurations préjudiciable.

- $b=1 \text{ m}$ Le ferraillage se calcule par un mètre linéaire (/ml).
- $h=0.3 \text{ m}$.
- $c=0.03 \text{ m}$.
- $M_{ser}=29.52 \text{ t.m}$
- $M_{ult}=39.57 \text{ t.m}$

$$\mu = \frac{M_{ult}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.2394$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma = \frac{M_{ult}}{M_{ser}} = 1.35 \\ F_{c28} = 40 \text{ MPa} \end{array} \right. \rightarrow \{\mu_c = 0.3132$$

- $\mu \leq \mu_c$ (NON) donc on a une section sans armature comprimé (S.A.A.C)

- $a = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_c}}{0.8} = 0.2561$

- $Z = d(1 - 0.4a) = 0.2046$
- $\mu \leq 0.186$ (NON).
- $\epsilon_s = 3.5 \times 10^{-3} \left(\frac{1}{a} - 1\right) = 6.5 \times 10^{-3}$ $\sigma_s = \frac{Fe}{\gamma_s} = 434.78 \text{ MPa}$

$$A_s = \frac{M_{ult}}{Z\sigma_s} = 39.15 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq 0.40 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \times b \times d = 3.72 \text{ cm}^2 \text{ (verifier)}$$

$$A_s = 39.15 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : d'après le tableau des sections nominale On prend **8HA25**, soit $A_{st}=39.27\text{cm}^2$.

VII.2.3.1.4. Ferrailage du hourdis supérieur à l'ELU (moment positif)

- $M_{ser}=16.71 \text{ t.m}$
- $M_{ult}=22.24 \text{ t.m}$

$$\mu = \frac{M_{ult}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.1357$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma = \frac{M_{ult}}{M_{ser}} = 1.35 \\ F_{c28} = 40 \text{ MPa} \end{array} \right. \rightarrow \{\mu_c = 0.3132$$

- $\mu \leq \mu_c$ (NON) donc on a une section sans armature comprimé (S.A.A.C)

- $a = \frac{1 - \sqrt{(1 - 2\mu_c)}}{0.8} = 0.2561$
- $Z = d(1 - 0.4a) = 0.2046$
- $\mu \leq 0.186$ (OUI).
- $\epsilon_s = 10 \times 10^{-3}$

$$\sigma_s = \frac{Fe}{\gamma_s} = 434.78 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_{ult}}{Z\sigma_s} = 20.61$$

$$A_s \geq 0.40 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \times b \times d = 3.72\text{cm}^2 \text{ (verifier)}$$

Choix des barres : d'après le tableau des sections nominale On prend **7HA20**, soit $A_{st}=21.99 \text{ cm}^2$.

Remarque : on remarque que A_s maximale est sous la combinaison ELS donc on va dimensionner a l'ELS pour toutes le reste des sections.

VII.2.4. Voussoir sur pile

Tableau VII- 6 Ferrailage de l'hourdis supérieur.

Fibre	Mser	h	Z	As	Al	Amin	Armature longitudinale	Armature transversale
Supérieur	29.52	0.3	0.2169	54.44	18.84	3.72	12HA25	6HA20
Inferieur	16.72	0.3	0.2169	30.84	10.28	3.72	10HA20	4HA20

Tableau VII- 7 Ferrailage de l'hourdis inférieur.

Fibre	Mser	h	Z	As	Al	Amin	Armature longitudinale	Armature transversale
Supérieur	6.73	0.6	0.4338	6.21	2.07	7.45	4HA16	4HA16
Inferieur	1.27	0.6	0.4338	6.21	0.39	7.45	4HA16	4HA16

Tableau VII- 8 Ferrailage de porte-à-faux à droite.

Fibre	Mser	h	Z	As	Al	Amin	Armature longitudinale	Armature transversale
Supérieur	42.19	0.25	0.1807	66.33	22.11	3.38	9HA32	5HA25
Inferieur	0	0.25	0.1807	0	0	3.38	4HA12	4HA12

Tableau VII- 9 Ferrailage de porte-à-faux à gauche.

Fibre	Mser	h	Z	As	Al	Amin	Armature longitudinale	Armature transversale
Supérieur	30.40	0.25	0.1807	47.69	15.90	3.38	6HA32	4HA25
Inferieur	0	0.25	0.1807	0	0	3.38	4HA12	4HA12

Tableau VII- 10 Ferrailage de l'âme à droite.

Mser	Nser	h	As	Al	Amin	Armature longitudinale	Armature transversale
28.63	56.96	0.60	40.61	13.54	7.45	9HA25	2HA25+2HA20

Tableau VII- 11 Ferrailage de l'âme à gauche.

Mser	Nser	h	As	Al	Amin	Armature longitudinale	Armature transversale
37.78	21.65	0.60	55.85	18.19	7.45	12HA25	4HA25

VII.2.5. Voussoir du clavage

Tableau VII- 12 Ferrailage de l'hourdis supérieur.

Fibre	Mser	h	Z	As	Al	Amin	Armature longitudinale	Armature transversale
Supérieur	29.52	0.3	0.2169	55.68	18.56	3.72	12HA25	6HA20
Inferieur	15.94	0.3	0.2169	29.40	9.8	3.72	10HA20	4HA20

Tableau VII- 13 Ferrailage de l'hourdis inferieure.

Fibre	Mser	h	Z	As	Al	Amin	Armature longitudinale	Armature transversale
Supérieur	5.10	0.3	0.2169	9.40	3.13	3.72	5HA16	4HA12
Inferieur	0.82	0.3	0.2169	1.51	0.50	3.72	4HA12	4HA12

Tableau VII- 14 Ferrailage de porte-à-faux à droite.

Fibre	Mser	h	Z	As	Al	Amin	Armature longitudinale	Armature transversale
Supérieur	42.97	0.25	0.1807	66.33	22.11	3.38	9HA32	5HA25
Inferieur	0	0.25	0.1807	0	0	3.38	4HA12	4HA12

Tableau VII- 15 Ferrailage de porte-à-faux à gauche.

Fibre	Mser	h	Z	As	Al	Amin	Armature longitudinale	Armature transversale
Supérieur	30.19	0.25	0.1807	47.38	15.79	3.38	6HA32	4HA25
Inferieur	0	0.25	0.1807	0	0	3.38	4HA12	4HA12

Tableau VII- 16 Ferrailage de l'âme à droite.

Mser	Nser	h	As	Al	Amin	Armature longitudinale	Armature transversale
38.50	51.27	0.60	55.76	18.59	7.45	12HA25	6HA20

Tableau VII- 17 Ferrailage de l'âme à gauche.

Mser	Nser	h	As	Al	Amin	Armature longitudinale	Armature transversale
38.86	20.41	0.60	56.86	18.95	7.45	12HA25	6HA20

VII.3. La torsion

La torsion est un phénomène courant dans les structures de bâtiments ou d'ouvrages d'art. Elle est, la plupart du temps, négligée car difficile à appréhender. Dans le cas des ponts courbes, les efforts de torsion sont très importants, et ils doivent être justifiés pour éviter tous désagréments dans la structure. Le choix de la section caisson s'est avéré nécessaire pour palier au phénomène de torsion.

L'effet de la torsion sera calculer au niveau des âmes ; pour cela on dispose des armatures longitudinales et transversales en plus des armatures déjà déterminées.

- Le moment de torsion, $M_{max} = M_t = 2057.91 \text{ t.m.}$
- Il est engendré par la combinaison $1.35G + 1.6 (AL + ST)$.

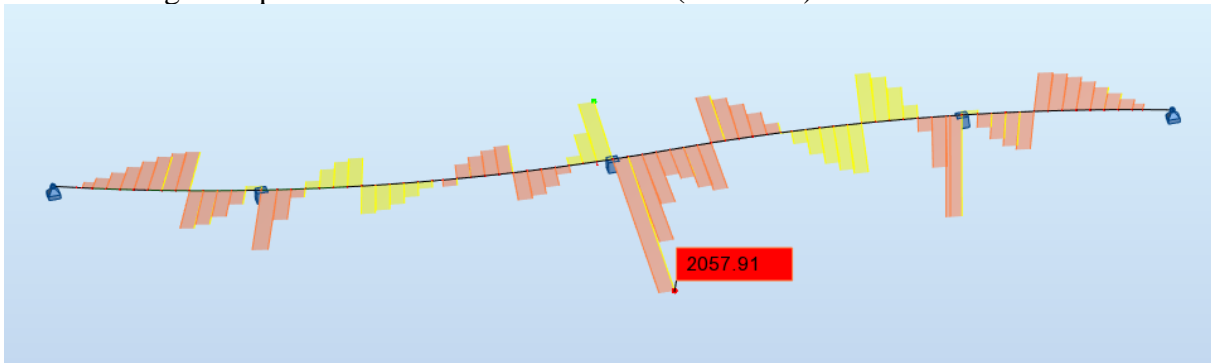


Figure VII- 3 Moment due à la torsion

La contrainte de cisaillement due à la torsion est :

$$\tau = \frac{M_{tu}}{2\Omega e}$$

- Epaisseur minimale = 0.30 m l'épaisseur du l'hourdis supérieure.
- $\Omega = 17.68 \text{ m}^2$ (Voussoir du clavage).
- $\Omega = 35.52 \text{ m}^2$ (Voussoir sur pile).
 - **Voussoir sur pile** $\tau = \frac{2057.91 \times 10^{-2}}{2 \times 35.52 \times 0.3} = 0.96 \text{ MPa} \leq 3 \text{ MPa}$
 - **Voussoir du clavage** $\tau = \frac{2057.91 \times 10^{-2}}{2 \times 17.68 \times 0.3} = 1.92 \text{ MPa} \leq 3 \text{ MPa}$

VII.3.1. Ferrailage

- **Voussoir sur pile**

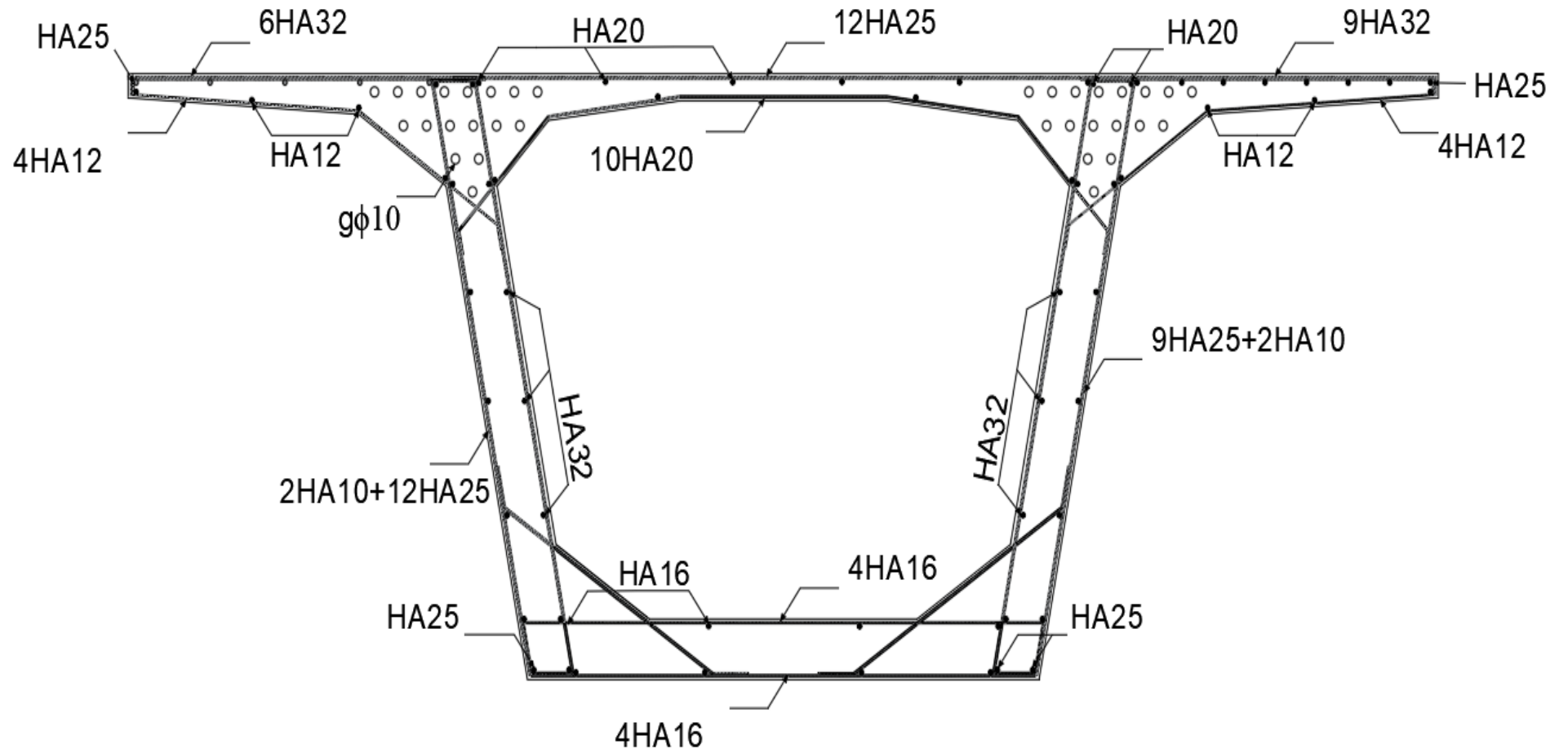
- $A_t = \frac{S_t \gamma_s}{f_{et}} \times \frac{M_{tu}}{2\Omega} = \frac{0.20 \times 1.15}{500} \times \frac{20.58}{2 \times 35.52} = 1.33 \text{ cm}^2$
- $A_l = \frac{U \gamma_s}{f_e} \times \frac{M_{tu}}{2\Omega} = \frac{22.44 \times 1.15}{500} \times \frac{20.58}{2 \times 35.52} = 149.52 \text{ cm}^2$

On ajoute : **10AH32** par âme longitudinalement et **2HA10** par âme transversalement.

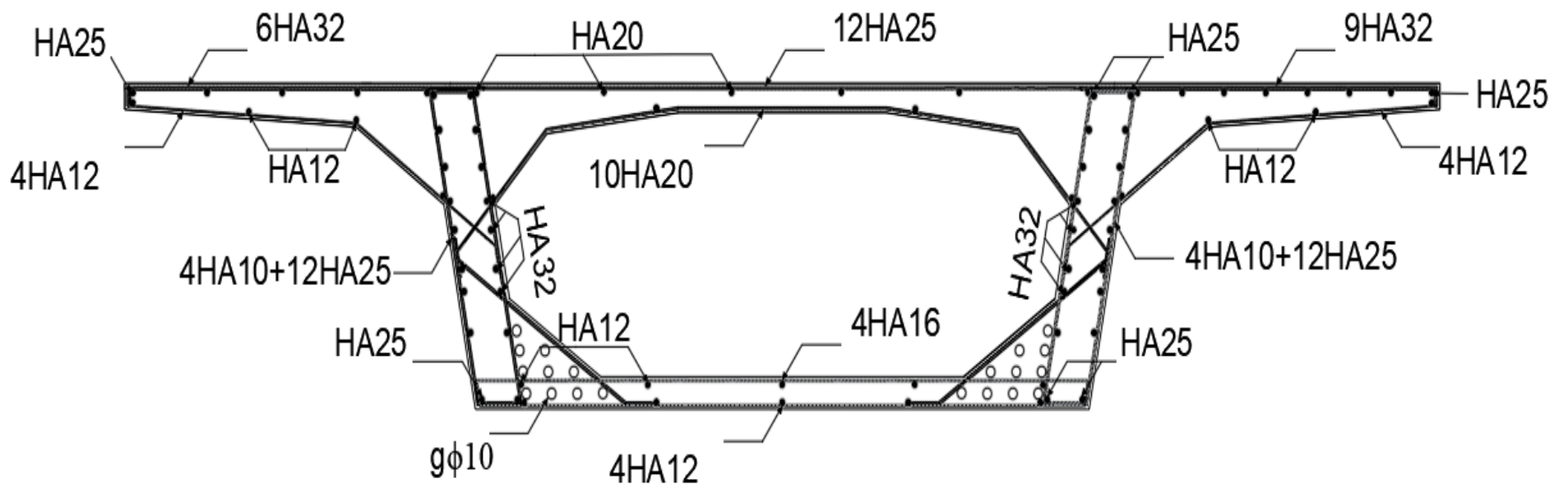
- **Voussoir du clavage**

- $A_t = \frac{S_t \gamma_s}{f_{et}} \times \frac{M_{tu}}{2\Omega} = \frac{0.20 \times 1.15}{500} \times \frac{20.58}{2 \times 17.68} = 2.68 \text{ cm}^2$
- $A_l = \frac{U \gamma_s}{f_e} \times \frac{M_{tu}}{2\Omega} = \frac{17.73 \times 1.15}{500} \times \frac{20.58}{2 \times 17.68} = 237.34 \text{ cm}^2$

On ajoute : **15AH32** par âme longitudinalement et **4HA10** par âme transversalement.



Ferrailage voussoir sur pile.



Ferrailage voussoir du clavage

Chapitre VIII

Les équipements du tablier

VIII.1. Introduction

Les équipements du pont jouent un rôle fondamental dans le niveau de service d'un ouvrage, ils permettent d'assurer le bon fonctionnement mécanique de l'ouvrage ainsi que sa durabilité dans le temps.

On désigne par équipement l'ensemble de dispositifs de nature, de conception et de fonctionnement très divers, dont le but est de rendre un tablier de pont apte à remplir sa fonction, notamment vis-à-vis des usagers.

VIII.2. Les appareils d'appui

Les appareils d'appui sont des éléments importants de la structure et non des équipements pour lesquels il existe une notion d'usure et de durabilité inférieure à celle de l'ouvrage et que l'on considère alors comme de la matière consommable.

A ce titre, on devra donc apporter tout le soin nécessaire à leur choix, leur qualité, leur conception et leur mise en œuvre. D'autant que le coût du produit lui-même est sans commune mesure avec celui des opérations d'interventions pour soulever la structure et réparer les bossages.

VIII.2.1. Le choix de l'appareil d'appui pour notre ouvrage

On opte pour les appareils d'appui en élastomère fretté car, en plus de leur coût relativement modéré par rapport aux appareils à pot, ils ont cette facilité à se déformer vis-à-vis des sollicitations. Ils reprennent les charges verticales, les charges horizontales et les rotations.

Ces appareils sont constitués de feuilles d'élastomère (marque Néoprène) et de tôles d'acier jouant le rôle de frettes, la liaison entre les tôles et l'élastomère étant obtenu par vulcanisation. La norme NF EN 1337-3 dans le guide SETRA s'applique à six types d'appareils d'appui

Pour notre cas on va s'intéresser aux appareils d'appui de type B définis, Ils comportent n+1 frettes métalliques et n feuilletts d'élastomère d'épaisseur constante. Ils sont enrobés sur leur périphérie d'une épaisseur d'élastomère d'au moins 4 millimètres et sur les faces supérieure et inférieure d'une épaisseur d'élastomère nominale de 2,5 mm (avec une tolérance de - 0, + 2 mm).

VIII.2.2. Caractéristiques des appareils d'appuis

VIII.2.2.1. Définition géométrique

La définition géométrique de l'appareil d'appui de type B est donnée sur la figure ci-dessous dans laquelle a et b désignent ses dimensions en plan (a est la petite dimension) :

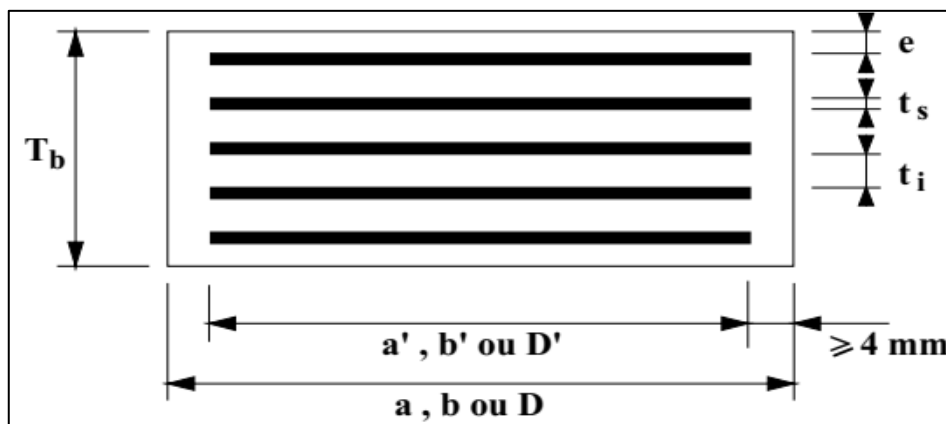


Figure VIII- 1 définition géométrique d'un appareil d'appui.

En fonction du nombre n de feuillets intermédiaires, on définit trois épaisseurs nécessaires au dimensionnement :

- Epaisseur nominale totale de l'appareil d'appui : $T_b = n (t_i + t_s) + t_s + 2 e$
- Epaisseur nominale totale de l'élastomère : $T_e = n t_i + 2 e$
- Epaisseur initiale totale de l'élastomère en cisaillement : $T_q = T_e = (n+1) \cdot t_i$

Avec :

- n : Nombre des feuillets intermédiaire
- t_i : Epaisseur des feuillets intermédiaires ;
- t_s : Epaisseur des frettes ;
- e : Epaisseur des feuillets supérieur et inférieur (enrobage passif, on a $e > 2.5$ mm)

VIII.2.2.2. Caractéristiques de l'élastomère

Le principal paramètre physique de l'élastomère qui intervient dans le dimensionnement de l'appareil d'appui est son module de cisaillement conventionnel G :

- $G = 0,9$ MPa dans le cas d'un effort statique
- $G = 1,8$ MPa dans le cas d'un effort dynamique

VIII.2.2.3. Caractéristiques des frettes

L'épaisseur des frettes doit être supérieure ou égale à 2 mm. L'acier utilisé est de nuance S235. La limite élastique à utiliser dans les calculs est donc de 235 MPa.

VIII.2.3. Calcul des réactions

Etant donné que les piles (appui intermédiaires) soient encastées dans le tablier, on va s'intéresser uniquement au dimensionnement des appareils d'appui sur culé. Nous définissons les réactions maximales aux appuis d'extrémité sous les combinaisons d'actions suivantes à l'E.L.U :

Tableau VIII- 1 Les réactions Max au niveau du culées

Combinaison	Reaction (t)
1.35G	723.68
1.35G + 1.6 (A(I) + St)	1815.70
1.35G + 1.6 (Bc+ St)	1205.19
1.35G + 1.6 (Bt + St)	1115.41
1.35G + 1.35Mc120	947.15
1.35G + 1.35D240	1022.17

D'après le tableau ci-dessus, la réaction maximale et minimale :

- $R_{max} = 1815.70$ t $F_{z,max} = \frac{R_{max}}{2} = \frac{1815.70}{2} = 907.85$ t (deux appuis pour chaque culée)
- $R_{min} = 947.15$ t $F_{z,min} = \frac{R_{min}}{2} = \frac{947.15}{2} = 473.575$ t (deux appuis pour chaque culée)

VIII.2.4. Calcul des déformations

Le tablier du pont subissant plusieurs phénomènes de déformation (flèches, rotations, déplacements horizontaux et verticaux) qui sont dus principalement au poids propres, effet de la précontrainte, charges de construction et d'exploitation.

Le tableau ci-après récapitule les résultats de calcul des déformations obtenu :

Tableau VIII- 2 Bilan des déformations

Rotation	
A vide	En charge
0.0008 rd	0,0015 rd
Déplacement	
Court terme	Longue terme
0.018	0.042

Remarque : Les calculs détaillés des déformations est au niveau des annexes

VIII.2.5. Prédimensionnement de l'appareil d'appui

A ce stade de prédimensionnement, on va déterminer des dimensions provisoires pour les appareils d'appuis. Puisqu'on ignore jusqu'à présent la répartition des efforts horizontaux en tête d'appuis car elle suppose qu'on a déterminé à l'avance les caractéristiques géométriques.

Le dimensionnement des appareils d'appuis. Sera mené conformément aux prescriptions du guide technique de SETRA de septembre 2007

VIII.2.5.1. Aire de l'appareil d'appui

Sauf prescriptions particulières et sous réserve de justifications complémentaires, la contrainte de compression moyenne doit être comprise entre 3 et 15 MPa sur la surface a' suivant la dimension de l'appareil d'appui.

Dans notre exemple, nous partirons sur la valeur haute de la fourchette soit : 15 MPa. On obtient donc, pour la réaction verticale maximale (combinaison n° 1 du tableau) :

$$\sigma_{max} = \frac{F_{z,max}}{A'_{min}} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \text{ (Condition de non écrasement)}$$

$$A'_{min} \geq \frac{F_{z,max}}{15} = \frac{9.0785}{15} = 0.6052 \text{ m}^2$$

$$A'_{min} \geq 0.6052 \text{ m}^2 \text{ soit } 6052 \text{ cm}^2$$

VIII.2.5.2. Hauteur nette d'élastomère (Comportement sous effort horizontal)

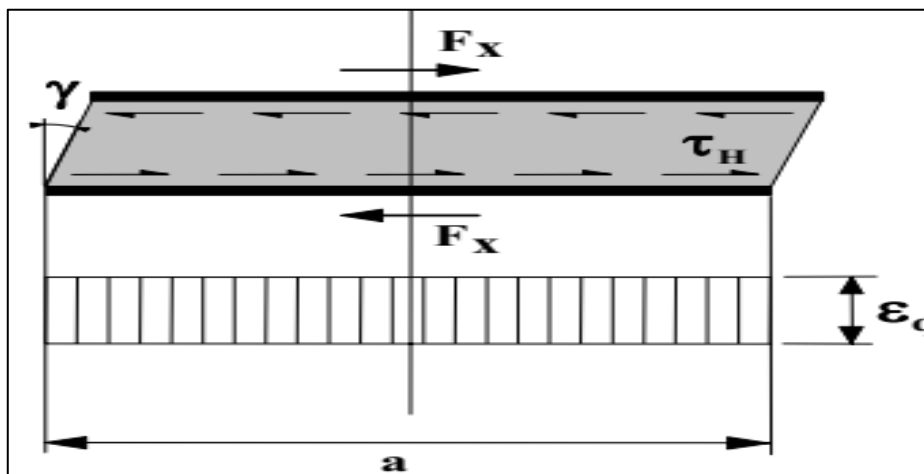


Figure VIII- 2 Distorsion de l'appareil d'appui sous un effort horizontal.

Sous un effort horizontal, on constate une répartition uniforme de la distorsion ε_q liée au cisaillement dans l'élastomère. Sous un déplacement v_x ou sous un effort horizontal F_x , la distorsion est donnée par la formule

$$\varepsilon_q = \frac{V_x}{T_q} \leq 1 \Rightarrow V_x = V_1 + V_2$$

- { V1: déplacement horizontal maximal
- { V2 : déplacement horizontal maximal dû au freinage
- { Tq : épaisseur de l'élastomère en cisaillement (y compris l'enrobage e)

Comme on l'a évoqué au début, on va négliger pour l'instant le déplacement dû à la force de freinage H_x et par conséquent :

$$V_x = V_1 = 0.06 \text{ m} \quad T_q \geq 0.06 \text{ m}$$

Donc l'épaisseur initiale totale moyenne d'élastomère en cisaillement, y compris les enrobages supérieur et inférieur. On peut choisir 15 feuillets intermédiaires de 15 mm et 2 enrobages de 6 mm
 $T_q = n \cdot t_i + 2 \cdot e \Rightarrow e = 6 \text{ mm} > 2,5 \text{ mm} \Rightarrow \text{Donc } T_q = 15 \times 15 + 2 \times 6 = 237 \text{ mm}$

VIII.2.5.3. Dimensions en plan

On peut donc choisir un appareil parmi la gamme des produits disponibles, en respectant la surface minimale donnée mais en conservant une pression moyenne minimale de 3 MPa sous charge permanente minimale (combinaison du tableau).

On détermine donc une surface maximale :

$$\sigma_{min} = \frac{F_{z,min}}{A'_{max}} \leq \bar{\sigma} = 3 \text{ MPa} \text{ (Condition de non cheminement)}$$

$$A'_{max} \leq \frac{F_{z,min}}{3} = \frac{3.6184}{3} = 1.206 \text{ m}^2 \text{ soit } 12060 \text{ cm}^2$$

VIII.2.5.4. Choix des dimensions

La surface A' est calculée en prenant en compte un enrobage total de $2 \times 5 = 10 \text{ mm}$

On choisit habituellement un appareil d'appui rectangulaire dont le côté a , parallèle à l'axe longitudinal de l'ouvrage, est plus petit de manière à admettre le maximum de rotation ($a < b$). Ceci conduit à choisir un appareil d'appui de 900×1000 .

Tableau VIII- 3 Dimensions de l'appareil d'appui.

Appareil d'appui	$A'_{min} \leq A' \leq A'_{max}$	$6052 \leq A' \leq 12060$
Choix	a (mm)	900
	b (mm)	1000
A' (a' x b')	a' (mm)	890
	b' (mm)	990
	A' (cm ²)	8811
Section réduite	A_r (cm ²)	6364
Vérification	$A_r > A'_{min}$	Ok

VIII.2.5.5. La surface en plan effective

Pour calculer A_r , on doit retirer l'enrobage latéral nominal pour obtenir A_1 (égale à la surface des frettes A' diminuée des trous si elles en comportent) et tenir compte des déformations horizontales v_x et v_y provoquées par les efforts horizontaux concomitants de l'effort vertical N_{max} .

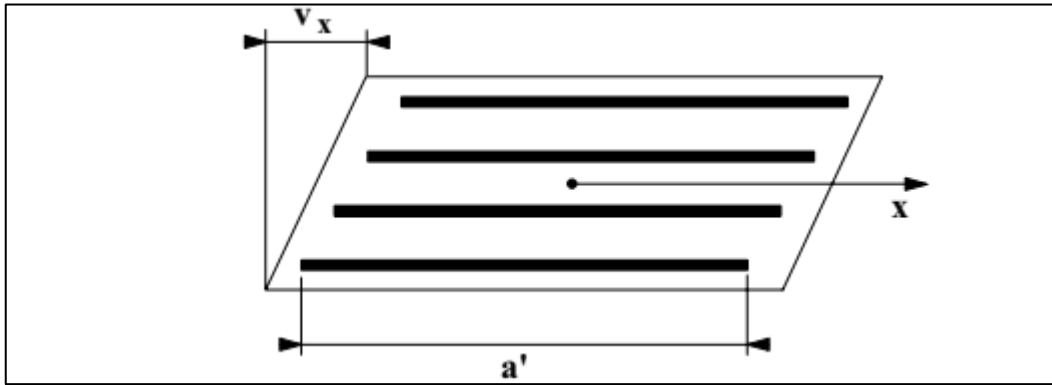


Figure VIII- 3 surface réduite sous l'effet des déformations horizontales

$$A_r = A' \times \left(1 - \frac{V_x}{a'} - \frac{V_y}{b'}\right)$$

Avec \$A'= a' \times b'\$ (si les frettes ne comportent pas de trous)

Le calcul des déformations \$V_x\$ et \$V_y\$ est relativement complexe. En première approche, on pourra souvent négliger l'effet de \$V_y\$ et utiliser la valeur de \$V_x\$ uniquement.

$$A_r = A' \times \left(1 - \frac{V_x}{a'}\right)$$

$$V_x = V_1 = 0.060 \text{ m}$$

$$A_r = 0.8811 \times \left(1 - \frac{0.06}{0.89}\right) = 0.8217 \text{ m}^2 > 0.6052 \text{ m}^2$$

VIII.2.5.6. Dimensionnement des frettes

Les frettes doivent avoir au moins 2 mm d'épaisseur. La norme demande aussi de vérifier l'épaisseur minimale des frettes métalliques à l'Etat Limite Ultime. La condition à vérifier pour les frettes est

$$t_s \geq \frac{2.6 \times F_{z,max} \times t_i}{A_r \times f_y}$$

- \$N_{max}\$: Effort vertical maximum appliqué ;
- \$f_y\$: limite élastique de l'acier qui compose les frettes (soit 235 MPa pour l'acier S235) ;
- \$\gamma_m\$: Coefficient partiel de sécurité dont la valeur est de 1 dans le texte d'application nationale
- \$A_r\$: la surface en plan effective.

$$t_s \geq \frac{2.6 \times 9.0785 \times 0.015}{0.8217 \times 235} = 0.002 \text{ m} = 2 \text{ mm}$$

Pour un appareil d'appui de 900 x 800, on prendra des frettes de 3 mm d'épaisseur. Épaisseur nominale totale de l'appareil d'appui :

$$T_b = n (t_i + t_s) + t_s + 2 e$$

$$T_b = 15 \times (15 + 3) + 3 + 2 \times 6 = 285 \text{ mm}$$

Dimension longitudinales	a	900	mm
Dimension transversales	b	1000	mm
L'épaisseur d'une couche d'élastomère	\$t_i\$	15	mm
Enrobage/ sup et enrobage inf.	\$t_e\$	6	mm
Nombres totaux de couches	n	15	mm

Épaisseur d'une frette	ts	3	mm
Épaisseur nominale total de l'élastomères	Te	237	mm
Hauteur nette d'élastomère	Tq	237	mm
Épaisseur nominale totale de l'appareil d'appui	Tb	285	mm
Aire de l'appareil d'appui	A	9000	cm ²

VIII.2.6. Calcul des efforts horizontaux en tête d'appuis

Les efforts horizontaux exercés sur le tablier (freinage, vent, ...) dépendent des caractéristiques des appuis eux-mêmes. En particulier, s'il y a dissymétrie, ces efforts ne sont pas répartis de manière identique, ce qui peut amener à dimensionner des appareils d'appui différents. Il en va de même des efforts développés par le tablier en fonction des déplacements imposés par les déformations de la structure (retrait, fluage, température).

