

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جاتسون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics
Francis Jeanson



Mémoire

Pour l'obtention des diplômes d'Ingénieur d'État et de Master

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

CONCEPTION ET ETUDE DU VIADUC V29
DU PK 29+725 AU PK 29+885
DE LA LIAISON AUTOROUTIERE RELIANT LE
PORT DJEN DJEN "W. JIJEL" A L'AUTOROUTE
EST-OUEST AU NIVEAU DE LA VILLE D'EL EULMA

Présenté par :

BOUCHIKH ILYAS

BOUDJERDA MOUNIR

Encadré par :

Dr. AMIEUR MOHAMED

Mr. CHAMI SAID

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

REMERCIEMENTS

Nous remercions tout d'abord le Dieu le tout puissant de nous avoir gardé en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'études.

Nous adressons notre profond remerciement à notre encadrant **Monsieur Amieur Mohamed** pour sa disponibilité et ses conseils.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre cher Co-encadrant **Mr Chami Said** pour tous ses grands efforts, ses orientations et sa patience le long de cette période.

Nous remercions **Mr l'ingénieur BABAKHOUYA Youcef** pour ses conseils le long de notre travail.

Nous remercions nos familles pour leurs conseils permanents, leurs sacrifices afin d'y arriver à ce moment-là.

Nous remercions également tous **les enseignants de l'ENSTP**, qui ont assuré notre formation avec une pédagogie et patience, ainsi que l'administration de l'école, les responsables de la bibliothèque pour l'aide qu'ils nous ont rapporté.

Sans oublier de remercier les membres de l'honorable jury pour l'intérêt qu'ils ont porté pour présider et examiner ce modeste travail.

A tous ceux et aux autres qui ont aidé dans l'élaboration de ce travail de près ou de loin.

DEDECASE

Je dédie ce travail A ma chère mère qui a œuvré
ma réussite, et qui est la raison de tout ce que j'ai
accompli dans ma vie.

A mon père, mon exemple, celui qui a toujours été là
pour moi, qui me soutiens et m'encourage dans tous
mes choix.

À mes très chers frères et sœurs.

A mes oncles et à mes tantes.

A mes cousins et à mes cousines.

A mon binôme et ami ILYAS, avec qui j'ai parcouru
mon cursus d'ingénieur et avec qui j'ai accompli ce
travail ainsi qu'à toute sa famille.

A tout mes amis de l'ENSTP.

BOUDJERDA MOUNIR

DEDECASE

Avant tout, je remercie **ALLAH** tous puissant de m'avoir donné la force, le courage et la patience de mener ce modeste travail à sa fin.

Je dédie ce travail :

En premier lieu à mes parents qui ont consenti beaucoup de sacrifices Pour me permettre de réaliser mes objectifs,
Qu'ils trouvent ici toute ma reconnaissance et ma gratitude.

A ma chère grand-mère et à mes oncles, et on particulier mon oncle SALIM.

À mes très chers frères et sœurs

A mon amie et mon binôme BOUDJERDA MOUNIR,
avec qui j'ai partagé ce modeste travail.

A tous mes amis dans je ne peux citez tous vos noms.

BOUCHIKH ILYAS

ملخص

يهدف هذا العمل الى القيام ب التصميم والدراسة للجسر ج-29.6 المتواجد بين النقطة الكيلومترية 29+725 والنقطة الكيلومترية 29+885، يعتبر هذا الجسر جزء من مشروع انجاز الطريق السيار الرابط بين ميناء جنجن-العلمة.

لقد اخترنا البديل الأكثر نفعا بين ثلاثة أشكال تم وضعها بفضل تحليل متعدد المعايير، تم اختيار حل جسر صندوقي ذو ارتفاع ثابت باستخدام طريقة التتابع المتتالي، بعد ذلك قمنا بدراسة للبنية الفوقية والبنية التحتية، مع المرور بحساب سابقة الإجهاد، دراسة الزلازل وأبعاد العناصر الهيكلية المختلفة بالرجوع إلى اللوائح التنظيمية الضرورية واستخدام برنامج الحساب . يصاحب العمل بحث ببليوغرافي عن الثبات في مرحلة البناء.

الكلمات الرئيسية : جسر صندوقي ، التتابع المتتالي، سابقة إجهاد لاحق، دراسة زلزالية، البنية التحتية.

Résumé

Ce travail consiste à faire la conception et l'étude d'un viaduc V029.6 situé entre PK29+725 et PK29+885, l'ouvrage fait partie du projet de réalisation de la liaison autoroutière reliant le port Djen-Djen à l'autoroute EST-OUEST au niveau de la ville El-Eulma.

Nous avons choisi la variante la plus avantageuse entre 3 variantes dressées grâce à une analyse multicritère, on a opté pour une solution voussoir à hauteur constante réalisé par la méthode d'encorbellements successifs, après Nous avons fait l'étude de la superstructure et de l'infrastructure en passant par le calcul de la précontrainte, l'étude sismique et le dimensionnement des différents éléments structuraux se référant aux réglementations nécessaires et à l'aide des logiciels de calcul. Le travail est accompagné par une recherche bibliographique sur la stabilité de fléau en phase de construction.

Mots clés : Pont en caisson, encorbellement successif, béton précontraint, Etude sismique, Infrastructure, stabilité de fléau.

Abstract

This work consists in making the design and the study of a bridge from the PK29+725 to the PK29+885; the work is part of the project of realization of the highway link connecting the Djen-Djen Harbor to the EAST-WEST highway at city of El-Eulma.

We chose the most advantageous variant between three variants drawn up with a multicriteria analysis; a constant height box solution has been chosen made by the method of successive corbelling.

After, we studied the superstructure and infrastructure by going through prestress , calculations, earthquake study, and the sizing of the various structural elements by referring to the regulations , and using the calculations programs. We have finished our work by a bibliographical research on the stability of the beam during the construction phase.

Key words: Box Bridge, successive corbelling, pre-stressed concrete, seismic study, infrastructure, beam stability.

LISTE DES ABREVIATIONS

AAEF : Appareils d'Appui en Elastomère Fretté.
BAEL : Béton armé aux Etats limites.
BPEL : Béton précontrainte aux Etats limites.
CCP : Complément des charges permanentes.
CPA : Ciment Portland Artificiel.**DA** : Dinar Algérien.
ELA : Etats Limites Accidentelles.
ELS : Etats Limites de Service.
ELU : Etats Limites Ultimes.
E_p : Module d'Elasticité des câbles de Précontrainte.
E_s : Module d'Elasticité de l'acier.
FL : Force séismique longitudinale.
FT : Force séismique transversale.
f_{c28} : Résistance caractéristique de béton à la Compression à 28 jours.
f_e : Limite d'Elasticité de l'acier.
f_{peg} : Contrainte Elastique Garantie de Précontrainte.
f_{prg} : Contrainte de Rupture Garantie de Précontrainte.
f_{t28} : Résistance caractéristique de béton à la Traction à 28 jours.
HA : Haute Adhérence.
PK : Point Kilométrique.
RN : Route Nationale.
RCPR : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.
RPOA : Règles Parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art.
Sae : Spectre de réponse Elastique en Accélération.
St : Espacement des armatures Transversales.
SETRA : Service d'études techniques des routes et autoroutes.
VC : Voussoir à la Clef.
VSC : Voussoir coulé Sur Cintre.
VSP : Voussoir sur Pile.
Xr : Centre de rigidité.
12/15/19 T15 : (12/15/19) torons de quinze (15) fils.

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I: PRESENTATION DU PROJET

Figure I. 1 : Implantation de l'ouvrage sur une image satellitaire prise en 2020.	2
Figure I. 2 : Tracé en plan V29.6.	3
Figure I. 3 : Profil en long V29.6.	3
Figure I. 4 : Profil en travers V29.6.	4
Figure I. 5 : Position des sondages par rapport à l'ouvrage.	5
Figure I. 6 : Coupe géotechnique.	6

CHAPITRE II: CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT

Figure II. 1 : Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontraintes.	8
Figure II. 2 : Notation des dimensions.	9
Figure II. 3 : Schéma d'un bipoutre à entretoise.	11
Figure II. 4 : Variation des épaisseurs.	12
Figure II. 5 : Pré-dimensionnement de l'entretoise.	12
Figure II. 6 : Notations des dimensions.	15

CHAPITRE III: CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL

Figure III. 1 : Limitation des contraintes des sections en B.P.	24
Figure III. 2 : Découpage des voussoirs.	25
Figure III. 3 : Cas de chargement.	26
Figure III. 4 : Système de chargement B_c	28
Figure III. 5 : Système de chargement B_t	29
Figure III. 6 : Système de chargement B_r	30
Figure III. 7 : Convoi de charge M_c 120.	30
Figure III. 8 : Convoi exceptionnel D240.	31

CHAPITRE IV: DIMENSIONNEMENT DU TABLIER

Figure IV. 1 : Cheminement de la réalisation d'un fléau.	33
Figure IV. 2 : Situation temporaire de construction à considérer.	35
Figure IV. 3 : Situation accidentelle à considérer.	35
Figure IV. 4 : Vue 3D de modèle de fléau.	36
Figure IV. 5 : Phases de réalisation du tablier.	38
Figure IV. 6 : Modèle de calcul.	39
Figure IV. 7 : Moment maximum à l'ELS.	40
Figure IV. 8 : Effort tranchant maximum à l'ELS.	40
Figure IV. 9 : Moment maximum à l'ELU.	40
Figure IV. 10 : Effort tranchant maximum à l'ELU.	40
Figure IV. 11 : dispositions des ancrages selon Freyssinet.	42

Figure IV. 12 : Disposition des câbles de fléau au niveau de VSP et position des ancrages. ...	44
Figure IV. 13 : Tracée en plan des câbles de fléau.	44
Figure IV. 14 : Tracé en élévation des câbles de fléau.	45
Figure IV. 15 : Position des câbles C5.	46
Figure IV. 16 : Tracé en élévation et en plan des câbles des fléaux.	48
Figure IV. 17 : Disposition des câbles de continuité de travée principale au niveau de Vc. ...	50
Figure IV. 18 : Tracé en élévation et en plan des câbles de continuité de travée principale. ..	51
Figure IV. 19 : Disposition des câbles de continuité de travée de rive et position des ancrages.	52
Figure IV. 20 : Tracé en élévation et en plan des câbles de continuité de travée de rive.	54
Figure IV. 21 : Frottement le long du câble lors de la mise en tension.	55
Figure IV. 22 : Diagramme des contraintes (Fin V03).	60
Figure IV. 23 : Vue en 3D du caisson sur pile modélisé sur le logiciel.	64
Figure IV. 24 : Vue en 3D du caisson à la clef modélisé sur le logiciel.	64
Figure IV. 25 : Sections à justifier selon le guide SETRA.	64
Figure IV. 26 : Ferrailage du voussoir sur pile.	67
Figure IV. 27 : Ferrailage du voussoir à la clef.	68

CHAPITRE V: ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DU PONT

Figure V. 1 : Définition géométrique d'un appareil d'appui.	70
--	----

CHAPITRE VI: ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Figure VI. 1 : Dimensions de la pile la plus haute.	83
Figure VI. 2 : Ferrailage de la pile.	87
Figure VI. 3 : Dimensions de la culée.	89
Figure VI. 4 : Ferrailage du mur garde grève + mur frontale.	96
Figure VI. 5 : Ferrailage de la dalle de transition + Corbeau.	98
Figure VI. 6 : Les sollicitations dus au mur à L'ELS.	98
Figure VI. 7 : Ferrailage du mur en retour.	99
Figure VI. 8 : Ferrailage des pieux et semelles.	104

CHAPITRE VII: RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

Figure VII. 1 : Clouage par précontrainte [Viaduc V2 de l'évitement de la ville de Boumerdes].	105
Figure VII. 2 : Schéma descriptif de clouage.	106
Figure VII. 3 : Elévation d'une pile avec palées provisoires.	106
Figure VII. 4 : Elévation d'une pile avec haubanage provisoire.	107
Figure VII. 5: Schéma descriptif de clouage.	109
Figure VII. 6 : Ancrages supérieures des câbles de clouage.	110
Figure VII. 7 : Ferrailage, coffrage et coulage des cales provisoires.	112

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I: PRESENTATION DU PROJET

Tableau I. 1 : Sondages effectués.....	5
Tableau I. 2 Unités géotechniques reconnues dans le secteur du viaduc V29.6.	6

CHAPITRE II: CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT

Tableau II. 1 : Récapitulation du pré-dimensionnement de la variante 1.	9
Tableau II. 2 : Pré-dimensionnement des poutres métalliques selon CALGARO et SETRA.	12
Tableau II. 3 : Récapitulation de découpage des voussoirs.	14
Tableau II. 4 : Les dimensions des différentes composantes du VSP et du VSC.	15
Tableau II. 5 : Comparaison entre les techniques de réalisation de chaque variante.	17
Tableau II. 6 : Devis estimatif et quantitatif de la variante N°01.	18
Tableau II. 7 : Devis estimatif et quantitatif de la variante N°02.	19
Tableau II. 8 : Devis estimatif et quantitatif de la variante N°03.	20

CHAPITRE III: CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL

Tableau III. 1 : Caractéristiques de béton.	22
Tableau III. 2 : Contraintes admissibles à la compression de béton.	23
Tableau III. 3 : Contraintes admissibles de traction des armatures passives.	23
Tableau III. 4 : Caractéristiques des câbles de précontrainte.	24
Tableau III. 5 : Estimation du poids dû aux compléments de charges permanentes CCP.	25
Tableau III. 6 : Poids du tablier voussoirs.....	25
Tableau III. 7 : Coefficient α_1	27
Tableau III. 8 : Valeurs de $A(L)$ pour le tablier voussoirs.	27
Tableau III. 9 : Les valeurs de b_c	28
Tableau III. 10 : Les valeurs de B_c	28
Tableau III. 11 : Les valeurs de b_t	29
Tableau III. 12 : Valeurs de B_t	29
Tableau III. 13 : Coefficients de majoration dynamique.	31
Tableau III. 14 : L'effort de freinage $F(KN)$ de système A.	32

CHAPITRE IV: DIMENSIONNEMENT DU TABLIER

Tableau IV. 1 : Evaluation de poids propre de chaque demi-fléau.	34
Tableau IV. 2 : Récapitulation des combinaisons d'action.	36
Tableau IV. 3 : Evaluation des moments fléchissant (KN.m) de demi-fléau majoré.	36
Tableau IV. 4 : Evaluation des efforts tranchants (KN) de demi-fléau majoré.	37
Tableau IV. 5 : Evaluation des réactions.	37
Tableau IV. 6 : Combinaisons de charge en phase de service.	39
Tableau IV. 7 : Estimation du nombre de câbles du fléau pour chaque section	41
Tableau IV. 8 : Distances a et b.	43
Tableau IV. 9 : L'allure du tracé en plan des câbles de continuité de fléau.	46
Tableau IV. 10 : Élévation des câbles de fléau.	47

Tableau IV. 11 : Estimation du nombre de câbles de continuité de travée principale.	49
Tableau IV. 12 : L'allure du tracé en plan des câbles de continuité de travée principale.....	50
Tableau IV. 13 : L'allure du tracé en élévation du câble de continuité de travée principale...	50
Tableau IV. 14 : Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée de rive.	52
Tableau IV. 15 : L'allure du tracé en plan des câbles de continuité de travée de rive.	53
Tableau IV. 16 : L'allure du tracé en élévation du câble de continuité de travée de rive.....	53
Tableau IV. 17 : Pourcentages (%) des pertes de tension moyennes des câbles de fléau.....	58
Tableau IV. 18 : Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de construction.	59
Tableau IV. 19 : Efforts extrêmes dans le voussoir sur pile.	65
Tableau IV. 20 : Moments extrêmes dans le voussoir à la clef.....	65
Tableau IV. 21 : Ferrailage passif du VSP.....	67
Tableau IV. 22 : Ferrailage passif du VC.	68

CHAPITRE V: ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DU PONT

Tableau V. 1 : Les efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis (MN).	71
Tableau V. 2 : Les dimensions de l'appareil d'appui.....	72
Tableau V. 3 : Evaluation des raideurs longitudinales statiques et dynamiques des appuis....	72
Tableau V. 4 : Déplacement horizontal du tablier.	74
Tableau V. 5 : Capacité de souffle des joints Wd en fonction du biais.	75
Tableau V. 6 : Distribution des forces et des déplacements longitudinaux sur chaque appui. 78	
Tableau V. 7 : Masse effective et période fondamentale de chaque appui.	78
Tableau V. 8 : Distribution de forces transversales sur chaque appui.	78
Tableau V. 9 : Les combinaisons des forces sismiques.	79

CHAPITRE VI: ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Tableau VI. 1 : Vérification du flambement des piles les piles hautes.	82
Tableau VI. 2 : Evaluations des efforts permanentes et différés max des piles.	83
Tableau VI. 3 : Evaluations des efforts d'exploitation max des piles.....	84
Tableau VI. 4 : Réactions et moments dus au séisme à la base de la pile la plus haute.	84
Tableau VI. 5 : Evaluation des efforts les plus défavorables à la base des piles.	84
Tableau VI. 6 : Vérification des paramètres de la section creuse.	85
Tableau VI. 7 : Calcul des coefficients de poussée possibles.	90
Tableau VI. 8 : Calcul des efforts statiques dus au poids propre des culées et du remblai.....	90
Tableau VI. 9 : Calcul des efforts statiques issues du tablier.....	91
Tableau VI. 10 : Combinaison des efforts statiques.	91
Tableau VI. 11 : Efforts sismiques provenant de l'accélération propre de la culée.....	92
Tableau VI. 12 : Calcul des poussées dynamiques globales dues aux terres.	92
Tableau VI. 13 : Evaluation des charges dynamiques issues du tablier.....	92
Tableau VI. 14 : Combinaison des efforts sismiques.....	93
Tableau VI. 15 : résultats de combinaisons.	93
Tableau VI. 16 : Combinaisons des efforts.....	93
Tableau VI. 17 : Résultats après combinaison.	95
Tableau VI. 18 : Evaluation des efforts agissant sur la dalle de transition.	96
Tableau VI. 19 : combinaisons des efforts.....	96
Tableau VI. 20 : Les dimensions de la semelle sous la culée et la semelle sous la pile.	99

Tableau VI. 21 : Les sollicitations les plus défavorables sur la semelle.....	100
Tableau VI. 22 : Nombre de pieux sous la semelle.....	100
Tableau VI. 23 : Les valeurs de N_{max} (KN) pour les combinaisons les plus défavorables..	100
Tableau VI. 24 : La vérification des conditions de la méthode des bielles.....	101
Tableau VI. 25: Moment & effort tranchant appliqués sur seul pieu.....	103

CHAPITRE VII:

RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

Tableau VII. 1 : Récapitulation des combinaisons d'actions.	108
Tableau VII. 2 : Calcul de nombre de câbles de clouage.....	110
Tableau VII. 3 : Valeurs de f_{bu}	111
Tableau VII. 4 : Calcul des dimensions de cales.	112

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	1
-----------------------	---

CHAPITRE I: PRESENTATION DU PROJET

I.1.	INTRODUCTION	2
I.2.	PRESENTATION DU PROJET	2
I.2.1.	<i>Situation du projet</i>	2
I.2.2.	<i>Objectif du projet</i>	2
I.2.3.	<i>Obstacle à Franchir</i>	2
I.3.	LES DONNEES DE PROJET	3
I.3.1.	<i>Les données fonctionnelles</i>	3
I.3.1.1	Tracé en plan	3
I.3.1.2	Profil en long	3
I.3.1.3	Profil en travers	3
I.3.2.	<i>Les données naturelles</i>	4
I.3.2.1	Topographie	4
I.3.2.2	Sismicité du site	4
I.3.2.3	Température	4
I.3.2.4	Vent	4
I.3.2.5	Géotechnique	4
I.3.2.6	Hydrologie	7
I.4.	CONCLUSION	7

CHAPITRE II: CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT

II.1.	INTRODUCTION	8
II.2.	PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES	8
II.2.1.	<i>Variante 01 : « Pont à poutres précontraintes du type VIPP »</i>	8
II.2.1.1	Conception longitudinale	8
II.2.1.2	Conception transversale	8
II.2.2.	<i>Variante 02 : « Pont Mixte Bipoutre »</i>	11
II.2.2.1	Conception longitudinale	11
II.2.2.2	Conception transversale	11
II.2.2.3	Conception des poutres principales	11
II.2.2.4	Conception des entretoises	12
II.2.3.	<i>Variante 03 : « Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs coulé en place »</i>	14
II.2.3.1	Conception longitudinale	14
II.2.3.2	Découpage des voussoirs	14
II.2.3.3	Conception transversale	14
II.3.	ANALYSE MULTICRITERE	17
II.3.1.	<i>Comparaison entre les 3 techniques de construction</i>	17
II.3.2.	<i>Devis estimatif et quantitatif</i>	18
II.3.3.	<i>Analyse des variantes</i>	21
II.4.	CONCLUSION	21

CHAPITRE III: CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL

III.1.	INTRODUCTION	22
III.2.	NORMES ET REGLES DE CALCUL	22

III.3.	CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX.....	22
III.3.1.	Béton.....	22
III.3.1.1	Résistances caractéristiques :	22
III.3.1.2	Contraintes admissibles à la compression :	23
III.3.1.3	Déformation longitudinale du béton :.....	23
III.3.2.	Armatures Passives	23
III.3.2.1	Caractéristiques mécaniques et géométriques.....	23
III.3.2.2	Contrainte limite de traction des aciers :	23
III.3.3.	Armatures de précontrainte	24
III.4.	EVALUATION DES ACTIONS	25
III.4.1.	Evaluation des actions hors trafic.....	25
III.4.1.1	Actions permanentes	25
III.4.1.1	Action thermique	26
III.4.2.	Evaluation des actions dues au trafic	26
III.4.2.1	Système de charge à considérer	26
III.4.2.2	Caractéristiques du pont :	26
III.4.2.3	Les cas de chargement :	26
III.4.2.4	Système de charge A	27
III.4.2.5	Système de charge B	27
III.4.2.6	Charges militaires : Mc 120	30
III.4.2.7	Charges exceptionnelles : D240	30
III.4.2.8	Coefficient de majoration dynamique	31
III.4.2.9	Efforts de freinage.....	31
III.5.	CONCLUSION	32