Remarque : le calcul détaillé des efforts horizontaux est au niveau des annexes.

VIII.2.7. Vérification du prédimensionnement

VIII.2.7.1. Hauteur nette d'élastomère

$$\varepsilon_q = \frac{V_x}{T_q} \leq 1 \Rightarrow \begin{cases} V_x = V_1 + V_2 \\ V_1 = 0.171 \text{ m} \\ V_2 = \frac{H_{dyn} \times T_q}{2 \times G \times a' \times b'} \end{cases}$$

$$V_2 = \frac{0.0615 \times T_q}{2 \times 0.9 \times 0.9000} = 0.038 T_q \Rightarrow \frac{0.171 + 0.38T_q}{T_q} = \frac{0.171}{T_q} + 0.38 \leq 1$$

$$\frac{0.171}{0.962} \leq T_q \Leftrightarrow T_q \geq 0.122\text{m} \text{ verifier}$$

On garde donc le même choix qu'on a fait lors du prédimensionnement

VIII.2.7.2. La surface en plan effective

$$A_r = A' \times \left(1 - \frac{V_x}{a'} - \frac{V_y}{b'}\right) \text{ tel que } V_y = 0 \text{ et } V_x = V_1 + V_2 = 0.06 + 0.171 = 0.231$$

$$A_r = 0.8811 \times \left(1 - \frac{0.231}{0.89}\right) = 0.6524 \text{ m}^2 > 0.6052 \text{ m}^2$$

VIII.2.7.3. Dimensionnement des frettes

$$ts \geq \frac{2.6 \times F_{z,max} \times t_i}{A_r \times f_y} = \frac{2.6 \times 9.0785 \times 0.015}{0.6524 \times 235} = 2.3 > 2\text{mm}$$

VIII.2.8. Stabilité au flambement

Ayant déterminé les dimensions en plan et la hauteur d'élastomère, il est important de vérifier la stabilité de l'appareil d'appui au flambement.

$$\sigma_m = \frac{F_{z,max}}{A_r} \leq \sigma_{lim} = \frac{2 \times a' \times G \times S_1}{3 \times T_e}$$

Le coefficient de forme, pour le feuillet le plus épais, vaut :

$$S_1 = S = \frac{a' \times b'}{2 \times t_i \times (a' + b')} = \frac{0.89 \times 0.99}{2 \times 0.015 \times (0.89 + 0.99)} = 15.62$$

- Pression moyenne : $\sigma_m = \frac{N_{max}}{A_r} = \frac{9.0785}{0.6524} = 13.91 \text{ Mpa}$
- Pression limite : $\sigma_{lim} = \frac{2 \times a' \times G \times S1}{3 \times T_e} = \frac{2 \times 0.89 \times 0.9 \times 15.62}{3 \times 0.237} = 35.19 \text{ Mpa}$
D'où $\sigma_m < \sigma_{lim}$ condition vérifiée

VIII.2.9. Respect la limite de déformation

On contrôle alors que l'on respecte la limite de déformation totale d'élastomère pour les différents cas de charge :

- $$\begin{cases} \epsilon_c + \epsilon_q + \epsilon_\alpha < 7 \\ \epsilon_q \leq 1 \end{cases}$$
- $\epsilon_c = \frac{1.5 \times F_{z,max}}{G \times A_r \times S} = \frac{1.5 \times 9.0785}{0.9 \times 0.6524 \times 15.62} = 1.48$ (Distorsion sous effort vertical)
 - $\epsilon_q = \frac{V_x}{T_q} = \frac{0.231}{0.237} = < 0.97$ (Distorsion sous déplacements horizontaux)
 - $\epsilon_\alpha = \frac{(a'^2 \times \alpha_a) \times t_i}{2 \times \sum t_i^3} = \frac{0.89^2 \times 0.0045 \times 0.015}{2 \times (15 \times 0.015^3 + 2 \times 0.006^3)} = 0.53$ (Distorsion sous rotation du tablier)
- $$\begin{cases} \alpha_a = \alpha + 0.003 \\ \alpha = 0.0015 \text{ (Rotation en service)} \\ 0.003 \text{ rad : défaut de pose} \end{cases}$$

D'où $\epsilon_c + \epsilon_q + \epsilon_\alpha = 3 < 7$ (condition vérifiée)

VIII.2.10. Stabilité en rotation

Ensuite on s'assure que la stabilité en rotation est vérifiée pour l'appareil d'appui.

$$VZ = \sum \frac{F_{z,max} \times t_i}{A'} \left(\frac{1}{5 \times G \times S1^2} + \frac{1}{Eb} \right) \quad (\text{Tassement théorique})$$

$$VZ = \frac{9.0785 \times (15 \times 0.015 + 2 \times 0.006)}{0.6207} \left(\frac{1}{5 \times 0.9 \times 15.62^2} + \frac{1}{2000} \right) = 0.00344 \text{ m} \quad \text{Soit } 3.44 \text{ mm}$$

Valeur de stabilité en rotation :

$$\frac{(a' \times \alpha_a)}{k_r} = \frac{(0.79 \times 0.0045)}{3} = 0.00113 \text{ m soit } 1.13 \text{ mm}$$

D'où $VZ > \frac{(a' \times \alpha_a)}{k_r}$ (condition vérifiée)

VIII.2.11. Vérification de la condition de non-glissement

On vérifie également la condition de non-glissement, ce qui ne présente généralement pas de difficulté.

$$F_{xy} \leq \mu_e F_{z,min} \quad \text{et} \quad \sigma_{min} = \frac{F_{z,min}}{A_r} \geq 3 \text{ MPa}$$

Avec :

- $F_{z,min}$: Réaction minimale sous charges permanentes ;
- F_{xy} : Effort horizontal concomitant

$$F_{xy} = H_{dyn} + \frac{V_1}{T_e} \times G \times a' \times b' = 0.0615 + \frac{0.06}{0.237} \times 0.9 \times 0.99 \times 0.89 = 0.26$$

$$\sigma_{min} = \frac{F_{z,min}}{A_r} = \frac{3.6184}{0.6524} = 5.55 \text{ MPa} \geq 3 \text{ MPa}$$

μ_e : Coefficient de frottement entre l'appareil d'appui et la structure

$$\mu_e = 0.1 + \frac{1.5 K_f}{\sigma_{min}} = 0.1 + \frac{1.5 \times 0.6}{5.55} = 0.26 \quad (K_f = 0,6 \text{ pour le béton})$$

$$\mu_e F_{z,\min} = 0.094 \quad \text{D'où} \quad F_{xy} \leq \mu_e F_{z,\min} \quad (\text{condition vérifiée})$$

VIII.3. Etudes des dèd d'appuis

Les dèd d'appuis ont pour but de diffuser, localiser et de prévoir d'éventuelles fissures. Les dimensions des dèd d'appuis :

- Hauteur du dèd d'appuis

$$H \geq (2a \times b) / 2(a + b) \rightarrow H \geq (2 \times 0.9 \times 1) / 2(0.9 + 1) = 0.4736 \text{ soit } 47.36 \text{ cm}$$

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

- Dimensions en plan du dèd d'appuis

D'après SETRA [18], le dimensionnement (A x B) des dèd d'appuis présente par rapport à l'appareil d'appui un débordement minimum de 5cm, on prend $d=10 \text{ cm}$. (1100x1200x500) mm.

VIII.3.1. Ferrailage du dèd d'appui

Le dèd d'appui permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier qui peut provoquer des fissures, pour cela on disposera des armatures de chaînage et d'éclatement.

VIII.3.1.1. Armature de chaînage

Elles doivent reprendre 25% de la charge localisée la plus important

$$R_{max} = 1815.70t \quad N_{max} = \frac{R_{max}}{2} = \frac{1815.70}{2} = 907.85t (\text{deux appuis pour chaque culée})$$

$$\text{Donc} \quad A_c = 0.25 \times \frac{907.85 \times 10^2}{434.78} = 52.20 \text{ cm}^2 \text{ soit } 11\text{HA}25$$

VIII.3.1.2. Armature de profondeur

On met des armatures en profondeur pour éviter la propagation des fissures, ces armatures doivent reprendre dans chaque direction un effort de $0,125R_{max}$

$$\text{D'où} \quad A_h = 0.125 \times \frac{907.85 \times 10^2}{434.78} = 26.10 \text{ soit } 6\text{HA}25$$

VIII.3.1.3. Armatures de diffusion

Ces armatures sont des frettes ; on distingue :

- **Ferrailage de surface (frettes sup) :**

Ces armatures sont capables de reprendre 4% R_{max}

$$\text{D'où} \quad A_s = 0.04 \times \frac{907.85 \times 10^2}{434.78} = 8.35 \text{ soit } 6\text{HA}14 \text{ (disposée dans les deux sens)}$$

- **Ferrailage inférieur ou d'éclatement (frettes inf) :**

Elles sont disposées sur une profondeur Z tel que : $\frac{H}{3} \leq Z \leq HR = 0.1 \times R_{max}$

$$\text{D'où} \quad A_s = 0.1 \times \frac{907.85 \times 10^2}{434.78} = 20.88 \text{ soit } 7\text{HA}20 \text{ (disposée dans les deux sens)}$$

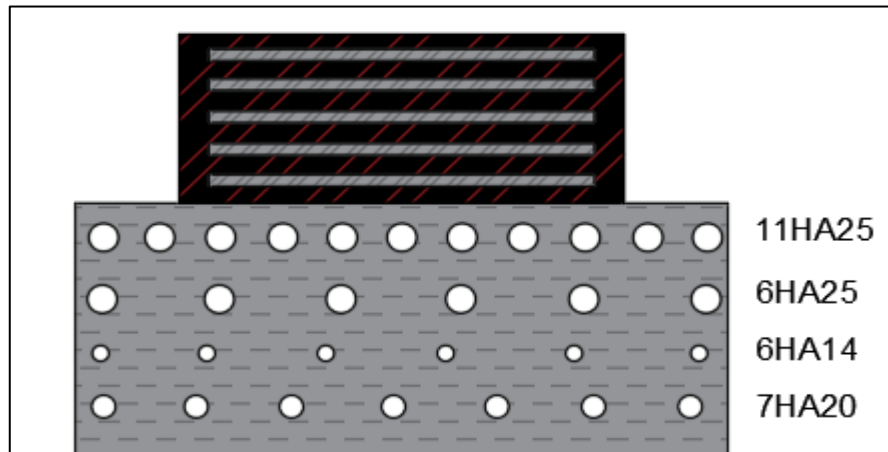


Figure VIII- 4 Ferrailage du Dee d'appui

VIII.4. Joint de chaussée



Figure VIII- 5 Joint de chaussée

Un joint de chaussée est un dispositif permettant d'assurer une continuité de la circulation au droit d'une coupure du tablier. Afin de rendre ce dernier librement dilatable, en évitant les variations dimensionnelles longitudinales subit, qui sont dues aux variations de température, aux rotations sur appui du fait de la flexion du tablier, aux tassements éventuels, au retrait, au fluage et aux déformations d'exploitation.

VIII.4.1. Choix du type de joint

Le choix d'un type de joint de chaussée fait référence à une classification basée sur l'intensité du trafic et le souffle, on distingue :

- Les joints lourds pour les chaussées supportant un trafic journalier supérieur à 3000 véhicules.
- Les joints semi lourds pour un trafic entre 1000 et 3000 véhicules.
- Les joints légers pour un trafic inférieur à 1000 véhicules.

En satisfaisant un certain nombre d'autres exigences non moins essentielles :

- Confort et esthétique : souple, il assure la continuité de la surface de roulement quelle que soit l'importance du hiatus plus une absence de bruits de vibrations
- Résistance : le choix des matériaux constitutifs (nature et qualité), est garant de bon comportement sous une circulation sans cesse croissante.
- Etanche : en assurant la continuité de l'étanchéité, il participe activement à la protection de l'ouvrage équipé et aussi à une bonne évacuation des eaux.

- Fiable : la pureté de sa conception et la simplicité de ces principes de fonctionnement lui confèrent son efficacité à long terme.

VIII.4.2. Souffle total

$$\Delta L = \Delta L_{fl} + \Delta L_T + \Delta L_{ret} + \Delta L_{rot}$$

- ΔL : souffle total du joint
- $\Delta L_{fl} + \Delta L_{ret}$: souffle des déformations différées (retrait + fluage)
- ΔL_T : souffle thermique.
- ΔL_{rot} : Souffle du aux rotations d'extrémités des poutres

Dilatation thermique

La température étant considérée comme action de courte durée, on prend généralement un raccourcissement relatif à

$$\Delta L = l \times \lambda \times \Delta T \Rightarrow \Delta L_T = 160 \times 7 \times 10^{-5} = 1.12 \text{ cm}$$

Retrait

La température étant considérée comme action de courte durée, on prend généralement un raccourcissement relatif à

$$\frac{\Delta L}{L} = 2 \times 10^{-4} \Rightarrow \Delta L_{ret} = 160 \times 2 \times 10^{-4} = 3.20 \text{ cm}$$

Fluage

Les raccourcissements dus au fluage sont en fonction des contraintes normales appliquées, on pourra prendre en première approximation

$$\frac{\Delta L}{L} = K_{fl} \times 10^{-4} \Rightarrow \Delta L_{fl} = 160 \times 3 \times 10^{-4} = 4.80 \text{ cm}$$

K_{fl} : Coefficient du fluage à $t=0$ (au moment où il subit la contrainte σ_b) et il vaut 2 à 3.

Rotation d'extrémité sous chargement

La rotation d'extrémité d'une poutre sous charge crée au niveau du joint de chaussée un déplacement horizontal

$$\Delta L_{rot} = \frac{4f}{l} Hp = \frac{4.92 \times 4}{60} \times 3 \times 10^2 = 0.98 \text{ cm}$$

Ce qui donne un souffle total de

$$\Delta L = 1.12 + 4.80 + 3.20 + 0.98 = 10.1$$

\Rightarrow Pour un souffle total de 10,10 cm on a choisi le joint de chaussée de type Wd160

Les souffles admissibles pour ce genre de joint, permettent des déplacements transversaux admissibles en service, et des déplacements longitudinaux de 50 à 210 mm.

VIII.5. Conclusion

Une fois toutes les caractéristiques de l'appareil d'appuis et le souffle déterminer nous aurons à contacter les fournisseurs des appareils d'appuis et des joints de chaussée adéquate.

Chapitre IX

Etude de l'infrastructure

IX.1. Introduction

La définition des appuis d'un ouvrage est une des options fondamentales du projet. Cette définition est indissociable de celle de l'ouvrage dans son ensemble

IX.2. La pile

Le choix ne peut se faire que progressivement, ou itérativement ; il résulte d'une vaste synthèse englobante :

- La nature et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles du site.
- Les contraintes fonctionnelles du projet.

Par ailleurs, les piles peuvent jouer un rôle plus ou moins important dans le fonctionnement mécanique du tablier selon que ce dernier est simplement appuyé sur elles ou bien partiellement ou totalement encastéré. Il en résulte que leur implantation ne peut résulter que d'une étude globale de la structure assurant le franchissement.

Tableau IX- 1 les cotes des piles.

	Pile 1	Pile 2	Pile 3
Cote projet	444.16	447.83	451.63
Cote fondation	407.66	410.51	411.28
H _{pile}	30,50	31,32	34,35

IX.2.1. Le choix de la pile

En prenant ces justifications, on va opter pour le choix des piles caisson évidées sur toute la hauteur (rectangulaire creuse), qui paraît plus efficace et plus économique, à la fois en cours de construction et pour l'ouvrage terminé. La section optée est présentée ci-dessous :

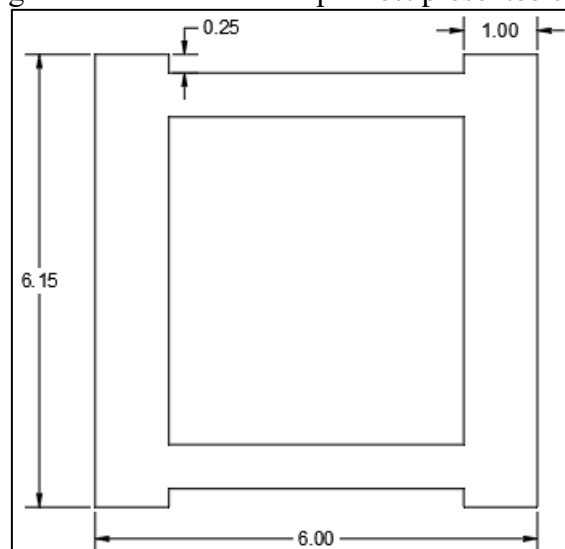


Figure IX- 1 dimension de la section retenue

IX.2.2. Vérification au flambement

Vu la grande hauteur de la pile, on doit la vérifier au flambement avant continuer le ferrailage. Le flambement pour les ouvrages d'arts doit être inférieur à 70 ($\lambda < 70$). On a :

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

Sachant que :

- l_f : La longueur de flambement, $l_f = 0.5l$ (bi-encastéré).

- i : Le rayon giration, $i = \sqrt{I / S}$

Avec :

- I : Inertie de la section de pile et
- S : la section de la pile, $S=17.10 \text{ m}^2$

❖ Dans le sens X-X' : $I_y = 84.30 \text{ m}^4$

$$i = \sqrt{\frac{84.30}{17.10}} = 2.22$$

$$\lambda = \frac{0.5 \times 35}{2.22} = 7.88 < 70 \text{ verifier}$$

❖ Dans le sens Y-Y' : $I_x = 69.51 \text{ m}^4$

$$i = \sqrt{\frac{69.51}{17.10}} = 2.02$$

$$\lambda = \frac{0.5 \times 35}{2.02} = 8.68 < 70 \text{ verifier}$$

IX.2.3. Evaluation des charges et surcharges

- **Charge verticale**

Tablier + CCP + pile = 5069.05 + 450.37 + 1496.25 = 7015.67 t

- $B_C = 263.62 \text{ t}$
- $B_T = 130.59 \text{ t}$
- $A(L) = 1194.08 \text{ t}$
- $Mc120 = 301.05 \text{ t}$
- $D240 = 238.82 \text{ t}$
- Surcharge du trottoir = 15.23 t

Calcul de l'effort de freinage : (le calcul de l'effort de freinage dans l'annexe)

- $H_{al} = 6.85 \text{ t}$
- $H_{Bc} = 9.60 \text{ t}$

- **Charge horizontale**

Freinage dû au système A(L) : $H_{AL} = 6.85 \text{ t}$.

Freinage dû au système Bc : $H_{Bc} = 9.60 \text{ t}$.

Effort du vent sur la pile, selon le RCPR, en phase de service, on le prend : $H_w = 0.2 \text{ t/m}^2$.

Tableau IX- 2 Les effort appliqués sur la pile.

	N (t)	Fx (t)	Bras de levier (m)	Mx (t.m)
Tablier	5069.05	/	/	7851.32
Pile	1496.25	/	/	/
CCP	450.37	/	/	1057.05
A(l)	1194.08	/	/	17188.00
Bc	263.62	/	/	3494.04
Bt	130.59	/	/	1910.68
Mc120	301.05	/	/	2354.16
D240	238.82	/	/	3433.75
Q_{trt}	15.23	/	/	36.35
H_{al}	/	7,59	35	265,65
H_{bc}	/	10,55	35	369,25

Les combinaisons de charges

Les combinaisons de charges à appliquer sont :

Tableau IX- 3 Les combinaisons de charges.

	Cas	Combinaison
ELU	A(l)	$1.35(G_P + G_t) + 1.6(Al + St) + 1.5(W + fr)$
	Bc	$1.35(G_P + G_t) + 1.6(Bc + St) + 1.5(W + fr)$
	Bt	$1.35(G_P + G_t) + 1.6(Bt + St) + 1.5W$
	Mc120	$1.35(G_P + G_t + D240) + 1.5W$
	D240	$1.35(G_P + G_t + Mc120) + 1.5W$
ELS	A(l)	$(G_P + G_t) + 1.2(Al + St) + (W + fr)$
	Bc	$(G_P + G_t) + 1.2(Bc + St) + (W + fr)$
	Bt	$(G_P + G_t) + 1.2(Bc + St) + (W + fr)$
	Mc120	$G_P + G_t + Mc120 + W$
	D240	$G_P + G_t + D240 + W$

Les résultats du précédent tableau sont présentés ci-dessous :

Tableau IX- 4 Les dans la pile.

	Cas	Fx (t)	Mx(t,m)
ELU	A(l)	11406,05	39944,74
	Bc	9917,31	18178,87
	Bt	9704,46	15141,55
	Mc120	9898,13	15253,49
	D240	9814,12	16661,86
ELS	A(l)	8466,842	29817,24
	Bc	7350,29	13480,80
	Bt	7190,65	11244,81
	Mc120	7331,95	11298,88
	D240	7269,72	12342,12

IX.2.4. La détermination du ferrailage de la pile :

Pour le calcul des armatures à la flexion composé, on utilise l'abaque pour le dimensionnement des sections en béton armé section creuses de RENE WALTER.

L'abaque ci-dessus, convient à un schéma de ferrailage suivant :

Orientation de la section

Condition d'orientation $\frac{t_y}{H} \leq \frac{t_x}{B}$

$$\begin{cases} \frac{0.6}{6.15} \approx 0.08 \\ \frac{1}{6} \approx 0.16 \end{cases} \Rightarrow \beta = 0.15$$

Sollicitation

$$n = \frac{N}{B \times H \times f_{c28}} = \frac{114.06}{6.15 \times 6 \times 35} = 0.09$$

$$m_x = \frac{M_x}{B \times H^2 \times f_{c28}} = \frac{399.45}{6.15 \times 6^2 \times 35} = 0.05$$

$$m_y = \frac{M_y}{B^2 \times H^2 \times f_{c28}} = \frac{0.00}{6.15^2 \times 6 \times 35} = 0.00$$

$$\eta = \frac{m_y}{m_x} = 0.00 \Rightarrow \eta = (0, \infty) \text{ Flexion composé.}$$

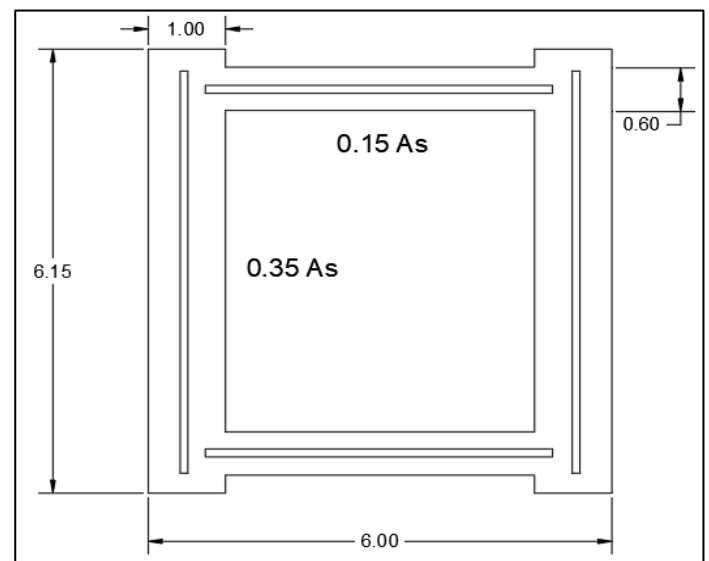


Figure IX- 2 Sections de ferrailage.

Alors d'après l'abaque, on trouve : $\omega = 0.20$ $\omega = \frac{0.20 \times 500}{460} = 0.21$

IX.2.4.1 Armature longitudinale

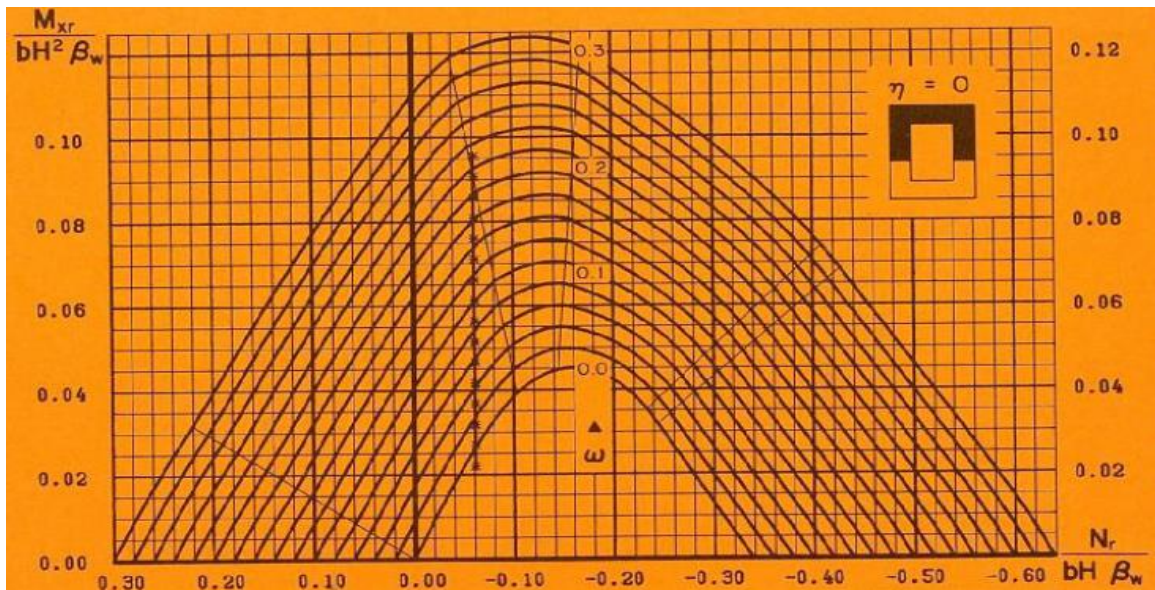


Figure IX- 3 Détermination de ω .

$$\omega = \frac{A_s \times \sigma_f}{B \times H \times \beta_w} \Rightarrow A_s = B \times H \times \omega \times \frac{\beta_w}{\sigma_f} \Rightarrow A_s = 6.15 \times 0.21 \times 6 \times \frac{35}{500} = 5424.3 \text{ cm}^2$$

D'où :

- $0.35A_s = 1898.50 \text{ cm}^2$.
- $0.15A_s = 813.64 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité

- Pour la section de $0.15A_s$ on a

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{ft28}{fe} = 0.23 \times 0.6 \times 6 \times \frac{2.7}{500} = 44.71 \text{ cm}^2$$

La conditionne est bien vérifier.

Choix des barres

- $0.15A_s = 813.64 \text{ cm}^2$, soit : 102HA32,

Longueur disponible : $s = B - tx = 600 - 100 = 500 \text{ cm}$,

2 nappes d'armature (une fille par nappe): $2s = 10 \text{ m}$, reliée entre eux avec des épingles de HA14

$$A_s = \frac{813.64}{2} = 406.82 \text{ cm}^2 \text{ par nappe, alors : } A_s = \frac{406.82}{5} = 81.36 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc : 12HA32/ml avec $e=10 \text{ cm}$

- Pour la section de $0.35A_s$ on a

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{ft28}{fe} = 0.23 \times 1 \times 6.15 \times \frac{2.7}{500} = 76.38 \text{ cm}^2$$

La conditionne est bien vérifier.

- $0.35A_s = 1898.50 \text{ cm}^2$, soit : 236HA32,

Longueur disponible : $s = H - ty = 615 - 60 = 555 \text{ cm}$,

2 nappes d'armature (deux filles par nappe): $2s = 10 \text{ m}$, reliée entre eux avec des épingles de HA14

$$A_s = \frac{1898.50}{2} = 949.25 \text{ cm}^2, \text{ alors : } A_s = \frac{949.25}{5} = 171.04 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

Donc : 42HA32/ml avec $e=10 \text{ cm}$

IX.2.4.2 Armatures des efforts tranchants

La section des armatures transversales à mettre en place est donnée par le R.P.O.A :

Espacement des armatures d'effort tranchant :

En zones critiques uniquement, l'espacement maximum des armatures d'effort tranchant devra satisfaire les conditions suivantes :

$$St = \text{Min} [24\Phi_t ; 8\Phi_l ; 0.25d].$$

Avec :

- d : hauteur utile.
- Φ_t : Diamètre des armatures transversales.
- Φ_l : Diamètre des armatures longitudinales.

Donc : $St = \text{Min} [24 \times 1.4 ; 8 \times 3.2 ; (0.25 \times 3500)]$

$St = \text{Min} [33.6 ; 25.6 ; 875] = 25.6 \text{ cm}$, donc on prend: $St = 20 \text{ cm}$.

- Pour la section de $0.35A_s$ on a

$$A_t = \frac{A_l \times S_t(m)}{1.6} = \frac{1898.50 \times 0.20}{1.6} = 237.31 \text{ cm}^2 \text{ on prend des cadre de HA14}$$

Calculant la section d'armature correspondante :

$$A_t = n \times A \times \Phi_{HA14} \Rightarrow \frac{3500}{20} \times 1.54 = 269.5 \geq 237.31 \text{ cm}^2 \text{ (condition verifier)}$$

- Pour la section de $0.15A_s$ on a

$$A_t = \frac{A_l \times S_t(m)}{1.6} = \frac{813.64 \times 0.20}{1.6} = 101.70 \text{ cm}^2 \text{ on prend des cadre de HA14}$$

Calculant la section d'armature correspondante :

$$A_t = n \times A \times \Phi_{HA14} \Rightarrow \frac{3500}{20} \times 1.54 = 269.5 \geq 101.70 \text{ cm}^2 \text{ (condition verifier)}$$

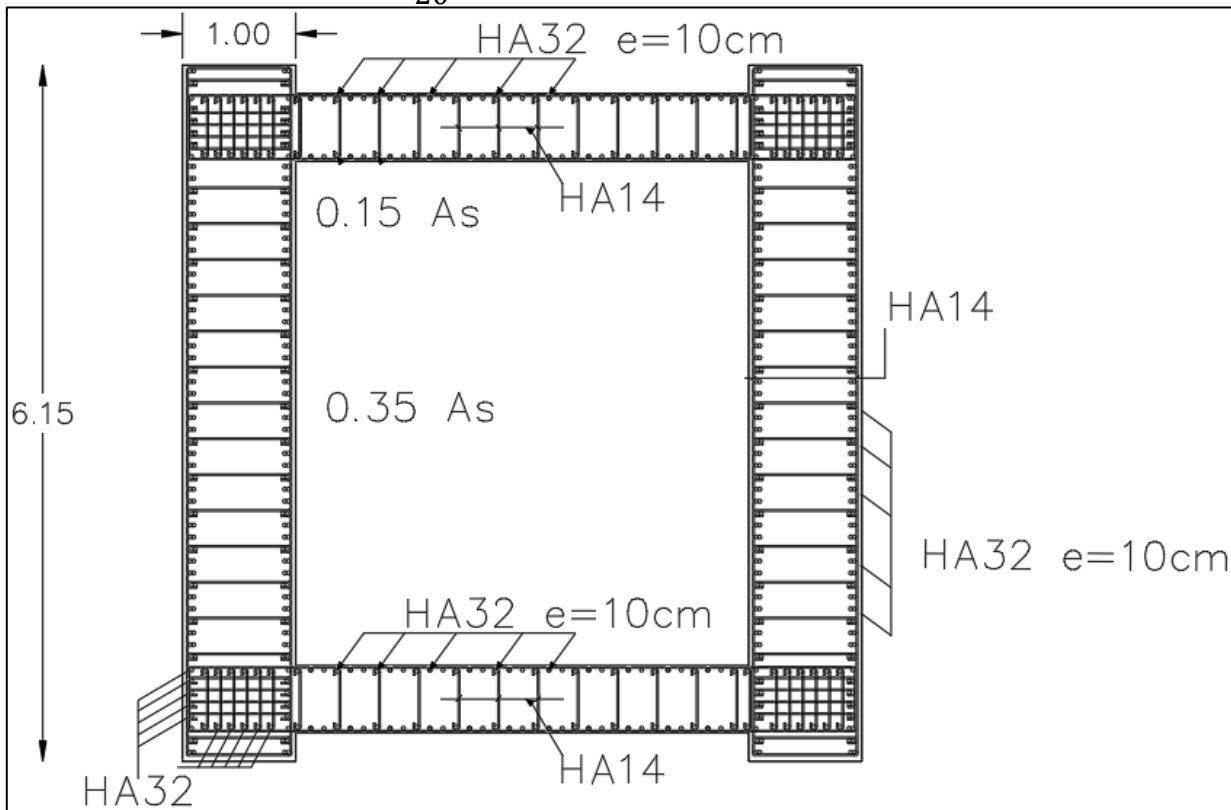


Figure IX- 4 Ferrailage de la pille

IX.2.5. Les fondations

On appelle fondation, la partie d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges permanentes et variables supportées par cet ouvrage au sol afin d'assurer la stabilité de l'ensemble.