CHAPITRE IV:

CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL

IV.1.	INTRODUCTION	33
IV.2.	EVALUATION DES EFFORTS EN PHASE DE CONSTRUCTION	33
IV.2.1.	Différentes Phases de Construction d'un Fléau.....	33
IV.2.2.	Charges à Prendre en Compte	34
IV.2.2.1	Poids propre du fléau	34
IV.2.2.2	Charges de chantier connues	34
IV.2.2.3	Charges de chantier aléatoire	35
IV.2.2.4	Actions accidentelles.....	35
IV.2.2.5	Charge due au vent	36
IV.2.3.	Combinaisons d'action.....	36
IV.2.4.	Evaluation des efforts	36
IV.3.	EVALUATION DES EFFORTS EN SERVICE.....	37
IV.3.1.	Phases de réalisation du tablier.....	37
IV.3.2.	Combinaisons d'action.....	38
IV.3.3.	Modélisation.....	39
IV.3.4.	Résultats	40
IV.4.	ETUDE DE LA PRECONTRAINTE	40
IV.4.1.	Etude de la précontrainte du fléau	41
IV.4.1.1	Détermination du nombre de câbles du fléau	41
IV.4.1.2	Position et enrobage des câbles.....	42
IV.4.1.3	Dispositions des ancrages	42
IV.4.1.4	Tracé des câbles en plan	44
IV.4.1.5	Tracé des câbles en élévation	45
IV.4.1.6	Résultats.....	45
IV.4.2.	Etude de la Précontrainte de Continuité.....	47
IV.4.2.1	Détermination du nombre de câbles de continuité en travée principale	47
IV.4.2.2	Détermination du nombre de câbles de continuité en travée de rive	52
IV.4.3.	Evaluation des pertes de la précontrainte	55

IV.4.3.1	Pertes de tension instantanées	55
IV.4.3.2	Pertes de tension différées	56
IV.4.3.3	Les pertes totales	57
IV.4.3.4	Application sur les câbles de fléau	57
IV.4.4.	<i>Vérification des contraintes normales</i>	58
IV.4.4.1	Vérification des contraintes pour le demi-fléau	59
IV.4.5.	<i>Armatures des zones tendues</i>	60
IV.4.6.	<i>Vérification des contraintes tangentielles</i>	61
IV.4.6.1	Vérification vis-à-vis de l'ELS	61
IV.4.6.2	Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU	62
IV.5.	ETUDE TRANSVERSALE	63
IV.5.1.	<i>Evaluation des efforts</i>	64
IV.5.1.1	Modélisation	64
IV.5.1.2	Résultats	64
IV.5.2.	<i>Ferraillage</i>	65
IV.5.2.1	Exemple de ferraillage de l'hourdis supérieur de VSP	65
IV.5.2.2	Ferraillage passif des voussoirs	66
IV.6.	CONCLUSION	68

CHAPITRE V: ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DU PONT

V.1.	INTRODUCTION	70
V.2.	APPAREIL D'APPUI	70
V.2.1.	<i>Choix de type d'appareil d'appui</i>	70
V.2.2.	<i>Evaluation des efforts verticaux appliqués sur les appareils d'appuis</i>	71
V.2.3.	<i>Dimensionnement des appareils d'appui</i>	71
V.2.3.1	Aire l'appareil d'appui	71
V.2.3.2	Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui T	71
V.2.3.3	Dimensionnement des frettes	71
V.2.3.4	Evaluation des raideurs statiques et dynamiques des appuis	72
V.2.3.5	Evaluation des déplacements horizontaux	73
V.3.	DES D'APPUIS	74
V.3.1.	<i>Dimensionnement des dés d'appuis au niveau de la pile</i>	74
V.3.2.	<i>Ferraillage des dés d'appuis au niveau de la pile</i>	74
V.3.3.	<i>Dimensionnement et ferraillage des dés d'appuis au niveau de la culée</i>	74
V.4.	JOINT DE CHAUSSEE	74
V.4.1.	<i>Dimensionnement</i> :	75
V.4.2.	<i>Type de joint chaussée</i>	75
V.5.	ETUDE SISMIQUE	75
V.5.1.	<i>Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique [RPOA 2008]</i>	75
V.5.2.	<i>Méthode de calcul</i>	76
V.5.2.1	L'analyse monomodale :	76
V.5.2.2	Evaluation de l'effort sismique longitudinal	77
V.5.2.3	Evaluation de l'effort sismique transversal	78
V.5.2.4	Séisme vertical	78
V.5.2.5	Combinaison d'actions à l'état limite accidentelle (ELA)	79
V.5.3.	<i>Vérifications des appareils d'appui selon RPOA 2008</i>	79
V.5.3.1	Résistance à la compression	79
V.5.3.2	Stabilité au flambement	80
V.5.3.3	Limitation de la distorsion	80
V.5.3.4	Condition de non-glissement	81
V.6.	CONCLUSION	81

CHAPITRE VI: ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1.	INTRODUCTION.....	82
VI.2.	ETUDE DE LA PILE	82
VI.2.1.	<i>Conception de la pile</i>	82
VI.2.1.1	Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis du flambement	82
VI.2.2.	<i>Evaluation des efforts agissant sur la pile</i>	83
VI.2.2.1	Efforts statiques :	83
VI.2.2.2	Efforts sismiques.....	84
VI.2.2.3	Combinaisons des efforts	84
VI.2.3.	<i>Ferraillage des éléments de la pile</i>	85
VI.2.4.	<i>Vérification de l'Effort Tranchant</i> :	87
VI.3.	CALCUL DU SOMMIER	88
VI.4.	ETUDE DE LA CULEE.....	88
VI.4.1.	<i>Conception des Culées</i>	88
VI.4.1.1	Choix de type de culée	88
VI.4.1.2	Eléments constituant une culée remblayée	88
VI.4.1.3	Pré-dimensionnement de la culée.....	89
VI.4.2.	<i>Evaluation des efforts agissants sur les culées</i> :	89
VI.4.2.1	Calcul du coefficient de poussée	89
VI.4.2.2	Evaluation des charges Statiques	90
VI.4.2.3	Evaluation des charges Sismique	91
VI.4.2.4	Evaluation des efforts dynamiques issus du tablier	92
VI.4.2.5	Combinaison d'actions.....	93
VI.4.3.	<i>Ferraillage des éléments de la culée</i>	93
VI.4.3.1	Etude de mur frontal.....	93
VI.4.3.2	Etude de mur garde grève.....	94
VI.4.3.3	Etude de Dalle de transition	96
VI.4.3.4	Etude Corbeau d'appui de la dalle de transition.....	97
VI.4.3.5	Etude d'un mur en retour	98
VI.5.	ETUDE DE FONDATION.....	99
VI.5.1.	<i>Etude de la Semelle</i>	99
VI.5.1.1	Calcul des sollicitations.....	99
VI.5.1.2	Nombre des pieux	100
VI.5.1.3	Effort revenant à chaque pieu.....	100
VI.5.1.4	Ferraillage de la semelle.....	101
VI.5.2.	<i>Etude des pieux</i>	103
VI.5.2.1	Calcul du moment maximal au niveau du pieu	103
VI.5.2.2	Ferraillage longitudinal des pieux	104
VI.5.2.3	Ferraillage transversal	104
VI.6.	CONCLUSION	104

CHAPITRE VII:

RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

VII.1.	INTRODUCTION.....	105
VII.2.	CAUSES DE DESEQUILIBRE DE FLEAU.....	105
VII.2.1.	<i>Situation Temporaire de Construction</i>	105
VII.2.2.	<i>Situation Accidentelle</i>	105
VII.3.	DISPOSITIFS DE STABILITE DES FLEAUX	105
VII.3.1.	<i>Différents Procédés de Stabilisation des Fléaux</i>	105
VII.3.1.1	Clouage par précontrainte	105
VII.3.1.2	Palées provisoires.....	106
VII.3.1.3	Câbles extérieurs ou haubanage provisoire	106
VII.3.1.4	Clavage de la travée arrière.....	107
VII.3.1.5	Encastrement sur pile	107
VII.4.	ACTIONS A PRENDRE EN COMPTES	107
VII.4.1.	<i>Charges Permanentes</i>	107

VII.4.2.	<i>Charges Variables</i>	108
VII.4.3.	<i>Charges de Chantier Aléatoires</i>	108
VII.4.4.	<i>Effet d'un Vent Ascendant</i>	108
VII.4.5.	<i>Actions Accidentelles</i>	108
VII.4.6.	<i>Combinaisons d'action</i>	108
VII.5.	APPLICATION A NOTRE OUVRAGE	109
VII.5.1.	<i>Stabilisation du Fléau avec Clouage par Précontrainte</i>	109
VII.5.1.1	Calcul du nombre de câbles	109
VII.5.1.2	Calcul de la surface des cales	111
VII.6.	CONCLUSION	112

CONCLUSION GENERALE . . . 113

BIBLIOGRAPHIE .

ANNEXES .

ANNEXE A

ANNEXE B

ANNEXE C



INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

D'une manière générale, lors de l'élaboration d'un tracé routier, on rencontre plusieurs contraintes naturelles (cours d'eau, vallée...) ou artificielles (une autre voie de circulation). Pour les franchir, on construit des ouvrages artificiels, qui portent le nom : Ouvrages d'Art et parmi ces ouvrages d'art « les ponts ».

On distingue plusieurs types de ponts, selon leurs fonctions et les obstacles à franchir tel que : le pont route qui permet la circulation des véhicules, le viaduc qui permet le franchissement à grande hauteur d'une brèche, les passerelles et aussi les ponts ferroviaires.

La conception des ponts résulte d'une démarche itérative dont l'objet est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage vis-à-vis de l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées.

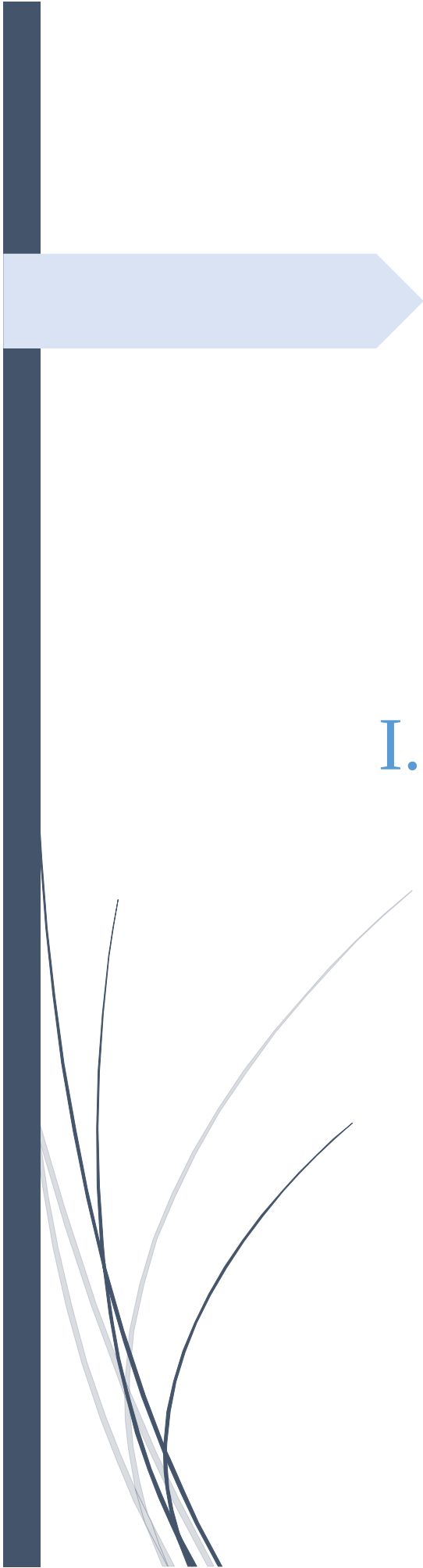
L'étude c'est la deuxième partie, elle se base sur des hypothèses de calcul et des vérifications, cette étape est parmi les phases les plus importantes dans le projet, elle consiste à dimensionner un ouvrage possédant la capacité de résister aux charges du trafic, aux incidents éventuels dus à la circulation ou aux caprices de dame nature, mais aussi pour le construire avec le plus faible coût possible.

Ceci n'est possible que s'il fait référence à des normes, des guides, des livres, des recommandations des experts et surtout à leur propre expérience.

Ce mémoire de fin d'étude présente la conception et l'étude d'un ouvrage d'art situé au PK 29+725. Pour mener à bien ce travail, nous avons structuré le mémoire en sept (07) chapitres :

Les deux premiers chapitres sont consacrés à la présentation de l'ouvrage et à la conception générale. Les quatre chapitres suivants sont réservés au dimensionnement définitif des éléments conçus sous chargement statique et dynamique de la variante retenue. Le septième chapitre consacré à une recherche bibliographie sur la stabilité des fléaux en phase de construction avec une application à notre ouvrage.

Le mémoire se termine par une conclusion générale mettant en avant les principaux points retenus durant ce travail.



I.PRESENTATION DU PROJET

I.1. INTRODUCTION

Les ponts sont des constructions en élévation, qui permettent de franchir des obstacles naturels (vallée, cours d'eau...), ou artificiels tels que (route, voit ferrée...) et avant d'entamer la conception d'un pont, il faut tout d'abord récolter le maximum d'informations sur le site. Et cette dernière fera l'objet de ce chapitre.

I.2. PRESENTATION DU PROJET

I.2.1. Situation du projet

Notre viaduc V29.6 à concevoir et étudier, fait partie du projet de réalisation de la liaison autoroutière reliant le port de DJEN DJEN à l'autoroute Est-Ouest au niveau d'El Eulma sur 110 Km. Le V29.6 se situe à Texenna du PK 29+725 au PK 29+885.



Figure I. 1 : Implantation de l'ouvrage sur une image satellitaire prise en 2020.

I.2.2. Objectif du projet

L'objectif principal de ce pont, faisant l'objet de notre projet de fin d'études, est de franchir l'obstacle envisagé. Mais il répond aussi aux objectifs de la pénétrante, qui sont :

- Relier le port de Djen Djen à l'autoroute Est-Ouest au niveau d'El Eulma.
- La relance de l'activité portuaire commerciale Djen Djen.
- Dynamisation et développement du secteur touristique.
- Réduire le coût du transport et faciliter la circulation du transport commercial.

I.2.3. Obstacle à Franchir

Notre viaduc permet de franchir une vallée d'une hauteur de 25.2 m et qui contient un cours d'eau.

I.3. LES DONNEES DE PROJET

I.3.1. Les données fonctionnelles

I.3.1.1 Tracé en plan

L'ouvrage en plan est droit de longueur totale de presque 150 m.

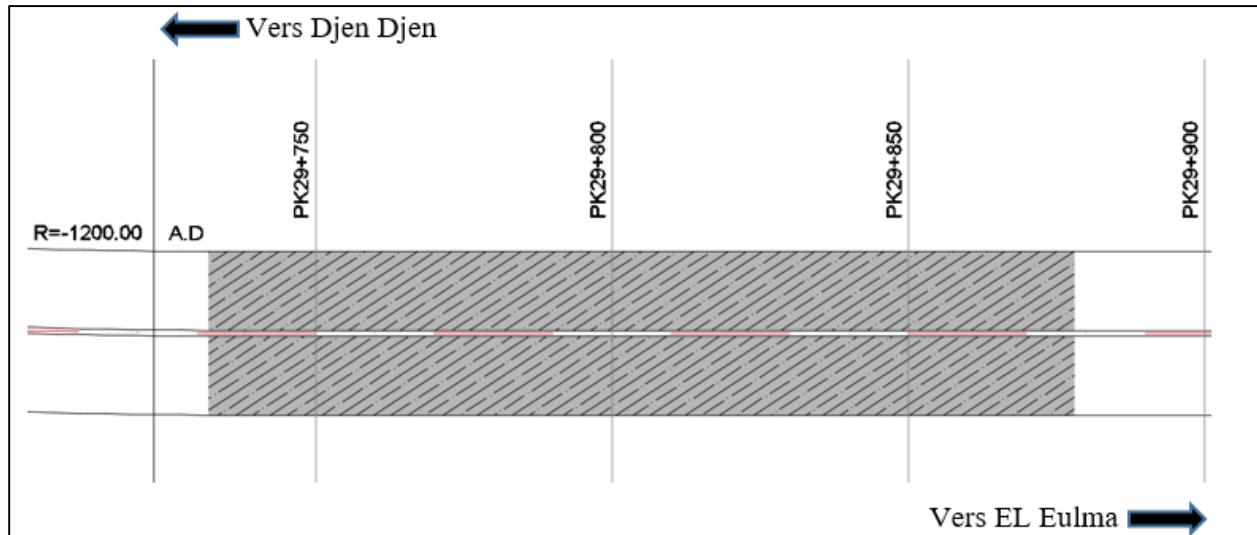


Figure I. 2 : Tracé en plan V29.6.

I.3.1.2 Profil en long

Longitudinalement, l'ouvrage présente un alignement droit de +0.5 % de pente.

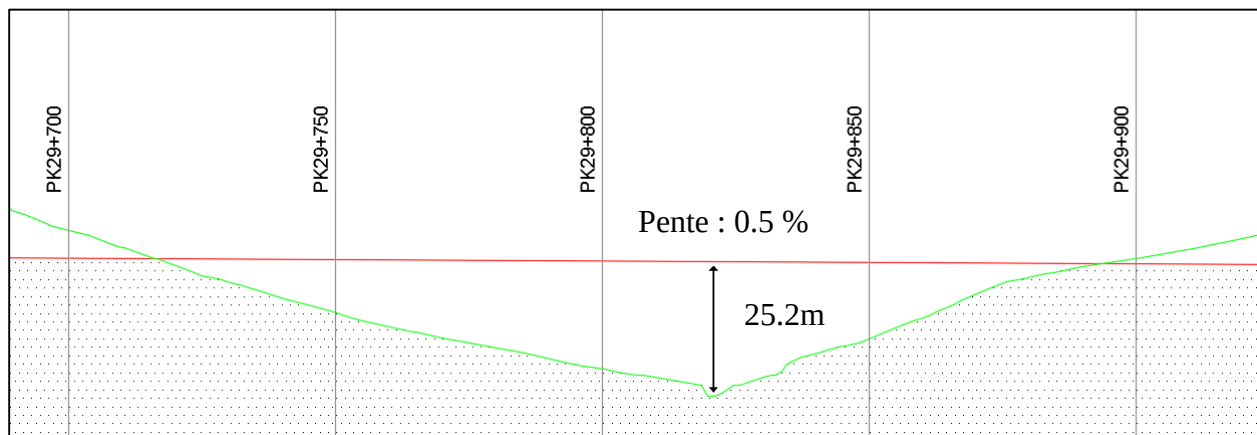


Figure I. 3 : Profil en long V29.6.

I.3.1.3 Profil en travers

Le profil en travers du projet est défini par :

- Deux tabliers qui forment ensemble un dévers en toit de 2.5%.
- Une chaussée de 12m contenant trois voies de 3.5 m chacune.

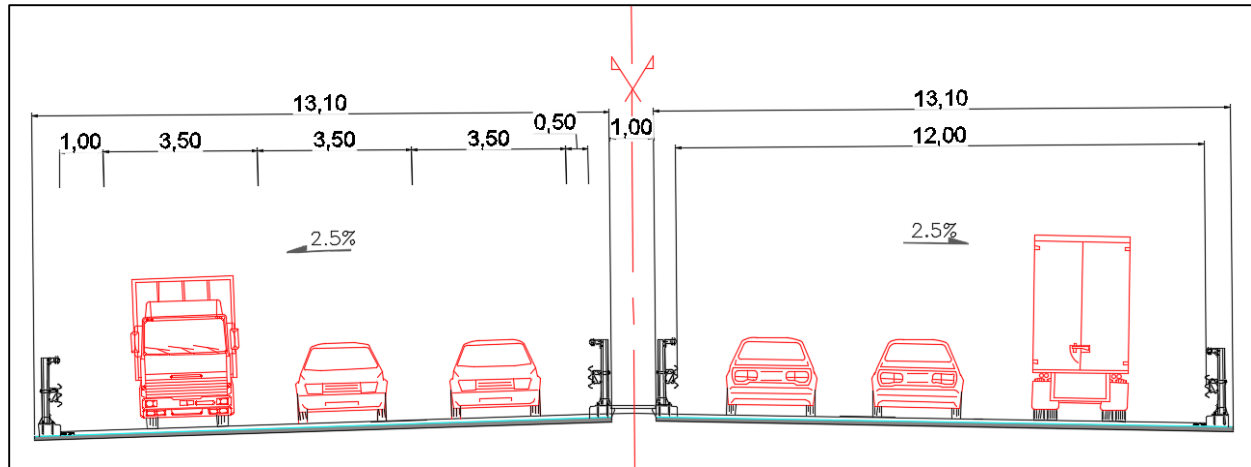


Figure I. 4 : Profil en travers V29.6.

I.3.2. Les données naturelles

I.3.2.1 Topographie

D'après le levé topographique et la visite du site effectuée permet de dire que le projet est implanté dans une zone montagneuse.

I.3.2.2 Sismicité du site

Selon RPOA 2008, Texenna (Jijel) est une zone de sismicité moyenne (Zone IIa). L'ouvrage est inclus dans le groupe 1 (Pont stratégique). Donc le coefficient d'accélération de la zone à prendre en compte est $A = 0.25$ (RPOA, tableau 3.1).

I.3.2.3 Température

Les effets de la température sont bien évidemment pris en compte dans le calcul des structures, elle a son effet au niveau des joints et des appareils d'appui. Sauf spécification contraire du cahier des clauses techniques particulières (CCTP) et à défaut de justifications plus précises, on adopte pour les variations de températures suivantes :

- En Algérie du Nord (climat tempéré) : $+35^{\circ}\text{C}$ et -15°C .

Dans cette amplitude de température, une part de température rapidement variable (variation journalière) est prise égale ± 10 .

I.3.2.4 Vent

Les efforts du vent sont fixés par le RCPR à une surcharge répartie de :

- 1.25 KN/m^2 en cours de réalisation.
- 2.00 KN/m^2 en service.

I.3.2.5 Géotechnique

L'étude de sol a pour objectif de préciser la nature, la disposition ainsi que l'épaisseur des différentes couches lithologiques du sol, leurs caractéristiques physiques, mécaniques et

chimiques, et ce afin d'adapter le projet aux conditions géotechniques du terrain, tel que le mode de fondation (type et ancrage), le taux de travail, et l'évaluation des risques éventuels (stabilité, agressivité, gonflement...).

Dans le secteur étudié, 3 sondages carottés et 5 sondages pressiométriques ont été réalisés pour l'étude d'exécution (EXE); 1 sondage carotté et 1 sondage pressiométrique ont été réalisés pendant la phase d'Avant-Projet Détaillé (APD).

Tableau I. 1 : Sondages effectués.

Phase	Type	PK	Sondage
APD	Carotté et pressiométrique	29+980	F-Dé30-1
EXE	Carotté et pressiométrique	29+725	S-OA09-1
EXE	Carotté et pressiométrique	29+771	S-OA09-2#2
EXE	Carotté et pressiométrique	29+800	S-OA09-2
EXE	Carotté et pressiométrique	29+851	S-OA09-3#2
EXE	Carotté et pressiométrique	29+885	S-OA09-3

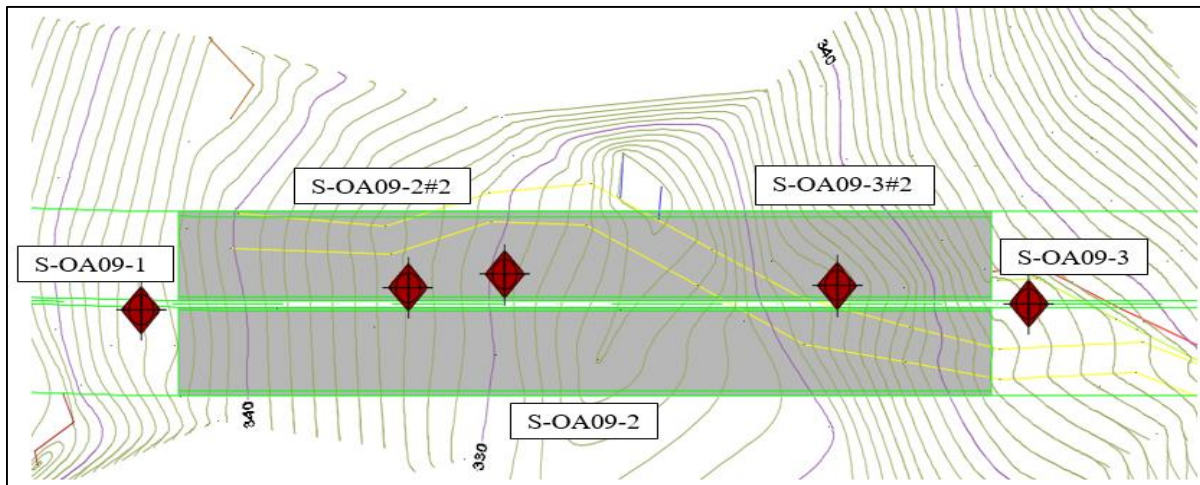


Figure I. 5 : Position des sondages par rapport à l'ouvrage.

Le long du notre viaduc V29.6, elles ont été reconnues 3 unités géotechniques principales, avec leurs sous-unités ; Les unités ont été définies sur la base des caractéristiques géologiques des matériaux (contexte géologique local, stratigraphie et description lithologique reportée dans les

logs des sondages disponibles), des résultats des essais en situ et en laboratoire exécutés dans les campagnes de reconnaissance (APD, EXE).

Tableau I. 2 Unités géotechniques reconnues dans le secteur du viaduc V29.6.

Unité géotechnique	Lithologie	Formation géologique	Age
Ug1	Alluvions grossiers (sables, graviers, cailloux), dépôts colluviaux de lithologies rocheuses	Alluvions récentes et actuelles	Quaternaire
Ug2	Alluvions fins (limon sableux-argileux), dépôts colluviaux	Alluvions récentes et anciennes	Quaternaire
Ug6	Marnes argileuses d'aspect schisteux, Marnes calcaires, calcaires marneux	Crétacé inférieur /Jurassique supérieur	Neocomien
Ug6a	Argiles marneuses (profil d'altération), marne		

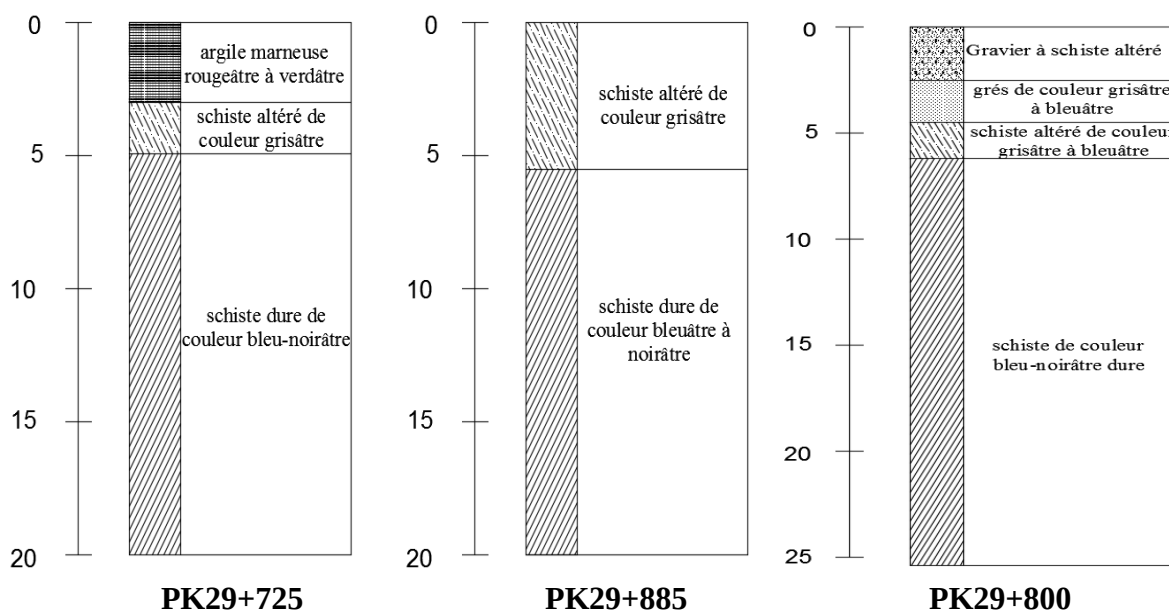


Figure I. 6 : Coupe géotechnique.

➤ Recommandation pour le type des fondations

D'après le rapport géotechnique l'analyse des données du site et des résultats des investigations géotechniques effectuées, au niveau du site réservé au projet, met en évidence les points suivants :

- En raison des conditions du sous-sol attendues sur la base du modèle géologique et géotechnique, il est prévu d'adopter des fondations sur pieux pour les culées et les piles.
- La caractérisation sismique locale est conduite par l'égard du règlement de référence RPOA 2008, en classant le site du viaduc en étude en catégorie S2 (Sol ferme).

I.3.2.6 Hydrologie

En ce qui concerne l'étude du niveau de la nappe phréatique, les forages S-OA09-1 et S-OA09-3 ont intercepté à une profondeur variable entre 4.95m et 6.2m de la côte du terrain naturel.

I.4. CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons présenté les données naturelles et fonctionnelles relatives à notre ouvrage et les données relatives au site du projet afin de pouvoir faire la conception de l'ouvrage la mieux adaptée à ces paramètres.



II.CONCEPTION ET PRE- DIMENSIONNEMENT

II.1. INTRODUCTION

La conception consiste à fixer les dimensions de différents éléments qui constituent la structure en respectant des règles et des principes pratiques de la construction. Elle a pour objectif la détermination de type d'ouvrage le plus économique.

Dans le cas de notre ouvrage, plusieurs propositions peuvent être envisagées, pour le choix du type d'ouvrage. On prend en considération les éléments principaux suivants :

- Le domaine de portée.
- L'élancement possible.
- Les contraintes de profil en long.
- Les conditions topographiques et géotechniques.
- Le bilan économique : coût de l'ossature + coût des appuis.
- L'esthétique.

II.2. PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES

II.2.1. Variante 01 : « Pont à poutres précontraintes du type VIPP »

Les ponts à poutres précontraintes de type VIPP sont constitués de poutres précontraintes par post tension, solidarisiées entre elles par des entretoises au niveau des appuis et un hourdi de faible épaisseur supportant la chaussée. Sa bonne conception doit respecter certaines règles sur le plan technique et esthétique.

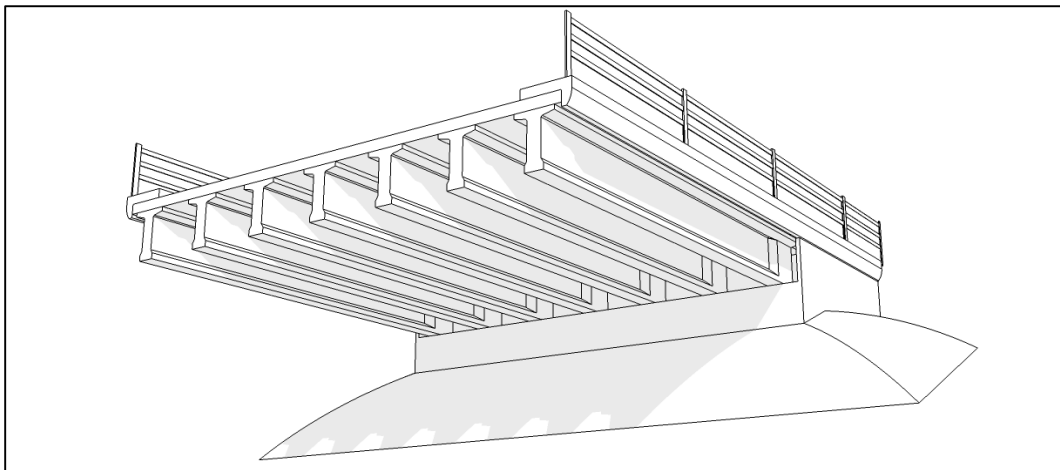


Figure II. 1 : Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontraintes.

II.2.1.1 Conception longitudinale

On propose dans cette variante à projeter un pont à 4 travées égales de 34.9 m de longueur. D'où une poutre de 34.7 m. L'implantation des culées offre une longueur d'environ 138.4 m.

II.2.1.2 Conception transversale

Le pré-dimensionnement a été fait selon le guide de conception SETRA [VIPP/ 1996].

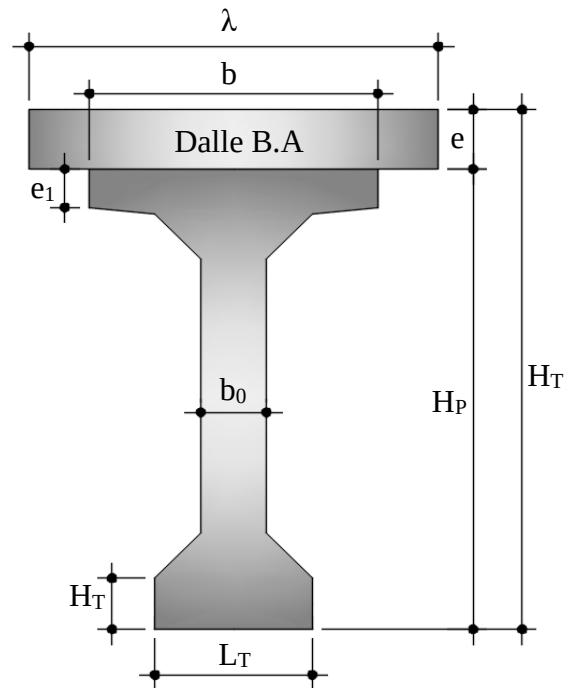
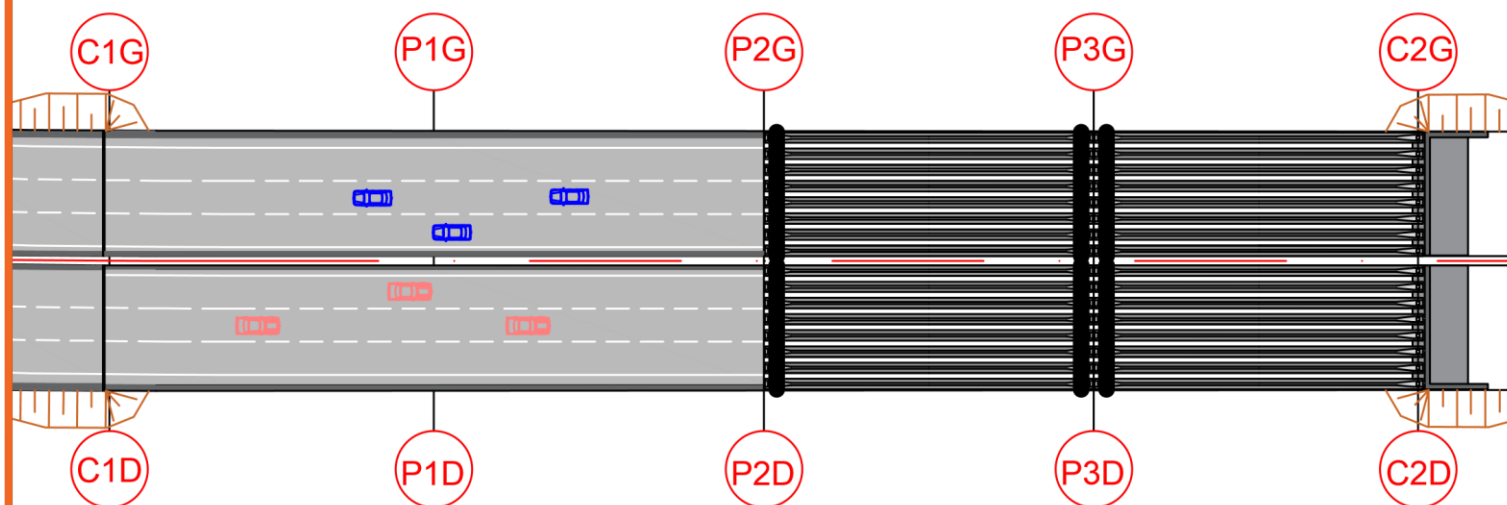


Figure II. 2 : Notation des dimensions.

Tableau II. 1 : Récapitulation du pré-dimensionnement de la variante 1.

Elément	Ration usuel	Valeur retenu
Longueur totale de la poutre	25 – 40 m	34.70 m
Hauteur totale du tablier	$L/20 < H_T < L/17$	2.00 m
Épaisseur de la dalle	$20 \leq e \leq 30$	0.20 m
Hauteur de la poutre	$H_p = H_T - e$	1.80 m
Entraxe des poutres	En pratique : $1.40 \text{ m} < \lambda < 2.00 \text{ m}$	1.71 m
Nombre des poutres	$N = L_a / \lambda + 1$	8
Largeur de la table de compression	$b \geq 0,6 \times H_p$	1.10 m
Épaisseur de la table de compression	$12 \text{ cm} \leq e_1 \leq 15 \text{ cm}$	15 cm
Largeur du talon	$60 \text{ cm} \leq L_t \leq 90 \text{ cm}$	60 cm
Épaisseur du talon	$10 \text{ cm} \leq E_t \leq 20 \text{ cm}$	20 cm
Épaisseur de l'âme b_0 à mi- travée	/	25 cm
Épaisseur de l'âme b_0 en zone d'about	/	60 cm
Entretoise d'about	/	$35 \times 140 \text{ cm}^2$

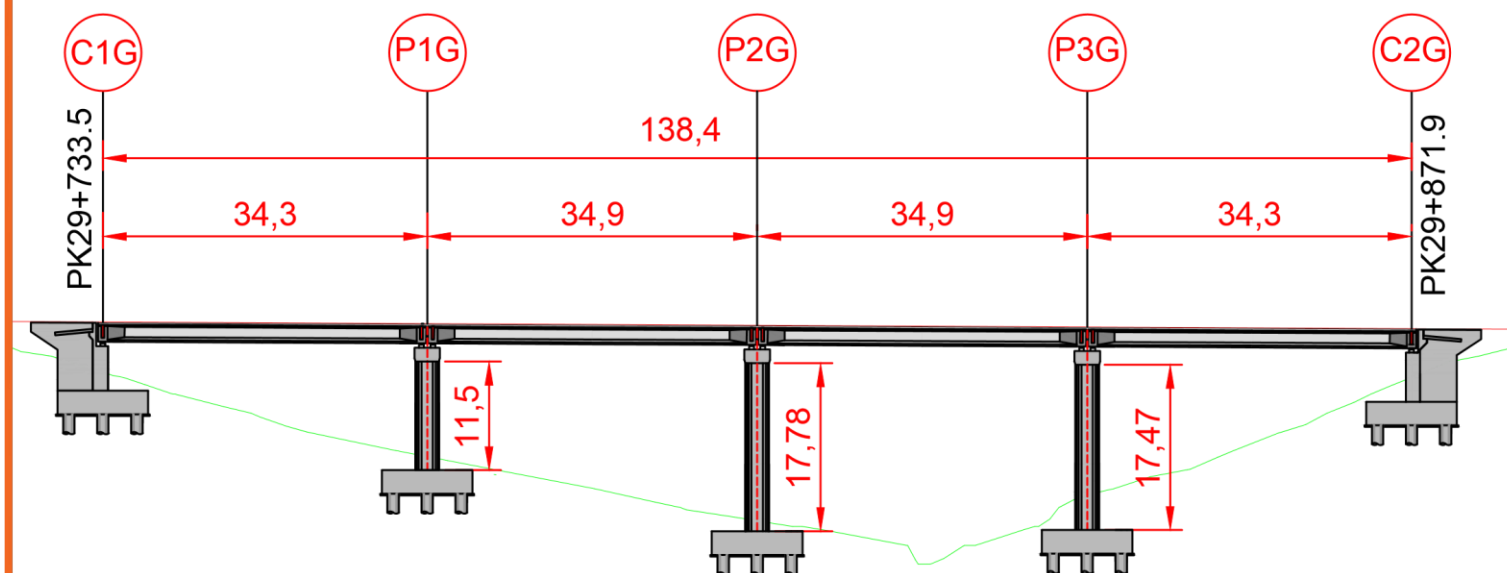
Vue en Plan Ech : 1/800



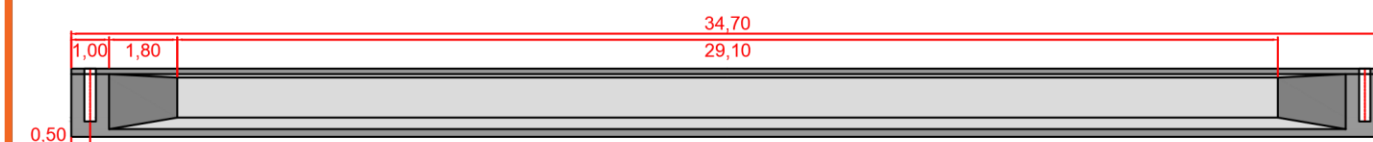
Profil en long Ech : 1/800

◀◀◀ Vers Djen Djen

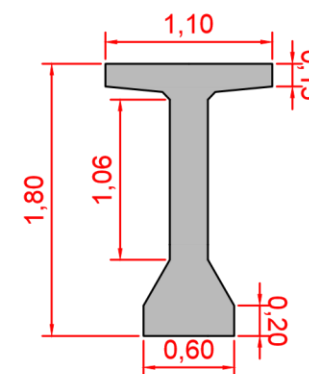
Vers el Eulma ▶▶▶



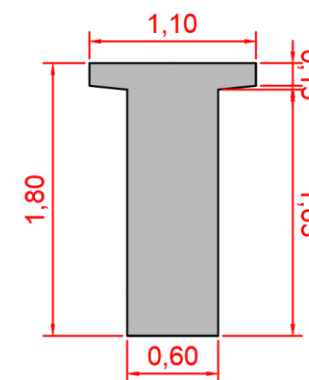
Vue en long de la poutre Ech : 1/200



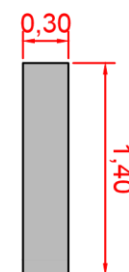
Section médiane Ech : 1/50



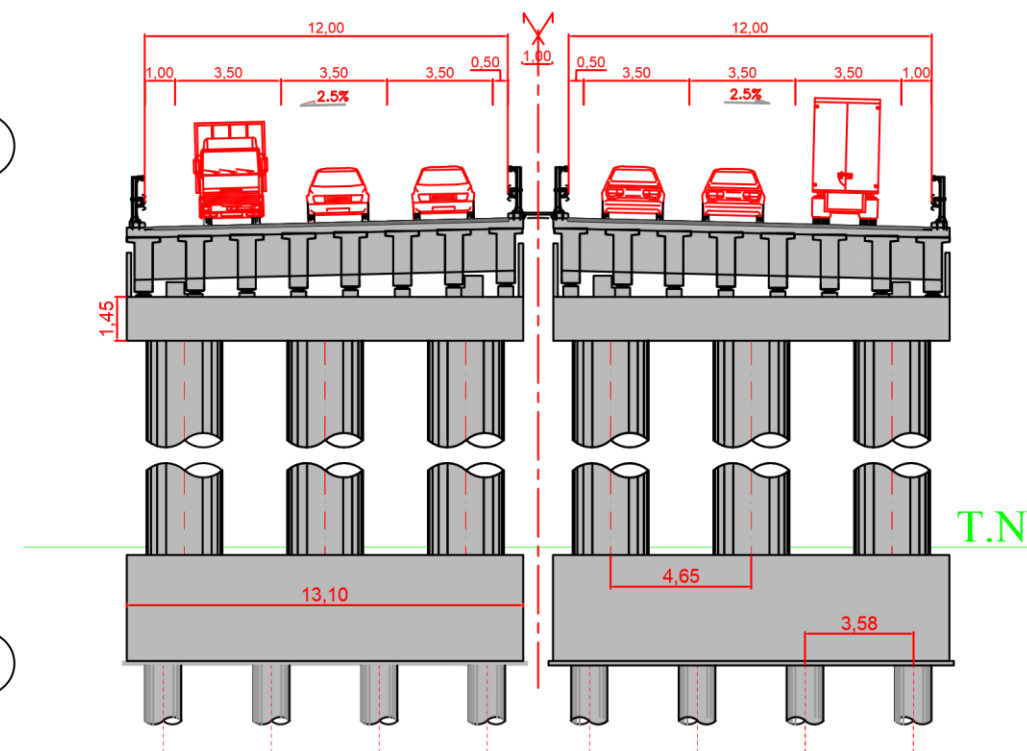
Section médiane Ech : 1/50



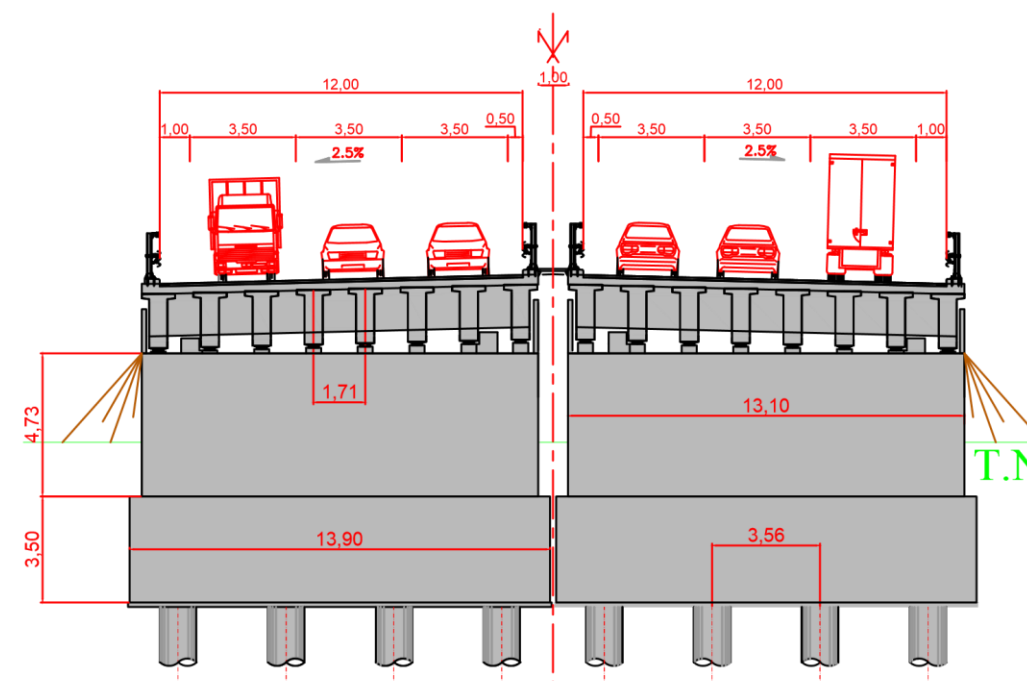
entretoise Ech : 1/50



Coupe transversale sur pile Ech : 1/250



Coupe transversale sur culée Ech : 1/250



II.2.2. Variante 02 : « Pont Mixte Bipoutre »

Un pont mixte acier-béton bipoutre avec entretoise est l'un des innovations révolutionnaires de notre époque qui peuvent être projetés dans des situations très diverses, milieu urbain ou rural.