IX.2.5.1 Choix du type de fondation

Le mode de fondation préconisé pour les appuis de notre ouvrage est de type profond : pieux de 30 m de profondeur, de diamètre $\phi = 1,2$ m, avec une portance d'un pieu de 496 t.

Nombre de pieux

Le nombre de pieux à utiliser se déduit de la formule suivante :

$$n = \frac{\text{la descente de chargeMax}}{\text{capacité portante d'un pieu}} = \frac{9300}{496} = 18.75 \text{ donc on prend 20 pieux}$$

Nombre de files de pieux

Pour le choix de l'entraxe et le nombre de files de pieux, il est préférable de faire un espacement grand de $3\phi = 3,6$ m car un espacement faible présente des inconvénients tant à l'exécution que sur le plan mécanique. Et pour le nombre de files, on opte pour une distribution de 4 files de 5 pieux

IX.2.5.2 Dimensionnement de la semelle

La largeur

$$B = (N - 1) \times l + 2\phi$$

- N : Le nombre des files des pieux égal à 4
- l : La distance entre deux files ($l = 3\phi$)
- ϕ : Diamètre des pieux (1,2 m).

Donc :

$$B = (4 - 1) \times 3,6 + 2 \times 1,2 = 13,2 \text{ m}$$

La longueur

$$L_s = (N - 1) \times 3\phi + 2\phi = 16,8 \text{ m}$$

La hauteur

$$ht = \frac{l}{2,5} = \frac{3,6}{2,5} = 1,44 \text{ on prend } ht = 2 \text{ m}$$

La semelle transmet à la fondation des efforts qui induisent dans les pieux des forces axiales et, le plus souvent, des moments. Pour que ces moments soient transmis, il faut que les pieux soient mécaniquement encastrés dans la semelle. Ceci s'obtient facilement avec des pieux forés.

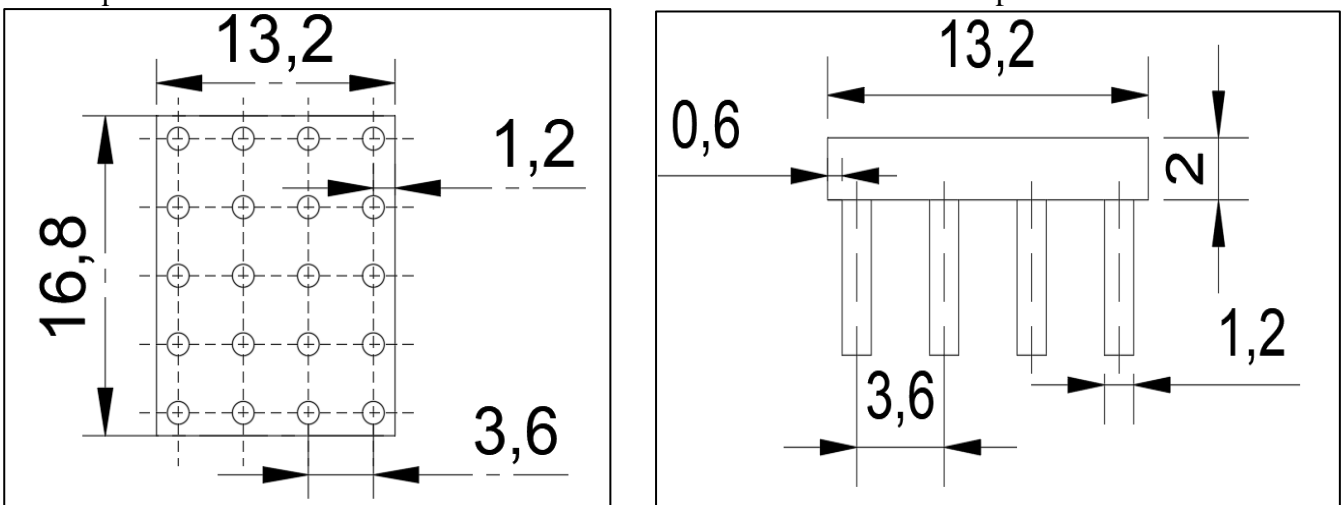


Figure IX- 5 Dimensions des fondations

IX.3. La culée

Un projet de pont ne débute pas par l'étude de détail du tablier. Dans la plupart des cas, on commence par implanter les appuis extrêmes, c'est-à-dire les culées.

Dans le cadre de ce chapitre, nous intéressons à étudier la stabilité de la culée et dimensionner le ferrailage nécessaire pour le fonctionnement adéquat de ses constituants.

IX.3.1. Fonction des culées

Une culée bien conçue doit satisfaire à toutes les exigences de la fonction culée, qui se décompose en une fonction mécanique et une fonction technique.

➤ Les fonctions mécaniques :

Les caractéristiques de la fonction mécanique sont :

- Une bonne transmission des efforts au sol de fondation.
- Limiter les déplacements verticaux (tassement) ainsi que les déplacements horizontaux en tête de façon à ne pas entraver le fonctionnement des appareils d'appuis.

➤ Les fonctions techniques :

La fonction technique d'une culée se caractérise par le fait que :

- L'on accède souvent par elle à l'intérieur de l'ouvrage.
- L'on peut être amené à lui associer une chambre de tirage lorsque les conduites ou les canalisations passent à l'intérieur du tablier.

IX.3.2. Choix du type de culée

Le choix ne peut se faire que progressivement, ou, à la limite, itérativement ; il résulte d'une vaste synthèse englobante :

- La nature et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles du site.
- Les contraintes fonctionnelles du projet.

Les culées enterrées sont les plus répandues à l'heure actuelle et c'est vers ce type que le projecteur doit s'orienter au début du processus d'élaboration d'un projet de pont. Les culées enterrées sont celles dont la structure porteuse est noyée dans le remblai d'accès à l'ouvrage ; elles assurent essentiellement une fonction porteuse car elles sont relativement peu sollicitées par des efforts horizontaux de poussée des terres mais pour des raisons ou pour une autre, il lui paraît souhaitable de limiter la longueur du tablier, il pourra alors envisager des culées remblayées à condition que leur hauteur totale ne dépasse pas 10 m.

IX.3.2.1 Implantation de la culée

La hauteur de la culée sera évaluée par la formule suivante :

$$H_{\text{culée}} = \text{côte projet} - \text{côte fondation}$$

L'ensemble des cotes définissant la position des culées est mentionnée dans le tableau suivant :

Tableau IX- 5 les cotes de culée

Désignation	Culée
Cote de terrain naturelle	443.00
Cote de projet	453.65
Cote de la fondation	446.00
Hauteur de la culée	7.65

Donc la hauteur des culées dans notre ouvrage est de l'ordre de **7.65 m**, et notre ouvrage est en remblai donc il est préférable de choisir les culées remblayées.

IX.3.2.2 Culée remblayée

Une culée remblayée est constituée par un ensemble de murs ou voiles en béton armé. Sur l'un d'entre eux, appelé mur de front, s'appuie le tablier de l'ouvrage ; les autres sont les murs latéraux, appelés murs en aile ou en retour selon qu'ils ne sont pas ou qu'ils sont parallèles à l'axe longitudinal de l'ouvrage projeté.

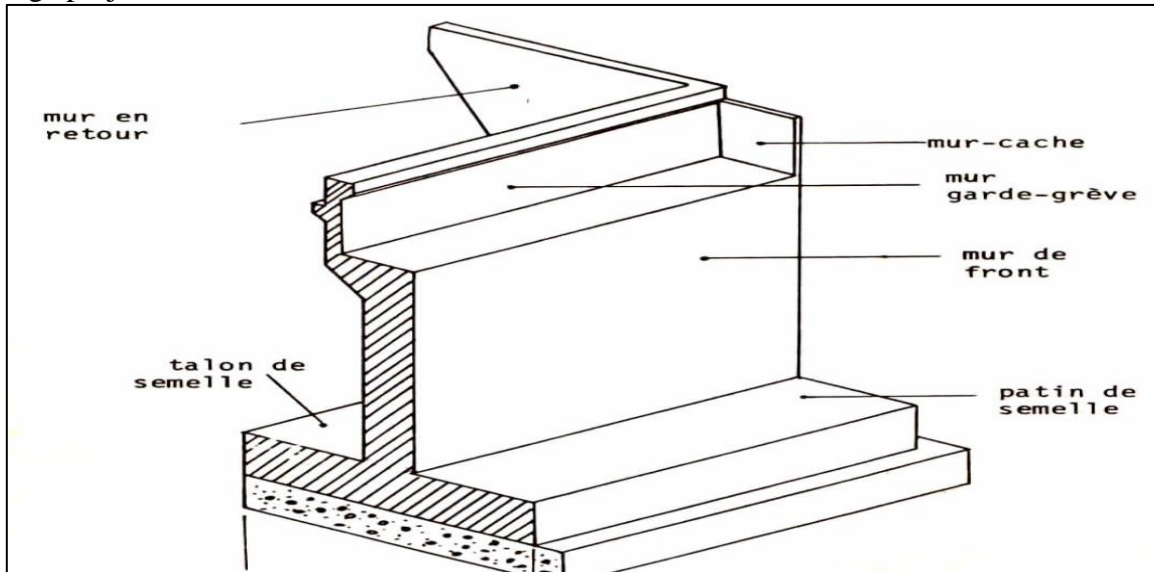


Figure IX- 6 La culée remblayée.

IX.3.2.3 Prédimensionnement

Deux culées sont envisagées pour le présent pont, la hauteur totale des culées C1 et C2 est de 7,65. Vu les données géotechniques du site, on a opté pour une culée fondée sur pieux, La culée comporte les éléments constructifs suivants :

- 1 Un mur frontal sur lequel s'appuie le tablier.
- 2 Un mur en retour qui est pour rôle d'assurer le soutènement des terres de remblais.
- 3 Un mur de garde grève destiné à protéger l'about du tablier en retenant les terres et assurer la fixation du joint de chaussée.
- 4 Corbeau arrière sur lequel s'appuient la dalle de transition.
- 5 Dalle de transition

Remarque : Le dimensionnement détaillé (de la culée et la semelle et les pieux) et un schéma représentatif de la culée est illustré en annexe, les dimensions extrait sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau IX- 6 Dimensions de culée.

Mur garde grève	L'épaisseur : 0.45 m	La longueur : 15.75 m	La hauteur : 3.60 m
Mur frontal	L'épaisseur : 2.8 m	La longueur : 15.75 m	La hauteur : 4.05 m
Mur en retour	L'épaisseur : 0.4 m	La longueur : 7.92 m	La hauteur : 7.65 m
Mur cache	L'épaisseur : 0.4 m	La longueur : 1.2 m	La hauteur : 2.95 m
Dalle de transition	L'épaisseur : 0.3 m	La longueur : 5 m	La largeur : 13.35 m
Sommier d'appui	La largeur : 2.4 m	La longueur : 15.75 m	La hauteur : 2.6 m
Semelle	L'épaisseur : 2.5 m	La longueur : 16.8 m	La largeur : 6 m
Corbeau 1	La largeur : 15.75 m	La petite base : 0.5 m	La hauteur : 0.5 m
Corbeau 2	La largeur : 13.35 m	La grande base : 1 m	

IX.3.3. Évaluation des efforts sollicitant la culée

« La poussée dynamique des terres est calculée par toute méthode scientifiquement validée. A défaut, la méthode de Mono - Okabé peut être appliquée. On négligera en générale la butée et le poids des terres se trouvant à l'avant le mur.

Les efforts d'inertie du mur où des terres reposant sur la semelle sont calculés à partir des coefficients sismiques K_V ; K_H , telles que : $K_V = 0.3K_H$ Sous séisme, la poussée dynamique globale, comportant à la fois les effets statiques et dynamiques de la poussée active des terres, s'exerce à mi-hauteur de la paroi.

IX.3.3.1 Détermination du coefficient de poussée k_{ad}

$$k_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin\varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos\beta \times \cos\theta}} \right]^2}$$

- $\varphi = 30^\circ$: angle de frottement interne du remblai.
- $\beta = 0$: angle de talus avec l'horizontale.
- $\delta = 0$: angle de frottement remblai-culée.
- θ : Angle entre la direction du séisme et la verticale : $\theta = \text{artg} \frac{K_H}{(1 \pm K_V)}$

- $K_H = A = 0.30 \rightarrow$ zone IIb Groupe 1
- $K_V = K_H \times 0.3 = 0.09$

L'ensemble des paramètres K_{ad} , K_H et K_V pour les quatre cas existants sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IX- 7 les coefficients de poussée K

Action du séisme	Notation	K_H	K_V	θ°	K_{ad}
Condition normale	Cas N°1	0,00	0,00	0	0,333333333
Vertical +horizontal	Cas N°2	0,30	0,09	15,38847	0,543246907
Horizontal	Cas N°3	0,30	0,00	16,69924	0,569330996
Vertical+ horizontal	Cas N°4	0,30	-0,09	18,24585	0,603029389

IX.3.3.2 Calcul des sollicitations

Sollicitation dues aux poids propres de la culée

Le poids propre de chaque élément est donné par la formule suivante :

$$P = \gamma_b \times v$$

Calcul des poussées

La poussée des terres agissant sur une hauteur H et une largeur L est :

$$P = \frac{1}{2} \times K_{ad} \times H^2 \times (1 \pm K_V) \times \gamma_r \times L$$

γ_r : poids volumique des terres..... $\gamma = 2 \text{ t/m}^3$

Poussée des surcharges :

$$P = q \times \frac{K_{ad}}{\cos\beta} \times H \times (1 \pm K_V) \times L$$

Poussée due aux surcharges de remblai est de 1 t/m^2 , qu'on majore de 20%, alors $q = 1.2 \text{ t/m}^2$.

Le calcul des sollicitations sur culée et leurs combinaisons sont détaillés en annexe

IX.3.3.3 Vérification de la stabilité de la culée

La stabilité d'une fondation profonde se vérifie par deux critères qui sont :

- Stabilité vis-à-vis au Poinçonnement : $R_{Max} < \text{Capacité portante du pieu}$

- Stabilité vis-à-vis de l'Arrachement (soulèvement) : $R_{min} > 0$

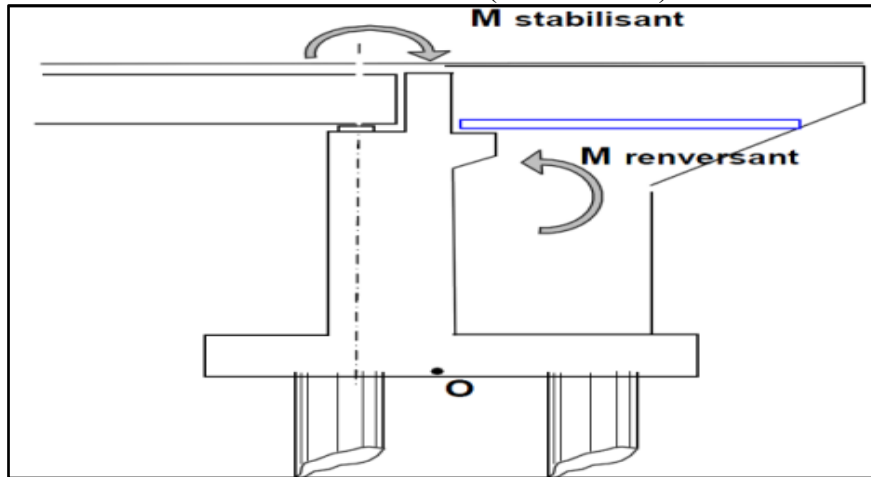


Figure IX- 7 Les moments sollicitant de la culée

Calcul des efforts revenant à chaque pieu

La réaction du pieu est calculée par la formule suivante :

$$N_{\text{pieux}} = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x x_i}{\sum e_i x^2} = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x}{W}$$

$$W = \frac{\sum e_i x^2}{x_i} = \frac{e_1 x^2 + e_2 x^2}{x_1} = \frac{2.4 \times 1.8^2 + 7.2 \times 2.4^2}{1.8} = 27.36$$

- n : nombre totale de pieux
- M_x, N : efforts à la base de la semelle de fondation
- e_i : excentricité de chaque pieu

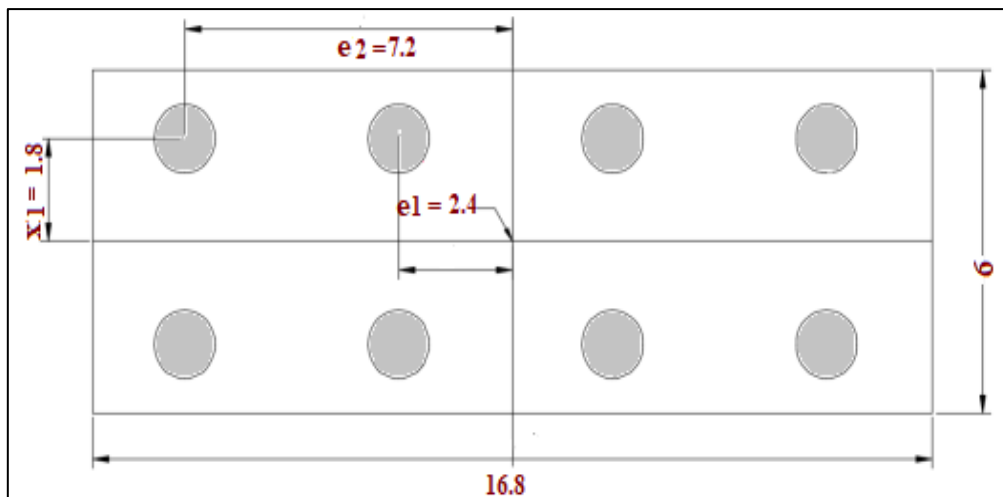


Figure IX- 8 Schéma d'implantation des pieux sous culée

Tableau IX- 8 Réaction maximale sur pieu et vérification de la stabilité.

	Sollicitations		Capacité portante de pieu	Nombre de pieux	W	Rmax/Rmin	Vérification
ELS	Mmax	2186,17	507	8	27,36	427,66	Pas de poinçonnement
	N correspond	2455,73					
	Nmax	2919,93					
	M correspond	1714,71				214,66	Pas des soulèvement
	Nmin	2352,27					
	M correspond	2171,49					
ELA	Mmax	5828,31	608,4	8	27,36	529,88	Pas de poinçonnement
	N correspond	2480,44					
	Nmax	2557,81					
	M correspond	5749,68				47,08	Pas des soulèvement
	Nmin	2063,08					
	M correspond	5767,58					

IX.3.4. Ferrailage des éléments de la culée

IX.3.4.1 Mur frontal

Le mur frontal est encasté sur la semelle, il travaille à la flexion composée. Des tableaux donnant l'ensemble des moments et efforts agissants sur le mur frontal ainsi les combinaisons de charge sont présentées en annexe

On extrait à partir de tableau ci-dessus les efforts pour le calcul de ferrailage :

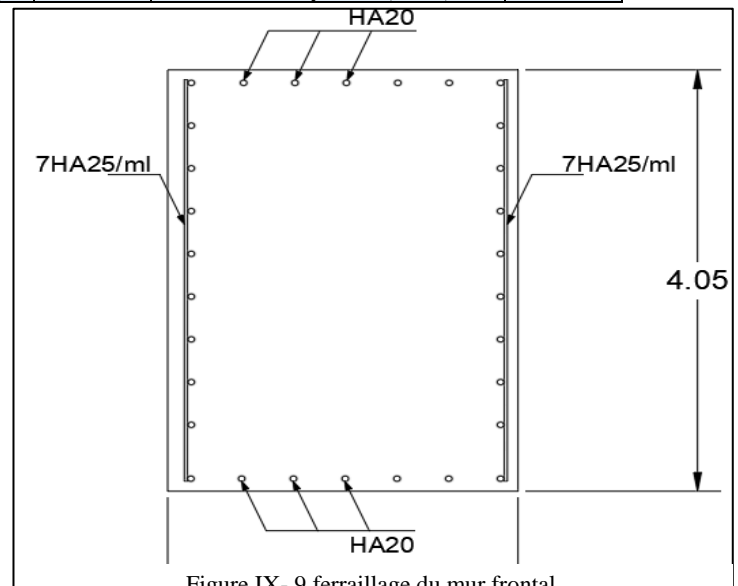
Tableau IX- 9 Efforts dans le mur frontal

Conditions normales	N _{max} (t/ml)	103.04	M _{max} (t.m/ml)	61.66
	M correspond (t.m/ml)	64.47	N correspond (t/ml)	74.50
Conditions sismiques	N _{max} (t/ml)	73.66	M _{max} (t.m/ml)	186.19
	M correspond (t.m/ml)	225.32	N correspond (t/ml)	57.77

Le ferrailage vertical se fait par Expert robot sur une section rectangulaire (1x1) m² en flexion composée, la section d'acier maximale entre ces cas de charge sera retenue

$$As_1 + As_2' = 61.92 \text{ cm}^2$$

- Soit 7HA25 (As=34.36 cm² / ml) avec un espacement de 15 cm sur le côté intérieur (remblais), et 7HA25 avec un espacement de 15 cm sur la paroi extérieure.
- Ferrailage horizontale $A_t = \frac{A_l}{3} = 20.64 \text{ cm}^2$, soit 7HA20 (As = 21.99 cm²) avec un espacement de 30 cm.



IX.3.4.2 Mur garde grève

Il est soumis essentiellement à l'action des forces horizontales sur la face arrière en contact avec les terres, il a aussi pour rôle d'assurer la fixation du joint de chaussée. Le garde grève sera calculé comme un voile encastré sur le mur frontal sous les efforts :

- La poussée des terres
- La poussée d'une surcharge locale située en arrière du mur garde grève.
- La force de freinage.
- **Moment totale à l'encastrement**

Remarque : Le calcul détaillé du moment total est fait en annexe partie, les résultats obtenus sont :

A l'E.L.U	$M_u = 1.35 \times MG + 1.6 \times MQ$	$M_u = 17.86 \text{ t.m}$
A l'E.L.S	$M_s = MG + 1.2 \times MQ$	$M_s = 13.36 \text{ t.m}$

• **Ferraillage**

Le ferraillage vertical se fait en flexion simple par une bande de 1m linéaire pour une section rectangulaire (1 x 0.45) par le logiciel ROBOT EXPERT.

Sections d'Acier

$A_s = 13.70 \text{ cm}^2$ soit : 5HA20 ($A_s = 14.73 \text{ cm}^2/\text{ml}$) avec un espacement de 15 cm. On rajoute un ferraillage de construction qu'on considère Pour des raisons constructives :

$A's = A_s/3$ soit ; $A's = 4.57 \text{ cm}^2$ (5HA14 avec $A_s' = 7.70 \text{ cm}^2$, avec un espacement de 15 cm) pour le ferraillage horizontale les documents S.E.T.R.A préconise des armatures HA10 tous les 15 cm sur les deux faces.

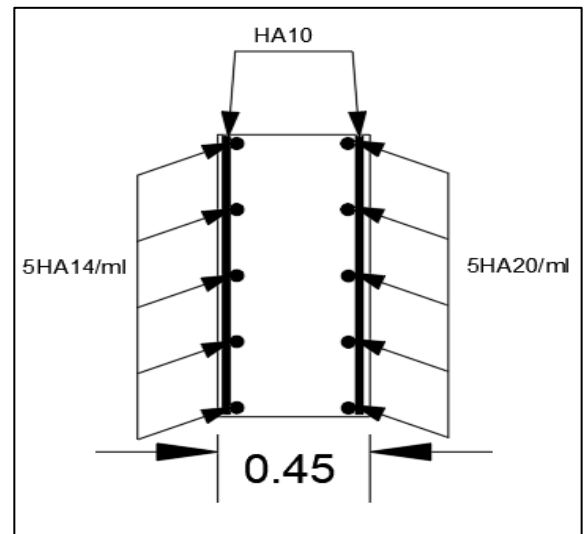


Figure IX- 10 ferraillage du mur garde grève.

IX.3.4.3 Mur en retour

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres des remblais d'accès du pont, il est soumis aux charges suivantes :

- Poids propre y compris la superstructure.
- Poussée horizontale répartie.
- Poussée dynamique
- Charges concentrées situées à l'extrémité du mur est qui sont égales à : $F_v = 4t$ et $F_h = 2t$

Les résultats obtenus sont les suivants : (Le calcul des sollicitations sur le mur front ainsi les résultats de la modélisation sont exploités en annexe

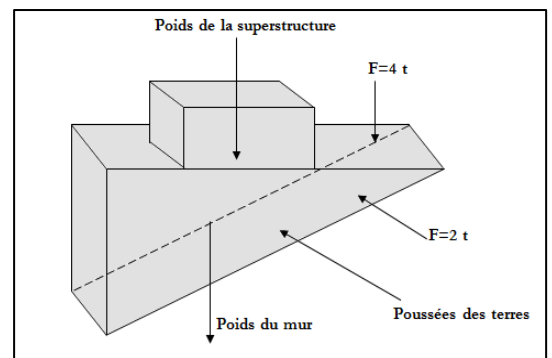


Figure IX- 11 Les efforts appliqués sur le mur en retour.

ELS : $1(G + cas2 + cas4) + 1.2(cas1 + cas3)$	$\begin{cases} M_{xx} = 41.89 \\ M_{yy} = 11.41 \end{cases}$
ELU : $1.35(G + cas2 + cas4) + 1.6(cas1 + cas3)$	$\begin{cases} M_{xx} = 56.79 \\ M_{yy} = 15.36 \end{cases}$

Le ferraillage suivant les deux directions pour le coté intérieur (en contact avec le remblai) se fait par expert robot en flexion simple à l'ELS sur la section (1x0.4) m²

- Ferraillage horizontal $A_s = 52.75 \text{ cm}^2$ (7HA32 ; $A_s = 56.30 \text{ cm}^2/\text{ml}$, $e = 15 \text{ cm}$)

- Ferrailage vertical $A_s = 13.34 \text{ cm}^2$ (7HA16 ; $A_s = 14,07 \text{ cm}^2/\text{ml}$, $e = 15 \text{ cm}^2$)
- Pour le coté extérieur on adopte les armatures de répartitions suivantes :
- Ferrailage horizontal $A_s = 17.58$ (7HA20 $A_s = 21.99 \text{ cm}^2/\text{ml}$, $e = 15 \text{ cm}.$)
 - Ferrailage vertical $A_s = 4.45 \text{ cm}^2$ (7HA12 ; $A_s = 7,92 \text{ cm}^2/\text{ml}$, $e = 15 \text{ cm}.$)

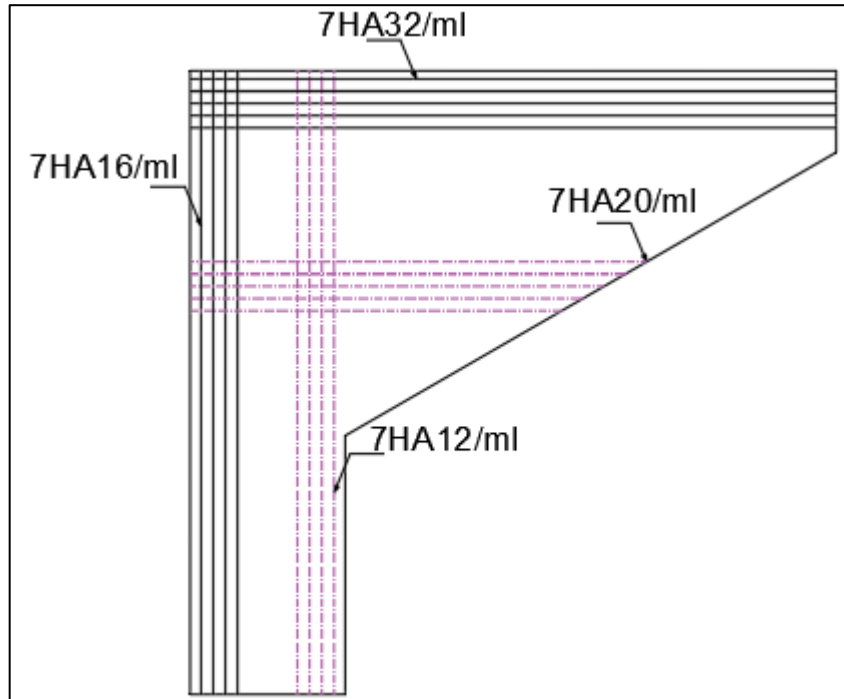


Figure IX- 12 Ferrailage du mur en retour.

IX.3.4.4 Dalle de transition

Elle se calcule comme une dalle rectangulaire supposée simplement appuyée, sachant que réellement elle est reposée sur des appuis élastique sur toute sa surface (contact direct avec le sol). Elle est soumise à son poids propre, aux surcharges et le poids du remblai au-dessus de la dalle.

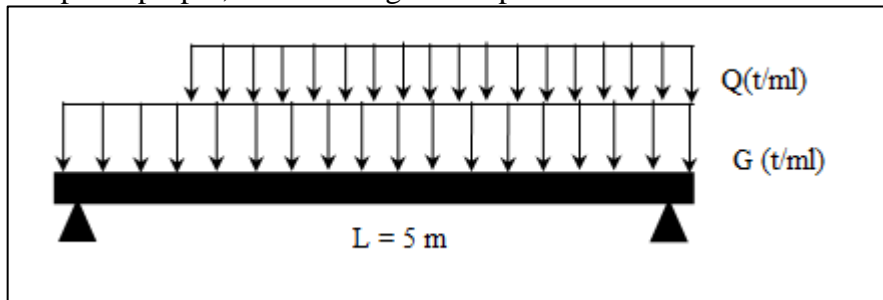


Figure IX- 13 Les efforts appliqués sur la dalle de transition

Pour le calcul de ferrailage de la dalle de transition, on étudie tout d'abord son comportement mécanique, sachant que les dimensions de la dalle sont $(5 \times 13.35 \times 0.3) \text{ m}^3$

$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.37 < 0.4$ Donc la dalle travaille dans un seul sens, tel que :

A l'ELS :

- $M_{ser} = MG + 1.2 MQ = 13,52 \text{ t.m/ml}$
- $V_{ser} = VG + 1.2 VQ = 10,82 \text{ t/ml}$

A l'ELU :

- $M_{ult} = 1.35MG + 1.6 MQ = 18,18 \text{ t.m/ml}$
- $V_{ult} = 1.35 VG + 1.6 VQ = 14,54 \text{ t/ml}$

Remarque : Le calcul des sollicitations sur la dalle de transition ainsi que la vérification des contraintes tangentielles sont exploités en annexe

• **Longitudinalement**

Le ferrailage est fait par l'expert robot en introduisant les moments calculés (à l'ELU et à l'ELS) pour une section de (0.3x1) m².