La gamme usuelle des portées des ouvrages mixtes à poutres va de 30 m à 110 m pour les travées continues et de 25 à 90 m pour les travées indépendantes.

II.2.2.1 Conception longitudinale

On propose dans cette variante un pont mixte bipoutre, à travées continues, et à hauteur constante. L'implantation des culées donne une longueur totale de 137 m. Donc on projette une travée principale de **57 m** (L) et deux travées de rives de **40 m** ($0.7 L$).

II.2.2.2 Conception transversale

Le tablier est de largeur égal à 13.10 m, une solution consiste à appuyer la dalle seulement longitudinalement sur les deux poutres principales entretoisées. Ces deux poutres seront espacées de **9m** avec deux porte-à-faux de **2m** sur chaque rive, et elles sont reliées eux-mêmes par des entretoises tous les 8m environ.

La connexion entre la dalle et la charpente métallique est assurée par des connecteurs de type **goujons** de diamètre **$d = 20 \text{ mm}$** ($16 \leq d \leq 22 \text{ mm}$), et la hauteur **$h = 200 \text{ mm}$** ($h > 4d$).

La figure suivante illustre un schéma général d'un profil en travers pour un pont bipoutre à entretoises.

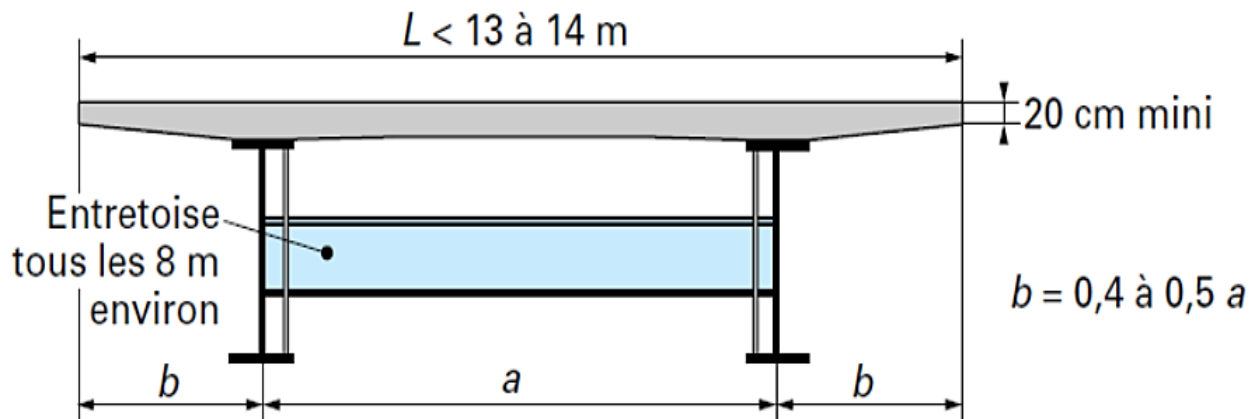


Figure II. 3 : Schéma d'un bipoutre à entretoise.

II.2.2.3 Conception des poutres principales

La poutre est de forme I, comportant une âme et deux semelles. La nuance d'acier est de qualité S355 N. Son pré-dimensionnement est détaillé dans le tableau ci-après :

Tableau II. 2 : Pré-dimensionnement des poutres métalliques selon CALGARO et SETRA.

Elément	Ration usuel	Valeur retenue (mm)		
Hauteur constante de la poutre	$H = L/28$	2 000		
Largeur de la Semelle supérieure	$400 \text{ mm} \leq b_s \leq 800 \text{ mm}$	600		
Largeur de la Semelle inférieure	$500 \text{ mm} \leq b_i \leq 1\,200 \text{ mm}$	800		
Variation des épaisseurs	2 à 4 tronçons successifs d'épaisseurs différentes variant vers l'intérieur de la poutre	T1	T2	T3
Longueur de chaque tronçon	$L_{\min} = 5 \text{ m}$ et $L_{\text{moy}} \approx 20 \text{ m}$	24 000	9 000	15 000
Epaisseur de la semelle supérieure	$20 \leq t_s \leq 150$ et $b_s/t_s \leq 21$ à 22	30	60	90
Epaisseur de la semelle inférieure	$20 \leq t_i \leq 150$ et $b_i/t_i \leq 21$ à 22	40	70	100
Hauteur de l'âme	$d = H - t_s - t_i$	1 930	1 870	1 810
Epaisseur de l'âme	$d/t_w \leq 200$ et $t_w \geq 12 \text{ mm}$	20	26	30

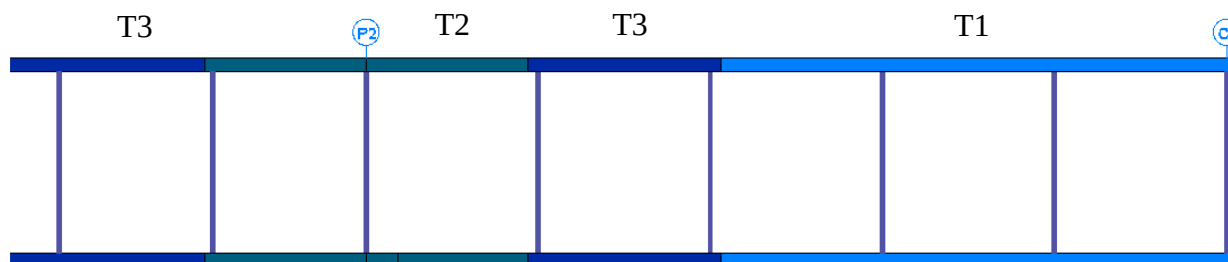


Figure II. 4 : Variation des épaisseurs.

II.2.2.4 Conception des entretoises

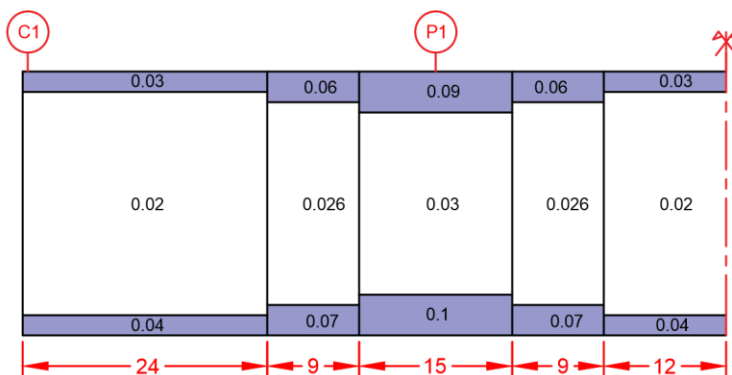
La liaison transversale des poutres est réalisée par des entretoises placée vers la mi-hauteur des poutres et qui sont attaché sur des montants afin de constituer un portique qui s'oppose au déversement des poutres dans les phases de montage et service.

Au stade du pré-dimensionnement, on pourra prévoir un IPE 600 avec un espacement d'environ 8 mètres.

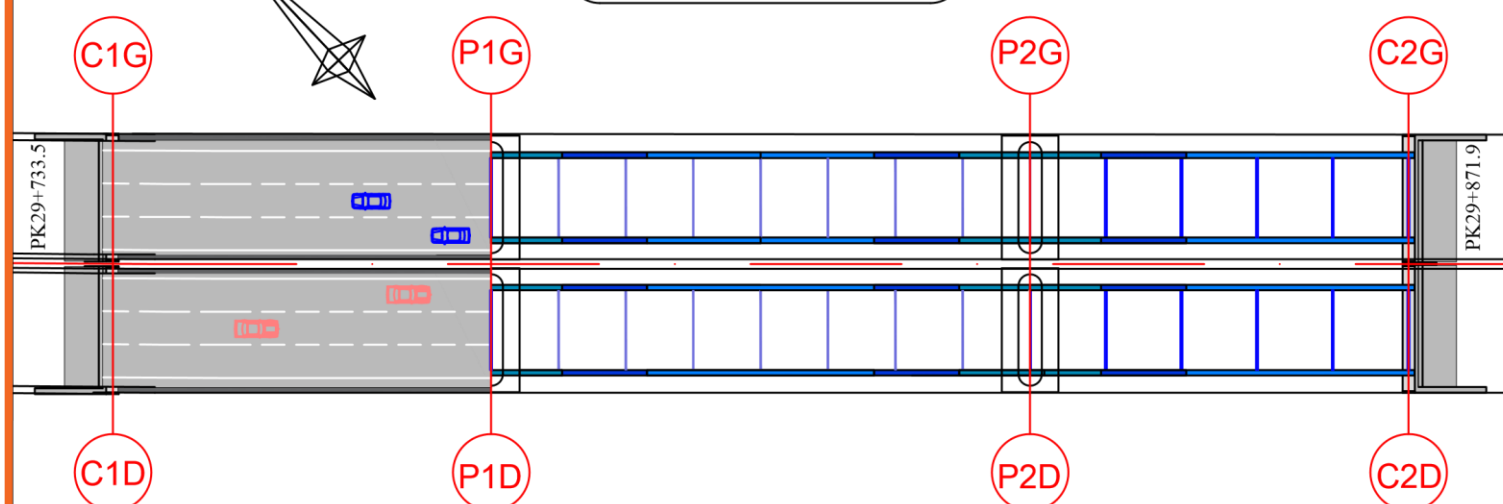
Figure II. 5 : Pré-dimensionnement de l'entretoise.

Elément	Valeur (mm)
Hauteur de l'entretoise	600
Largeur de la semelle b	20
Epaisseur de la semelle t_f	17
Epaisseur de l'âme t_w	11

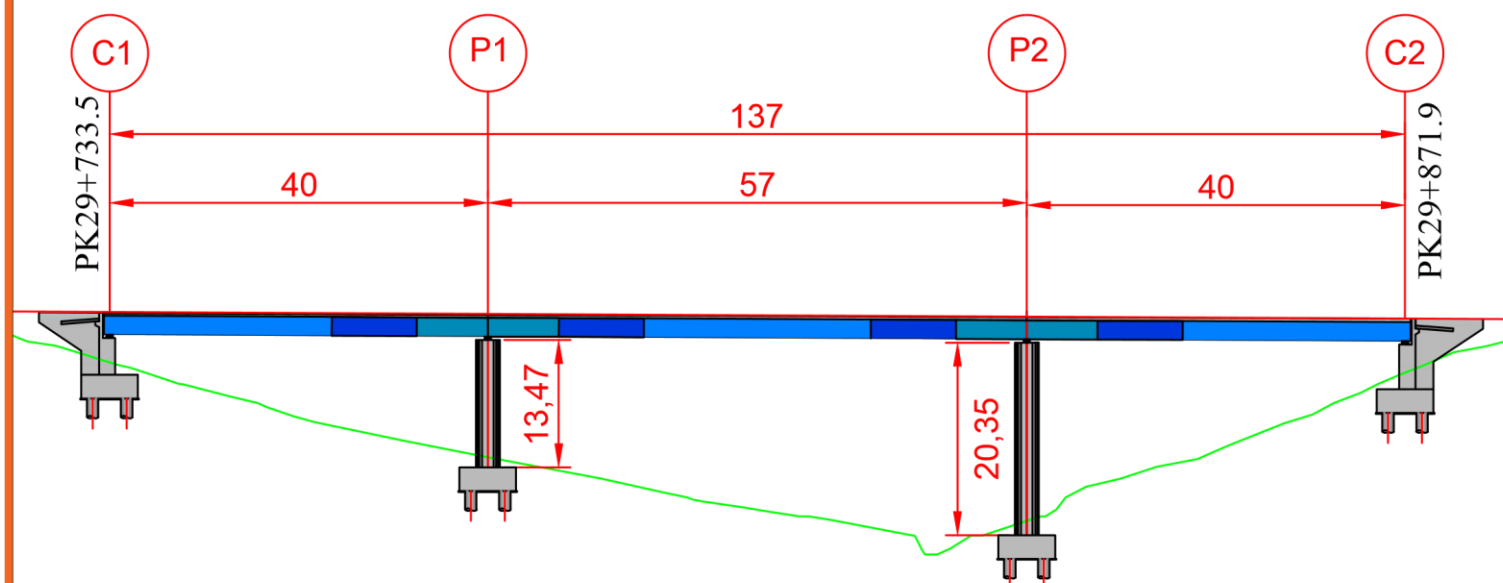
Variation des épaisseurs



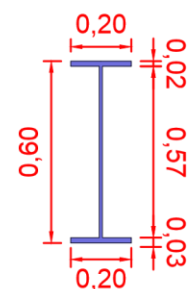
Vue en Plan Ech : 1/800



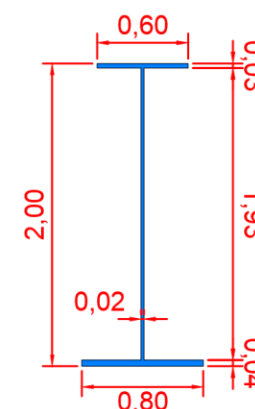
Profil en long Ech : 1/800



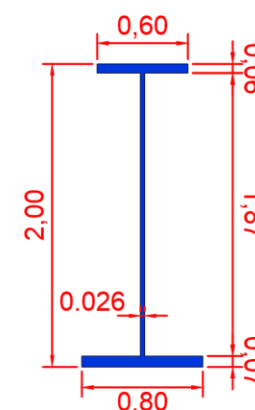
Section d'entretoise Ech : 1/25



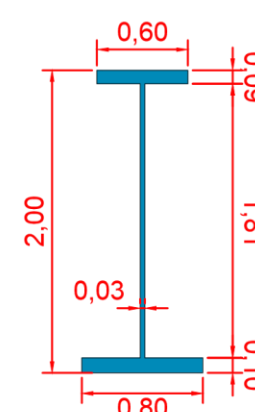
Section T1 Ech : 1/50



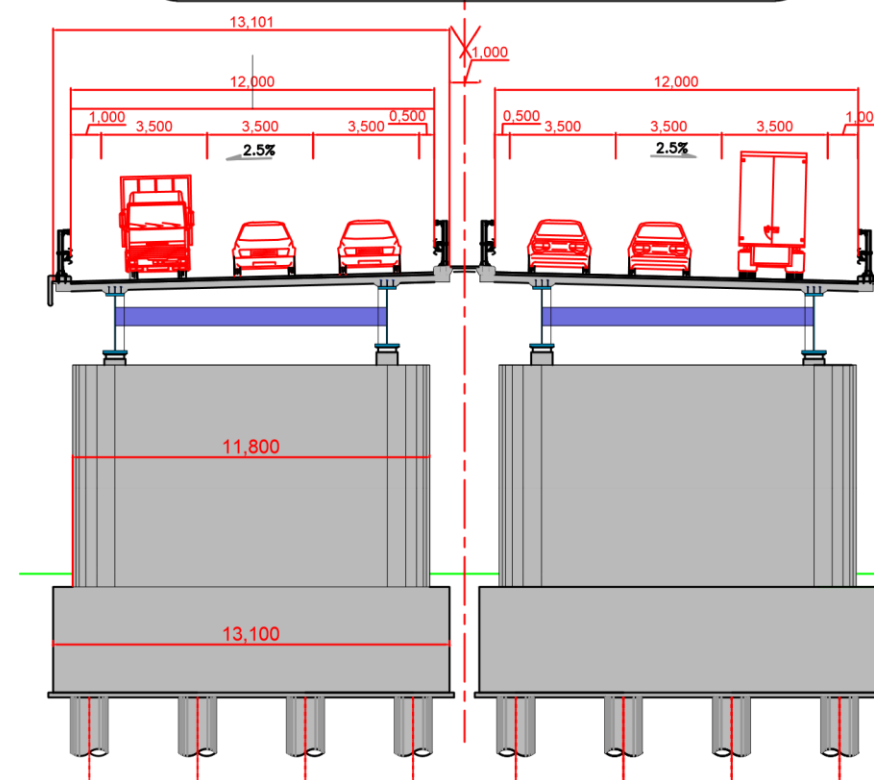
Section T2 Ech : 1/50



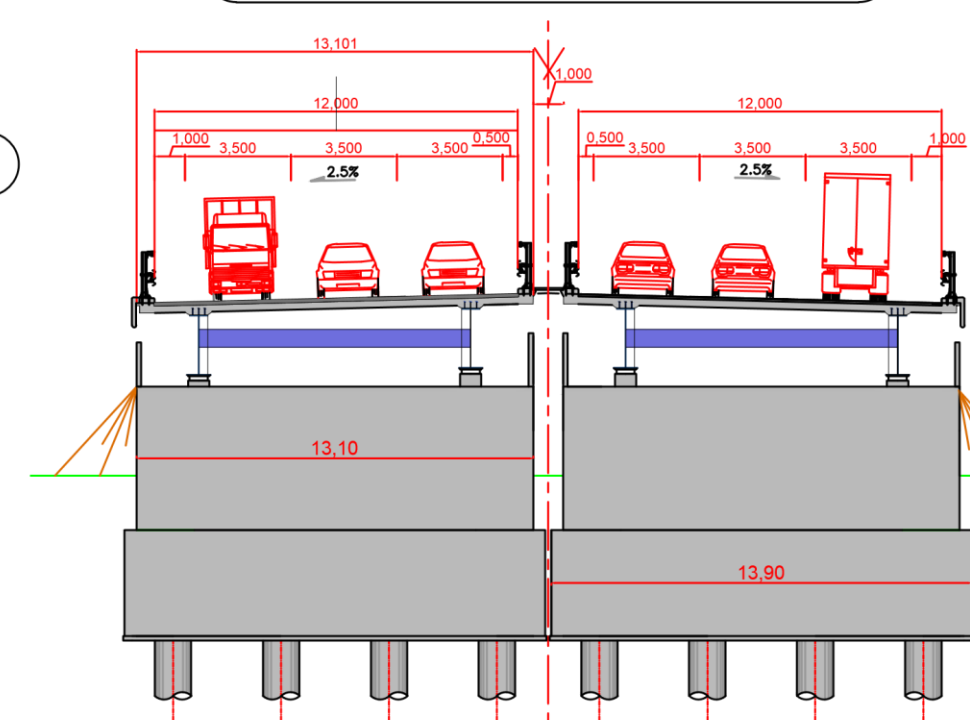
Section T3 Ech : 1/50



Coupe transversale sur pile Ech : 1/250



Coupe transversale sur culée Ech : 1/250



II.2.3. Variante 03 : « Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs coulé en place »

Un pont en voussoirs est un pont en béton précontraint. Les méthodes de son exécution sont diverses. Il est constitué d'une succession de pièces dites voussoirs, reliées entre elles, selon la méthode d'exécution choisie, successivement, par une précontrainte.

La stabilité de la console ainsi constituée est assurée à chaque étape de la construction par des câbles de précontrainte, de longueur croissante, disposés dans la membrure supérieure de la poutre.

Les voussoirs peuvent être bétonnés en place dans des coffrages mobiles, comme ils peuvent également être préfabriqués, transportés et mis en place au moyen de dispositifs appropriés.

II.2.3.1 Conception longitudinale

On propose dans cette variante à projeter un pont voussoirs à hauteur constante composé d'une travée principale de 63 m de longueur, et deux travées de rives de 36.70 m de longueur.

Donc la longueur totale du pont égale à **136.5 m**. Et en ajoutant 0.8 m à chacune des deux extrémités, on obtient un tablier de 138.1 m en longueur.

II.2.3.2 Découpage des voussoirs

Pour un ouvrage dont les voussoirs sont coulés sur place, on distingue quatre types de voussoirs. Leur longueur et leur nombre sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau II. 3 : Récapitulation de découpage des voussoirs.

Type de voussoirs	Ratio usuel	Valeur retenu	Nombre des voussoirs
Voussoirs sur piles	7 à 10 m.	8.1 m	2
Voussoirs de clavages	1.5 à 3 m.	1.8 m	1
Voussoirs courants	2.5 à 4 m, voire 5 m	2.95m	36
Partie coulée sur cintre	$\geq 0.05L$	5.15 m	2

En utilisant le découpage précédent, on obtient un nombre total de voussoirs : $N = 41$.

II.2.3.3 Conception transversale

Puisque on a une largeur de tablier inférieure à 20 mètres donc la solution la plus économique est celle d'un caisson à section fermé.

Son pré-dimensionnement est montré dans le tableau suivant qui est basé sur le guide SETRA 2003 (ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs) :

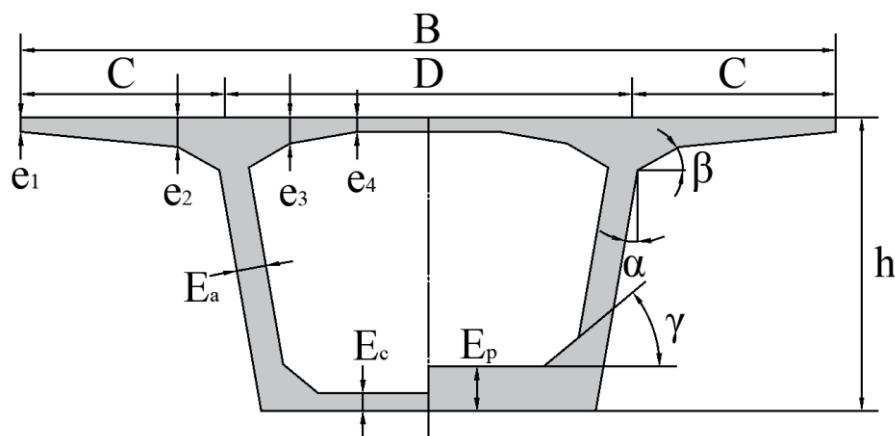
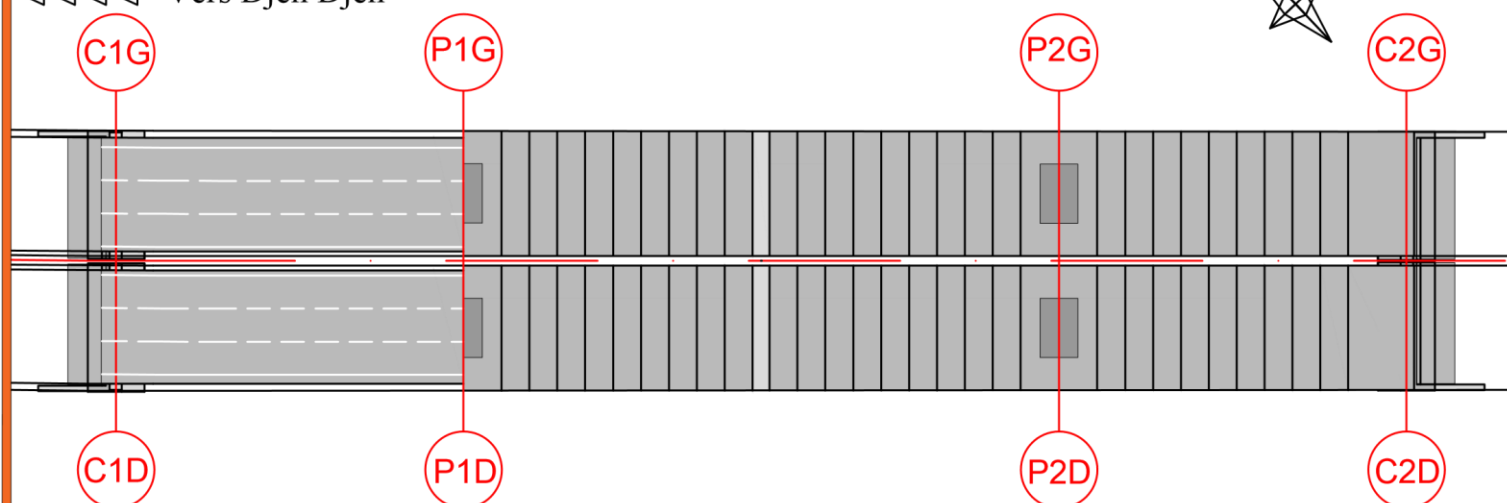


Figure II. 6 : Notations des dimensions.

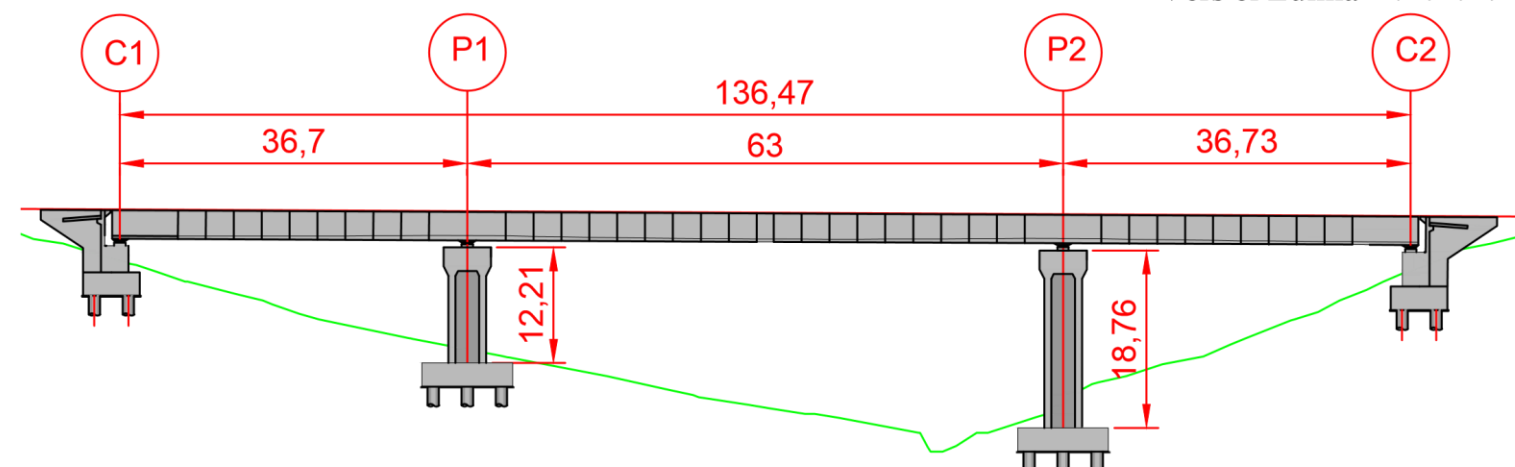
Tableau II. 4 : Les dimensions des différentes composantes du VSP et du VSC.

Elément		Ration usuel		Valeur retenue
Hauteur du voussoir		$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{20}$		300 cm
Largeur du voussoir		B		1 310 cm
Largeur d'encorbellement		$C = B / 4$		327.5 cm
Entraxe des âmes		$D = B - 2 C$		655 cm
Epaisseurs de l'hourdis supérieur	e ₁	$e_1 \geq 16 \text{ à } 18 \text{ cm}$		25 cm
	e ₂	$C/7 \leq e_2 \leq C/8$		45 cm
	e ₃	$e_3 = 10 + D/25$ avec ($e_3 > e_2 - 10$ et $e_3 > 1.5 e_4$)		40 cm
	e ₄	$D/30 \leq e_4 \leq D/25$		25 cm
Inclinaison de l'âme		$10\% \leq \alpha \leq 30\%$		10°
Gousset supérieur		$30^\circ \leq \beta \leq 45^\circ$		30°
Gousset inférieur		(jusqu'à 10°) $40^\circ \leq \gamma \leq 45^\circ$		40°
Loi de variation (ℓ : longueur de variation)	Épaisseur de l'âme	Linéaire	$y(x) = y_p - (y_p - y_c) \cdot \left(\frac{x}{\ell}\right)$	
	Hourdis inférieure	Parabolique	$y(x) = y_p - 2 \times (y_p - y_c) \cdot \left(\frac{x}{\ell}\right) + (y_p - y_c) \cdot \left(\frac{x}{\ell}\right)^2$	
Epaisseur de l'âme	Sur pile	$E_a \geq 26 + L/500$		50 cm
	A la clef			40 cm
Epaisseur de l'hourdis inf	Sur pile	$35 \leq E_p \leq 80 \text{ cm}$		50 cm
	A la clef	$E_c \geq 18 \text{ à } 22 \text{ cm}$		30 cm

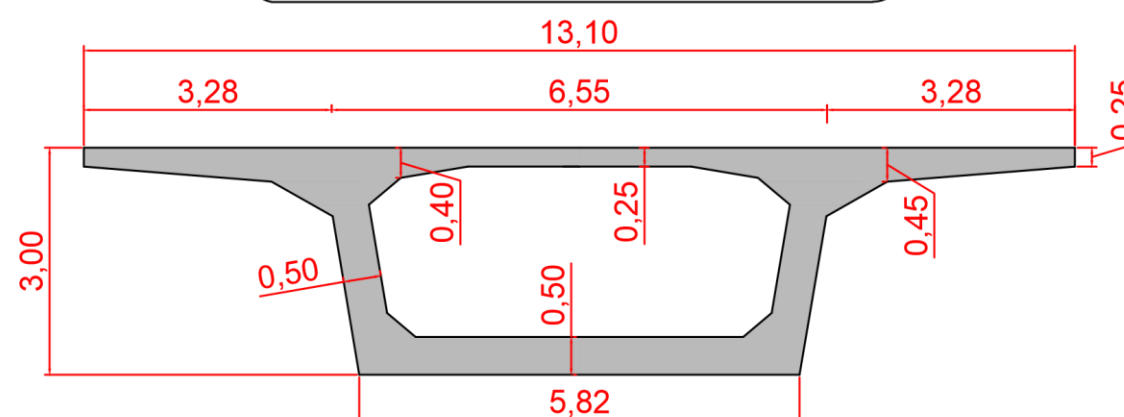
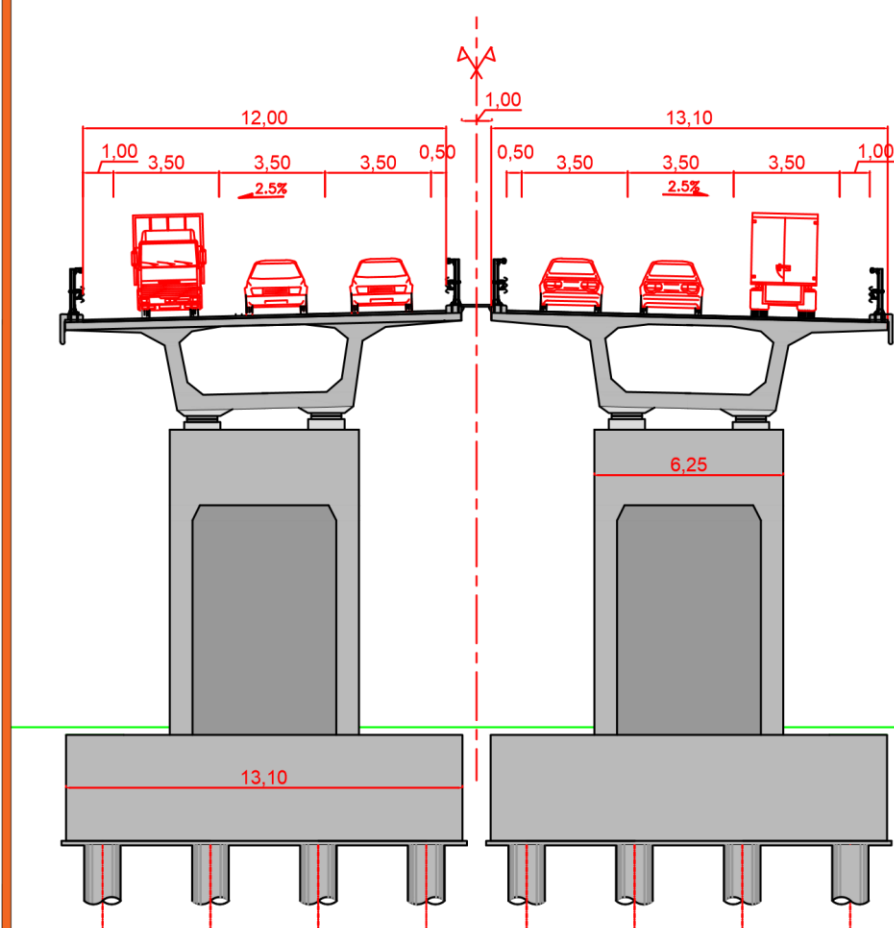
◁◁◁◁ Vers Djen Djen



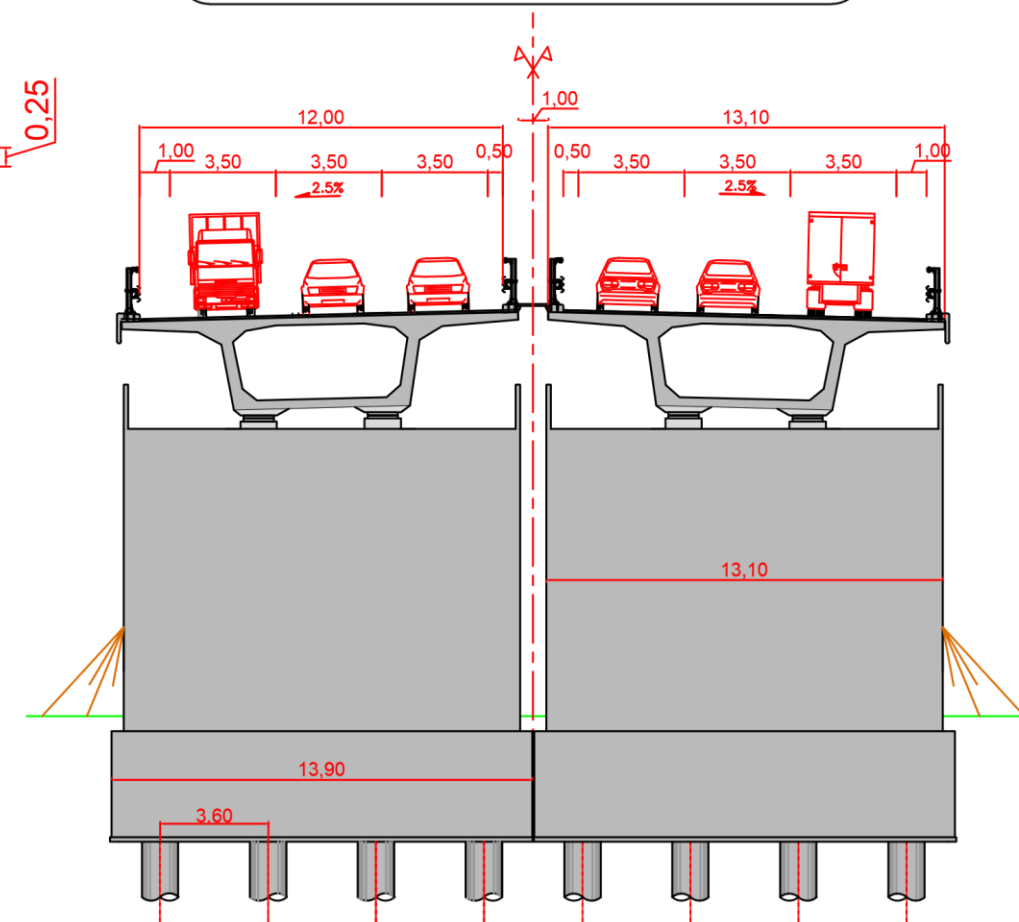
Vers el Eulma ▷▷▷▷



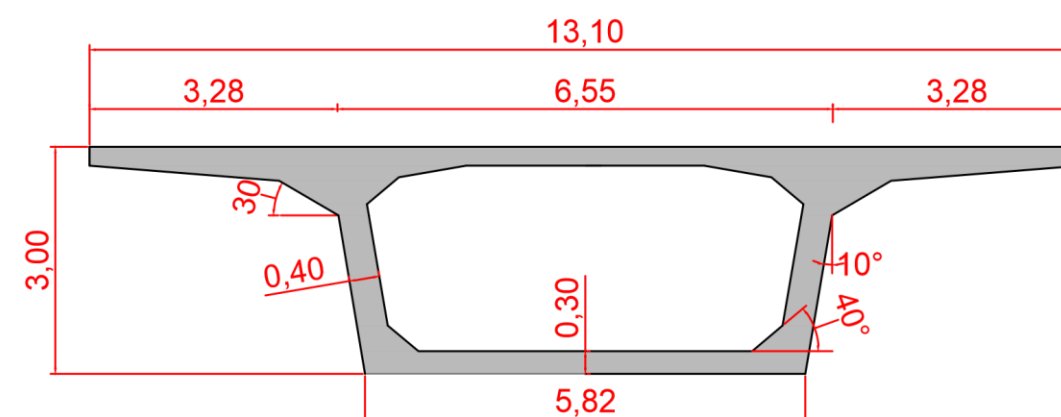
Coupe transversale de VSP Ech : 1/100



Coupe transversale sur culée Ech : 1/250



Coupe transversale de VC Ech : 1/100



II.3. ANALYSE MULTICRITERE

II.3.1. Comparaison entre les 3 techniques de construction

On compare les trois modes de réalisation selon des critères techniques (étude et réalisation), économiques (matériaux, matériels, personnels, délai et entretien) et selon des critères d'esthétiques (élancement, nombre d'appuis, qualité des parements ...).

Tableau II. 5 : Comparaison entre les techniques de réalisation de chaque variante.

VAR	Avantages	Inconvénients
Variante 01 : Pont à poutres précontraintes de type VIPP	1- Maîtrise de la préfabrication des poutres afin d'améliorer la qualité des parements et des tolérances dimensionnelles. 2- Préfabrication des poutres pendant la réalisation des fondations, ce qui réduit les délais d'exécution d'ouvrage. 3- Une bonne réutilisation des coffrages 4- coffrage élaboré à faire travailler mieux la matière. 6- Leur fonctionnement isostatique d'où l'insensibilité aux tassements différentiels des appuis et aux effets de gradient thermique.	1- La multiplication du nombre des appuis qui nuit l'esthétique et le coût total de l'ouvrage. 2- La difficulté de franchir en courbe 3- L'utilisation des fondations profondes à cause de poids propre important. 4- Le grand nombre des appareils d'appuis et de joints de chaussée. 5- Coffrage compliqué et limité au marché.
Variante 02 : : Pont Mixte Bipoutre	1- La possibilité de franchir des grandes portées. 2- La qualité architecturale qui s'attache à la netteté. 3- La rapidité de l'exécution.	1- La fatigue dans les assemblages et la corrosion des aciers. 2- La demande d'une main-d'œuvre qualifiée et un contrôle strict surtout pour l'opération du soudage. 3- Un coût très élevé. 4- Entretien périodique. 5- Dépense de transport et de levage des pièces. 6- Sensibilité au gradient thermique.
Variante 03 : Pont voussoirs en BP	1- On peut atteindre des portées plus grandes, donc moins de piles. 2- Accélérer la construction en multipliant le nombre des bases de départ. 3- Ouvrage élancé ayant une qualité esthétique incontestable. 4- Franchir des vallées très profondes 5- Réduction et meilleure utilisation des coffrages. 6- La facilité de franchir en courbe.	1- Le poids est très important. 2- L'exécution nécessite une main d'œuvre qualifiée notamment la pose des gaines et la mise en tension des câbles de précontraintes. 3- Le procédé est lent à cause du nombre important des voussoirs (ils sont très courts par rapport à la longueur de l'ouvrage). 4- La difficulté de coulage sur place.

CHAPITRE II : Conception et Pré-dimensionnement

II.3.2. Devis estimatif et quantitatif

Le devis estimatif et quantitatif des trois variantes est donné dans les tableaux ci-après :

Tableau II. 6 : Devis estimatif et quantitatif de la variante N°01.

N°	DESIGNATIONS DES POSTES	U	Quantités	Prix Unitaire (HT)	Montant
Poste 1 : Pieux					
1.1	Réalisation des pieux Ø 1200mm verticaux en terrain non rocheux	ml	1 440.00	55 000.00	79 200 000.00
1.2	Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ml	4 320.00	2 500.00	10 800 000.00
1.3	Essais d'auscultation sonique	U	120.00	16 000.00	1 920 000.00
1.4	Recepape des pieux	U	120.00	3 700.00	444 000.00
1.5	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	1.00	1 520 000.00	1 520 000.00
TOTAL (Poste 1)					93 884 000.00
Poste 2 : Béton					
2.1	Béton de propreté de 15 cm pour fonds de fouilles	m³	200.00	10 500.00	2 100 000.00
2.3	Béton RN 27 pour semelles (piles, culées)	m³	3 144.00	17 400.00	54 705 600.00
2.4	Béton RN 27 pour piles	m³	1 690.00	18 000.00	30 420 000.00
2.5	Béton RN 27 pour culées	m³	575.00	18 000.00	10 350 000.00
2.6	Béton RN 35 pour poutres en béton précontraint préfabriquées + hourdis + entretoises	m³	2 670.00	25 000.00	66 750 000.00
TOTAL (Poste 2)					164 325 600.00
Poste 3 : Acier					
3.1	Acier à haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure	t	686.00	106 000.00	72 716 000.00
3.2	Acier à haute adhérence Fe E50 A pour superstructure	t	362.00	106 000.00	38 372 000.00
3.3	Acier de précontrainte par post-tension pour les poutres	t	70.00	380 000.00	26 600 000.00
TOTAL (Poste 3)					137 688 000.00
TOTAL HORS TAXES					395 897 600.00
TVA 19 %					75 220 544.00
TOTAL EN TTC					471 118 144.00

CHAPITRE II : Conception et Pré-dimensionnement

Tableau II. 7 : Devis estimatif et quantitatif de la variante N°02.