- $A_s = 22.59 \text{ cm}^2$ soit 8HA20 ($A_s = 25.13 \text{ cm}^2$) avec un espacement de 13 cm ;
- $A_{s_{min}} = 3.33 \text{ cm}^2$ soit 8HA12 ($A_s' = 7,92 \text{ cm}^2/\text{ml}$) avec un espacement de 13cm.

• **Transversalement**

$A_t \geq 5,55 \text{ cm}^2$ On choisit deux cadres HA 14 ($A_t = 6,16 \text{ cm}^2$) tous les 20 cm.

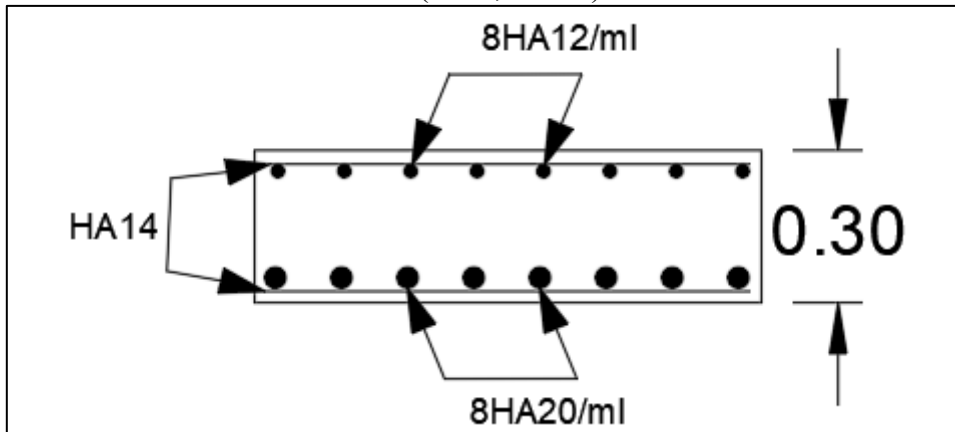


Figure IX- 14 ferrailage de la dalle de transition.

IX.3.4.5 Corbeau

Le ferrailage du corbeau d'appui est réalisé par des armatures de HA10 espacées de 10cm et des goujons de HA25 tous les deux mètres. Il est défini en coupe transversale au schéma ci-contre et règne sous toute la largeur de la dalle de transition

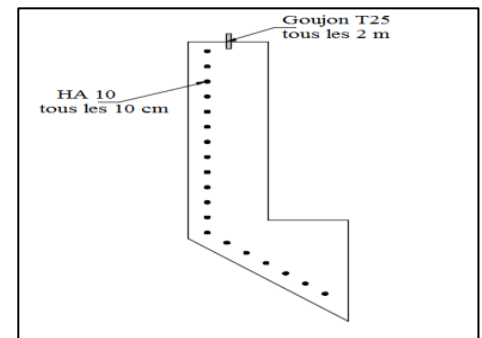


Figure IX- 15 Ferrailage du corbeau.

IX.3.5. Fondation de la culée

IX.3.5.1 Semelle

Pour le ferrailage de la semelle nous appliquerons la méthode des bielles, il faut pour cela que l'angle « α » d'inclinaison de la bielle avec l'horizontal soit supérieur ou égale à 45°, sinon nous utiliserons la méthode dite des consoles.

$$\alpha = \arctg \left(\frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} \right) = \arctg \left(\frac{2.40}{\frac{3.6}{2} - \frac{2.8}{4}} \right) = 55.88 \geq 45^\circ \text{ verifier}$$

Donc nous appliquons la méthode des bielles

La section d'armatures transversale inférieure déterminée par la méthode des bielles est égale à :

Cas normal :

$$A_s = \frac{R_{max}}{\sigma_a} \left[\frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h} \right] = \frac{427.66}{333.33} \left[\frac{\frac{3.6}{2} - \frac{2.8}{4}}{2.40} \right] = 58.80 \text{ cm}^2$$

Cas sismique :

$$A_s = \frac{R_{max}}{\sigma_a} \left[\frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h} \right] = \frac{529.88}{500} \left[\frac{\frac{3.6}{2} - \frac{2.8}{4}}{2.40} \right] = 48.57 \text{ cm}^2$$

Tel que :

- $\sigma_a = \frac{2}{3} f_e = 333.33 \text{ MPa}$ (cas normal) et $\sigma_a = f_e = 500 \text{ MPa}$ (cas sismique)

Note : on opte pour un ferrailage recommandé par le RPOA

- Armatures sollicitées en traction : pourcentage minimum est de :
 - 0,15 % < ρ_g < 1.5 % en zones I et IIa ;
 - 0,25 % < ρ_g < 1.5 % en zones IIb et III.
- Armatures sur face comprimée : pourcentage minimum est de 0,10 %.
- $A_s = 58.80 \text{ cm}^2$ une nappe de 8HA32 ($A_s = 16.08 \text{ cm}^2/\text{ml}$) avec un espacement de 13 cm
- On choisit comme armatures transversales supérieures de construction ($A_s' \approx A_s/3$) 8HA20 avec un espacement de 13 cm ($A_s' = 25.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$).
- La nappe inférieure des armatures longitudinale joue le rôle de répartition des charges, soit ($A_s = A_s/3$) 8HA20 avec un espacement de 13 cm ($A_s' = 25.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$).
- On choisit comme armatures longitudinales supérieures de construction 8HA20 avec un espacement de 13 cm.
- Armature latérale : $A_l \approx A/10$ soit 5HA14 ($A_l = 10,05 \text{ cm}^2/\text{ml}$)

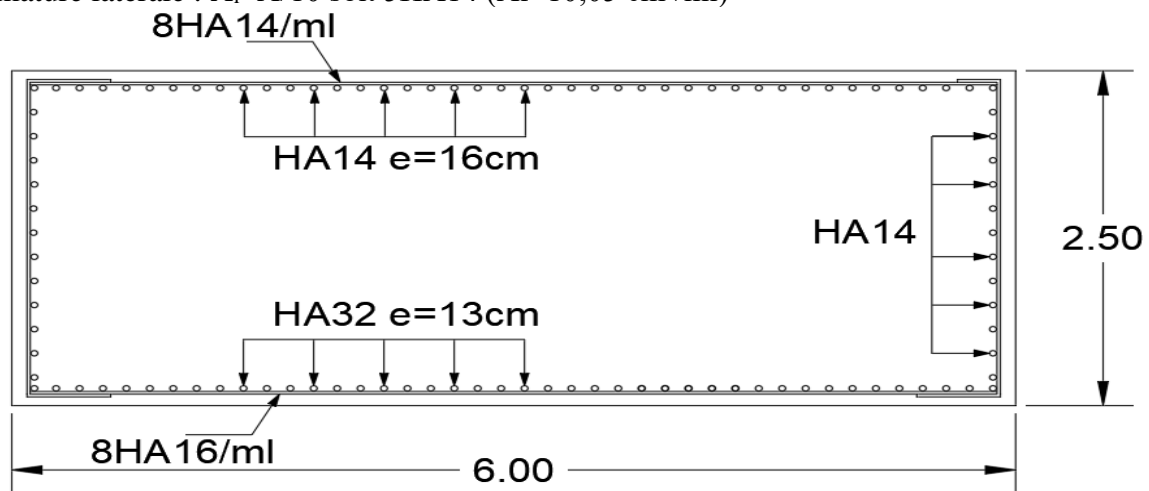


Figure IX- 16 Ferrailage de la semelle.

IX.3.5.2 Les pieux

Caractéristique de pieux

- Nombre des pieux : $n = 8$ pieux ;
- Libre en pied, encastrent sur semelle ;
- Longueur du pieu : $L = 20 \text{ m}$;
- Diamètre du pieu : $b = 1,2 \text{ m}$.

Effort sur pieux

Le pieu est soumis à un effort normal, et un moment d'encastrement provoqué par un chargement horizontale en tête du pieu. Le calcul de ces efforts se fait en annexe, les résultats obtenus sont

- $N_{\max} = 427.7 \text{ t}$; $N_{\min} = 214.66 \text{ t}$; $M = 194.86 \text{ t.m}$ (condition normale)
- $N_{\max} = 529.9 \text{ t}$; $N_{\min} = 564.1 \text{ t}$; $M = 564.10 \text{ t.m}$ (condition sismique)
- $V = 53.05 \text{ t/pieu}$. (Condition normale)
- $V = 153.60 \text{ t/pieu}$. (Condition sismique)

Remarque : Les calcul détaillé des sollicitations sur les pieux sont exploités en annexe

Ferrailage des pieux

Longitudinale

Le ferrailage de pieux se fait en flexion composée à l'aide de ROBOT EXPERT pour une section circulaire de diamètre 1,2m, avec les sollicitations précédentes.

▪ $AS = 246.20 \text{ cm}^2 \rightarrow \rho_g = (As/B) = 2.19 \%$ qui est compris entre 0,5% et 3 % (RPOA).
 Donc on choisit 31HA32 ($As=249.32 \text{ cm}^2$, $e=20 \text{ cm}$).

Transversale

Le ferrailage de pieux transversale se fait à l'aide de ROBOT EXPERT pour une section circulaire de diamètre 1,2m, avec les sollicitations précédentes.

L'espacement St doit satisfaire la condition suivante (RPOA) :

- En zone courante : $St \text{ max} = \min [12\Phi_1, b, 200 \text{ mm}]$
- Et en zone critique : $St \text{ max} = \min [8\Phi_1, b/2, 200 \text{ mm}]$

On prend des cerces de HA16 ($As=4.02 \text{ cm}^2$) et un espacement de 11 cm dans la zone courante et 7 cm dans la zone recouvrement.

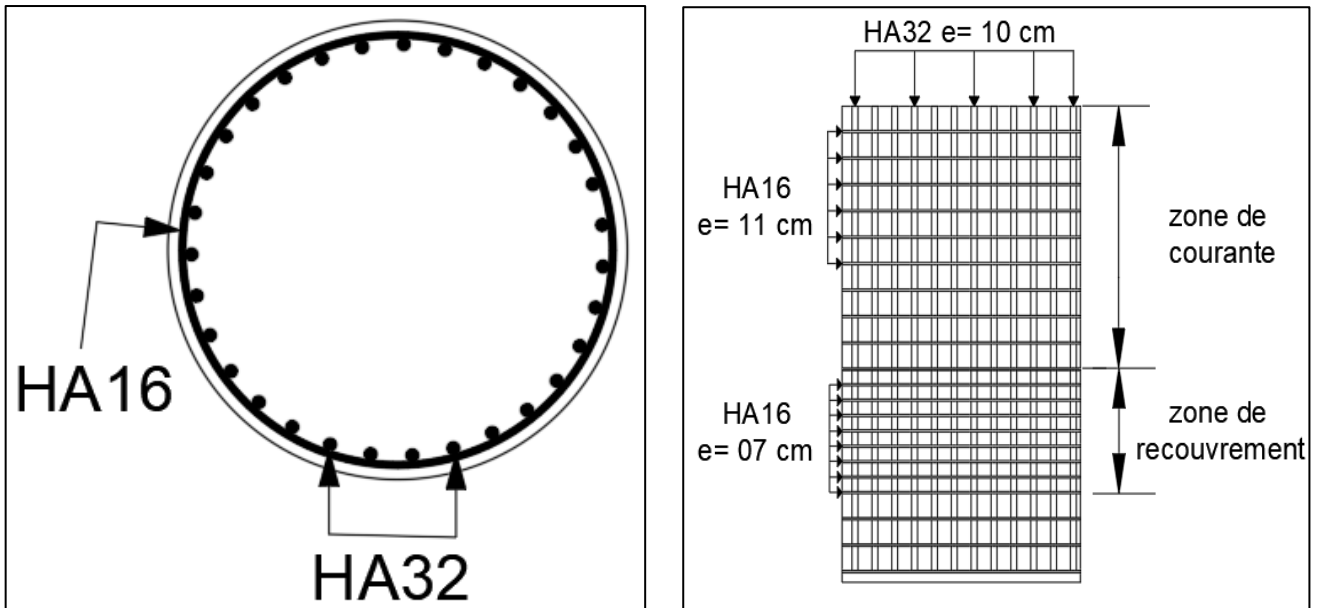


Figure IX- 17 Ferrailage des pieux

Conclusion générale

Conclusion générale

Dans ce projet de fin d'études, Nous avons été chargés de faire la conception et l'étude d'un viaduc. Et nous espérons, au travers ce mémoire, avoir atteint d'une manière satisfaisante les objectifs escomptés de ce projet.

Ce travail nous a permis d'approcher d'une façon globale les étapes d'étude d'un pont, et plus spécialement les difficultés rencontrées lors de l'élaboration d'un projet de pont caisson construit par encorbellement successifs.

En effet, nous avons été amenées à examiner les différents points se rapportant à ce type d'ouvrage : la conception, le calcul des différents éléments du pont ainsi que son mode de construction.

La conception d'un pont à poutre caisson construit par encorbellements successifs demande une analyse structurale poussée afin de prendre en compte la chronologie de la construction.

L'utilisation d'un logiciel capable de modéliser correctement ce type de structure compliquée est très importante afin de pouvoir mener correctement une étude adéquate de son comportement.

Le phasage de réalisation intervient de façon importante dans l'étude. Tout changement de ce phasage nécessite une attention particulière et une étude du comportement des fléaux afin de s'y adapter correctement.

Les Logiciels des calculs et modélisations fournit des outils d'analyse performant et offrant des possibilités exceptionnelles, notamment dans l'analyse temporaire de la structure. Qui reste parmi les meilleurs logiciels sur le marché de par sa flexibilité et sa facilité d'utilisation.

Bibliographie

Documentation :

- Ponts en béton précontraint encorbellements successifs 2003 S.E.T.R.A
- VIPP Ponts a poutres préfabriqués précontrainte post-tension 1996-02
- M.J. BERTHELLEMY- M.T. KRETZ. « Ponts mixte acier béton bipoutre » SETRA1990.
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites - BAEL 91 révisé 99
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites - BPEL 91 révisé 99
- Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts poutres R.C.P.R
- J.A. Calgaro et M. Virlogeux Projet et construction des ponts.
- Document S.E.T.R.A « PP73 (appuis des tabliers) » 1977.
- Document S.E.T.R.A « Appareils d'appui en élastomère fretté ». Juillet 2007.
- Fascicule 62 titre V : Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil, Décembre 1993.
- Fascicule 61 titre V : Conception, calcul et épreuve des ouvrages d'art, juillet 1977.
- Règles parasismiques applicable au domaine des ouvrages d'art « RPOA » 2008.
- Cours du béton précontrainte 4ème année ENSTP.
- Cours de béton armé 4ème année ENSTP.
- Cours de mécanique des sols 4ème année ENSTP.
- Cours des fondations 4ème année ENSTP.
- Cours des mécaniques des structures 4ème année ENSTP.

Logiciel:

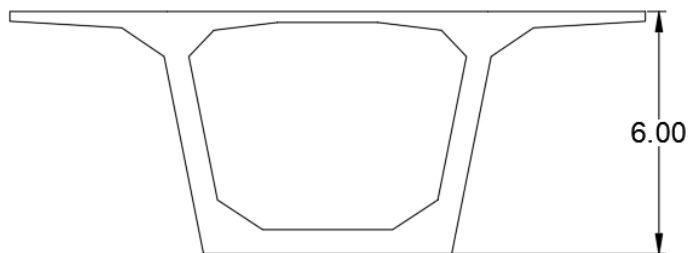
- Robot structural 2018.
- AUTOCAD 2017.
- MICROSOFT OFFICE 2017.
- Robot expert.
- Google earth.

Webography:

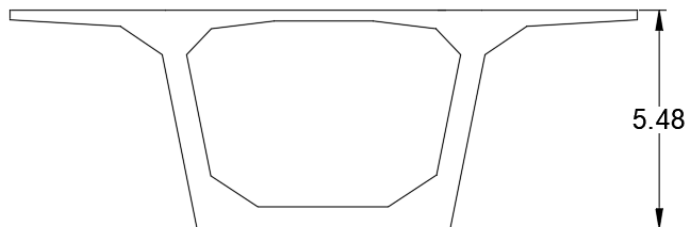
- Google.com
- Civilmania.com
- Wikipedia.fr

Annexe

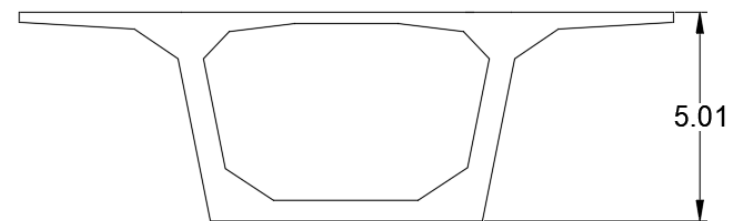
Annexe (Etude de la variante retenue)



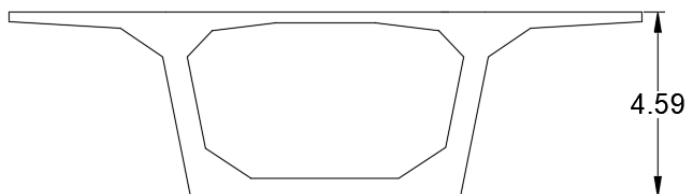
0.00-4.50



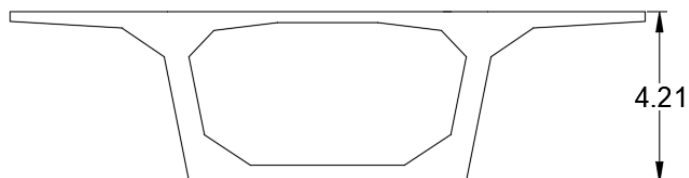
8.50



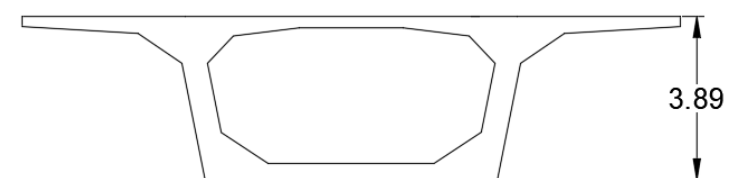
12.50



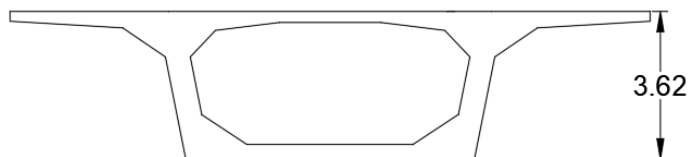
16.50



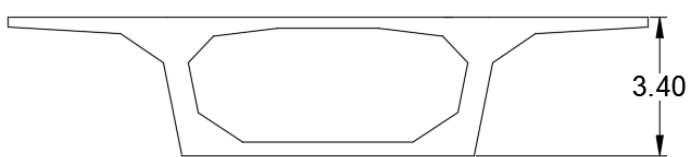
20.50



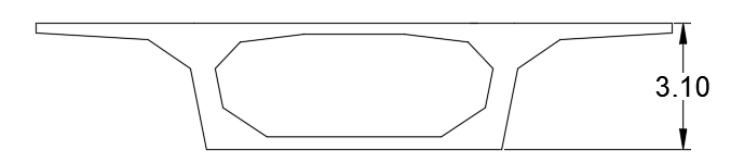
24.50



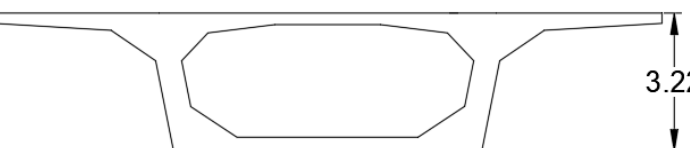
28.50



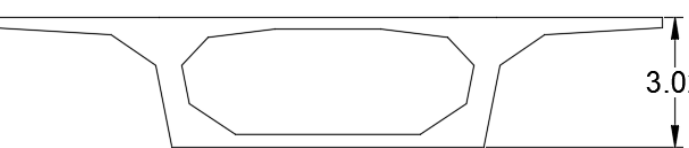
32.50



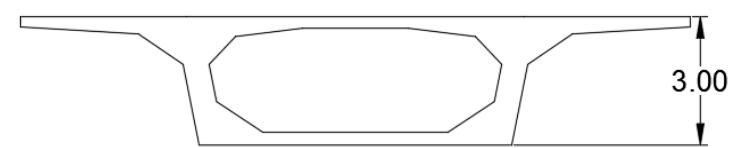
36.50



40.50



44.50



48.50-50.00

Annexe (Etude de fléau)

Le tableau suivant donne les résultats des Moments en (t.m) :

X(m)	Cas fondamental		Cas accidentel	
	$1, 1G_{max} + 1, 25(Qc + Qv + Qp)$	$0, 9G_{max} + 1, 25(Qc + Qv + Qp)$	$1, 1G_{min} + Qc + Qp + FA$	$0, 9G_{min} + Qc + Qp + FA$
0	-46738,43	-38601,70	-41081,96	-33264,32
4,5	-38541,59	-31898,90	-33333,48	-26951,29
8,5	-31996,88	-26541,04	-27197,38	-21955,49
12,5	-26118,39	-21722,26	-21738,19	-17514,45
16,5	-20879,55	-17420,81	-16930,39	-13607,28
20,5	-16257,40	-13617,90	-12751,91	-10215,93
24,5	-12232,60	-10297,73	-9184,18	-7325,19
28,5	-8789,41	-7447,40	-6212,08	-4922,70
32,5	-5915,71	-5057,01	-3823,96	-2998,94
36,5	-3603,01	-3119,61	-2011,66	-1547,21
40,5	-1846,41	-1631,17	-770,48	-563,68
44,5	-644,63	-590,67	-99,18	-47,33
48,5	0,00	0,00	0,00	0,00

Annexe (Etude de fléau)

Le tableau suivant donne les résultats des efforts tranchants en (t) :

X(m)	Cas fondamental		Cas accidentel	
	$1, 1G_{max} + 1, 25(Qc + Qv + Qp)$	$0, 9G_{max} + 1, 25(Qc + Qv + Qp)$	$1, 1G_{min} + Qc + Qp + FA$	$0, 9G_{min} + Qc + Qp + FA$
0	1875,46	1532,80	1778,89	1449,66
4,5	1674,45	1370,03	1575,40	1282,92
8,5	1504,49	1232,47	1402,90	1141,55
12,5	1341,97	1101,00	1237,54	1006,03
16,5	1186,13	975,00	1078,61	875,77
20,5	1036,24	853,87	925,40	750,18
24,5	891,56	737,00	777,18	628,68
28,5	751,33	623,77	633,25	510,69
32,5	614,83	513,59	492,89	395,62
36,5	481,29	405,83	355,39	282,89
40,5	349,99	299,91	220,03	171,91
44,5	220,17	195,20	86,09	62,10
48,5	91,09	91,09	-47,13	-47,13

Annexe (Charges et surcharges)

Charges et surcharges

Les surcharges prises en compte dans nos calculs sont celles préconisées par le RCPR sont :

Le système de charges A(L)

$$A(L) = 2,3 + \frac{360}{L + 12}$$

L : la longueur chargée du tablier.

a₁ : coefficient déterminé en fonction de la classe du pont, et du nombre de voies chargées

Tableau V- 1 Coefficients a1

Nombre de voies		1	2	3	4	> 5
Classe du Pont	Première	1	1	0.9	0.75	0.7
	Deuxième	1	0.9	-	-	-
	Troisième	0.9	0.8	-	-	-

La charge A₁(L) est obtenue par :

$$A_1(L) = \max \left\{ \begin{array}{l} a_1 \times A(L) \\ 4 - 0.002L \end{array} \right.$$

La charge A₁(L) obtenue est multipliée par un coefficient :

$$a_2 = V_0 / V$$

- **V** : Étant la largeur d'une voie
- **V₀** : Ayant les valeurs données par le tableau

Coefficients a2

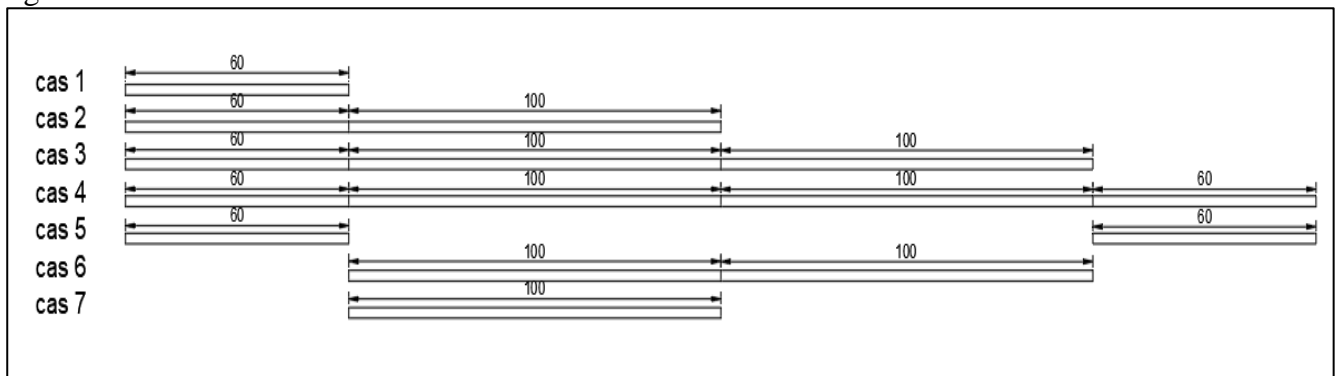
Classe de pont	V ₀
Première classe	3.5 m
Deuxième classe	3 m
Troisième classe	2,75 m

$$a_2 = 3.5 / 3.375 = 1.037$$

$$A_2(L) = a_2 \times A_1$$

Les surcharges à considérer sont définies par le Fascicule n°61 titre II.

Vu que cet ouvrage est hyperstatique, nous appliquons les surcharges routières en plusieurs cas de manière à produire l'effet le plus défavorable. Les différents cas à envisager sont représentés sur la figure suivante :

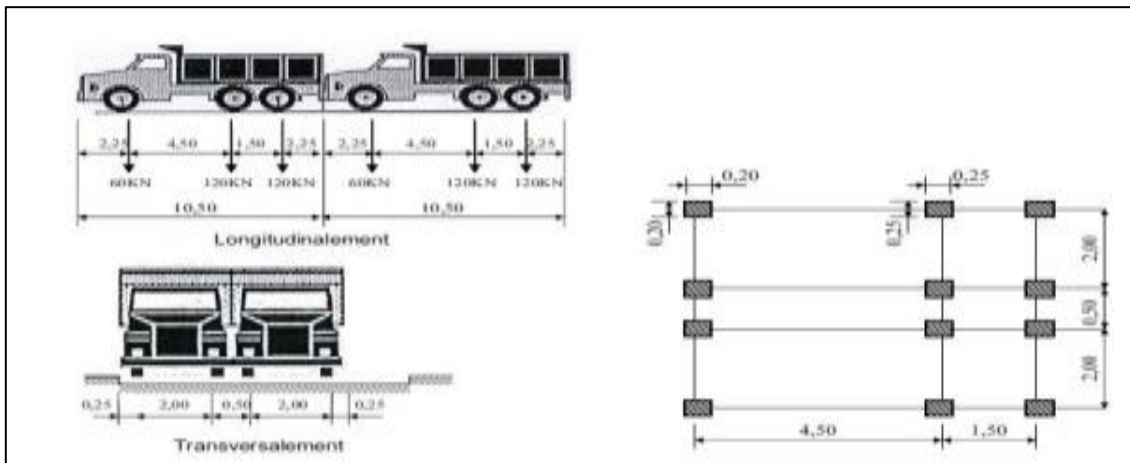


Les cas de chargement

Système Bc

Selon le Fascicule 61 titre II, un camion B_c comporte trois essieux dont leurs caractéristiques et leurs dispositions sont illustrés dans la figure ci-après

Annexe (Charges et surcharges)



System Bc

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérés, la valeur des charges du système Bc prise en compte est multipliée par le coefficient b_c . Pour notre cas :

- Pont de première classe + Une voie chargée $b_c = 1,20$
- Pont de première classe + Deux voies chargées $b_c = 1,10$
- Pont de première classe + Trois voies chargées $b_c = 0,95$
- Pont de première classe + Quatre voies chargées $b_c = 0,80$

$$S = 2 \times (30 \times N \times b_c)$$

N : Nombre de voies prises dans le calcul.

✓ Disposition de Bc

On dispose sur la chaussée autant de files ou convois de camion que la chaussée comporte de voies de circulation, et on place souvent ces files d'une manière à obtenir la situation la plus défavorable pour l'élément considéré :

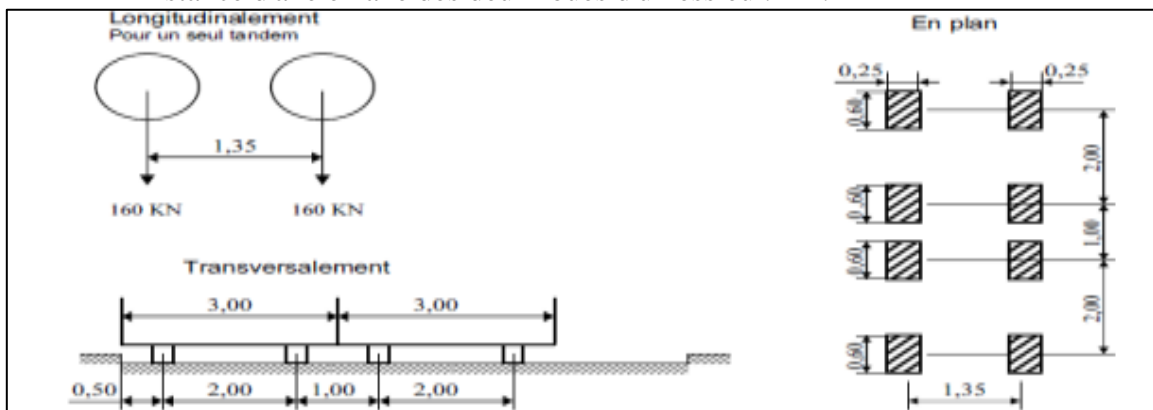
Longitudinalement : le nombre de camion par file est limité à deux. La distance entre les deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable. Les camions homologues des diverses files sont disposés de front, tous les camions étant orientés dans le même sens.

Transversalement : le nombre de camions à charger transversalement dépend du nombre de voies de circulation de ce pont.

Systeme Bt

Un tandem de système Bt comporte deux essieux, tous les deux à roues simples et répondent aux caractéristiques suivantes :

- Masse portée par chaque essieu : 16t.
- Distance entre les deux essieux : 1.35m.
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu : 2m.



System Bt

Annexe (Charges et surcharges)

En fonction de la classe du pont, les valeurs des charges du système Bt prises en compte sont multipliées par les coefficients b_t suivants :

Valeur de b_t en fonction de la classe du pont.

Classe du pont	b_t
Première	1.20
Deuxième	1,00

✓ Disposition de Bt

Longitudinalement : maximum un (01) tandem.

Transversalement : maximum deux (02) tandems.

Systeme Mc120

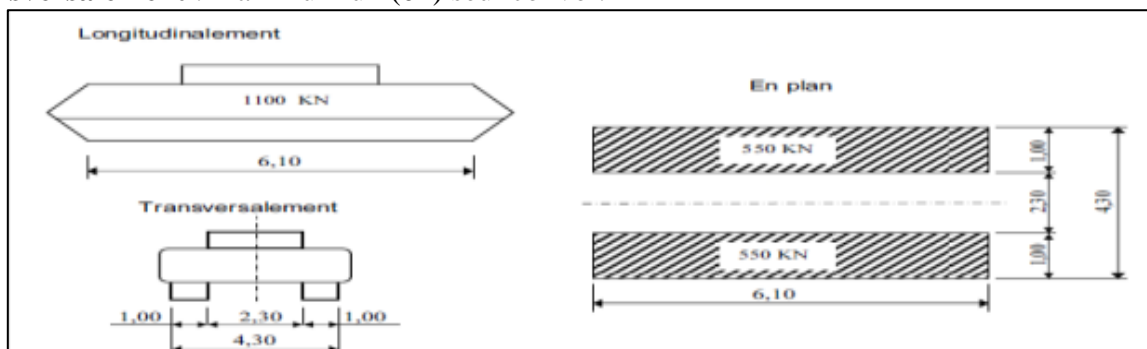
Les véhicules types de système Mc120 comportent deux chenilles de charge de 550 KN chacun, et ils peuvent circuler en convoi.