N°	DESIGNATIONS DES POSTES	U	Quantités	Prix Unitaire (HT)	Montant
Poste 1 : Pieux					
1.1	Réalisation des pieux Ø 1200mm verticaux en terrain non rocheux	ml	960.00	55 000.00	52 800 000.00
1.2	Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ml	2 880.00	2 500.00	7 200 000.00
1.3	Essais d'auscultation sonique	U	80.00	16 000.00	1 280 000.00
1.4	Recepape des pieux	U	80.00	3 700.00	296 000.00
1.5	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	1.00	1 520 000.00	1 520 000.00
TOTAL (Poste 1)					63 096 000.00
Poste 2 : Béton					
2.1	Béton de propreté de 15 cm pour fonds de fouilles	m³	107.00	10 500.00	1 123 500.00
2.3	Béton RN 27 pour semelles (piles. culées)	m³	2 092.00	17 000.00	35 564 000.00
2.4	Béton RN 27 pour piles	m³	970.00	18 000.00	17 460 000.00
2.5	Béton RN 27 pour culées	m³	1 020.00	18 000.00	18 360 000.00
	Béton RN 35 pour la dalle	m³	966.00	25 000.00	24 150 000.00
TOTAL (Poste 2)					96 657 500.00
Poste 3 : Acier					
3.1	Acier à haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure	t	530.00	106 000.00	56 180 000.00
3.2	Acier à haute adhérence Fe E50 A pour superstructure	t	245.00	106 000.00	25 970 000.00
3.4	Acier charpente métallique pour tablier	t	645.00	480 000.00	309 600 000.00
TOTAL (Poste 3)					391 750 000.00
TOTAL HORS TAXES					551 503 500.00
TVA 19 %					104 785 665.00
TOTAL EN TTC					656 289 165.00

CHAPITRE II : Conception et Pré-dimensionnement

Tableau II. 8 : Devis estimatif et quantitatif de la variante N°03.

N°	DESIGNATIONS DES POSTES	U	Quantités	Prix Unitaire (HT)	Montant
Poste 1 : Pieux					
1.1	Réalisation des pieux Ø 1200mm verticaux en terrain non rocheux	ml	960.00	55 000.00	52 800 000.00
1.2	Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ml	2 880.00	2 500.00	7 200 000.00
1.3	Essais d'auscultation sonique	U	80.00	16 000.00	1 280 000.00
1.4	Recepape des pieux	U	80.00	3 700.00	296 000.00
1.5	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	1.00	1 520 000.00	1 520 000.00
TOTAL (Poste 1)					63 096 000.00
Poste 2 : Béton					
2.1	Béton de propreté de 15 cm pour fonds de fouilles	m³	165.00	10 500.00	1 732 500.00
2.3	Béton RN 27 pour semelles (piles. culées)	m³	2 670.00	17 000.00	45 390 000.00
2.4	Béton RN 27 pour piles	m³	1 024.00	18 000.00	18 432 000.00
2.5	Béton RN 27 pour culées	m³	705.00	18 000.00	12 690 000.00
2.6	Béton RN 35 pour voussoirs en béton précontraint	m³	2 580.00	35 000.00	90 300 000.00
TOTAL (Poste 2)					168 544 500.00
Poste 3 : Acier					
3.1	Acier à haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure	t	540.00	106 000.00	57 240 000.00
3.2	Acier à haute adhérence Fe E50 A pour voussoirs en béton précontraint voussoirs coulés sur place	t	387.00	106 000.00	41 022 000.00
3.3	Acier de précontraint par post-tension pour voussoirs coulés sur place	t	117.00	450 000.00	52 650 000.00
TOTAL (Poste 3)					150 912 000.00
TOTAL HORS TAXES				382 552 500.00	
TVA 19 %				72 684 975.00	
TOTAL EN TTC				455 237 475.00	

II.3.3. Analyse des variantes

D'après ce qu'il précède, on constate les points négatifs et positifs essentiels suivants :

Variante 01 (pont à poutres) : simple et rapide à réaliser (basée sur la préfabrication). Mais, elle présente un appui supplémentaire par rapport aux autres variantes ce qu'il augmente le coût total de l'infrastructure. Aussi, c'est la variante la moins esthétique, ceci est dû à l'élancement important des piles.

Variante 02 (pont mixte bipoutre) : c'est la variante la plus rapide à réaliser. Mais elle est la plus coûteuse (quantité d'acier importante), en plus elle nécessite un entretien périodique.

Variante 03 (pont voussoirs) : la variante la plus esthétique, la moins coûteuse, elle a un nombre d'appuis acceptable, et permettent de franchir parfaitement la vallée. Mais L'exécution nécessite une main d'œuvre qualifiée notamment la pose des gaines et la mise en tension des câbles de précontraintes et le procédé est lent à cause du nombre important des voussoirs.

II.4. CONCLUSION

Le pré dimensionnement des trois variantes et l'analyse multicritère de celles-ci nous oriente vers la solution la plus avantageuse qu'offre **la variante 03 : Pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs**, qui fera, désormais, l'objet d'une étude plus détaillée dans la suite de ce mémoire.



III.CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL

III.1. INTRODUCTION

Un pont doit être capable de résister tout le long de sa durée de service, avec les marges appropriées, aux efforts engendrés par son poids propre, ainsi qu'aux efforts dus à l'ensemble des actions d'origine naturelle et fonctionnelle qui lui seront appliquées. Nous évaluerons dans ce chapitre les différentes charges et surcharges qui agissent sur l'ouvrage. Et puisque l'ouvrage a deux tabliers identiques, alors on consacre notre étude à un seul tablier.

III.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL

Le dimensionnement sera effectué conformément aux règles appliquées en Algérie :

- **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.
- **RCPR** : règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les éprouves des ponts routes.
- **RPOA 2008** : règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art.
- **Fascicule 62** : règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.

III.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

Le choix des matériaux de construction conditionne en grande partie la conception et le calcul du pont. On donne ici les caractéristiques du béton et des aciers actifs et passifs utilisés dans la construction de l'ouvrage.

III.3.1. Béton

III.3.1.1 Résistances caractéristiques :

Le tableau ci-dessous présente quelques caractéristiques de béton :

Tableau III. 1 : Caractéristiques de béton.

Caractéristiques	Superstructure	Infrastructure
f_{c28} (MPa)	35	27
Type de Ciment	CPA 42.5	CPA 42.5
Dosage	450	350
f_{t28} (MPa)	2.7	2.22

Puisque $f_{c28} \leq 60$ MPa, alors la résistance à la traction est calculée par la formule suivante :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28}$$

III.3.1.2 Contraintes admissibles à la compression :

$$f_{bu} = 0.85 \times f_{cj} / \theta \times \gamma_b \text{ (MPa)} ; \quad f_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \text{ à l'ELS}$$

Le coefficient θ est fixé à :

- $\theta = 1.0$ lorsque la durée $t > 24h$.
 - $\theta = 0.9$ lorsque la durée $1h < t < 24h$.
 - $\theta = 0.85$ lorsque la durée $t < 1h$.
- $$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{situation durable} \\ 1,5 & \text{situation transitoire} \\ 1,15 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

Tableau III. 2 : Contraintes admissibles à la compression de béton.

Etat	Contrainte limite		Superstructure	Infrastructure
ELU	f_{bu} (MPa)	$\gamma_b = 1.5$	19.83	15.30
		$\gamma_b = 1.15$	25.87	19.96
ELS	f_{bc} (MPa)		21.00	16.20

III.3.1.3 Déformation longitudinale du béton :

On considère un module de déformation longitudinale pour le béton "E" défini par les règles B.A.E.L comme suit :

- Module de déformation instantanée (courte durée $< 24h$) : $E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}}$
- Module de déformation différée (longue durée) : $E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}}$.

III.3.2. Armatures Passives

III.3.2.1 Caractéristiques mécaniques et géométriques

Ce sont des aciers à haute adhérence de nuance Fe E500 de caractéristiques suivants :

- La limite d'élasticité : $f_e = 500 \text{ MPa}$
- Module de la déformation élastique : $E_s = 200 \text{ GPa}$
- La longueur courante de livraison est de 12 ml pour les barres droites.
- Les diamètres commerciaux (en mm) : 8 10 12 14 16 20 25 32 40

III.3.2.2 Contrainte limite de traction des aciers :

Tableau III. 3 : Contraintes admissibles de traction des armatures passives.

Fissuration	Contrainte limite (MPa)		Superstructure	Infrastructure
Peu nuisible	$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$	S-Durable ou transitoire : $\gamma_s = 1.15$	434.78	434.78
		S-Accidentelle : $\gamma_s = 1$	500	500
Préjudiciable	$\sigma_s = \max \left\{ \frac{1}{2} \times f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{tj}} \right\} ; n = 1.6$		250	250
Très préjudiciable	$\sigma_s = \max \left\{ 0.4 \times f_e ; 88 \sqrt{n \times f_{tj}} \right\} ; n = 1.6$		200	200

III.3.3. Armatures de précontrainte

Les armatures de précontrainte sont constituées de torons **T15 TBR** (très basse relaxation), de classe **1860** dont les détails sont montrés dans le tableau III.4 ci-dessous.

Tableau III. 4 : Caractéristiques des câbles de précontrainte.

Caractéristiques		Clouage	Fléau	Continuité (rive)	Continuité (principale)
Toron	T	T15s	T15	T15	T15
Section d'un toron	A_P (mm ²)	150	140	140	140
Nombre de torons par câble	n_T	15	12	12	19
Section d'un câble	S (mm ²)	2 250	1 680	1 680	2 660
Diamètre de la gaine	Φ (mm)	100	80	80	100
Résistance ultime	f_{prg} (MPa)	1 860			
Limite élastique	f_{peg} (MPa)	1 674			
Contrainte à l'origine	σ_{P0} (MPa)	1 488			
Coefficient de frottement droit	ϕ (m ⁻¹)	0.003			
Coefficient de frott de courbure	f (rd ⁻¹)	0.20			
Module d'élasticité	E_p (MPa)	190 000			
Coefficient de Relaxation maximale des câbles à 1 000 h	ρ (%)	2.5			
Coefficient de Recul d'ancrage	g (mm)	2			

❖ Classe de justification de la précontrainte :

Classe II (la plus courante) : Elle admet les contraintes de traction dans le béton, mais pas la formation des fissures.

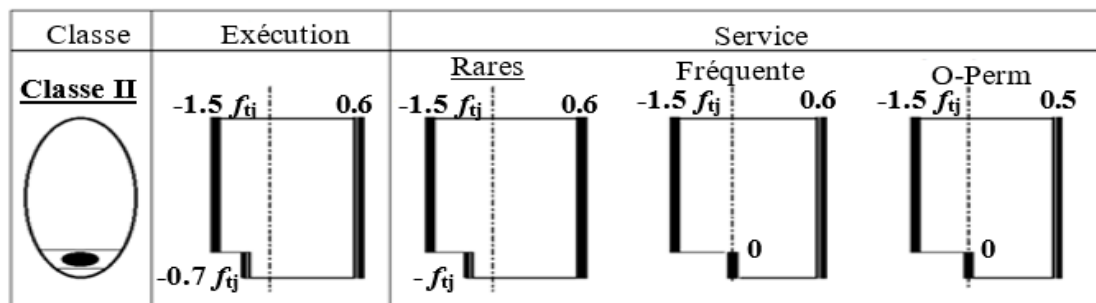


Figure III. 1 : Limitation des contraintes des sections en B.P.

III.4. EVALUATION DES ACTIONS

III.4.1. Evaluation des actions hors trafic

III.4.1.1 Actions permanentes

Tableau III. 5 : Estimation du poids dû aux compléments de charges permanentes CCP.

Eléments	Densité (KN/m ³)	Poids linéaire (KN/ml)	P _{CCP} (KN)
Corniches	25	2.25	309.35
Revêtement	24	23.04	3 167.77
Trottoirs	25	7.15	983.06
Barrière de Sécurité	/	2 × 0.65	178.74
Total	/	33.74	4 638.92

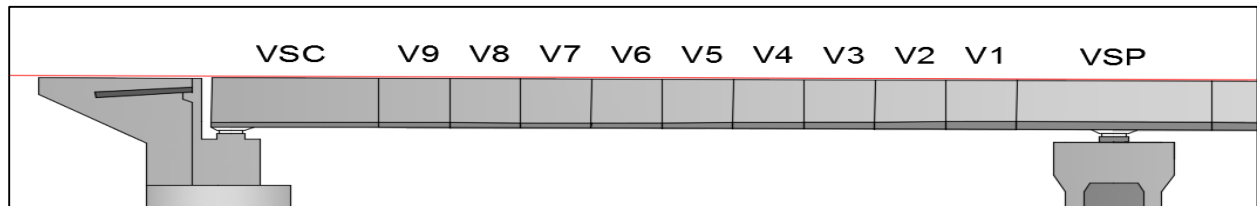


Figure III. 2 : Découpage des voussoirs.

Tableau III. 6 : Poids du tablier voussoirs.

N° Vrs	S(x)	L(m)	V(m ³)	P(kN)
Vsp	10.06	8.1	81.49	2 037.15
V1	9.93	2.95	29.29	732.34
V2	9.69	2.95	28.59	714.64
V3	9.48	2.95	27.97	699.15
V4	9.29	2.95	27.41	685.14
V5	9.12	2.95	26.90	672.60
V6	8.97	2.95	26.46	661.54
V7	8.86	2.95	26.14	653.43
V8	8.77	2.95	25.87	646.79
V9	8.70	2.95	25.67	641.63
Vcl	8.56	1.80	15.41	385.20
Vsc	8.56	6.95	59.492	1 487.3
Poids d'un demi-fléau				7 125.81

Poids propre total des voussoirs	31 863.05
Poids total du tablier (poids propre + CCP)	35 014.67

III.4.1.1 Action thermique

On adopte une variation uniforme de température de : + 35°C / -15°C (climat tempérée). Les déformations linéaires sont à considérer entre les températures initiales moyennes au moment de la réalisation de l'ouvrage (généralement comprise entre +10° et +25°) et les températures extrêmes ci-dessus. La valeur de calcul est prise égale à $\Delta T = \pm 10^\circ$.

III.4.2. Evaluation des actions dues au trafic

III.4.2.1 Système de charge à considérer

D'après le R.C.P.R les surcharges considérées sont ;

- Charges Civiles : A(L) ; B (Bc. Bt. Br)
- Charges militaires : Mc120
- Charges exceptionnelles : D240

III.4.2.2 Caractéristiques du pont :

- Largeur roulable : **12 m**
- Largeur chargeable : **11 m**
- Sur-largeurs : **1 m** et **0.5 m**
- Largeur d'une voie : **3.67 m**
- Nombre de voies : **3**
- Classe de ponts : $L_r \geq 7 \text{ m} \rightarrow$ **Pont de 1^{ère} classe.**

III.4.2.3 Les cas de chargement :

Les différents cas de placement des surcharges sur le tablier sont montrés dans la figure ci-dessous :

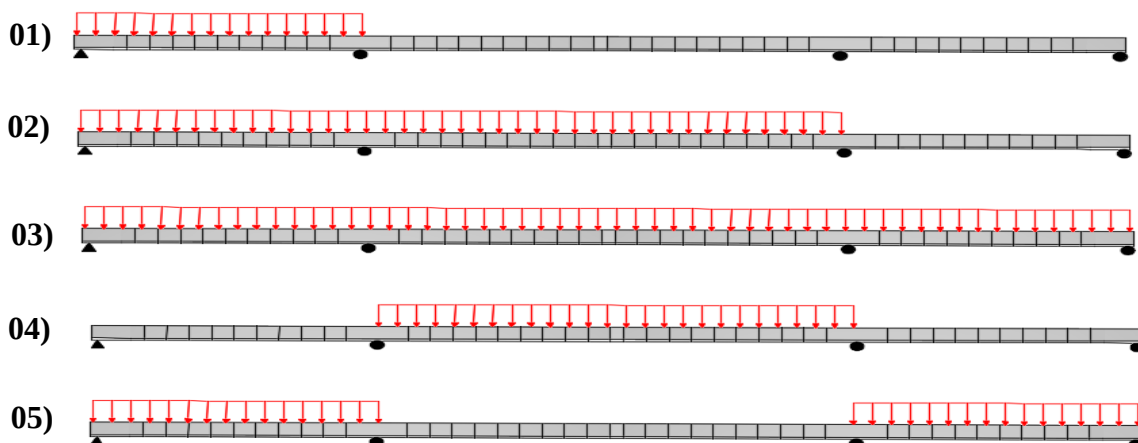


Figure III. 3 : Cas de chargement.

III.4.2.4 Système de charge A

$$A(l) = 2.30 + \frac{360}{L + 12} \text{ (KN/m}^2\text{)}; A = a_1 \times a_2 \times A(L); A_1 = \max \begin{cases} a_1 A(l) \\ 4 - 0.002L \end{cases} \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

L : la longueur chargée du tablier (m).

En fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées, la valeur $A(l)$ est multipliée par les coefficients a_1 .

Tableau III. 7 : Coefficient a_1 .

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

La charge A_1 Obtenue est multipliée par un coefficient $a_2 = v_0/v$, v étant la largeur d'une voie et, $v_0 = 3.50$ m donc $a_2 = 0.95$

Les résultats sont résumés dans le ci-dessous :

Tableau III. 8 : Valeurs de $A(L)$ pour le tablier voussoirs.

Cas de charge	L	A(l)	A(l) en fonction de n° des voies chargées (KN/ml)		
	(m)	(KN/m ²)	1 voie	2 voies	3 voies
Cas 1	37.23	9.61	33.64	67.29	90.84
Cas 2	63.00	7.10	24.85	49.70	67.10
Cas 3	100.23	5.51	19.28	38.55	52.05
Cas 4	74.46	6.46	22.62	45.25	61.08
Cas 5	137.46	4.71	16.48	32.96	44.50

III.4.2.5 Système de charge B

Il comporte lui-même trois systèmes à appliquer séparément, et indépendant l'un de l'autre.

- Le système B_c
- Le système B_t
- Le système B_r

❖ Système de charges B_c / Article 4.5.3 RCPR :

Le système B_c se compose de camions types (300 KN) comme le montre la figure.

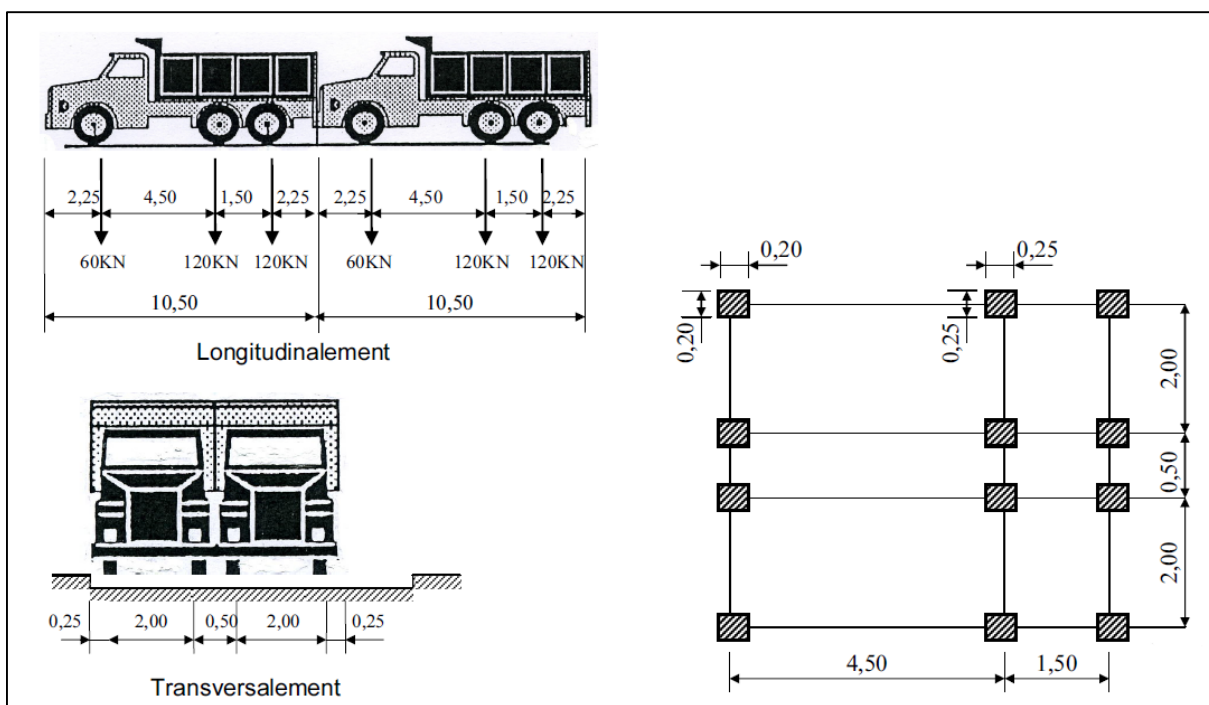


Figure III. 4 : Système de chargement Bc.

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, la valeur des charges du système **B_c** prise en compte est multipliée par le coefficient **b_c**.

Tableau III. 9 : Les valeurs de b_c.

	Nombre de voies chargées				
Classe du pont	1	2	3	4	5
1	1.2	1.1	0.95	0.8	0.7
2	1	1	-	-	-
3	1	0.8	-	-	-

$$B_c = 2 \times (300 \times N \times b_c)$$

N : Nombre de voies prises dans le calcul.

Donc les valeurs à prendre en compte sont :

Tableau III. 10 : Les valeurs de B_c.

N° des voies	B _c (KN)	b _c	B _c x b _c (KN)
1	600	1.2	720
2	1 200	1.1	1 320
3	1 800	0.95	1 710

❖ **Système de charges B_t / Article 4.5.3 RCPR :**

Le système **B**_t se compose de groupes de 2 essieux dits « essieux tandems » (160 kN).

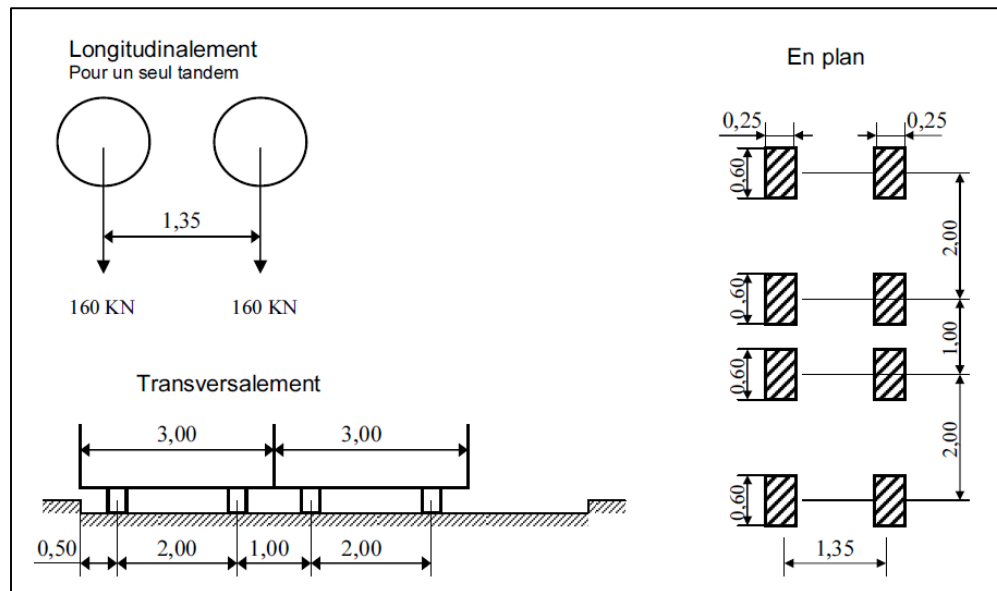


Figure III. 5 : Système de chargement B_t.

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, la valeur des charges du système $\mathbf{B}_t$ prise en compte est multipliée par le coefficient $\mathbf{b}_t$.

Tableau III. 11 : Les valeurs de b_t .

	b_t
Première classe	1.2
Deuxième classe	1

$$\mathbf{B}_t = 2 \times (160 \times \mathbf{N} \times \mathbf{b}_t)$$

N : Nombre de voies prises dans le calcul.

Les valeurs à prendre alors sont montrés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III. 12 : Valeurs de B_t .

N° des voies	B _t (kN)	b _t	B _t x b _t (kN)
1	320	1.2	384
2 – 3	640	1.2	768

❖ **Système de charges B_r / Article 4.5.2 RCPR :**

Le système **Br** se compose d'une roue isolée (100 KN) qui peut être placée n'importe où sur la largeur roulable pour avoir le cas le plus défavorable.

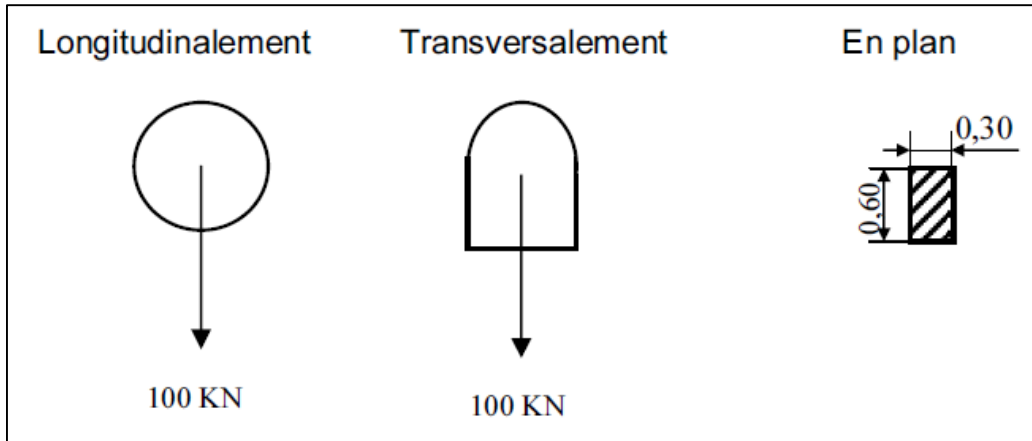


Figure III. 6 : Système de chargement Br.

III.4.2.6 Charges militaires : Mc 120

- Poids total : 1 100 KN.
- Longueur de chenille : 6.10 m.
- Largeur de chenille : 1.00 m.
- Dans le sens transversal : un seul convoi quelle que soit la largeur de la chaussée.
- Dans le sens longitudinal : le nombre de véhicules n'est pas limité avec un espacement de 30.5m.

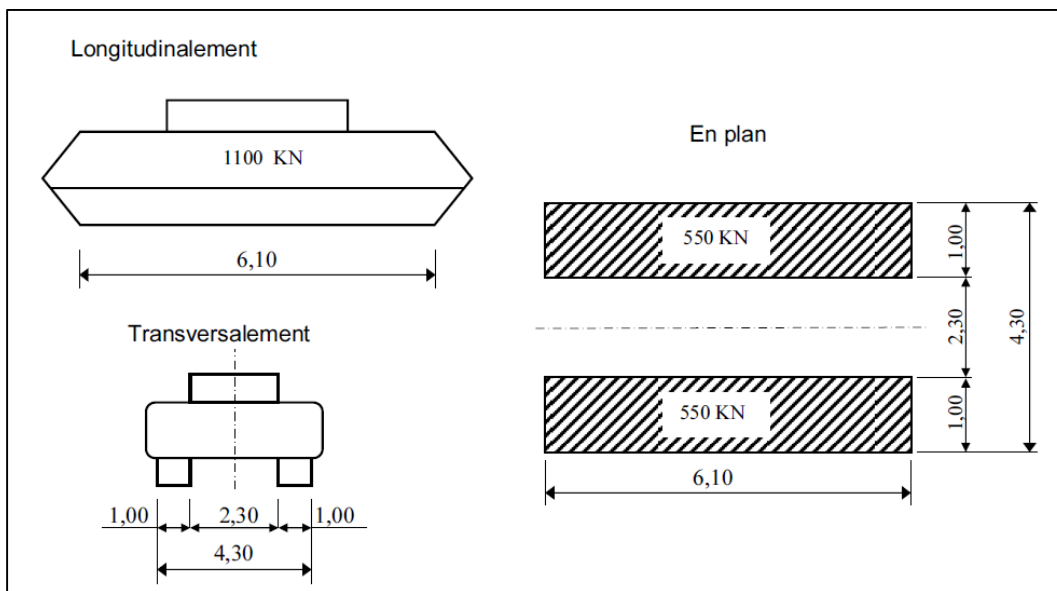


Figure III. 7 : Convoi de charge Mc 120.

III.4.2.7 Charges exceptionnelles : D240

Le convoi D240 est supposé circuler seul quel que soit la largeur et la longueur du pont et comporte une remorque supportant 2400 KN.

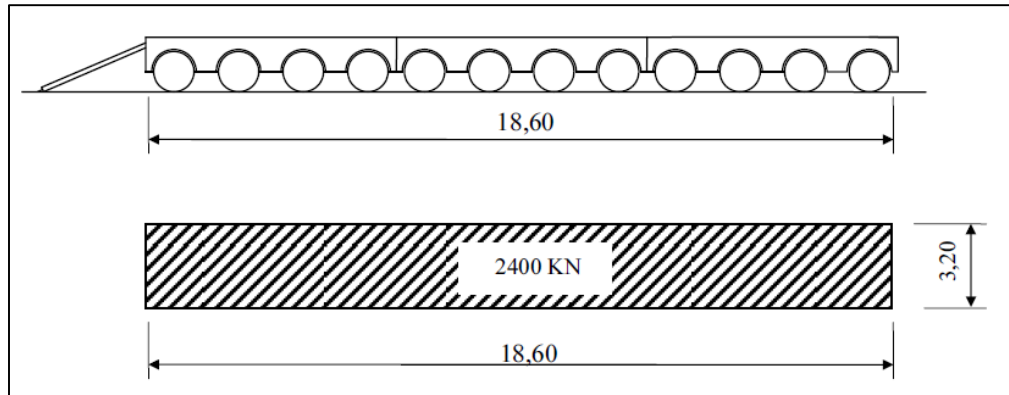


Figure III. 8 : Convoi exceptionnel D240.

III.4.2.8 Coefficient de majoration dynamique

Les charges du système **B** sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique suivant :

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

Avec :

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

G : sa charge permanente.

S : sa charge B maximale.

Tableau III. 13 : Coefficients de majoration dynamique.

S (kN) :			1710	768	1100
Cas de charge	L(m)	G (kN)	B _c	B _t	Mc120
Cas 1	37.23	3 447.6	1.11	1.08	1.09
Cas 2	63	5 834	1.07	1.05	1.08

III.4.2.9 Efforts de freinage

❖ Système de charge B_c :

B_c peut développer un effort de freinage égal à son poids 300 kN.

❖ Système de charge A

L'effort de freinage qui correspond au système de charge A est donné (en kN) par :

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

S : est la surface chargée en (m²).

Tableau III. 14 : L'effort de freinage F(KN) de système A.

Cas de charge	L(m)	1 voie	2 voies	3 voies
Cas 1	37.23	73.84	142.63	175.32
Cas 2	100.23	90.16	170.66	209.43
Cas 3	137.46	111.30	204.58	242.94
Cas 4	74.46	98.20	183.85	221.00
Cas 5	37.23	123.44	222.97	268.43

III.5. CONCLUSION

L'objectif de ce chapitre était de définir les différents types de charges et surcharges routières agissant sur l'ouvrage en se basant sur le R.C.P.R. Une bonne définition de chargement nous amène à déterminer les sollicitations les plus réalistes possibles appliquées sur notre ouvrage.



IV.DIMENSIONNEMENT DU TABLIER

IV.1. INTRODUCTION

Dans le présent chapitre, il y a lieu de déterminer les deux familles de câble de précontrainte : les câbles du fléau, mis en œuvre pendant la construction des fléaux (phase isostatique), et les câbles de continuité, mis en œuvre lors du clavage des fléaux entre eux ou bien avec les parties coulées sur cintre des travées de rive (phase hyperstatique). Aussi de déterminer aussi les armatures transversales (armatures passives) dans les âmes, l'hourdis inférieur et supérieur.

IV.2. EVALUATION DES EFFORTS EN PHASE DE CONSTRUCTION

IV.2.1. Différentes Phases de Construction d'un Fléau

Les phases de construction d'un fléau à partir d'une pile sont illustrées dans le schéma suivant:

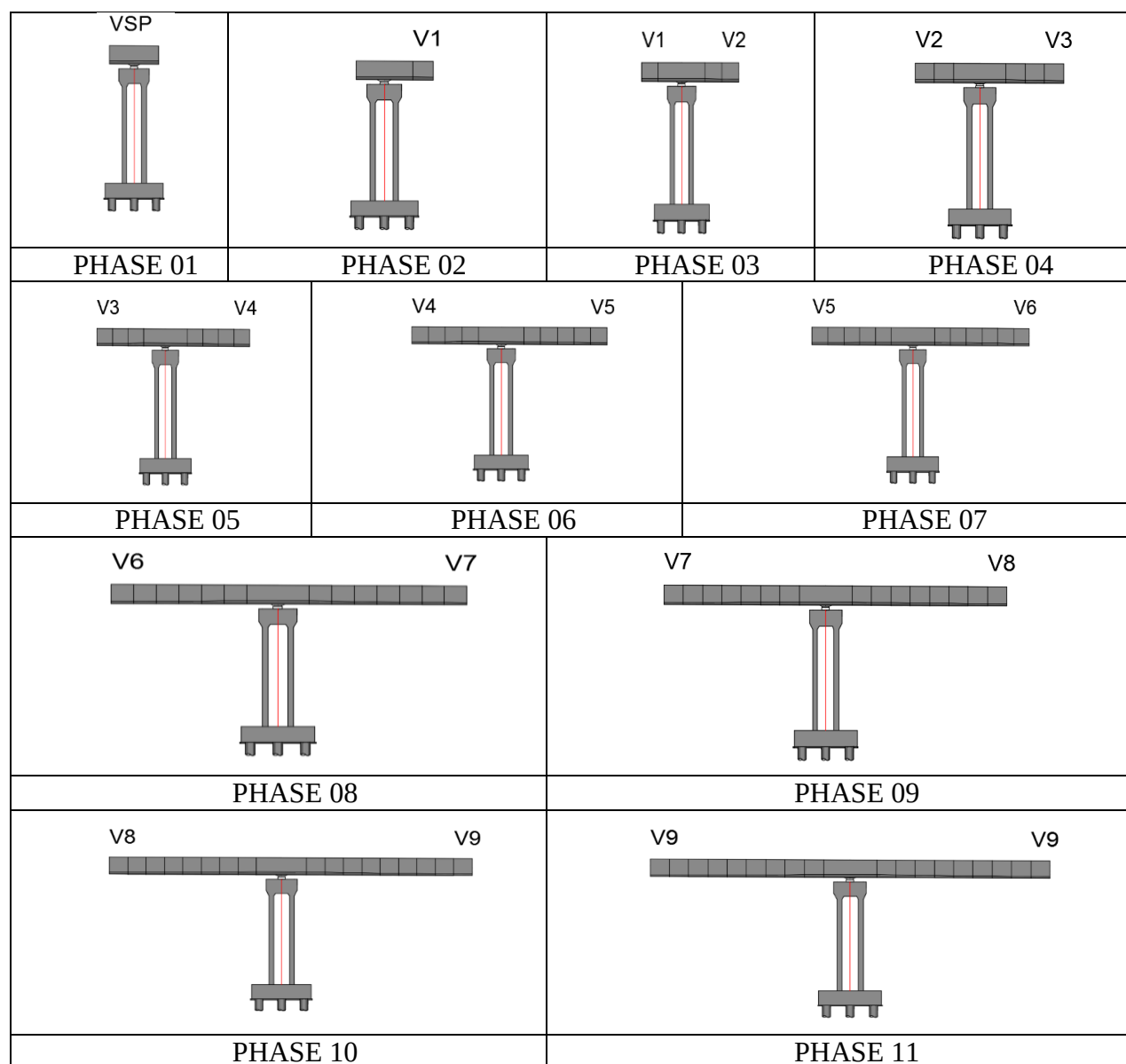


Figure IV. 1 : Cheminement de la réalisation d'un fléau.

IV.2.2. Charges à Prendre en Compte

Les charges à prendre en compte pour la justification d'un fléau sont définies par les documents SETRA. (Poids propre, charges de chantier connues, charges de chantier aléatoires et les actions accidentelles).

IV.2.2.1 Poids propre du fléau

Il s'agit uniquement du poids propre du fléau, calculé à partir de la section transversale avec le poids volumique de 25 KN/m³. Le poids de l'un des deux demi-fléaux est majoré de 2% pour obtenir G_{max} et l'autre est minoré de 2% pour obtenir G_{min} d'une façon à obtenir le cas le plus défavorable en relation avec l'action variable ou accidentelle considérée.

$$G_{max} = G \times 1.02$$

$$G_{min} = G \times 0.98$$

Tableau IV. 1 : Evaluation de poids propre de chaque demi-fléau.

Phase	Demi-fléau minoré		Demi-fléau majoré	
	G (KN)	G_{min} (KN)	G (KN)	G_{max} (KN)
Phase 1	1 018.57	9 98.1986	1 018.57	1 039
Phase 2	1 018.57	9 98.1986	1 748.14	1 783
Phase 3	1 748.14	1 713.1772	2 455.03	2 504
Phase 4	2 455.03	2 405.9294	3 141.98	3 205
Phase 5	3 141.98	3 079.1404	3 811.73	3 888
Phase 6	3 811.73	3 735.4954	4 467.00	4 556
Phase 7	4 467.00	4 377.66	5 110.52	5 213
Phase 8	5 110.52	5 008.3096	5 745.03	5 860
Phase 9	5 745.03	5 630.1294	6 373.26	6 501
Phase 10	6 373.26	6 245.7948	6 997.94	7 138
Phase 11	6 997.94	6 857.9812	6 997.94	7 138

IV.2.2.2 Charges de chantier connues

Sont celles dont on peut préciser le poids et la position dans chaque phase de construction pour les ouvrages coulés en place, il s'agit principalement du poids de l'équipage mobile noté Q_{PRC1} . On considère que le poids de l'équipage est égal à la moitié du voussoir le plus lourd (VSP), on l'a représenté par une force concentrée au milieu de dernier voussoir.

Dans le calcul, cette charge doit être majorée de 6% du côté du demi-fléau le plus lourd et minorée de 4% du côté opposé ce qui donne :

$$Q_{PRC1 \max} = (P_{VSP}/2) \times 1.06 = \mathbf{1\ 079.69\ KN}$$

$$Q_{PRC1 \min} = (P_{VSP}/2) \times 0.96 = \mathbf{977.83\ KN}$$

IV.2.2.3 Charges de chantier aléatoire

Les charges de chantier aléatoires correspondent aux personnels et matériaux stockés sur le tablier, aux petits engins de chantier (par exemple compresseurs), aux actions climatiques négligés par ailleurs. Pour couvrir ces charges on utilise :

- Une charge répartie notée $Q_{PRA1} = 0.2 \text{ KN/m}^2$ appliquée sur le demi-fléau majoré : dans les cas courants cette charge inclut l'effet vertical du vent sous réserve que le site ne soit pas exposé.

Largeur de tablier : $B = 13.1 \text{ m} \rightarrow Q_{PRA1} = 2.62 \text{ KN/ml}$

- Une charge concentrée notée $Q_{PRA2} = 50 + 5B \text{ (KN)}$ appliquée en bout de fléau, à l'extrémité de dernier voussoir terminé, cette charge représente le poids des rouleaux, des compresseurs, du petit matériel...etc.

Largeur de tablier : $B = 13.1 \text{ m} \rightarrow Q_{PRA2} = (50 + 5B) = 115.5 \text{ KN}$.

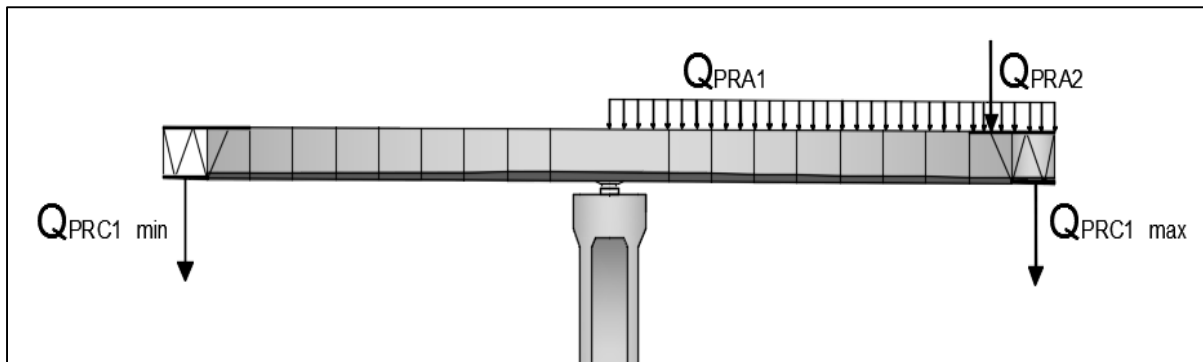


Figure IV. 2 : Situation temporaire de construction à considérer.

IV.2.2.4 Actions accidentelles

La chute de l'ensemble ou d'une partie d'un équipement mobile vide (F_A) est prise en compte avec un coefficient de majoration dynamique égal à deux (2) pour tenir compte de l'énergie accumulée par la déformation de demi-fléau concerné par la chute, Cela revient à inverser le sens du poids de l'équipage $Q_{PRC1 \text{ max}}$.

$$F_A = - Q_{PRC1 \text{ max}} = - 1\,079.69 \text{ KN}$$

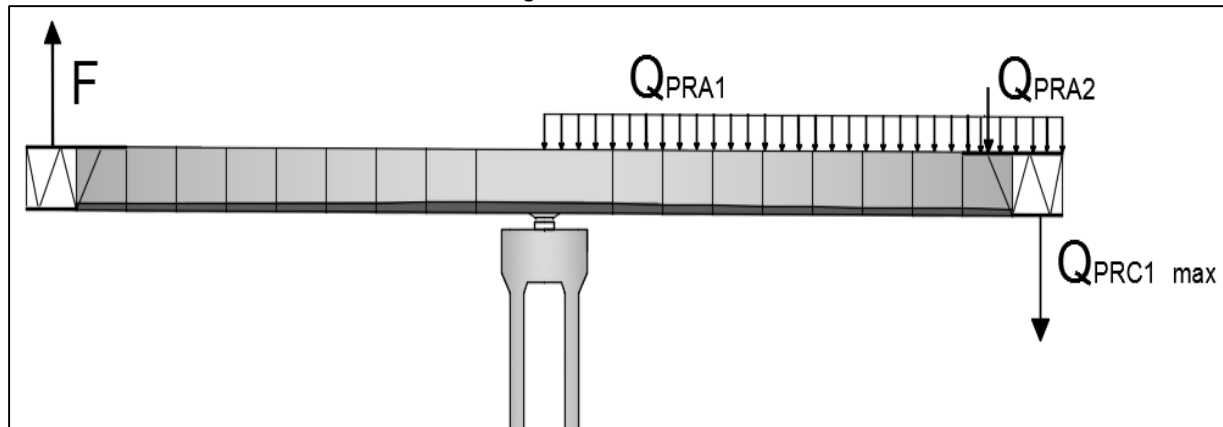


Figure IV. 3 : Situation accidentelle à considérer.

IV.2.2.5 Charge due au vent

L'action du vent est négligeable à cause du poids important de l'ouvrage et de la faible élévation.

IV.2.3. Combinaisons d'action

Tableau IV. 2 : Récapitulation des combinaisons d'action.

Type de charge Combinaison		G _{max}	G _{min}	Q _{PRC1max}	Q _{PRC1min}	Q _{PRA1}	Q _{PRA2}	F _A
		7138	6857.98	1079.69	977.83	2.62	115.5	-1079.69
Type A	A1	1.1	1.1	1.25	1.25	1.25	1.25	0
	A2	0.9	0.9	1.25	1.25	1.25	1.25	0
Type B	B1	1.1	1.1	1	0	1	1	1
	B2	0.9	0.9	1	0	1	1	1

IV.2.4. Evaluation des efforts

Pour l'évaluation des efforts, on utilise un modèle de calcul à l'aide d'un logiciel à base d'éléments finis. Dans ce modèle, on considère que le tablier travaille comme une bi-console.