- Poids total : 110t.
- Longueur d'une chenille : 6.1m.
- Largeur d'une chenille : 1.00m.

✓ Disposition de Mc120

Longitudinalement : nombre de véhicules illimités et la distance entre deux véhicules successifs est de 30,50 m.

Transversalement : maximum un (01) seul convoi.



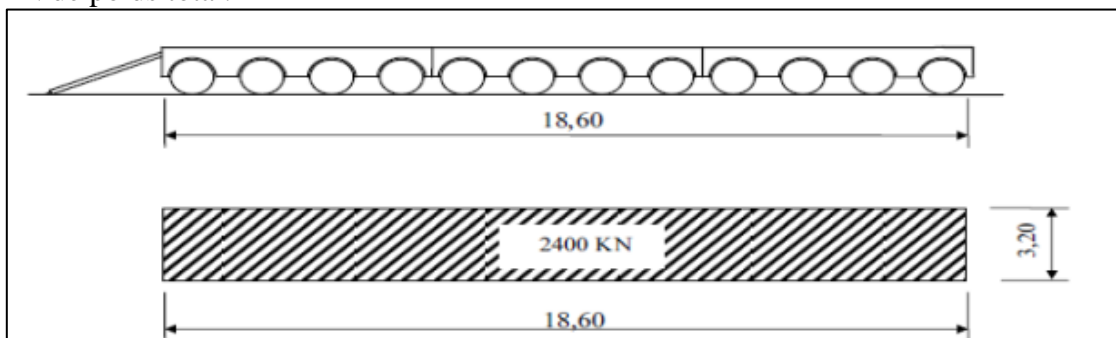
Convoi Mc120

$$\text{Pour notre cas : } N = \left\lfloor \frac{320}{30.5+6.10} \right\rfloor + 1 = 9 \text{ convois.}$$

Systeme D240

Le convoi D240 n'est pas majoré par le coefficient de majoration dynamique, il est supposé de ne développer aucune réaction de freinage, ni force centrifuge.

Le convoi type D240 comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 2400 KN de poids total.



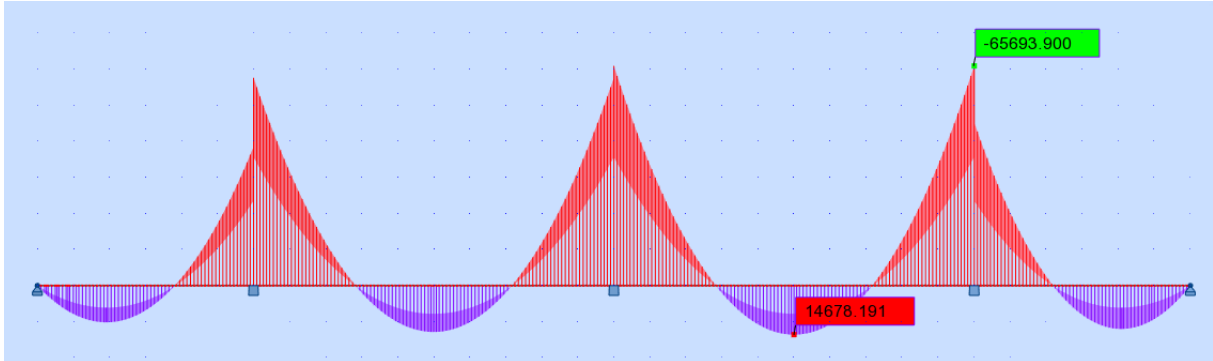
Convoi D240

Annexe (Etude longitudinale)

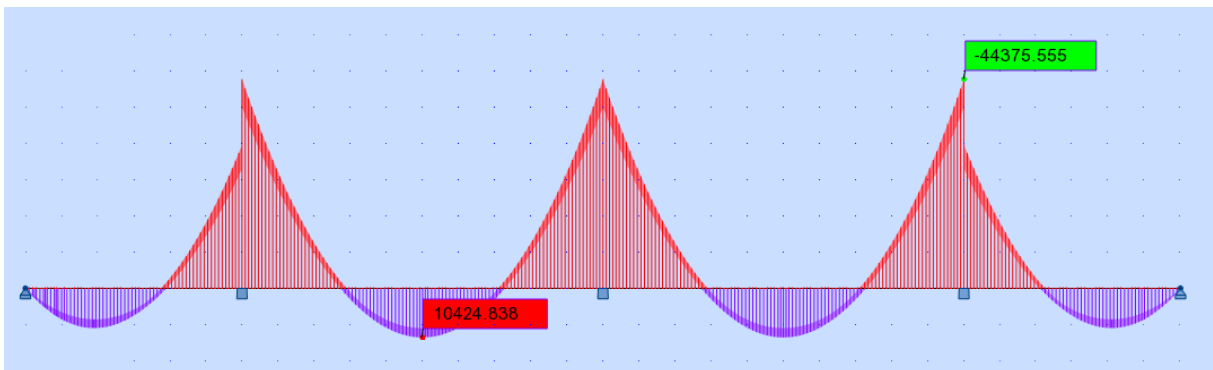
Etude longitudinale

Moment de flexion à l'ELS (t) :

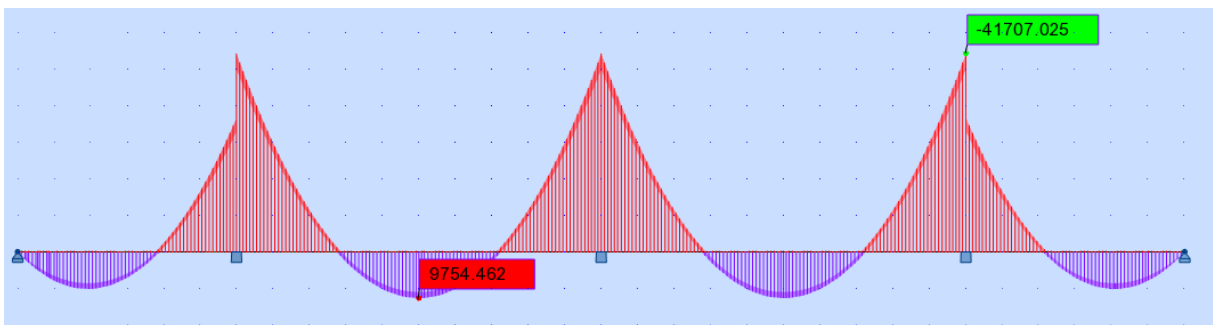
$G + 1.2 (A(l) + St)$



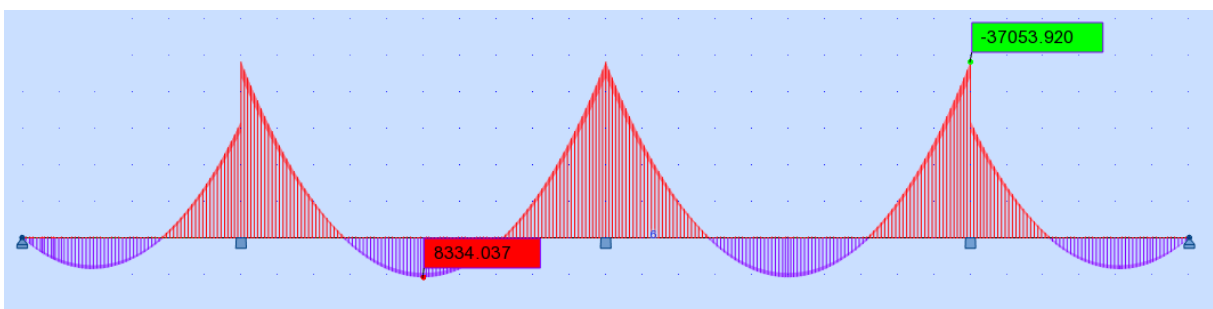
$G + 1.2 (Bc + St) +$



$G + 1.2 (Bt + St) +$

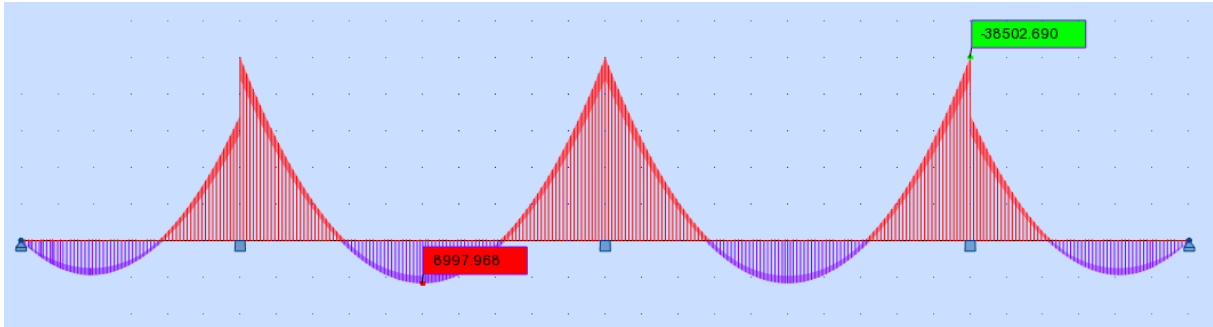


$G + Mc120 +$



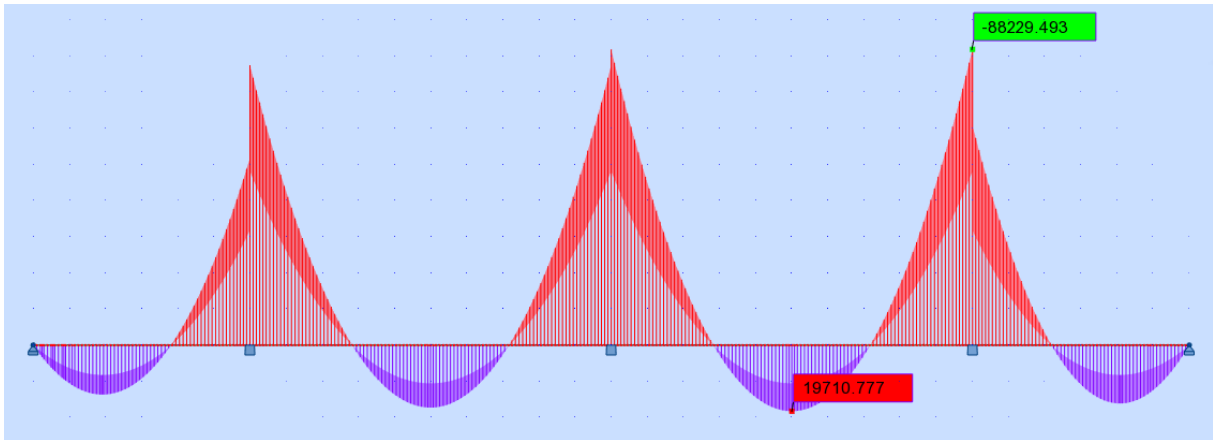
Annexe (Etude longitudinale)

G + D240 +

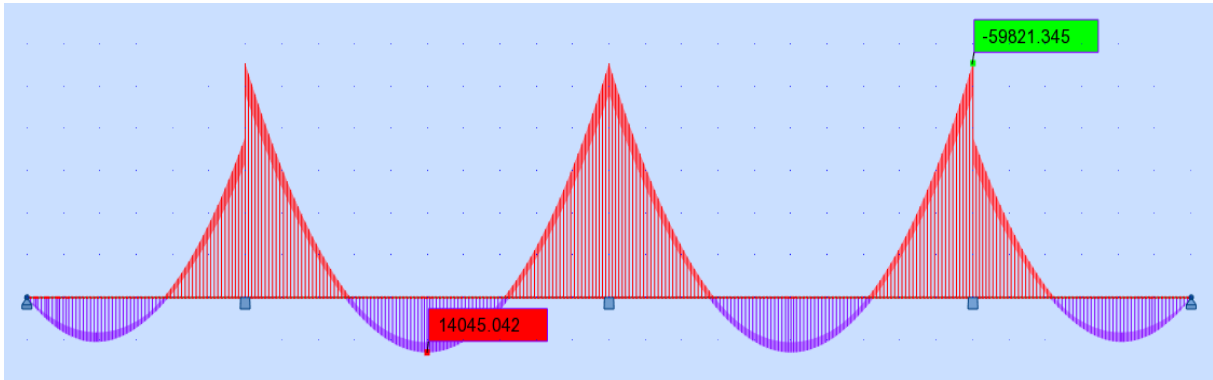


Moment de flexion à l'ELU (t) :

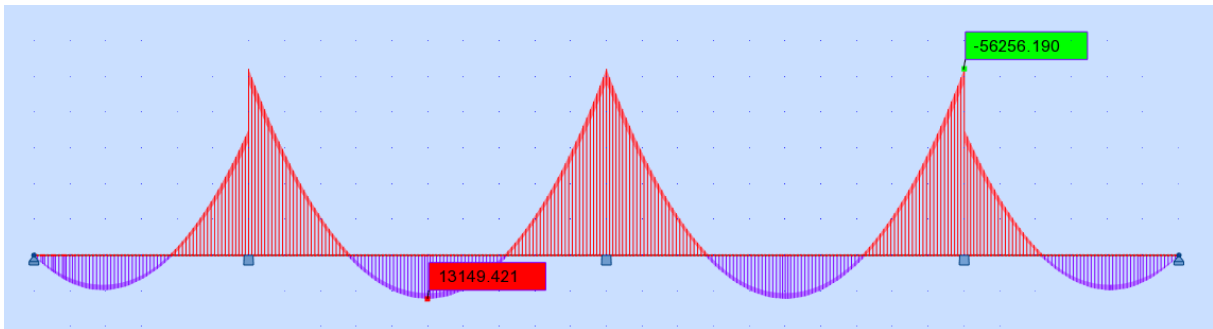
1.35 G + 1.6 (A(l) + St)



1.35 G + 1.6 (Bc + St) +

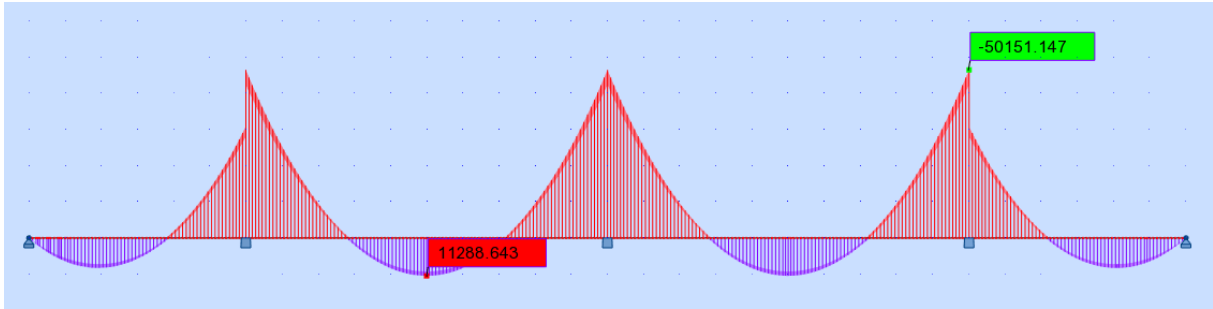


1.35 G + 1.6 (Bt + St) +

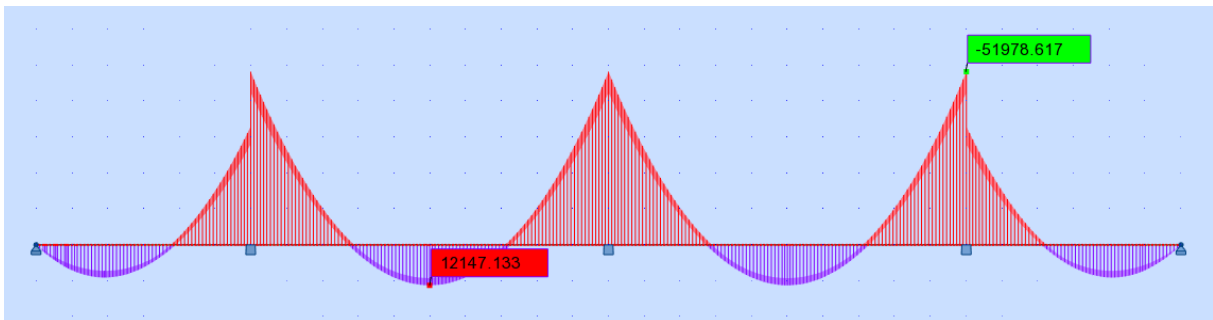


Annexe (Etude longitudinale)

1.35 G + 1.35 Mc120 +

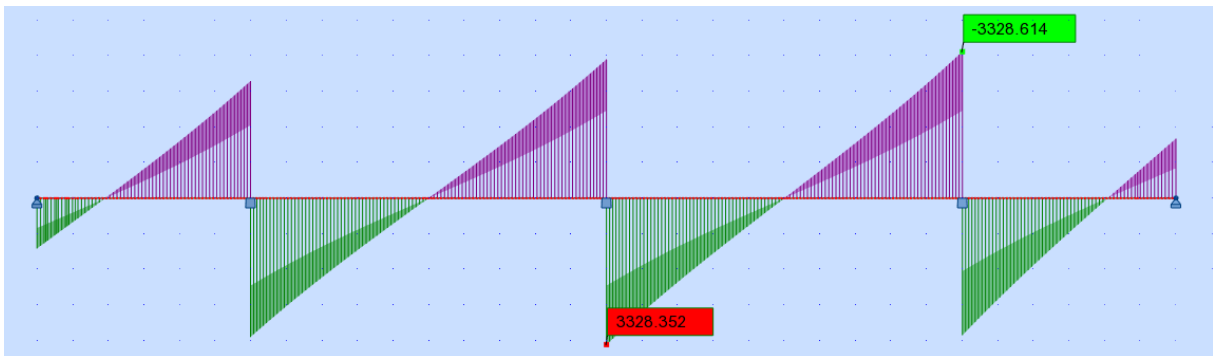


1.35 G + 1.35 D240 +

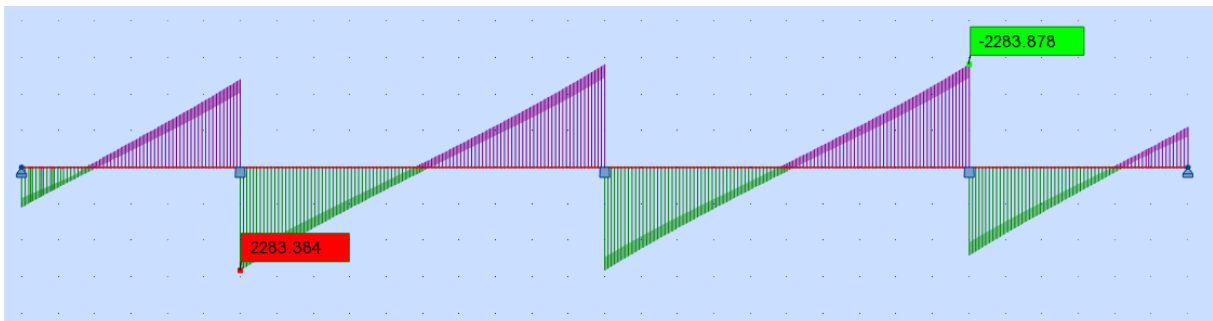


Effort tranchant à l'ELS (t) :

G + 1.2 (A(l) + St)

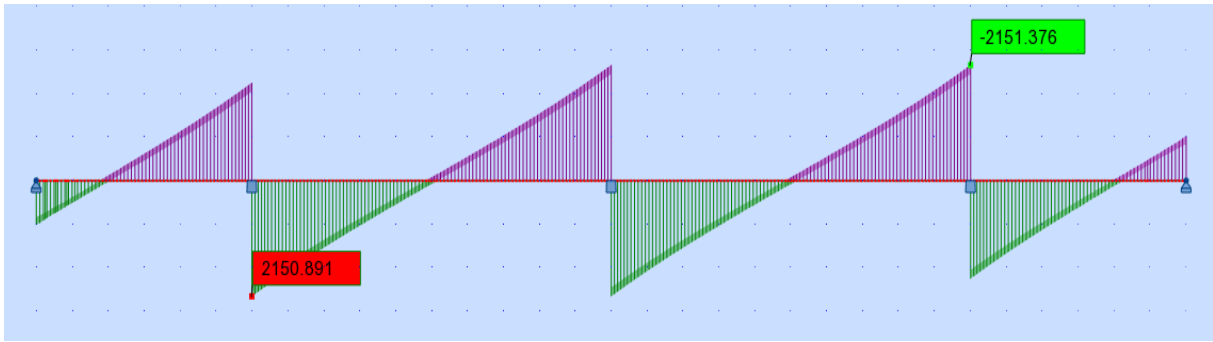


G + 1.2 (Bc + St) +

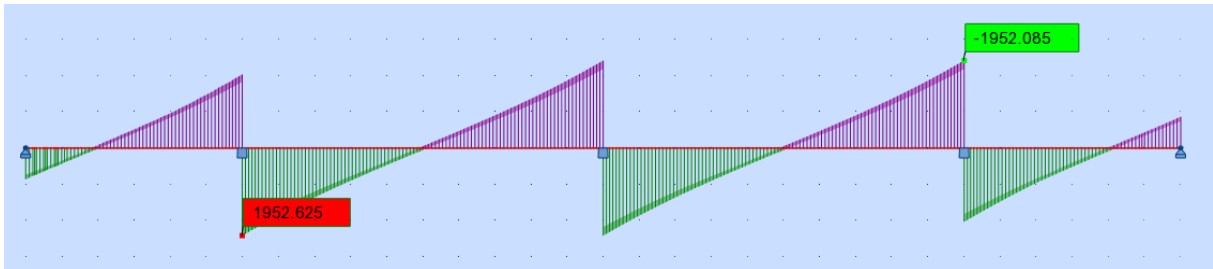


G + 1.2 (Bt + St) +

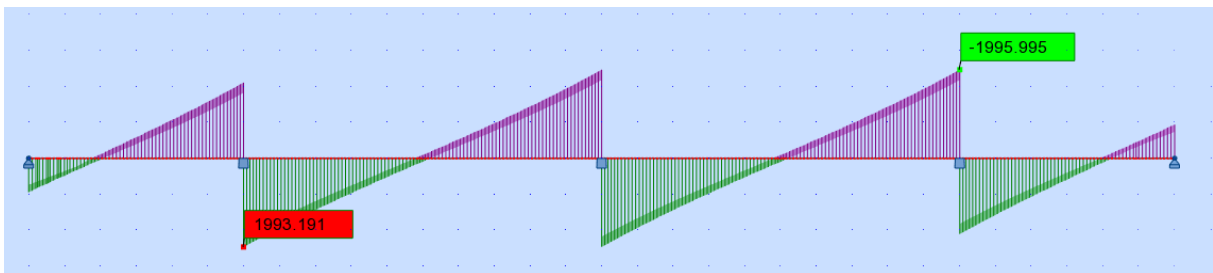
Annexe (Etude longitudinale)



G + Mc120 +

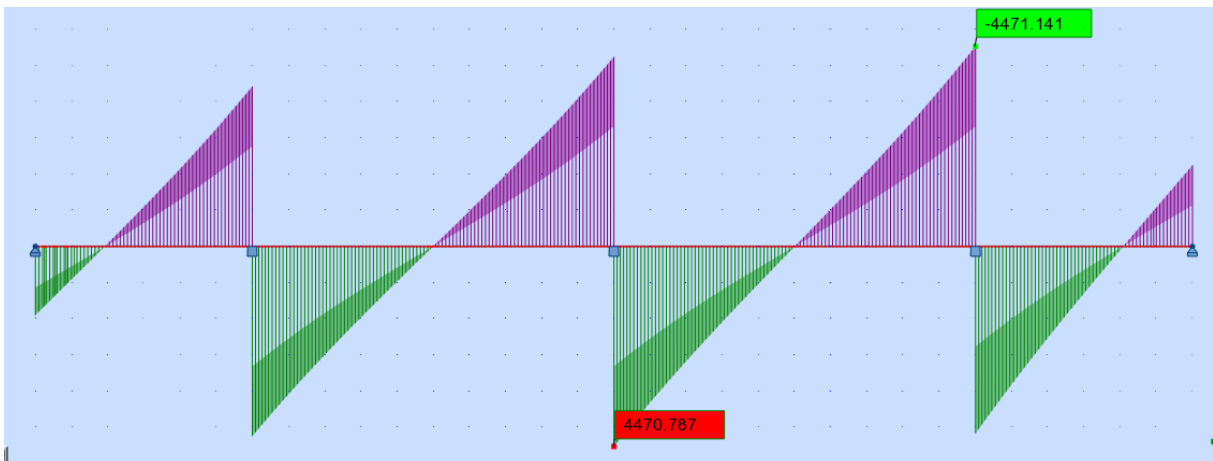


G + D240 +



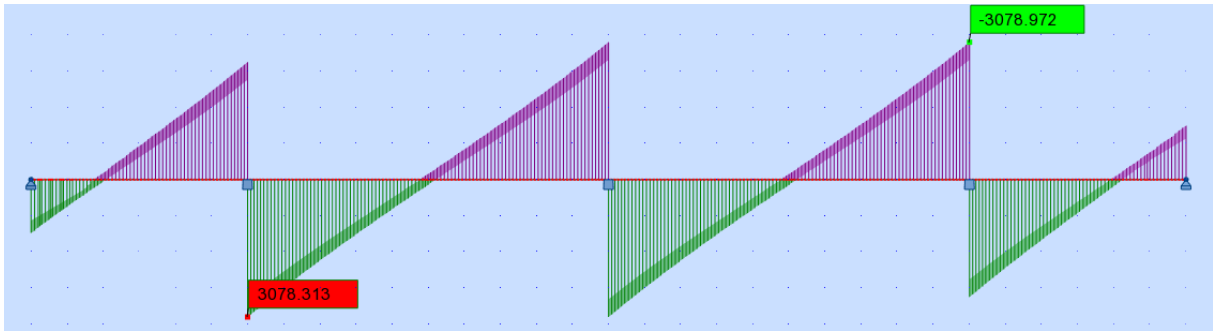
Effort tranchant à l'ELU (t) :

$1.35 G + 1.6 (A(I) + St)$

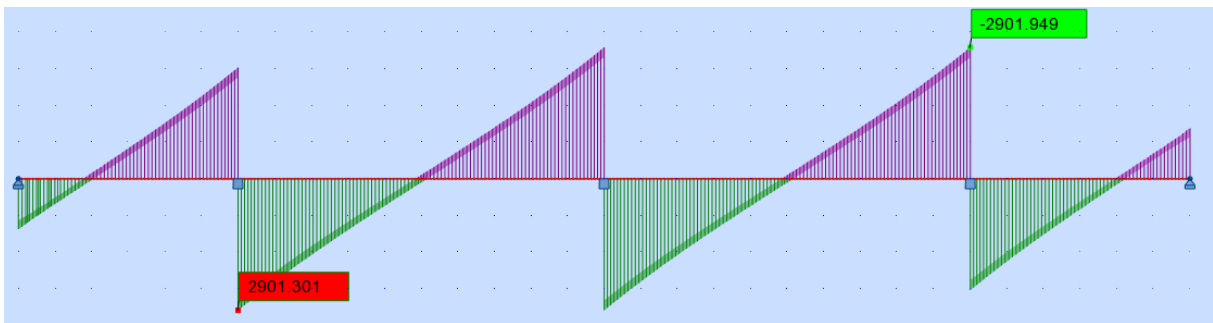


Annexe (Etude longitudinale)

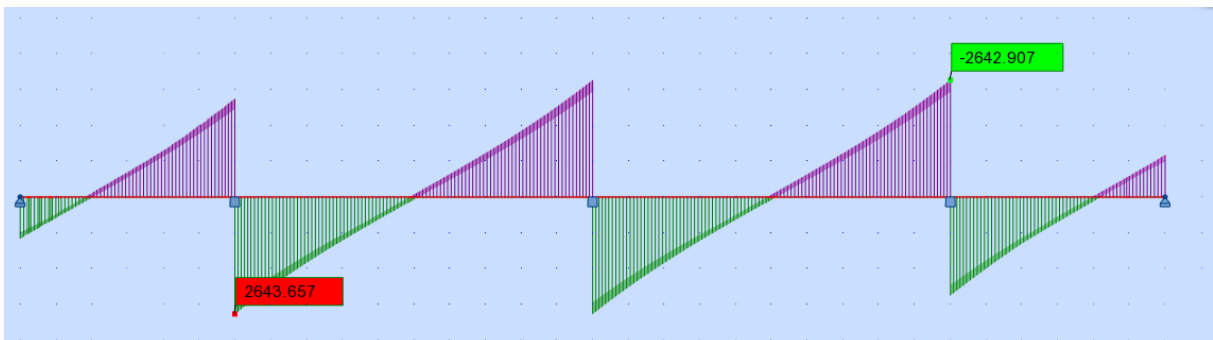
1.35 G + 1.6 (Bc + St) +



1.35 G + 1.6 (Bt + St) +



1.35 G + 1.35 Mc120 +



1.35 G + 1.35 D240 +

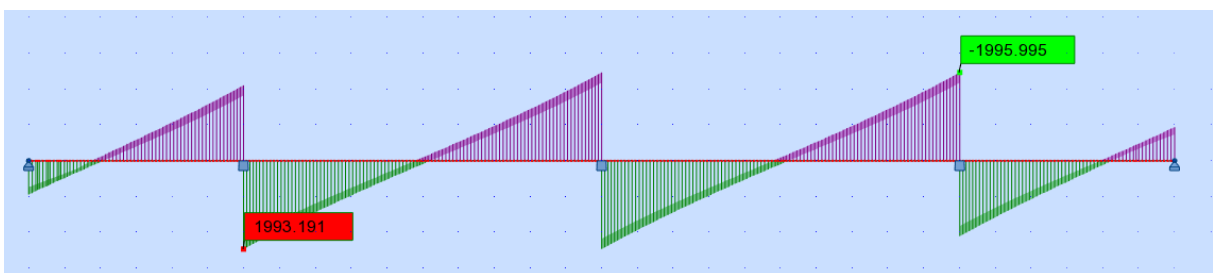


Tableau des moments due au fluage

	S(m)	V'(m)	M _{fl} (t,m)
VSP	17,10	3,42	639,47
V1	17,10	3,42	664,49
V2	16,25	3,17	715,78
V3	15,49	2,95	769,18
V4	14,81	2,75	823,80

Annexe (Etude longitudinale)

C4	129,54	137,66										
C5	156,64	164,61										
C6	161,44	169,38	177,27									
C7	161,44	169,38	177,27	185,11								
C8	195,42	203,16	210,84	218,48	226,08							
C9	195,42	203,16	210,84	218,48	226,08	233,63						
C10	46,73	55,35	63,92	72,44	80,91	89,33	97,69					
C11	46,73	55,35	63,92	72,44	80,91	89,33	97,69					
C12	115,92	124,13	132,28	140,39	148,46	156,47	164,43	172,35				
C13	10,01	18,85	27,64	36,38	45,06	53,69	62,27	70,80	79,28			
C14	10,01	18,85	27,64	36,38	45,06	53,69	62,27	70,80	79,28			
C15	10,01	18,85	27,64	36,38	45,06	53,69	62,27	70,80	79,28	87,70		
C16	10,01	18,85	27,64	36,38	45,06	53,69	62,27	70,80	79,28	87,70	96,08	
C17	10,01	18,85	27,64	36,38	45,06	53,69	62,27	70,80	79,28	87,70	96,08	104,41
Σ	1648,83	1376,43	1174,55	1089,23	987,72	837,20	671,18	526,35	396,39	263,11	192,16	104,41

Pertes par recul-d 'ancrage pour chaque voussoir du demi-fléau.

	VSP	V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7	V8	V9	V10	V11
C1	0,00											
C2	0,00											
C3	0,00											
C4	0,00	278,38										
C5	0,00	305,92										
C6	0,00	141,60	262,40									
C7	0,00	42,05	137,89	233,73								
C8	0,00	0,00	42,16	137,86	233,55							
C9	0,00	0,00	0,00	51,52	134,50	217,49						
C10	0,00	0,00	0,00	42,06	70,42	98,79	127,15					
C11	0,00	0,00	0,00	42,06	70,42	98,79	127,15					
C12	0,00	0,00	0,00	0,00	25,05	70,14	115,23	160,32				
C13	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	47,32	65,17	83,03	100,89			
C14	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	47,32	65,17	83,03	100,89			
C15	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	47,32	65,17	83,03	100,89		
C16	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	47,32	65,17	83,03	100,89	
C17	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	47,32	65,17	83,03	100,89
Σ	0,00	767,94	442,45	507,22	533,95	579,84	547,20	438,87	397,29	249,09	183,92	100,89

Effet de resal

X	H	φ	V'	M	I	S	e _{inf}	σ _{inf}	V _{resal}
0	6,00	0,000	3,44	40442,40	89,80	17,10	0,60	-714,338	0
4,50	6,00	0,000	3,44	29587,44	89,80	17,10	0,60	1610,969	0
8,50	5,48	0,129	3,17	21947,86	71,00	16,25	0,55	1458,03	707,6086
12,50	5,01	0,117	2,92	14829,64	56,22	15,49	0,50	1250,657	549,9953
16,50	4,59	0,105	2,71	8278,61	44,71	14,81	0,46	981,4102	386,6891

Annexe (Etude longitudinale)

20,50	4,21	0,093	2,51	3241,45	35,84	14,20	0,42	654,2084	227,7193
24,50	3,89	0,080	2,34	-2042,31	29,09	13,68	0,39	260,7806	78,75457
28,50	3,62	0,068	2,20	-5053,77	24,02	13,24	0,36	-53,0389	-13,5652
32,50	3,40	0,056	2,09	-4518,83	20,30	12,87	0,34	65,43584	13,70399
36,50	3,22	0,043	2,00	-4730,86	17,66	12,59	0,32	11,52538	1,878489
40,50	3,10	0,031	1,93	-4961,64	15,91	12,39	0,31	13,93231	1,622738
44,50	3,02	0,019	1,89	-4560,83	14,91	12,27	0,30	98,23846	6,867386
48,50	3,00	0,006	1,88	-4805,91	14,58	12,23	0,30	5,476257	0,127626
50,00	3,00	0,000	1,88	-4874,88	14,58	12,23	0,30	-2,70628	0

Vérification de la contrainte de cisaillement

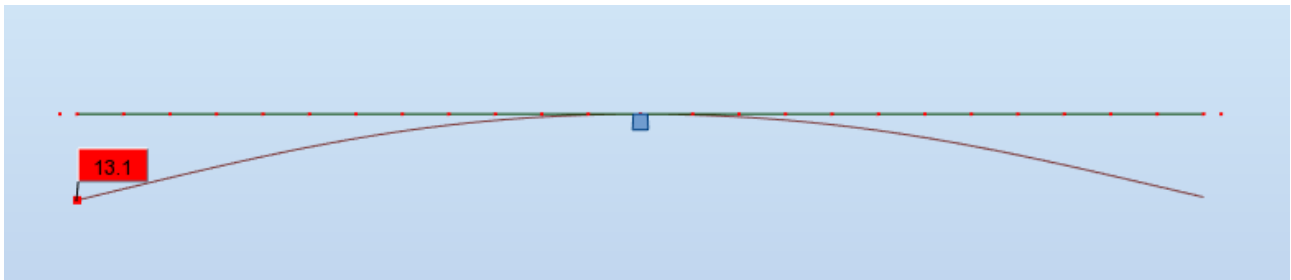
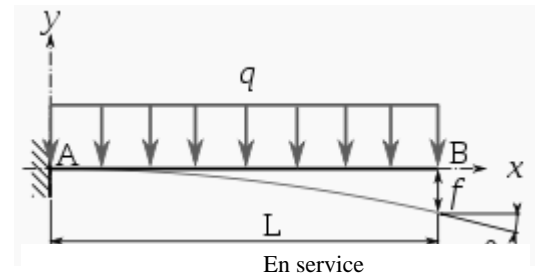
X(m)	V_{ser}(t)	V_{resal}(t)	P_{sina}(t)	V_r(t)	σ_x (MPa)	τ₁(MPa)	τ₂(MPa)	τ_{lim}(MPa)	τ_{max} (MPa)
0	3328,61	0,00	0,00	3328,61	7,00	3,03	4,42	3,03	6,95
4,50	2994,78	0,00	946,59	2048,19	5,76	2,87	4,33	2,87	4,28
8,50	2704,53	707,61	692,00	1304,92	5,63	2,85	4,31	2,85	2,98
12,50	2421,90	550,00	717,10	1154,80	5,45	2,82	4,30	2,82	2,89
16,50	1875,85	386,69	331,31	1157,85	5,23	2,79	4,27	2,79	3,17
20,50	1611,05	227,72	331,31	1052,02	4,46	2,68	4,18	2,68	3,14
24,50	1350,91	78,75	544,80	727,35	4,12	2,63	4,14	2,63	2,36
28,50	1094,36	-13,57	581,91	526,01	3,19	2,48	4,00	2,48	1,84
32,50	841,06	13,70	1318,97	-491,61	2,73	2,41	3,92	2,41	1,84
36,50	589,81	1,88	795,10	-207,17	1,68	2,22	3,71	2,22	0,82
40,50	340,13	1,62	699,69	-361,18	1,14	2,12	3,59	2,12	1,49
44,50	431,34	6,87	638,56	-214,09	0,57	2,01	3,45	2,01	0,90
48,50	92,75	0,13	0,00	92,62	0,00	1,90	3,29	1,90	0,39
50,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,90	3,29	1,90	0,00

Annexe (Etude longitudinale)

Calcul de la flèche (en construction)

La flèche est donnée par l'expression suivante :

$$f = \frac{1}{E_v I_{eq}} \int_0^L M(x) \bar{M} \quad (\text{Formule de Mohr})$$



Calcul de la flèche (en service)

La flèche pour la travée de rive est donnée par l'expression simplifiée suivante :

$$f = \frac{qL^4}{185EI}$$

La flèche pour la travée centrale est donnée par l'expression simplifiée suivante :

$$f = \frac{qL^4}{384EI}$$

- I_{eq} : Moment d'inertie de la section équivalente.

$$I_{eq} = \frac{\sum L_i I_i}{\sum L_i}$$

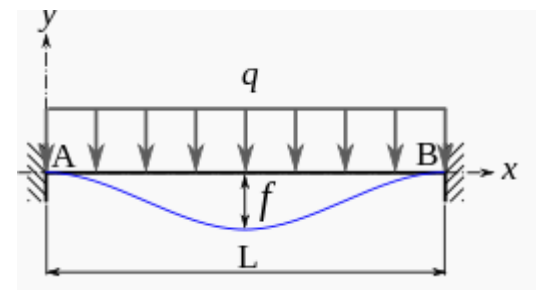
- q : poids propre du tablier porté + A(l) (en charge)
- q : poids propre du tablier porté (à vide)
- E : Module de déformation longitudinal.

$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 37619.47 \text{ MPa}$$

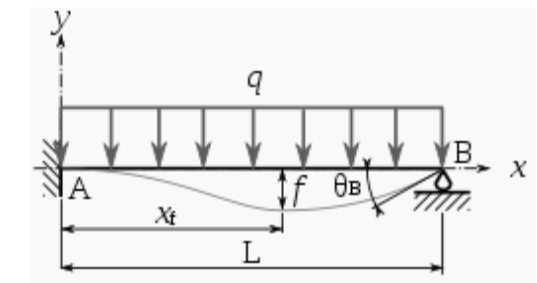
$$E_v = \frac{11000}{3} \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 12539.85 \text{ MPa}$$

La flèche admissible des ponts routier :

$$f_{adm} = \frac{L}{700}$$



Travée centrale

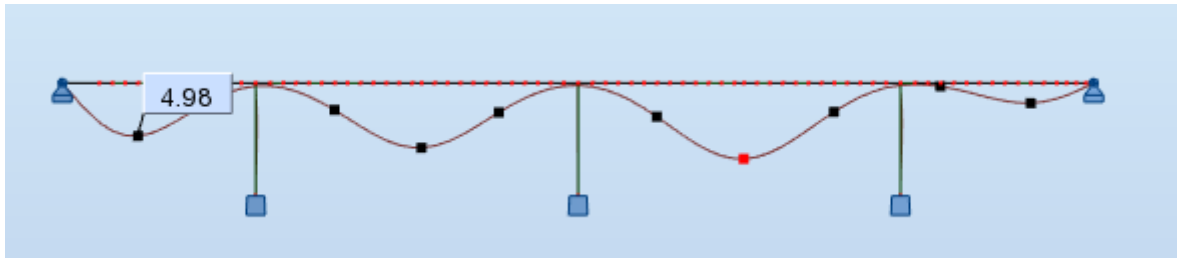


Travée de rive

Annexe (Etude longitudinale)

Travée de rive

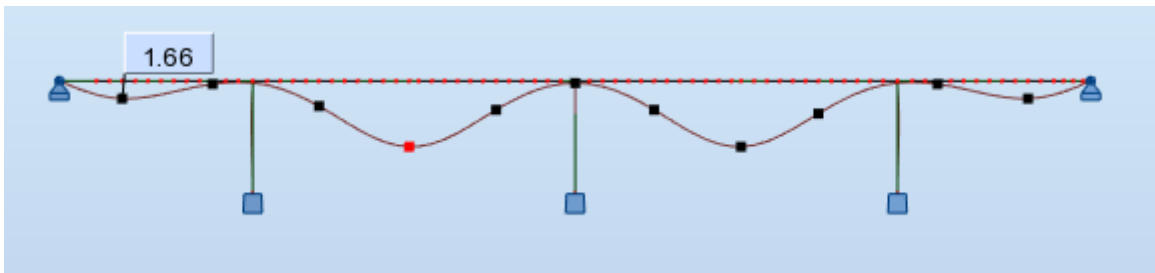
- En charge



$$f_{adm} = \frac{60}{700} = 8.57 \text{ cm}$$

$$f \leq f_{adm} \rightarrow 4.98 \text{ cm} \leq 8.57 \text{ cm (verifié)}$$

- A vide

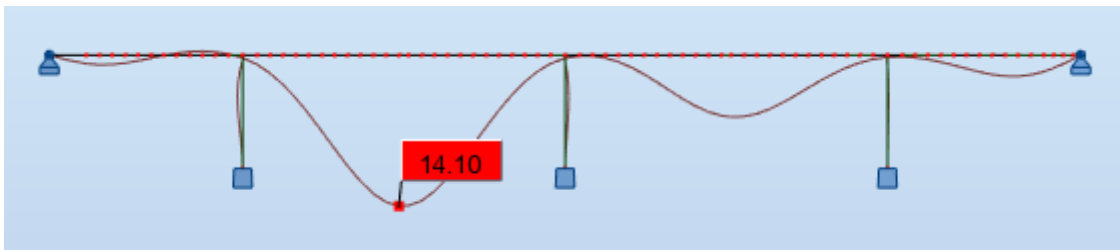


$$f_{adm} = \frac{60}{700} = 8.57 \text{ cm}$$

$$f \leq f_{adm} \rightarrow 1.66 \text{ cm} \leq 8.57 \text{ cm (verifier)}$$

Travée centrale

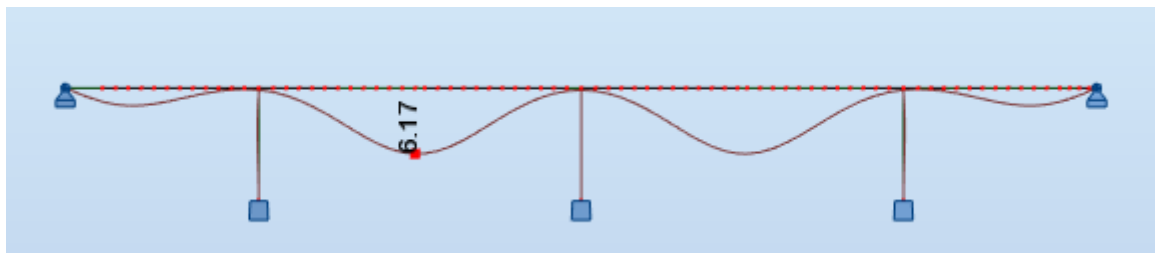
- En charge



$$f_{adm} = \frac{100}{700} = 14.29 \text{ cm}$$

$$f \leq f_{adm} \rightarrow 14.10 \text{ cm} \leq 14.29 \text{ cm (verifier)}$$

- A vide

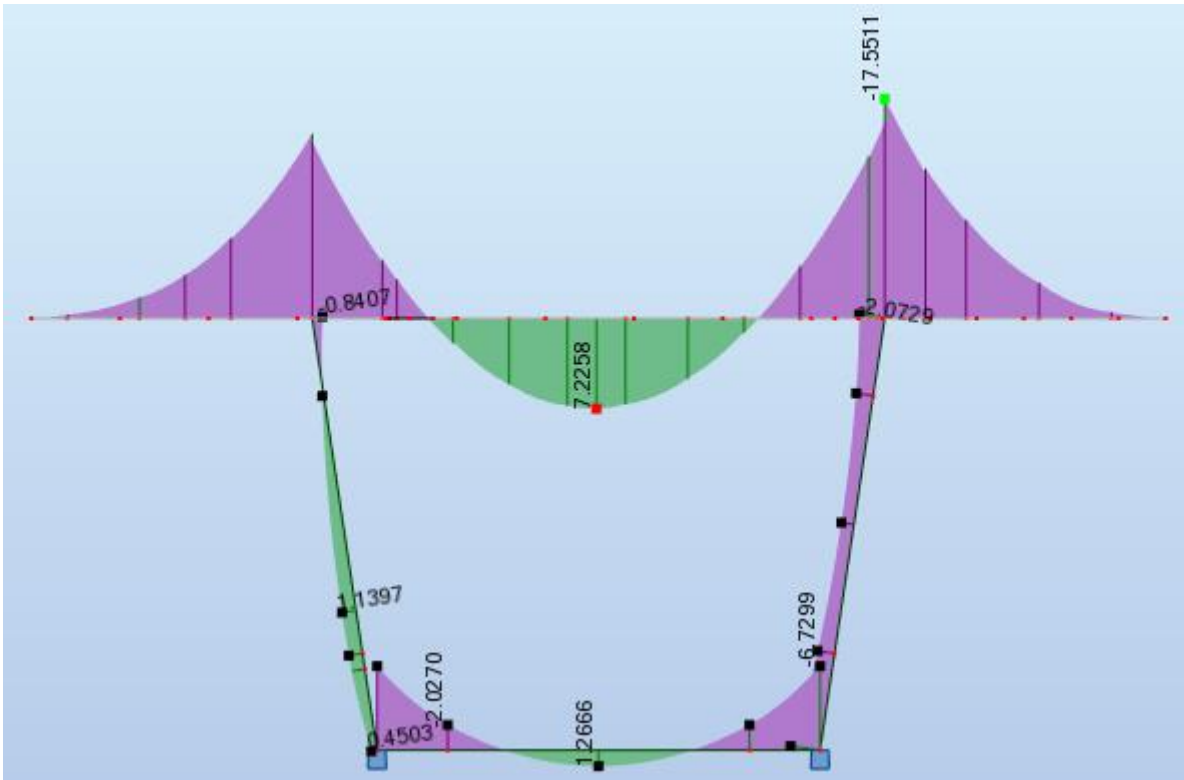


$$f_{adm} = \frac{100}{700} = 14.29 \text{ cm}$$

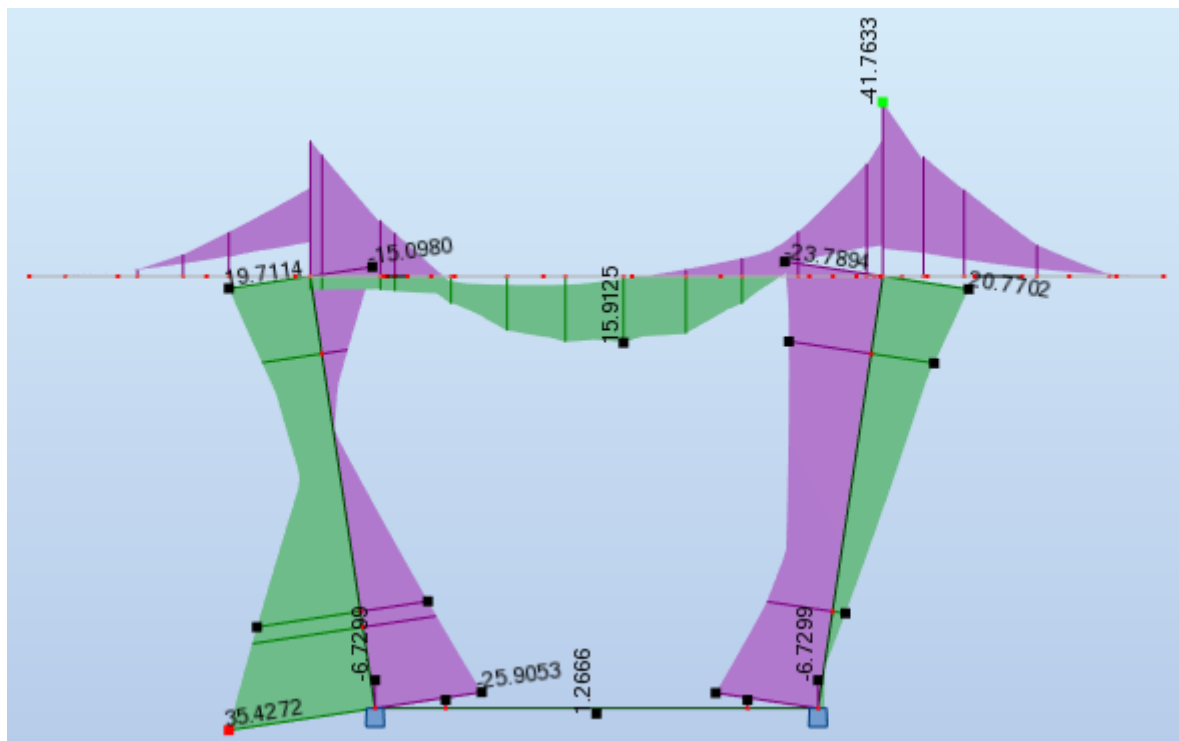
$$f \leq f_{adm} \rightarrow 6.17 \text{ cm} \leq 8.57 \text{ cm (verifié)}$$

Annexe (Etude transversale)

G + 1.2 (A(l) + St)

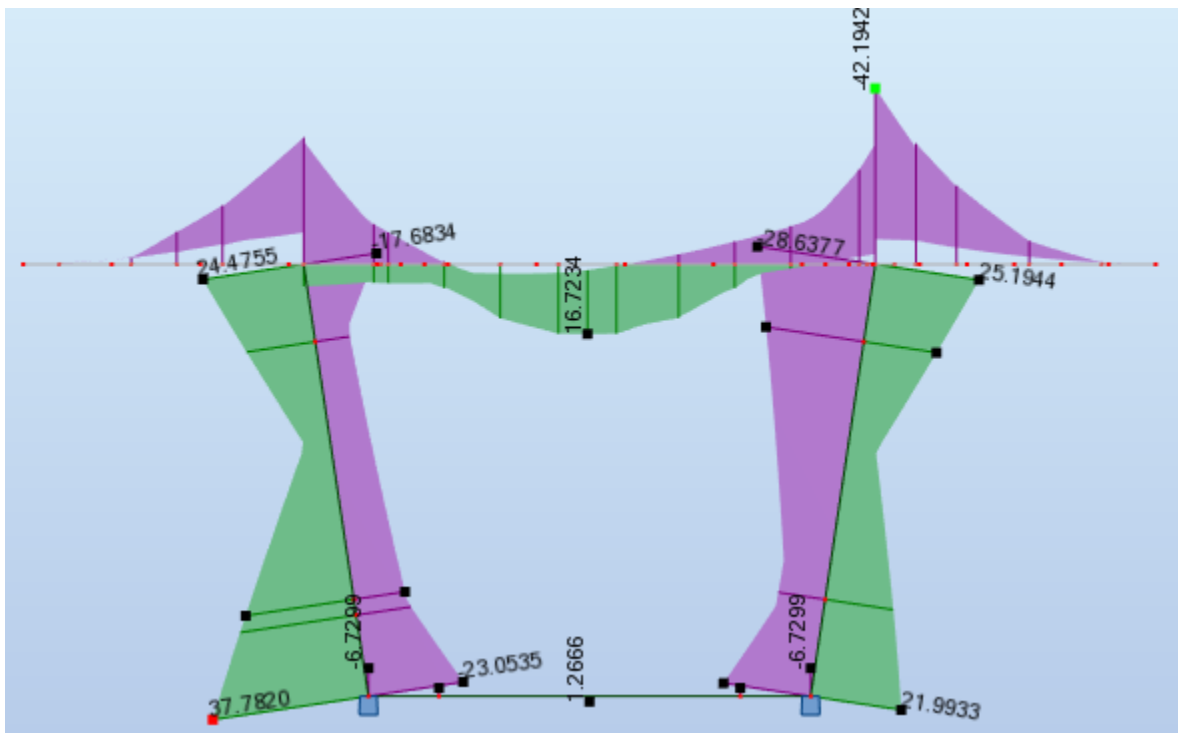


G + 1.2 (Bc + St) +

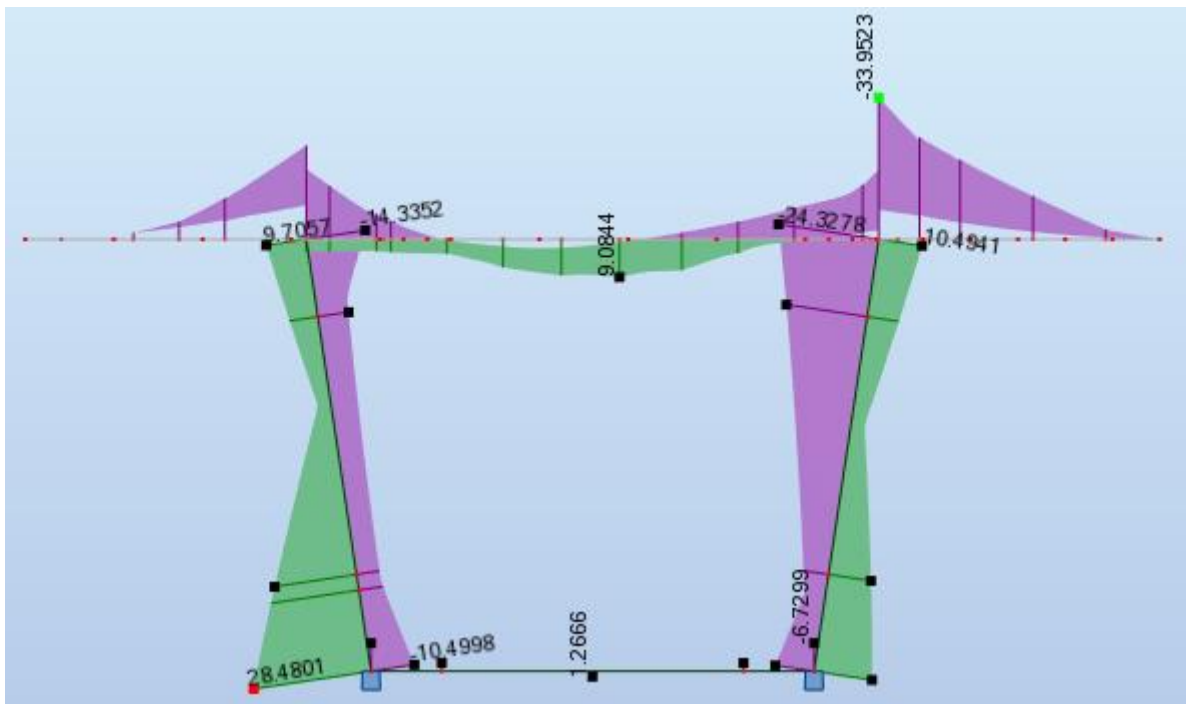


Annexe (Etude transversale)

G + 1.2 (Bt + St) +

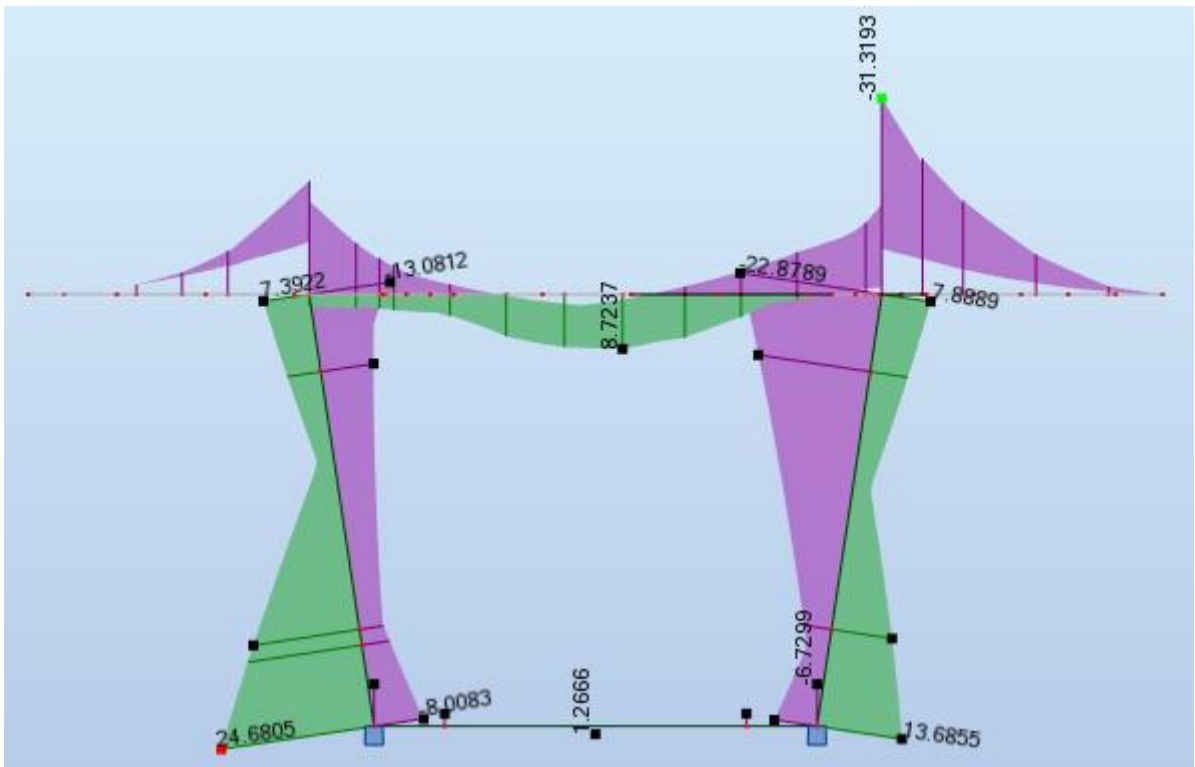


G + Mc120 +



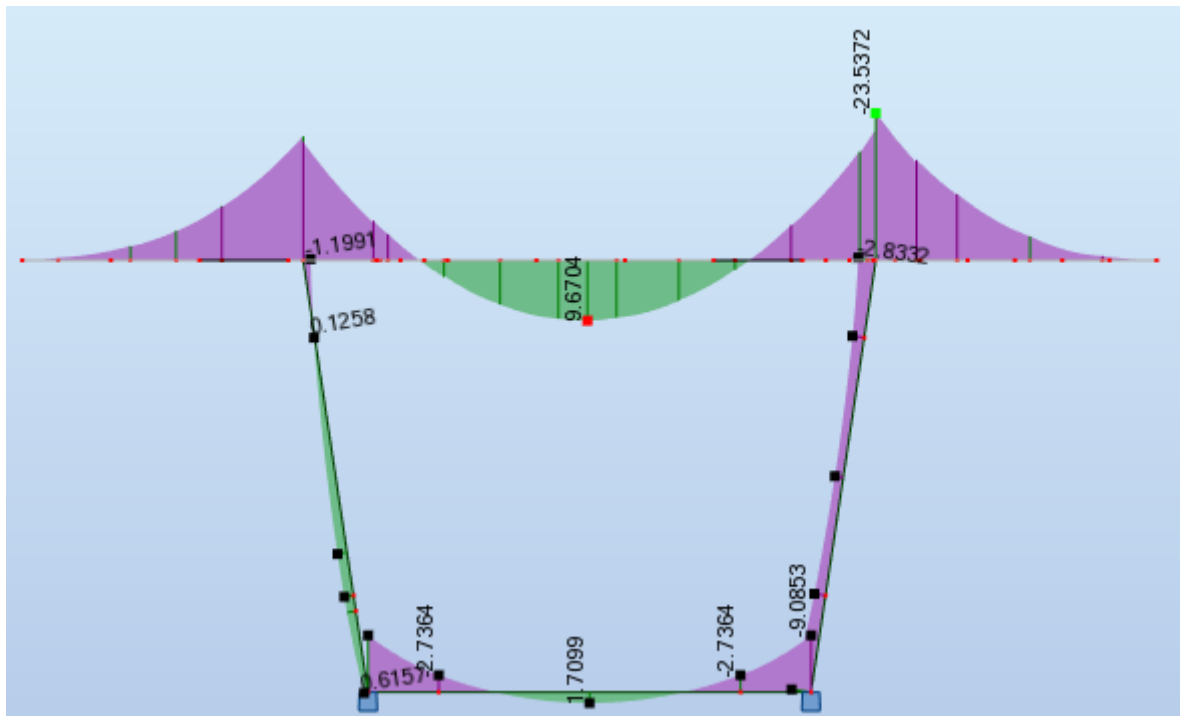
Annexe (Etude transversale)

G + D240 +



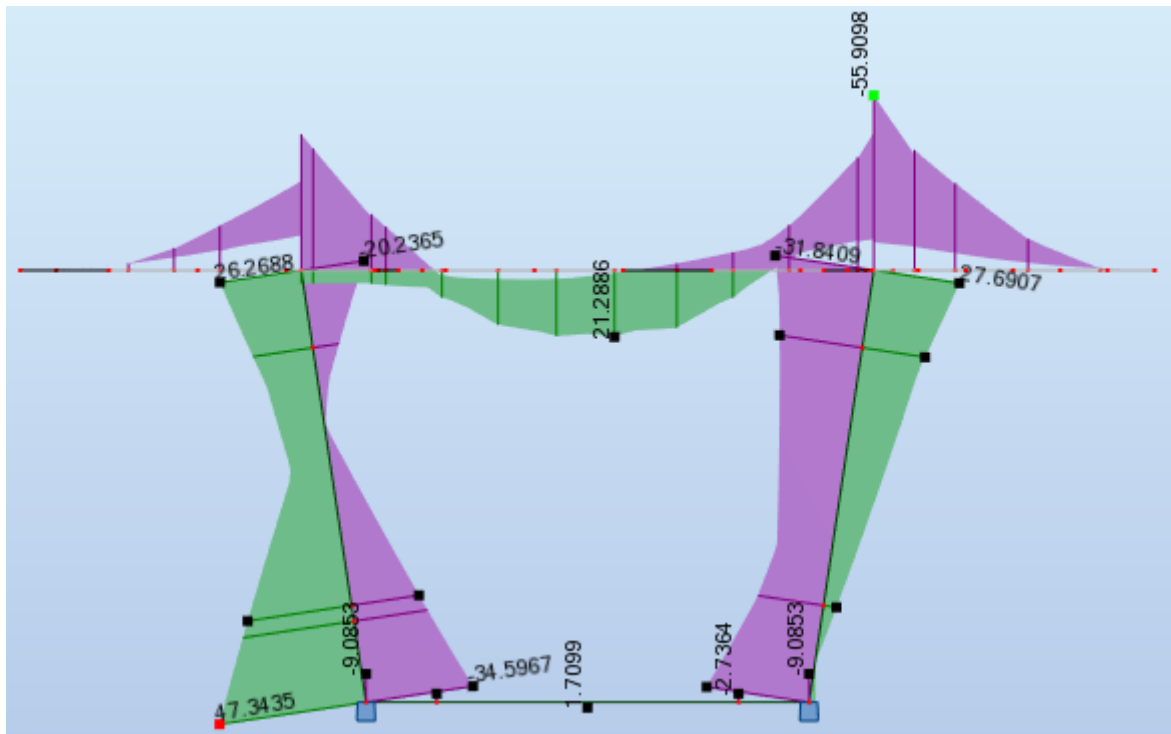
Moment de flexion à l'ELU (t) :

1.35 G + 1.6 (A(l) + St)

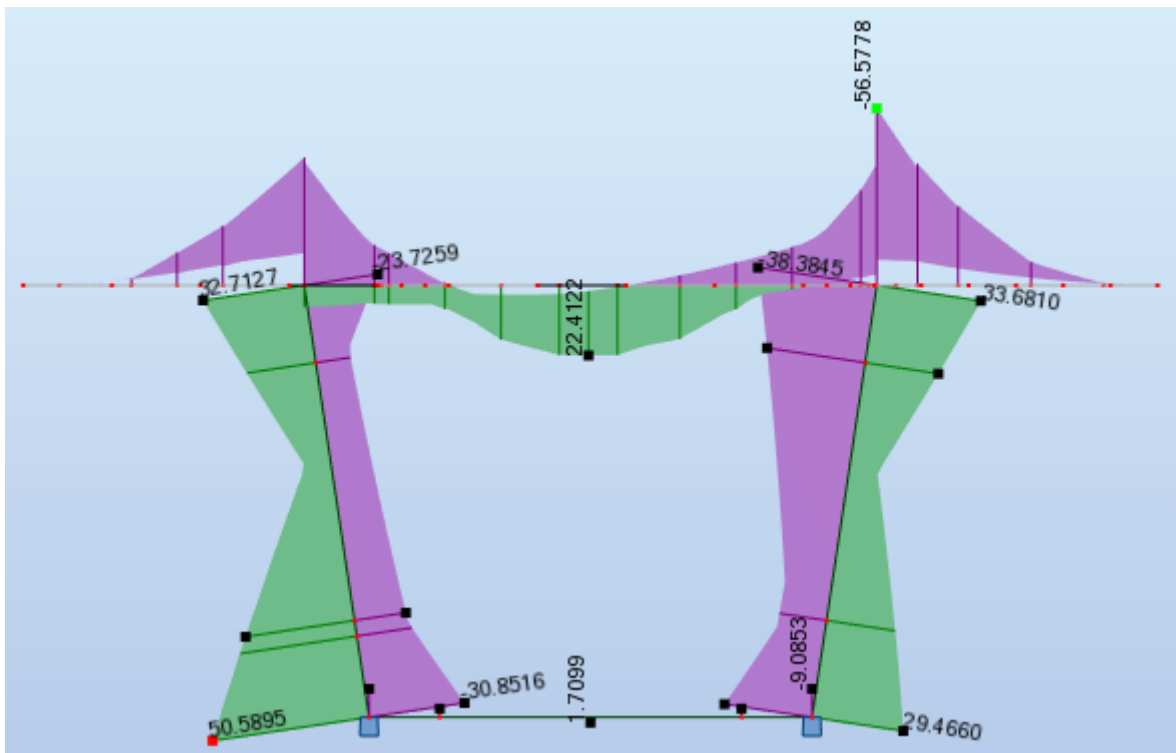


Annexe (Etude transversale)

1.35 G + 1.6 (Bc + St) +

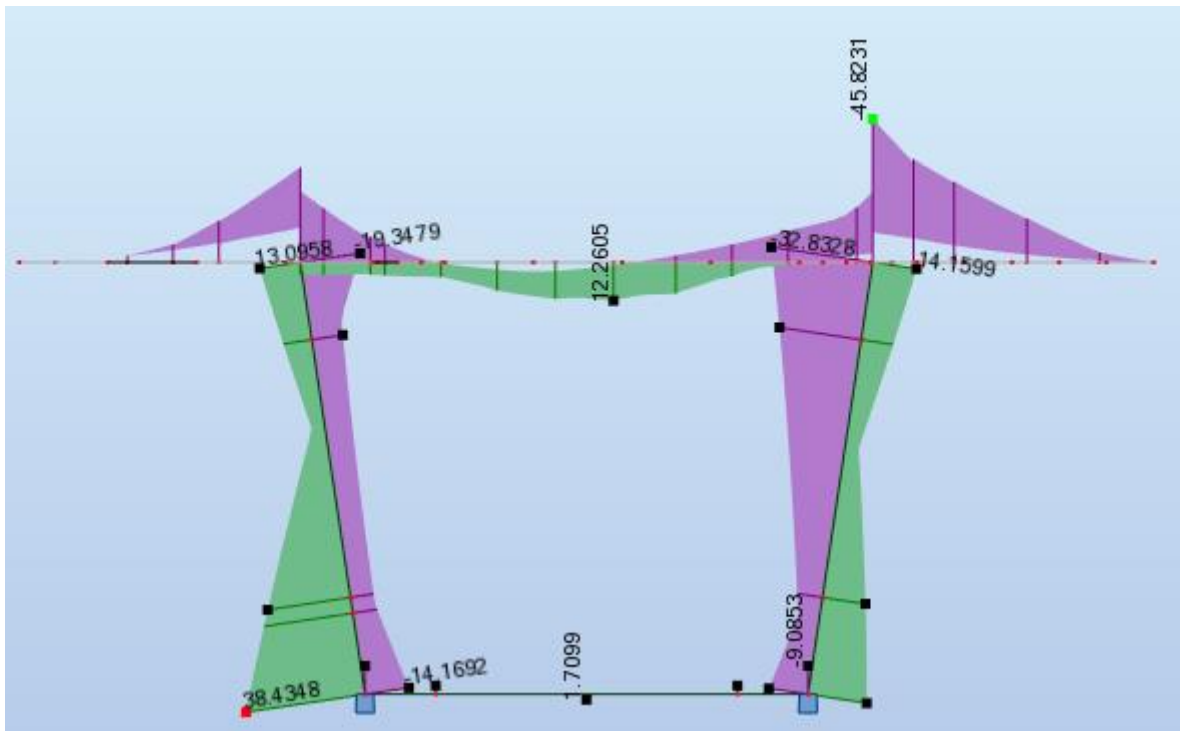


1.35 G + 1.6 (Bt + St) +

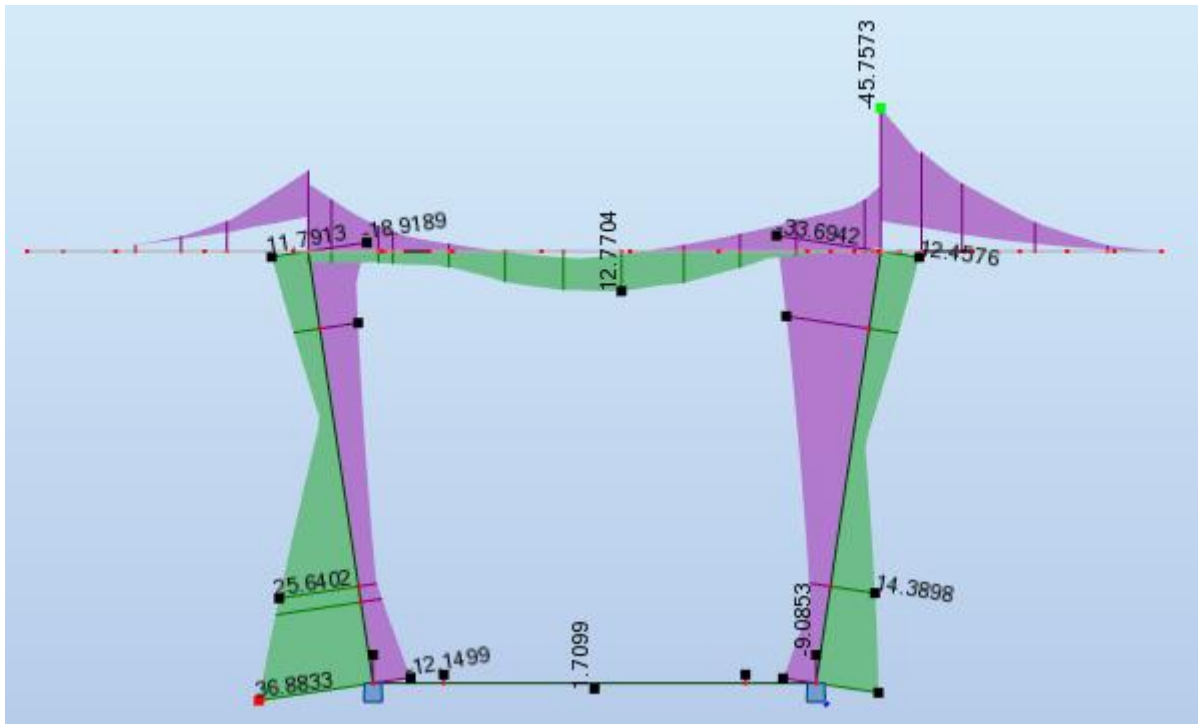


Annexe (Etude transversale)

1.35 G + 1.35 Mc120 +



1.35 G + 1.35 D240 +



Annexe (Les équipements)

CALCUL DES DEPLACEMENTS

Déplacement due au retrait pour chaque appui

- Travée de rive

$$\begin{aligned}\Delta_r &= \varepsilon_r \times 60 \\ \Delta_r &= 2 \times 10^{-4} \times 60 \\ \Delta_r &= 0.012 \text{ m}\end{aligned}$$

- Travée centrale

$$\begin{aligned}\Delta_r &= \varepsilon_r \times 100 \\ \Delta_r &= 2 \times 10^{-4} \times 100 \\ \Delta_r &= 0.020 \text{ m}\end{aligned}$$

Déplacement due à la variation de température

- Travée de rive

$$\begin{aligned}\Delta_T &= \varepsilon_r \times 60 \\ \Delta_T &= 3 \times 10^{-4} \times 60 \text{ (courte durée)} \\ \Delta_T &= 0.018 \text{ m} \\ \Delta_T &= 2 \times 10^{-4} \times 60 \text{ (longue durée)} \\ \Delta_T &= 0.012 \text{ m}\end{aligned}$$

- Travée centrale

$$\begin{aligned}\Delta_T &= \varepsilon_r \times 100 \\ \Delta_T &= 3 \times 10^{-4} \times 100 \text{ (courte durée)} \\ \Delta_T &= 0.030 \text{ m} \\ \Delta_T &= 2 \times 10^{-4} \times 100 \text{ (longue durée)} \\ \Delta_T &= 0.020 \text{ m}\end{aligned}$$

Déplacement due au fluage

Les raccourcissements dus au fluage sont en fonction des contraintes normales appliquées. On pourra prendre en première approximation

- Travée de rive

$$\begin{aligned}\Delta_L &= K_{fl} \times 60 \\ K_{fl} &: \text{Coefficient du fluage à } t = 0 \text{ au moment où il subit la contrainte } \sigma_b \text{ est de 2 à 3} \\ \Delta_{fl} &= 3 \times 10^{-4} \times 60 \\ \Delta_{fl} &= 0.018 \text{ m}\end{aligned}$$

- Travée centrale

$$\begin{aligned}\Delta_L &= K_{fl} \times 100 \\ K_{fl} &: \text{Coefficient du fluage à } t = 0 \text{ au moment où il subit la contrainte } \sigma_b \text{ est de 2 à 3} \\ \Delta_{fl} &= 3 \times 10^{-4} \times 100 \\ \Delta_{fl} &= 0.030 \text{ m}\end{aligned}$$

Avec

$$\Delta_{\max} = \Delta_T + \Delta_r + \Delta_{fl}$$

- Travée de rive

Courte durée : $\Delta_{\max} = 0.018 \text{ m}$.

Annexe (Les équipements)

Longue durée : $\Delta_{\max} = 0.042$ m.

▪ Travée de centrale

Courte durée : $\Delta_{\max} = 0.030$ m.

Longue durée : $\Delta_{\max} = 0.070$ m.

Calcul des rotations

Pour le calcul des rotations on utilise la méthode de la poutre conjuguée. La rotation à l'appui est tout simplement les réactions sous un chargement sur la poutre conjuguée équivalent au diagramme de moment sur poutre réelle. Or, le calcul des rotations revient à calcul la surface sous diagramme du moment obtenu et la divisé par deux (symétrie de chargement).

Travée de rive

La rotation pour la travée de rive est donnée par l'expression suivante :

$$\theta = \frac{5qL^3}{384EI}$$

- I_{eq} : Moment d'inertie de la section équivalente.

$$I_{eq} = \frac{\sum L_i I_i}{\sum L_i}$$

- q : poids propre du tablier porté + A(l) (en charge)
- q : poids propre du tablier porté (a vidé)
- E : Module de déformation longitudinal.

$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 37619.47 \text{ MPa}$$

$$E_v = \frac{11000}{3} \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 12539.85 \text{ MPa}$$

En charge

$$q = 349.43 + 43.37 + 295.65 = 688.75 \text{ KN}$$

$$I_{eq} = 34.99 \text{ m}^4$$

$$\theta = \frac{5 \times 688.75 \times 60^3}{384 \times 37619.47 \times 34.99} = 0.0015 \text{ rad}$$

A vide

$$q = 349.43 + 43.37 = 392.8 \text{ KN}$$

$$I_{eq} = 34.99 \text{ m}^4$$

$$\theta = \frac{5 \times 392.8 \times 60^3}{384 \times 37619.47 \times 34.99} = 0.0008 \text{ rad}$$

Calcul des rigidités des appuis

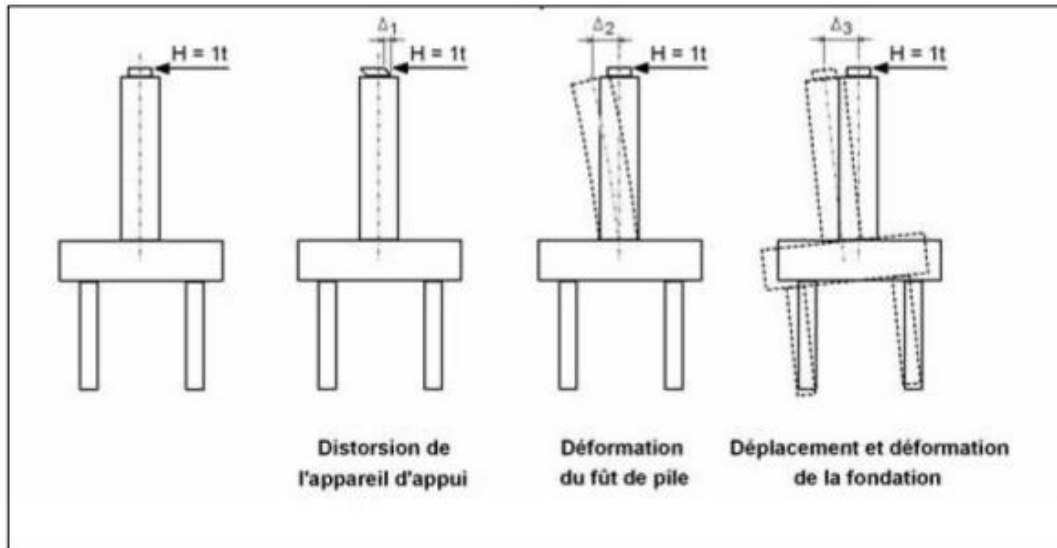
La rigidité d'un appui est donnée d'après « SETRA » par la formule suivante :

$$R_i = \frac{P}{\sum U_i}$$

Avec : $U = \sum U_i = U_1 + U_2 + U_3$

- P : force unitaire ($p=1$)
- U_1 : déplacement de l'appareil d'appui dû à la distorsion
- U_2 : déplacement dû à la flexion de fut.
- U_3 : déplacement dû à la rotation de la fondation.

Annexe (Les équipements)



Déplacement en tête de l'appareil d'appui :

$$U1 = \frac{T_e}{n \times G \times a \times b}$$

- n : Nombre d'appuis
- T_e : Hauteur de l'élastomère
- G statique = 0,9 MPa
- G dynamique = 1,8 MPa

Déplacement dû à la flexion de fut

$$U2 = \frac{h^3}{12EI}$$

- h : hauteur de la pile
- I : inertie de la pile
- E : module d'élasticité

Déplacement dû à la rotation de la fondation

$$U3 = \frac{2 \times h^2 \times l}{d^2 \times E \times S \times K}$$

- K : Nombre des pieux par file
- d : l'entraxe des pieux
- l : Longueur du pieu + semelle
- S : Section d'un pieu
- h : Hauteur de mur frontal

		Culée	Pile 1	Pile 2	Pile 3	Totale
Efforts statique	$U_1(m)$	0,0787	-	-	-	53,1540
	$U_2(m)$	-	0,0024	0,0027	0,0035	
	$U_3(m)$	0,0011	0,0665	0,065	0,0847	
	$\sum U_i(MN/m)$	0,0798	0,0689	0,0677	0,0882	
	$R_i(MN/m)$	12,5313	14,5138	14,7710	11,3379	
Effort dynamique	$U_1(m)$	0,0394	-	-	-	121,9510
	$U_2(m)$	0,000	0,0008	0,0009	0,0012	
	$U_3(m)$	0,0004	0,0224	0,0311	0,0433	
	$\sum U_i(MN/m)$	0,0398	0,0232	0,0320	0,0445	
	$R_i(MN/m)$	25,1256	43,1034	31,2500	22,4719	

Annexe (Les équipements)

Evaluations des efforts horizontaux

Action dynamique :

$$H_{\text{dyn}} = H_i \times \frac{R_{i \text{ dyn}}}{\sum R_{i \text{ dyn}}}$$

➤ **Effort de freinage**

- Sous la charge A(L) $F_{Al} = 25.89 \text{ t}$.
- Sous la charge Bc $F_{Bc} = 36 \text{ t}$

➤ **Effet séismique**

$$F_{\text{hs}} = \varepsilon_s \times G$$

Telle que :

- G : le poids total de travée de rive : $G = PP + CCP = 1881.9 + 260.22 = 2142.12 \text{ t}$
- ε_s : L'accélération séismique horizontale d'après le RPOA égale à 0.30

$$F_{\text{hs}} = 0.3 \times 2142.12 = 642.63 \text{ t}$$

➤ **Effet de vent**

$$F_{\text{hv}} = P \times S$$

- S : surface latérale de l'ouvrage (le calcul de la surface est au niveau de l'annexe)
- $P = 2 \text{ KN/m}^3$
- $S = 765 \text{ m}^2$

$$F_{\text{hv}} = 0.2 \times 765 = 153 \text{ t}$$

Et voici un tableau récapitulatif des efforts dynamiques pour chaque appareil d'appui.

Les efforts dynamiques (MN)

	Culée	P1	P2	P3
$\frac{R_{i \text{ dyn}}}{\sum R_{i \text{ dyn}}}$	25,13	43,10	31,25	22,47
$H_{Bc} \text{ (t)}$	6,15	10,55	7,65	5,50
$H_{A(l)} \text{ (t)}$	4,42	7,59	5,50	3,96
$H_s \text{ (t)}$	109,73	188,25	136,48	98,14
$H_v \text{ (t)}$	23,06	39,56	28,68	20,63

Efforts dus aux variations linéaires :

Les déplacements dus aux déformations imposées lentes (retrait + fluage + variation de la température + rotation) sont calculés dans la partie « Evaluation des déformations » dont on rappelle ici les résultats (valeurs en m) :

	Travée de rive	Travée centrale
$\Delta \text{ totale (m)}$	0.06	0.10

Les déplacements relatifs d_i des appareils d'appui par rapport à l'appui de gauche sont :

Déplacement appui $i = d_i + d_{i-1}$

On peut donc calculer le déplacement de l'appui 1 :

$$\Delta_0 = - \frac{\sum R_{i \text{ stat}} \times d_i}{\sum R_{i \text{ stati}}} = 0.171$$

Ainsi, connaissant Δ_0 on peut déduire les déplacements des autres appuis

$$\Delta_i = d_i + \Delta_0$$

	P1	P2	P3	C1=C2
d_i	-0,06	-0,16	-0,26	-0,36
$R_{i \text{ stat}}$	14,7824	11,3315	14,5102	12,5253

Annexe (Les équipements)

Finalement, on obtient les efforts dus aux variations linéaires

$$H_{stat,i} = R_{stat,i} \times \Delta_i$$

	C1	P1	P2	P3	C2
Δ_i	0.167	0.107	0.007	-0.087	-0.144
$H_{stat,i}$	2.14	1.64	0.12	-1.29	-2.36

Le tableau suivant regroupe les valeurs des efforts horizontaux maximaux (statique et dynamique) ainsi que le déplacement maximal du aux déformations imposées transmis à un appareil d'appui :

Efforts horizontaux max		Déplacement max
H_{stat} (t)	H_{dyn} (t)	V1 (mm)
2.14	6.15	0.171

Calculant surface latérale de l'ouvrage

- La partie variable (demi fléau)

$$S1 = \int_0^{44} \int_{f(x)}^6 dx dy$$

Tel que :

$$f(X) = \frac{(Hp - Hc)}{(Lpc)^2} X^2 + \frac{2(Hc - Hp)}{(Lpc)} X + Hp$$

Et

$$L = 44 m ; Hp = 6 m ; Hc = 3 m$$

$$S1 = \int_0^{44} \int_{f(x)}^6 \left[\frac{(Hp - Hc)}{(LT - Lc)^2} X^2 + \frac{2(Hc - Hp)}{(LT - Lc)} X + Hp \right] dx dy$$

$$Svar = \int_0^{44} [y]_{f(x)}^6 dx$$

$$S1 = \int_0^{44} \left[6 - \frac{(Hp - Hc)}{(LT - Lc)^2} X^2 - \frac{2(Hc - Hp)}{(LT - Lc)} X - Hp \right] dx$$

$$S1 = - \int_0^{44} \left[\frac{(Hp - Hc)}{3(LT - Lc)^2} X^3 + \frac{2(Hc - Hp)}{(LT - Lc)} X^2 \right] dx$$

$$S1 = - \left[\frac{(Hp - Hc)}{3(LT - Lc)^2} X^3 + \frac{(Hc - Hp)}{(LT - Lc)} X^2 \right]_{0}^{44}$$

$$S1 = - \left[\frac{(Hp - Hc)}{3(LT - Lc)^2} 44^3 + \frac{(Hc - Hp)}{(LT - Lc)} 44^2 \right]_{0}^{44}$$

$$S_1 = 88 m^2$$

Annexe (Les équipements)

- **La partie coulée sur cintre**

$$S_2 = 8.5 \times 3$$
$$S_2 = 25.5 \text{ m}^2$$

- **Sur pile**

$$S_3 = 9 \times 6$$
$$S_3 = 54 \text{ m}^2$$

- **Partie de clavage**

$$S_4 = 3 \times 3$$
$$S_4 = 6 \text{ m}^2$$

$$S = 6 \times S_1 + 2 \times S_2 + 3 \times S_3 + 4 \times S_4$$

Annexe (Etude de l'infrastructure)

Prédimensionnement (Selon le livre « projet et construction des ponts »)

Mur de garde grève

Le mur garde-grève a pour fonction de séparer physiquement le remblai de l'ouvrage. Il s'agit d'un voile en béton armé, construit après achèvement du tablier (pour faciliter le lancement de travées métalliques ou la mise en tension de câbles de précontrainte) par reprise de bétonnage sur le sommier. Il doit résister aux efforts de poussée des terres, aux efforts de freinage dus à la charge d'exploitation et aux efforts transmis par la dalle de transition.

- La hauteur du mur garde grève h :

$$h = h_{vsc} + h_{aa} + h_{da} \Rightarrow h = 3.6 \text{ m}$$

Avec :

- h_{vsc} : hauteur du voussoir sur culée
- h_{aa} : hauteur de l'appareil d'appui
- h_{da} : hauteur du dé d'appui.
- L'épaisseur du mur garde grève e :

$$e = \max \left(0.3 ; \frac{h}{8} \right) = \max (0.3 ; 0.45) = 0.45 \text{ m}$$

- La longueur du mur garde grève L :

$$L = \text{la largeur de tablier} = 15.75 \text{ m}$$

Le mur de front

Il sert à retenir les terres à l'arrière et recevoir les efforts normaux par le tablier. Il est soumis au poids propre des surcharges du remblai.

- La hauteur : $h = h_{culée} - h_{mur \text{ garde grève}} = 7.65 - 3.6 \Rightarrow h = 4.05 \text{ m}$.
- L'épaisseur : en prend $e = 2.8 \text{ m}$
- Longueur : $L = \text{la largeur de tablier} = 15.75 \text{ m}$

Dalle de transition

Elle assure le confort de la chaussée, elle serve de liaison entre le tablier « rigide » et la route « souple », afin de casser la poussée des terres. Sa longueur est dimensionnée par la formule suivante :

$$L = \text{Min} [6 \text{ m} ; \text{Max} (3 \text{ m} ; 0,6 H)]$$

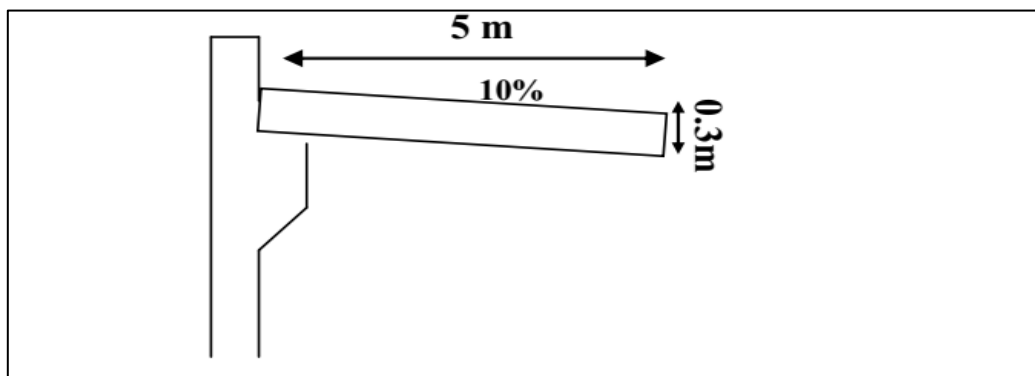
$$L = \text{Min} [6 \text{ m} ; \text{Max} (3 \text{ m} ; 4.59 \text{ m})]$$

$$L = 5 \text{ m}$$

Avec :

H : étant la hauteur du remblai = H (mur de front + mur garde grève) = $4.05 + 3.6 = 7.65 \text{ m}$

Elle est directement coulée sur un béton de propreté avec une épaisseur constante de 30 cm. Elle est mise en place avec une pente de **10%**. Signalons au passage que la dalle de transition a un rôle non explicite : celui de servir de dalle de frottement et de bloquer le déplacement du mur garde-grève en tête.



Annexe (Etude de l'infrastructure)

Mur de retour

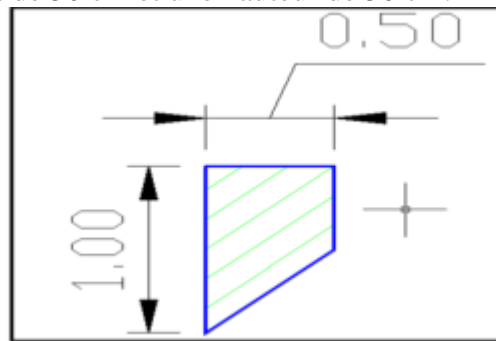
Il sert surtout à retenir les terres à l'arrière. Son épaisseur varie entre 30 et 45, alors on prend $e = 40$ cm. La longueur de la partie libre ne doit pas dépasser 7 à 8 m, alors $L=7.92$ m et la hauteur de 7.65 m celle de la culée.

Murs latéraux (murets -caches)

L'épaisseur du mur latéral est donnée entre 30cm et 45cm, soit : $e = 40$ cm.

Corbeau

La partie sur laquelle prend appui la dalle de transition, il a une forme de trapèze sa grande base est de 100 cm, la petite base est de 50 cm et une hauteur de 50 cm.



Dimensions du corbeau

Sommier d'appui

Le sommier d'appui est un élément sur lequel repose l'about du tablier, il est intégré au mur frontal. Sa surface doit être aménagée de façon à permettre l'implantation des appareils d'appui et la mise en place des vérins pour changer ces derniers.

- La longueur de sommier d'appui : $L = \text{largeur du pont} = 15.75$ m
- La largeur de sommier d'appui : $l = 1 + 0.5 + 0.3 + 0.6 = 2.4$ m.

Les fondations

Calcul du nombre de pieux

En prenant en considération le poids de la semelle ainsi que le poids des terres au-dessus de la semelle, La descente de charge maximale devient :

$$R'_u = 1.1 \times (G_{culée} + R_{\max}) = 1.1 \times (1531.844 + 1353.6) = 3173.988 \text{ t}$$

Dimension	S (m ²)	L(m)	P(t)
Mur front	4,860	15,75	191,363
Corbeau 1	0,375	13,35	12,516
Corbeau 2	0,375	15,75	14,766
Mur en retour	35,430	0,40	70.860
Mur cache	6,238	0,40	6,238
Mur Garde grève	1,620	15,75	63,788
Dalle de transition	1,499	13,35	50,019
Sommier	2,351	15,75	92,579
Remblais	18,866	13,35	503,728
Semelle	15.000	16,80	630.000

Annexe (Etude de l'infrastructure)

Dé d'appuis	0.500	1.10	1.320
Poids totale	1531.844		

Le nombre de pieux (n) sous une semelle sera déterminée par la relation suivante :

$$\eta = \frac{R_u'}{Q_{adm}} = \frac{3173.988}{507} = 6.26 \quad \text{soit } \eta = 8 \text{ pieux}$$

Avec :

- Q_{adm} : charge limite d'un pieu isolé ;
- R_u' : la somme des charges et surcharges agissant sur semelle,
- η : nombre de pieux pouvant assurer la stabilité interne et externe du groupe.

Calcul du nombre de files des pieux

Pour le choix de l'entraxe et le nombre de files de pieux, il est préférable de faire un espacement grand de $e_p = 3\phi = 3,6$ m car un espacement faible présente des inconvénients tant à l'exécution que sur le plan mécanique.

Et pour le nombre de files, on opte pour une distribution de 2 files de 4 pieux.

Vérification des distances entre axes des pieux

Pour des raisons d'effet de groupe et d'exécution, la distance entre axe de pieux doit vérifier la condition suivante :

$$\begin{cases} e_p > 0,75 \times 2 \phi. \\ e_{pl} = 4.8 \text{ m} > 1,8 \text{ m} \\ e_{pt} = 3.6 \text{ m} > 1,8 \text{ m} \end{cases} \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

L'effet du groupe des pieux

Dans la pratique les pieux sont toujours forés par groupe, et leur voisinage diminue leur force portante. On calcule le rendement des pieux avec la formule de Los-Angeles :

$$C_e = 1 - \frac{\phi}{e_p} \times \frac{1}{\pi \times m \times n} [m(n-1) + n(m-1) + \sqrt{2}(m-1)(n-1)] = 0.87$$

Avec

- ϕ : diamètre d'un pieu
- e_p : entre-axes
- m : nombre de lignes du groupe
- n : nombre de colonnes du groupe

$$C_e = 0.87 \% > 30 \% \Rightarrow \text{L'effet du groupe est très important.}$$

Pré dimensionnement de la semelle

Nous avons choisi une semelle rectangulaire reposant sur des pieux. Elle sera donc une semelle de liaison qui solidarise les pieux en tête afin d'avoir une bonne transmission des charges.

La largeur de la semelle

La largeur de la semelle est calculée à partir de cette inégalité :

$$B \geq \left(\frac{\phi_p}{2} + d\right) \times 2$$

- ϕ_p : diamètre des pieux dans le sens longitudinal.
- d : débord aux nus des pieux, On prend : $d = 60$ cm.

On retient : $B = 6$ m.

La longueur de la semelle

En respectant le débord aux nus des pieux et l'écartement entre les pieux, on aura une longueur égale à : $L = 16.8$ m.

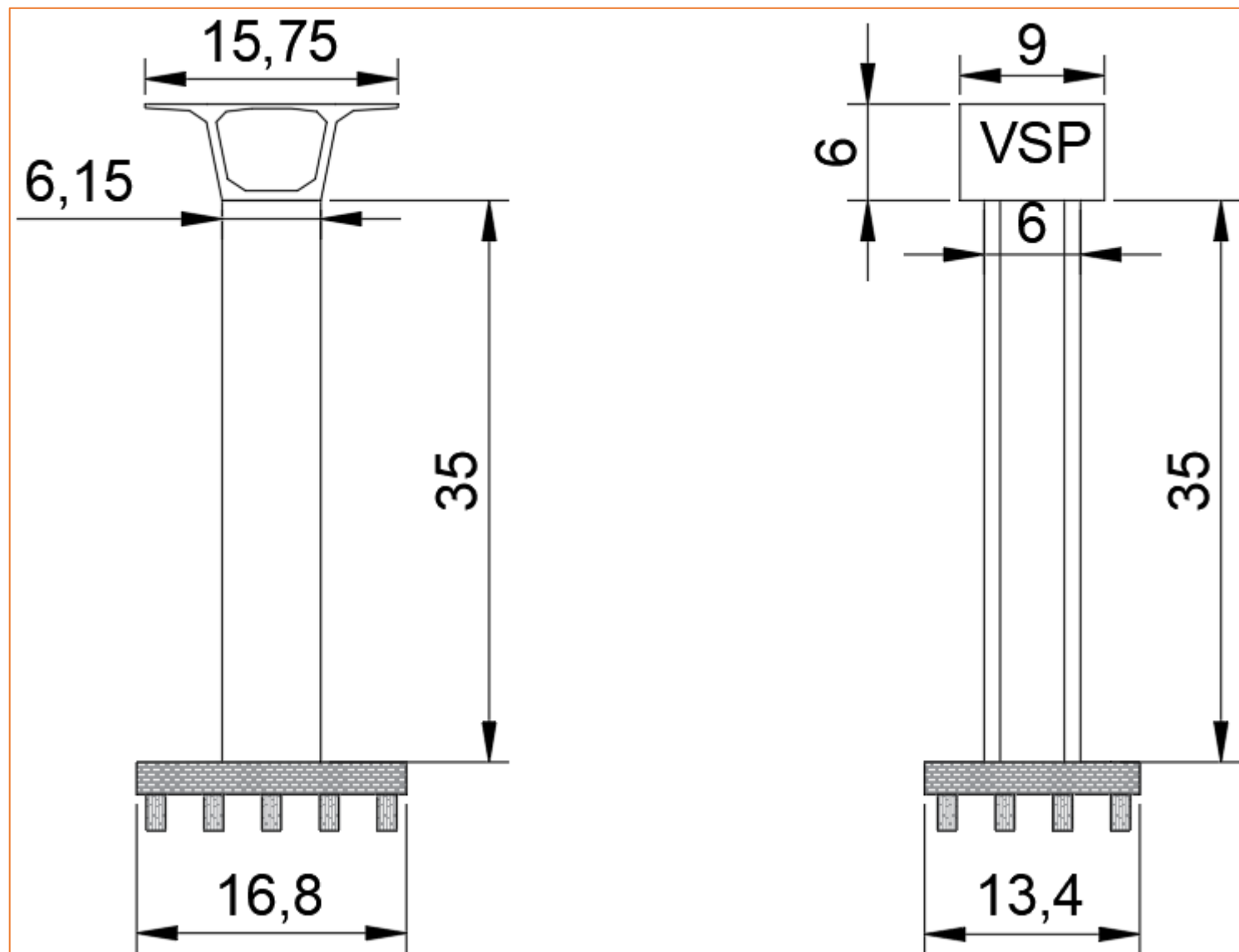
La hauteur de la semelle

En respectant la condition de non écrasement des bielles, la hauteur utile de la semelle est :

$$0.5 \times \left(e_p - \frac{\phi}{2}\right) \leq d \leq 0.7 \times \left(e_p - \frac{\phi}{2 \times e_p}\right) \Leftrightarrow 2.10 \leq d \leq 3.27$$

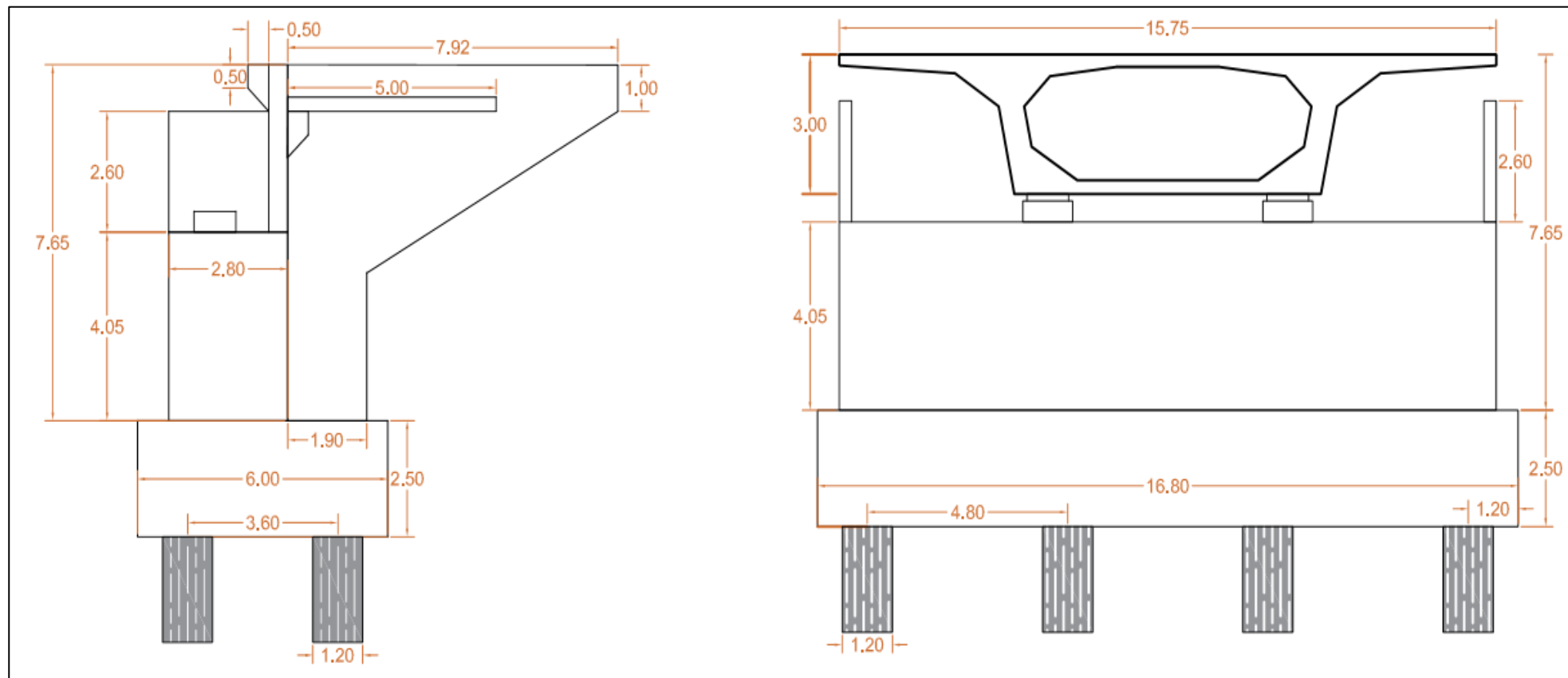
On retient ; $d = 2.1$ m. Alors, la hauteur de la semelle est égale à : $h = \frac{d}{0.9} = 2.5$ m

SCHEMA DE LA PILE



Annexe (Etude de l'infrastructure)

SCHEMA DE LA CULEE



Annexe (Etude de l'infrastructure)

SOLLICITATIONS AGISSANTS SUR CULEE

Sollicitation Désignation	Cas°	Calcul de P (t)	Efforts horizontaux Fh = εH * P	Efforts verticaux Fv = (1 ± εv) * P (t)	Bras de levier <H> (m)	Bras de levier <V> (m)	Moment renversant Fh * V (t.m)	Moment stabilisant Fv * H (t.m)
Mur de garde grève	cas n°1	63,79	0,00	63,79	-3,10	8,35	0,00	-197,42
	cas n°2		19,14	69,53			159,83	-215,19
	cas n°3		19,14	63,79			159,83	-197,42
	cas n°4		19,14	58,05			159,83	-179,66
Corbeau 1	cas n°1	12,52	0,00	12,52	0,073	9,76	0,00	0,91
	cas n°2		3,75	13,64			36,65	1,00
	cas n°3		3,75	12,52			36,65	0,91
	cas n°4		3,75	11,39			36,65	0,83
Corbeau 2	cas n°1	14,77	0,00	14,77	-0,823	8,76	0,00	-12,15
	cas n°2		4,43	16,09			38,81	-13,24
	cas n°3		4,43	14,77			38,81	-12,15
	cas n°4		4,43	13,44			38,81	-11,05
Mur frontal	cas n°1	191,36	0,00	191,36	0,83	4,53	0,00	158,41
	cas n°2		57,41	208,59			259,79	172,67
	cas n°3		57,41	191,36			259,79	158,41
	cas n°4		57,41	174,14			259,79	144,15
Mur en retour	cas n°1	70,86	0,00	70,86	-3,31	2,42	0,00	-234,71
	cas n°2		21,26	77,24			51,44	-255,83
	cas n°3		21,26	70,86			51,44	-234,71
	cas n°4		21,26	64,48			51,44	-213,59
Semelle	cas n°1	630,00	0,00	630,00	0,00	1,25	0,00	0,00
	cas n°2		189,00	686,70			236,25	0,00
	cas n°3		189,00	630,00			236,25	0,00
	cas n°4		189,00	573,30			236,25	0,00
Dalle de transition	cas n°1	50,02	0,00	50,02	-0,10	9,30	0,00	-4,75
	cas n°2		15,01	54,52			139,55	-5,18
	cas n°3		15,01	50,02			139,55	-4,75
	cas n°4		15,01	45,52			139,55	-4,32
Mur cache	cas n°1	6,24	0,00	6,24	1,05	7,85	0,00	6,55
	cas n°2		1,87	6,80			14,69	7,14
	cas n°3		1,87	6,24			14,69	6,55
	cas n°4		1,87	5,68			14,69	5,96
	cas n°1	491,09	0,00	491,09	-1,80	6,33	0,00	-883,12

Annexe (Etude de l'infrastructure)

Poids des terres sur la semelle	cas n°2		147,33	535,28			932,57	-962,60
	cas n°3		147,33	491,09			932,57	-883,12
	cas n°4		147,33	446,89			932,57	-803,64
Poids des surcharges	cas n°1	34,06	0,00	34,06	1,80	5,05	0,00	61,31
	cas n°2		0,00	37,13			0,00	66,83
	cas n°3		0,00	34,06			0,00	61,31
	cas n°4		0,00	30,99			0,00	55,79
Poussée des terres sur mur garde grève + mur frontale	cas n°1	304,19	304,19	0,00	/	5,05	1536,16	0,00
	cas n°2	542,53	542,53	0,00			2739,78	0,00
	cas n°3	534,60	534,60	0,00			2699,73	0,00
	cas n°4	503,26	503,26	0,00			2541,46	0,00
Poussée des terres sur la semelle	cas n°1	34,65	34,65	0,00	/	0,83	28,76	0,00
	cas n°2	64,09	64,09	0,00			53,20	0,00
	cas n°3	60,90	60,90	0,00			50,55	0,00
	cas n°4	57,33	57,33	0,00			47,58	0,00
Poussée des surcharges sur mur garde grève + mur frontale	cas n°1	47,71	47,71	0,00	/	6,33	302,02	0,00
	cas n°2	88,25	88,25	0,00			558,62	0,00
	cas n°3	83,86	83,86	0,00			530,83	0,00
	cas n°4	77,44	77,44	0,00			490,20	0,00
Poussée des surcharges sur la semelle	cas n°1	16,63	16,63	0,00	/	1,25	105,28	0,00
	cas n°2	30,76	30,76	0,00			194,71	0,00
	cas n°3	29,23	29,23	0,00			185,04	0,00
	cas n°4	27,52	27,52	0,00			174,19	0,00
Réaction du tablier (G)	cas n°1	678,44	0,00	678,44	1,15	6,30	0,00	780,20
	cas n°2		52,94	739,50			333,49	850,42
	cas n°3		52,94	678,44			333,49	780,20
	cas n°4		52,94	617,38			333,49	709,99
A(l)	561,140			561,14	1,15	/		645,31
Bc 4voies	174,310			174,31	1,15	/		200,46
Mc120	109,130			109,13	1,15	/		125,50
D240	171,860		/	171,86	1,15	/	/	197,64
Bt	127,600			127,60	1,15			146,74
S-Trottoirs	2,850			2,85	1,15	/		3,28
HBc	6,15	6,15				6,30	38,74	0,00
HA(l)	4,42	4,42				6,30	27,84	0,00
H_s (t)	210,16	210,16			/	6,30	1324,00	0,00
F_{vl}	2,14					6,30	0,00	0,00

Combinaison des charges agissants sur la culée

Cas	Combinaisons	V (t)	H (t)	MS (t.m)	MR (t.m)	MS-MR
ELU	1,35G + 1,6 (A(l)+Str)	3930,62	564,62	599,31	2923,47	2324,17

Annexe (Etude de l'infrastructure)

	$1,35G + 1,6 (Bc+Str)$	3311,69	572,59	-112,46	2840,72	2953,18
	$1,35G + 1,6 (Bt+Str)$	3236,95	544,30	-198,41	2662,50	2860,91
	$1,35G + 1,35 Mc120$	3175,56	544,30	-269,01	2662,50	2931,51
	$1,35G + 1,35 D240$	3260,25	544,30	-171,62	2662,50	2834,12
ELS	$G + 1,2 (A(l)+Str)$	2919,93	418,43	453,54	2167,95	1714,41
	$G + 1,2(Bc+Str)$	2455,73	424,40	-80,29	2105,88	2186,17
	$G + 1,2(Bt+Str)$	2399,68	403,19	-144,75	1972,22	2116,97
	$G + Mc120$	2352,27	403,19	-199,27	1972,22	2171,49
	$G + D240$	2415,00	403,19	-87,60	1972,22	2059,82
ELA 1° CAS	$G + 0,2 (A(l)+Str)$	2557,81	1199,76	-224,28	5525,41	5749,68
	$G + 0,2 (Bc+Str)$	2480,44	1200,76	-313,25	5515,06	5828,31
	$G + 0,2 (Bt+Str)$	2471,10	1197,22	-323,99	5492,79	5816,78
	$G + 0,2 Mc120$	2466,84	1197,22	-328,89	5492,79	5821,68
	$G + 0,2 D240$	2479,38	1197,22	-314,47	5492,79	5807,25
ELA 2° CAS	$G + 0,2 (A(l)+Str)$	2285,08	1227,65	39,66	5729,64	5689,98
	$G + 0,2 (Bc+Str)$	2207,71	1228,64	-49,31	5719,30	5768,61
	$G + 0,2 (Bt+Str)$	2198,37	1225,11	-60,05	5697,02	5757,07
	$G + 0,2 Mc120$	2194,10	1225,11	-64,96	5697,02	5761,98
	$G + 0,2 D240$	2206,65	1225,11	-50,53	5697,02	5747,55
ELA 3° CAS	$G + 0,2 (A(l)+Str)$	2154,05	1186,63	-165,81	5529,77	5695,58
	$G + 0,2 (Bc+Str)$	2076,69	1187,63	-254,79	5519,42	5774,21
	$G + 0,2 (Bt+Str)$	2067,34	1184,09	-265,53	5497,14	5762,67
	$G + 0,2 Mc120$	2063,08	1184,09	-270,43	5497,14	5767,58
	$G + 0,2 D240$	2075,63	1184,09	-256,00	5497,14	5753,15

SOLLICITATION SUR MUR FRONTAL Sollicitation Désignation

Sollicitation Désignation	Cas°	Calcul de P (t)	Efforts horizontaux $F_h = \varepsilon H * P$	Efforts verticaux $F_v = (1 \pm \varepsilon v) * P$ (t)	Bras de levier $\langle H \rangle$ (m)	Bras de levier $\langle V \rangle$ (m)	Moment renversant $F_h * V$ (t.m)	Moment stabilisant $F_v * H$ (t.m)
Mur de garde grève	cas n°1	63,79	0,00	63,79	-	8,35	0,00	-197,74
	cas n°2		19,14	69,53			159,79	-215,54
	cas n°3		19,14	63,79			159,79	-197,74
	cas n°4		19,14	58,05			159,79	-179,95
Corbeau 1	cas n°1	14,77	0,00	14,77	-	8,76	0,00	-12,11
	cas n°2		4,43	16,09			37,00	-13,19
	cas n°3		4,43	14,77			37,00	-12,11
	cas n°4		4,43	13,44			37,00	-11,02
Corbeau 2	cas n°1	12,52	0,00	12,52	0,07	9,76	0,00	0,91
	cas n°2		3,75	13,64			36,65	1,00
	cas n°3		3,75	12,52			36,65	0,91

Annexe (Etude de l'infrastructure)

	cas n°4		3,75	11,39			36,65	0,83
Mur frontal	cas n°1	191,36	0,00	191,36	0,83	4,53	0,00	158,41
	cas n°2		57,41	208,59			259,79	172,67
	cas n°3		57,41	191,36			259,79	158,41
	cas n°4		57,41	174,14			259,79	144,15
Poussée des terres mur garde grave + mur frontale	cas n°1	304,19	304,19	0,00	/	5,05	1536,16	0,00
	cas n°2	542,53	542,53	0,00			2739,78	0,00
	cas n°3	534,60	534,60	0,00			2699,73	0,00
	cas n°4	503,26	503,26	0,00			2541,46	0,00
Poussée des surcharges sur mur frontal	cas n°1	25,26	25,26	0,00	/	3,85	97,25	0,00
	cas n°2	45,05	45,05	0,00			173,44	0,00
	cas n°3	42,87	42,87	0,00			165,03	0,00
	cas n°4	41,79	41,79	0,00			160,89	0,00
Réaction du tablier (G)	cas n°1	678,44	0,00	678,44	1,15	6,30	0,00	780,20
	cas n°2		210,16	739,50			1324,00	850,42
	cas n°3		210,16	678,44			1324,00	780,20
	cas n°4		210,16	617,38			1324,00	709,99
A(l)	561,140	/		561,14				
Bc 2voies	174,310		174,31					
Mc120	109,130		109,13					
D240	171,860		171,86					
S-Trottoirs	2,850		2,85					
HBc	6,15	6,15	/		6,30	38,74	0,00	
HA(l)	4,42	4,42			6,30	27,84	0,00	
Fvl	2,14	0,00			6,30	0,00	0,00	

Combinaison des charges agissants sur le mur frontal

Cas	Combinaisons	V (t)	H (t)	MS (t.m)	MR (t.m)	MS-MR
ELU	1,35G + 1,6 (A(l)+Str)	2179,63	459,01	-265,72	2294,91	2560,63
	1,35G + 1,6 (Bc+Str)	1560,70	473,04		2383,27	2648,99
	1,35G + 1,35 Mc120	1424,57	444,76		2205,10	2470,82
	1,35G + 1,35 D240	1509,25	1015,81		2205,10	2470,82
ELS	G + 1,2 (A(l)+Str)	1622,89	340,14	-196,83	1700,77	1897,60
	1,35G + 1,6 (Bc+Str)	1158,70	350,66		1767,04	1963,87
	1,35G + 1,35 Mc120	1055,24	329,45		1633,41	1830,24
	1,35G + 1,35 D240	1117,97	329,45		1633,41	1830,24
ELA 1° CAS	G + 0,2 (A(l)+Str)	1144,05	879,82	-214,54	4704,67	4919,22
	G + 0,2 (Bc+Str)	1066,69	881,57		4715,72	4930,26
	G + 0,2 Mc120	1053,08	878,04		4693,45	4907,99
	G + 0,2 D240	1065,63	878,04		4693,45	4907,99
ELA 2° CAS	G + 0,2 (A(l)+Str)	1058,90	869,71	-196,83	4656,22	4853,05
	G + 0,2 (Bc+Str)	981,54	871,46		4667,26	4667,26

Annexe (Etude de l'infrastructure)

	G + 0,2 Mc120	967,93	867,92		4644,99	4644,99
	G + 0,2 D240	980,48	867,92		4644,99	4644,99
ELA 3° CAS	G + 0,2 (A(l)+Str)	973,75	837,29	-179,11	4493,81	4672,92
	G + 0,2 (Bc+Str)	896,39	839,04		4504,86	4504,86
	G + 0,2 Mc120	882,78	835,51		4482,58	4482,58
	G + 0,2 D240	895,33	835,51		4482,58	4482,58

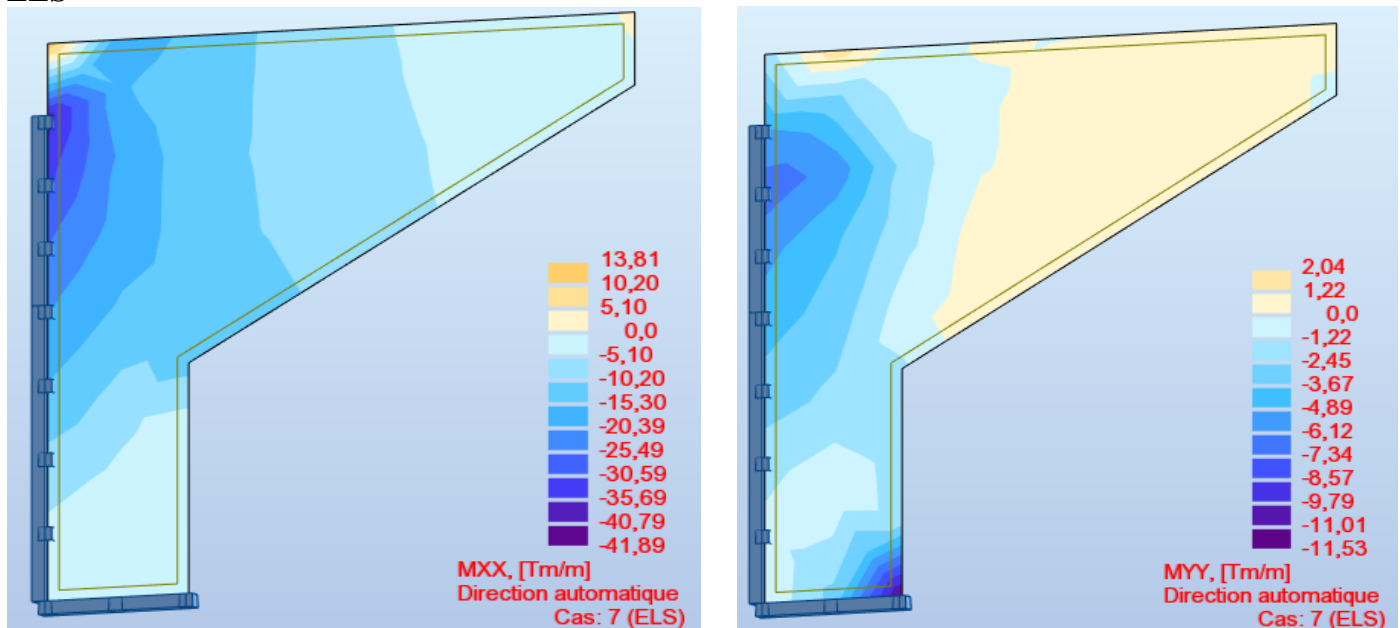
Moments sur mur en retour généré par modélisation

Le calcul des sollicitations sur les murs en retour a été conduit à travers un élément coque, construit avec le logiciel de calcul Autodesk Robot structural analyses Professional 2018.

Les cas de chargement

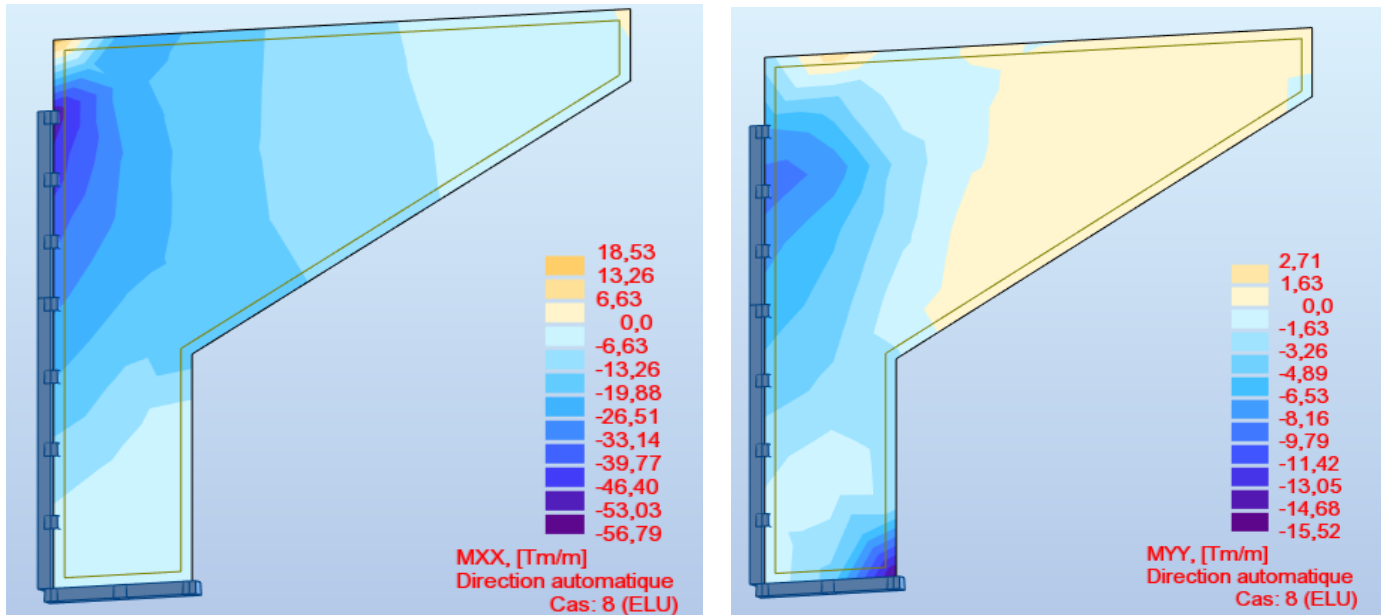
- 1er cas : Poussée due au compactage $q = 1 \text{ t/m}^2$: $Qq = q \cdot Ka$ Avec : $Ka = 0.33$ $q = 1 \text{ t/m}^2$
Donc : $Qq = 0.33 \text{ t/m}^2$
- 2eme cas : Poussée des terres appliquée directement sur le mur : $Q = Ka \cdot \gamma \cdot h$ Avec : $Ka = 0.33$
 $H = 7.65 \text{ m}$ $\gamma_s = 2.00 \text{ t/m}^3$ Donc : $Qt_{\max} = 5.05 \text{ t/m}^2$
- 3eme cas : Des charges concentrées qui sont appliquées à 1m de l'excentricité théorique du mur et comprennent une charge verticale de 4t et une charge horizontale de 2t
- 4ème cas : Charge de la superstructure $Q = 0.425 \text{ t/ml}$

ELS



Annexe (Etude de l'infrastructure)

ELU



Dalle de transition

Evaluation des efforts :

- Remblais :
 $\gamma_r = 2 \text{ t/m}^3$
 $h = 0,98 \text{ m}$
- Poids propre de la dalle :
 $\gamma_b = 2,5 \text{ t/m}^3$
 $e = 0,3 \text{ m}$
- Revêtement :
 $\gamma_{bb} = 2,2 \text{ t/m}^3$
 $e = 0,08 \text{ m}$
- Surcharges :
 $Q = 1,2 \text{ t/m}^2$

Type de charge	Q (t/ml)	M (t.m/ml)	V (t)
Poids propre	0,75	2,34	1,875
Revêtement	0,18	0,55	0,44
Remblai	1,96	6,13	4,9
Surcharges	1,20	3,75	3

Vérification de l'effort tranchant

- $\tau_u \leq \bar{\tau}$ tel que $\tau_u = \frac{V_u}{d \times b_0}$
- V_u : effort tranchant à l'ELU ;
- b_0 = largeur de la poutre ou de la nervure ;
- d = hauteur utile.
- $\bar{\tau}$ Pour le cas d'une fissuration préjudiciable $\text{Min}(0.15f_{cj}/\gamma_b; 4 \text{ Mpa})$ $\bar{\tau} = 3.5 \text{ Mpa}$

$$\tau_u = \frac{14.54}{0.27 \times 5} = 0.54 \leq \tau \text{ verifier}$$

Section minimale des cours transversaux

$$St \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) = 27\text{cm}$$

On prend $St = 20 \text{ cm}$

Annexe (Etude de l'infrastructure)

$$A_t = \frac{\tau_u b}{0.8 f_e} \times S_t = 2.7 \text{ cm}^2 \text{ donc on prend 2HA14 avec } S_t = 20 \text{ cm}$$

A l'aide du robot expert

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 0,6$ (MPa)

Contrainte tangente limite $\tau_{u,\text{lim}} = 3,5$ (MPa)

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg) Longueur de la travée : $L = 15,750$ (m)

Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 3,079$ (cm²)

Cadres : 2 HA 14,000

Espacement : $S_t = 21,123$ (cm) Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :

Espacement maximum: $S_{t,\text{max}} = 22,500$ (cm) $10 + 38 \times 20$ (cm)

Sollicitation sur pieux

Sous culée Le pieu est soumis à :

Effort tranchant en tête du pieu

- $T_0 = P = H/n = 424.40/8 = 53.05$ t/pieu. (Condition normale)
- $T_0 = P = H \text{ séisme}/n = 1228.64/8 = 153.60$ t/pieu. (Condition sismique)

Calcul de moment

$$\bar{M} = \frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda} \Rightarrow \lambda = \sqrt[4]{\frac{b C_u}{4EI}}$$

- b : Diamètre du pieu = 1.2 m
- C_u : Module de réaction du sol = 30 t/m³
- E module d'élasticité du béton = 33000 MPa
- I : moment d'inertie du pieu = 0.101788 m⁴
- l : longueur du pieu = 20 m

Donc : $\lambda = 0,228$; D'où : $\lambda L = 4.550$ m

$$\begin{cases} \lambda L = 4 \Rightarrow \chi_{\theta P} = 1.26 & \chi_{\theta M} = 1.54 \\ \lambda L = 6 \Rightarrow \chi_{\theta P} = 1.45 & \chi_{\theta M} = 1.65 \end{cases} \text{ donnée par les abaques de Warner en fonction } \lambda L$$

Par interpolation on trouve :

$$\lambda L = 4.550 \Rightarrow \chi_{\theta P} = 1.312 \quad \chi_{\theta M} = 1.570$$

- Condition normale

$$\bar{M} = -\frac{1.312}{1.57} \times \frac{53.05}{0.228} = -194.86 \text{ t.m}$$

- Condition sismique

$$\bar{M} = \frac{1.312}{1.57} \times \frac{153.60}{0.228} = -564.10 \text{ t.m}$$

Ferraillage détaillée

Longitudinale

Sections d'Acier :

Section théorique $A_s = 246,195$ (cm²)

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 22,619$ (cm²) Section maximum $A_{s \text{ max}} = 565,487$ (cm²)

Théorique $\rho = 2,18$ (%)

Minimum $\rho_{\text{min}} = 0,10$ (%) maximum $\rho_{\text{max}} = 5,00$ (%)

Transversale

Zone courante

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 1,5$ (MPa)

Contrainte tangente limite $\tau_{u,\text{lim}} = 2,7$ (MPa)

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg)

Annexe (Etude de l'infrastructure)

Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 4,021$ (cm²)

Cadres : 2HA16,000

Espacement : $S_t = 11,055$ (cm)

Espacement maximum: $S_{t, \max} = 30,000$ (cm)

Zone critique

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 1,5$ (MPa)

Contrainte tangente limite $\tau_{u, \lim} = 2,7$ (MPa)

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg)

Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 4,021$ (cm²)

Cadres : 2HA16,000

Espacement : $S_t = 7,136$ (cm)

Espacement maximum: $S_{t, \max} = 15,000$ (cm)