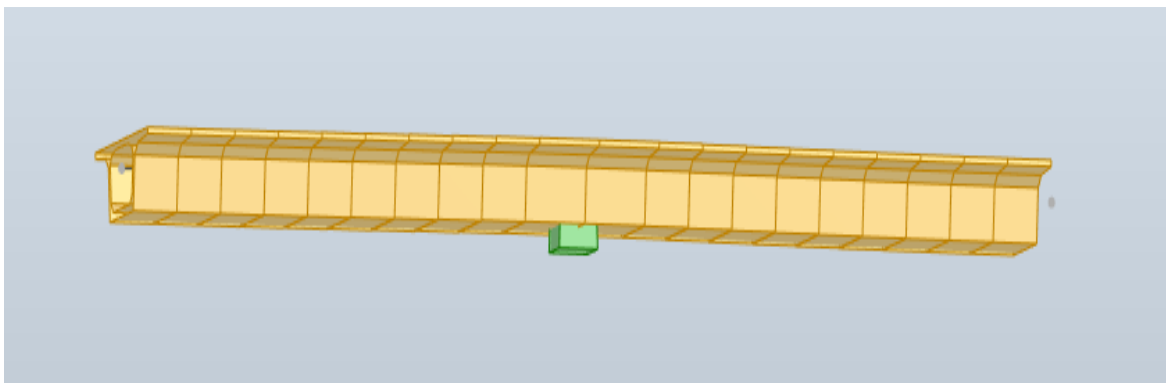


Figure IV. 4 : Vue 3D de modèle de fléau.

La 10^{ème} phase qui donne le maximum d'effort, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau IV. 3 : Evaluation des moments fléchissant (KN.m) de demi-fléau majoré.

Position	Combinaison A1	Combinaison A2	Combinaison B1	Combinaison B2
Axe VSP	163 615.80	142 017.72	133 672.63	115 888.71
Fin VSP	127 148.54	111 013.00	101 404.65	88 553.34
Fin V01	103 490.20	90 810.80	80 801.30	71 019.76
Fin V02	82 255.85	72 597.06	62 616.25	55 468.93
Fin V03	63 390.23	56 326.56	46 794.23	41 855.64

CHAPITRE IV : Dimensionnement du Tablier

Fin V04	46 843.79	41 958.74	33 285.68	30 139.34
Fin V05	32 573.07	29 458.05	22 047.16	20 284.47
Fin V06	20 540.16	18 793.49	13 040.74	12 260.02
Fin V07	10 713.33	9 939.08	6 234.71	6 040.02
Fin V08	3 067.74	2 874.28	1 603.94	1 603.94
Fin V09	0.00	0.00	0.00	0.00

Tableau IV. 4 : Evaluation des efforts tranchants (KN) de demi-fléau majoré.

Position	Combinaison A1	Combinaison A2	Combinaison B1	Combinaison B2
Axe VSP	9 590.80	8 136.87	8 551.60	7 228.64
Fin VSP	8 435.52	7 189.23	7 398.96	6 283.65
Fin V01	7 604.04	6 507.17	6 569.41	5 603.52
Fin V02	6 792.13	5 841.13	5 759.44	4 939.41
Fin V03	5 998.12	5 189.72	4 967.36	4 289.94
Fin V04	5 219.81	4 451.17	4 190.98	3 653.32
Fin V05	4 455.26	3 923.87	3 428.36	3 027.95
Fin V06	3 702.65	3 306.34	2 677.68	2 412.35
Fin V07	2 995.61	2 696.65	1 936.58	1 804.59
Fin V08	2 224.02	2 093.04	1 202.92	1 202.92
Fin V09	0.00	0.00	0.00	0.00

Tableau IV. 5 : Evaluation des réactions.

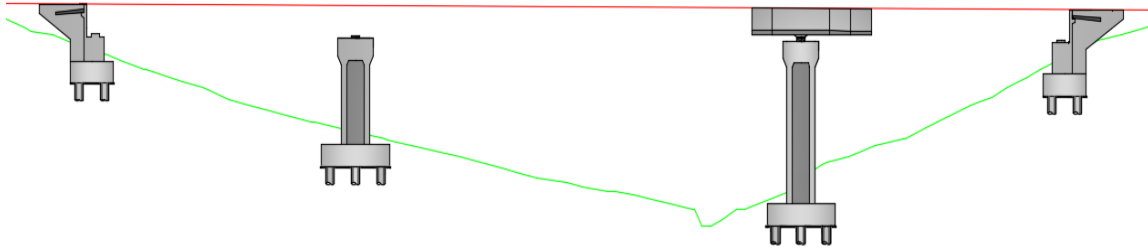
Réactions	Combinaison A1	Combinaison A2	Combinaison B1	Combinaison B2
M (KN.m)	34 045.76	29 534.19	71 138.48	70 441.07
N (KN)	17 803.99	15 078.99	14 462.81	11 868

IV.3. EVALUATION DES EFFORTS EN SERVICE

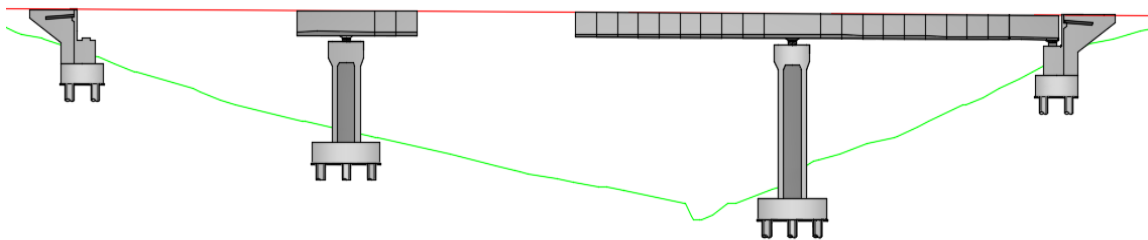
Lors de la mise en service du pont, lorsque toutes les charges routières seront appliquées. Les calculs seront effectués par un logiciel de calcul à base d'éléments finis.

IV.3.1. Phases de réalisation du tablier

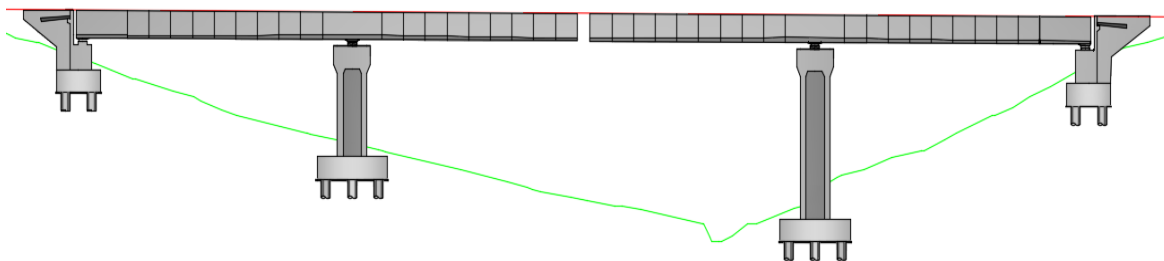
Les différentes phases de construction du tablier sont illustrées dans les figures ci-dessous.



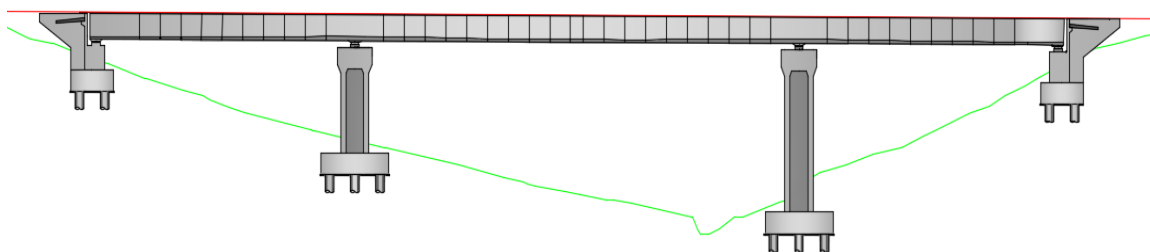
Phase 01 : Construction du fléau sur la pile 02.



Phase 02 : Construction du tronçon sur cintre de la culée 02 et du fléau sur la pile 01.



Phase 03 : Construction du tronçon sur cintre de la culée 01 et du fléau sur la pile 01.



Phase 04 : Clavage des deux fléaux.

Figure IV. 5 : Phases de réalisation du tablier.

IV.3.2. Combinaisons d'action

Selon le R.C.P.R, on doit considérer les combinaisons de charges suivantes :

Tableau IV. 6 : Combinaisons de charge en phase de service.

Combinaison		G	T(c°)	A(L)	Bc	Bt	Mc120	D240
ELU	COMB 1	1.35	0.9	1.6	0	0	0	0
	COMB 2	1.35	0.9	0	1.6	0	0	0
	COMB 3	1.35	0.9	0	0	1.6	0	0
	COMB 4	1.35	0.9	0	0	0	1.35	0
	COMB 5	1.35	0.9	0	0	0	0	1.35
ELS	COMB 1	1	0.6	1.2	0	0	0	0
	COMB 2	1	0.6	0	1.2	0	0	0
	COMB 3	1	0.6	0	0	1.2	0	0
	COMB 4	1	0.6	0	0	0	1	0
	COMB 5	1	0.6	0	0	0	0	1

IV.3.3. Modélisation

La modélisation est la partie la plus importante dans l'étude d'une structure afin d'élaborer un modèle capable de décrire d'une manière plus au moins approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions.

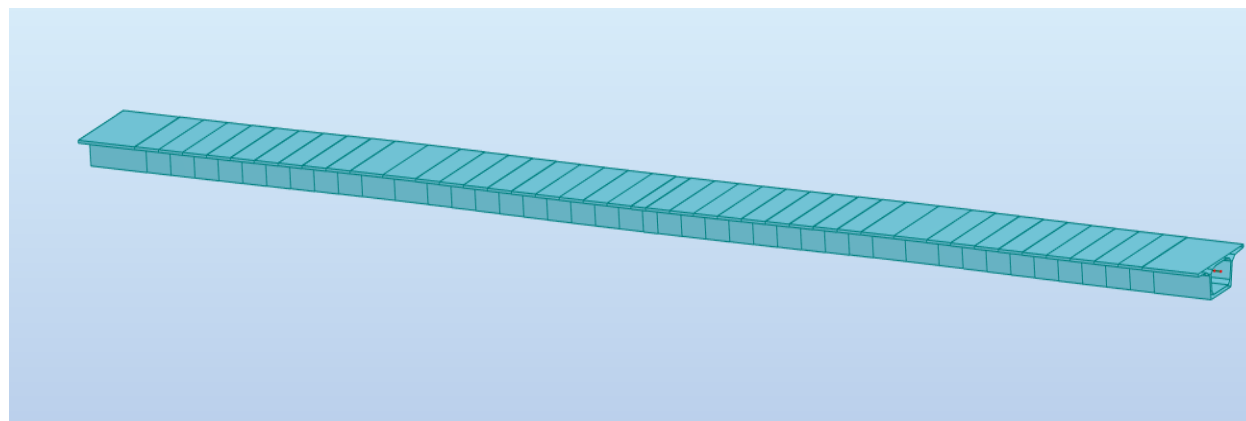


Figure IV. 6 : Modèle de calcul.

Dans notre cas, la modélisation est effectuée comme suit :

- Implantation dans l'espace des points nœuds de l'ouvrage.
- La structure est définie par des éléments barres.
- Les sections et les matériaux utilisés sont déjà définis dans les Chapitres II et III.
- Les appuis sont considérés comme appuis simples, sauf un au niveau de la culée C1 qui est définie comme appui double.
- Les charges et surcharges avec ces combinaisons sont définies, selon RCPR 2008, dans le Chapitre III.
- Calcul et exploitation des résultats.

IV.3.4. Résultats

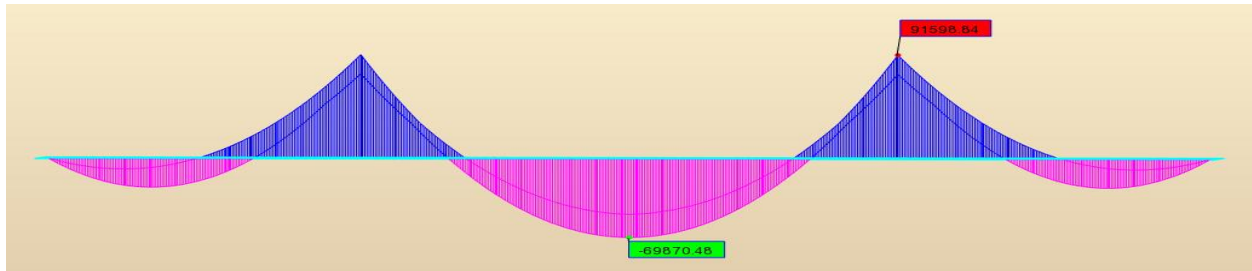


Figure IV. 7 : Moment maximum à l'ELS.

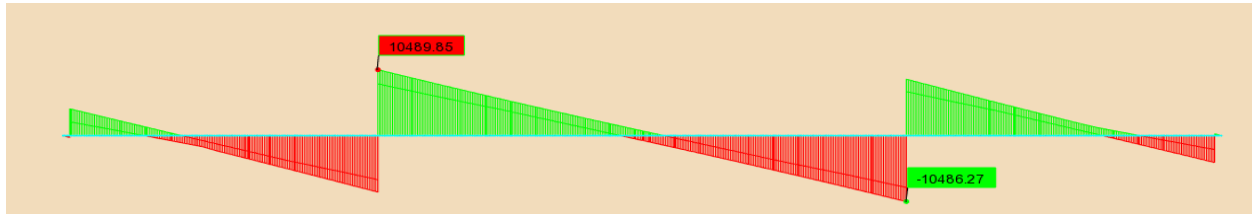


Figure IV. 8 : Effort tranchant maximum à l'ELS.

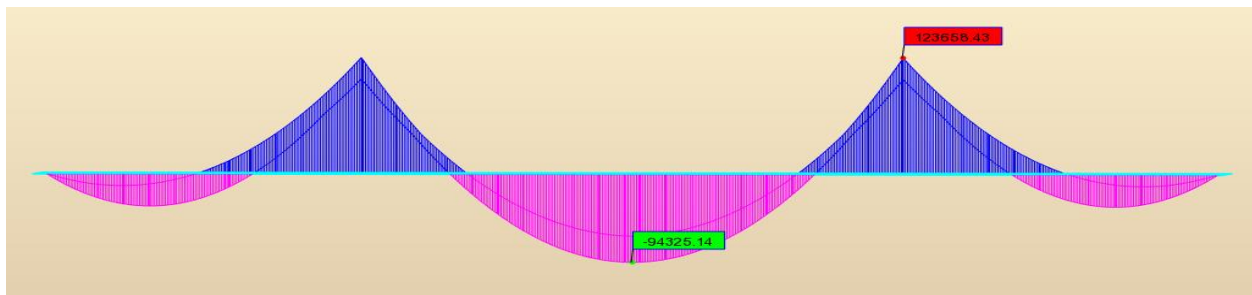


Figure IV. 9 : Moment maximum à l'ELU.

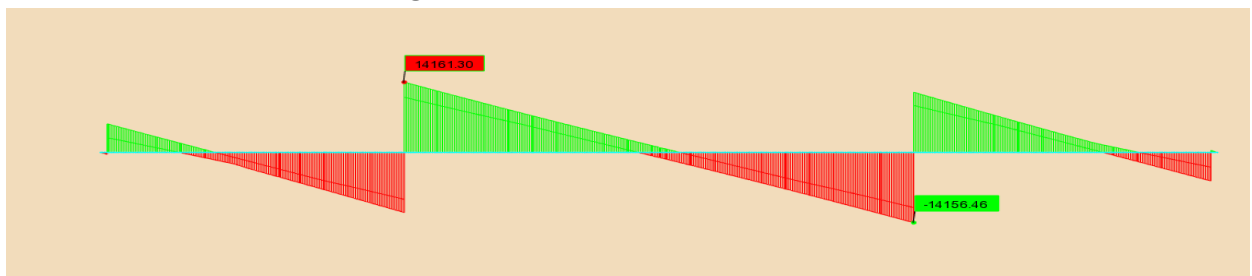


Figure IV. 10 : Effort tranchant maximum à l'ELU.

IV.4. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Un pont construit en encorbellement successifs comporte principalement deux familles de câble de précontrainte : les câbles du fléau, mis en œuvre pendant la construction des fléaux (phase isostatique), et les câbles de continuité, mis en œuvre lors du clavage des fléaux entre eux ou avec les parties coulées sur cintre des travées de rive.

Ces deux familles vont être explicitées en détails dans ce qui suivra, en commençant par la détermination du nombre nécessaire de câbles, puis on calcule les pertes de ces câbles avant de terminer par la vérification des contraintes dans le béton.

IV.4.1. Etude de la précontrainte du fléau

IV.4.1.1 Détermination du nombre de câbles du fléau

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

Le nombre de câbles du fléau sont déterminés par la relation : $n \geq \frac{P}{(1 - \Delta P) \times P_0}$

P : force de précontrainte.

P_0 : effort de précontrainte limite qu'un câble peut créer.

ΔP : pertes de tension estimées à 25 %.

- **Evaluation de l'effort de précontrainte P_0 :**

$P_0 = \sigma_{p0} \times S_{\text{câble12T15}}$, $S = 1\,680\text{ mm}^2 \rightarrow P_0 = 2.47\text{ MN}$, classe 1860.

- **Evaluation de l'effort de précontrainte P :**

L'effort de précontrainte P est calculé à partir de la relation : $P = \frac{\frac{M \times v}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e \times v}{I}}$

Avec :

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

S : section droite du voussoir.

v : distance du CDG de section à la fibre supérieure.

e : excentricité du câble par rapport au CDG de la section : $e = v - d$.

I : le moment d'inertie de la section.

Application Numérique :

$M = 139\,954.16\text{ KN.m}$

$d = 0.15\text{ m}$; $I = 13.116\text{ m}^4$; $S = 10.063\text{ m}$; $v = 1.258\text{ m}$

$P = 65.27\text{ MN}$. D'où : $n \geq 32.76 \rightarrow$ On prend : $n = 36$ câbles de 12T15.

Le nombre de câbles correspondant à chaque voussoir sont résumés dans le tableau suivant.

Tableau IV. 7 : Estimation du nombre de câbles du fléau pour chaque section

Section	x (m)	M (KN.m)	v (m)	I (m ⁴)	S (m ²)	e (m)	P (MN)	N ^{bre} câbles	N ^{bre} retenu
Axe VSP	0	139 954.16	1.258	13.116	10.063	1.11	65.27	32.76	36
Fin VSP	4.05	108 285.66	1.258	13.116	10.063	1.11	50.50	25.35	36

Fin V01	7.00	87 804.43	1.230	12.764	9.997	1.08	41.46	20.80	32
Fin V02	9.95	69 481.04	1.203	12.414	9.556	1.05	32.58	16.35	28
Fin V03	12.90	53 266.20	1.179	12.084	9.341	1.03	25.05	12.57	24
Fin V04	15.85	39 115.7	1.155	11.762	9.145	1.01	18.46	9.27	20
Fin V05	18.80	26 991.01	1.135	11.489	8.977	0.99	12.78	6.41	16
Fin V06	21.75	16 885.13	1.119	11.258	8.837	0.97	8.01	4.02	12
Fin V07	24.70	8 688.85	1.104	11.061	8.715	0.95	4.13	2.07	8
Fin V08	27.65	2 460.80	1.094	10.940	8.625	0.94	1.17	0.59	4
Fin V09	30.60	0	1.091	10.88	8.561	0.94	0.00	0.00	0

NB : le nombre de câbles doit être entier et pair étant donné qu'on a deux âmes. Leur disposition doit aussi être la même pour éviter le phénomène de torsion.

IV.4.1.2 Position et enrobage des câbles

On devra respecter la distance minimale entre les conduits et respecter l'enrobage pour garantir le bétonnage correcte « cheminé de bétonnage » et pour éviter une interaction d'un paquet de gaines sur l'autre lors de la mise en tension, donc :

- L'espacement horizontal entre les axes de deux câbles : $e_h \geq 2 \cdot \Phi_g \rightarrow e_h \geq 16 \text{ cm}$
- L'espacement vertical entre les axes de deux câbles : $e_v \geq 2 \cdot \Phi_g \rightarrow e_v \geq 16 \text{ cm}$
- L'enrobage : $C = \max (3/4 a, \Phi_g, d)$ avec $d = 4 \text{ cm}$, $a = \Phi_g = 8 \text{ cm} \rightarrow C \geq 8 \text{ cm}$

IV.4.1.3 Dispositions des ancrages

Selon la précontrainte Freyssinet Les ancrages doivent être disposés à une distance suffisante de la paroi et être séparés entre eux d'une valeur d'entraxe minimum.

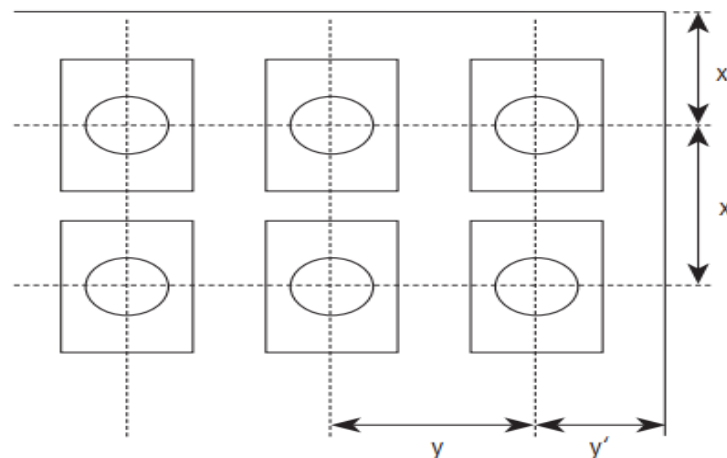


Figure IV. 11 : dispositions des ancrages selon Freyssinet

CHAPITRE IV : Dimensionnement du Tablier

Les dimensions x et y doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$x \geq A + 30 \text{ (mm)}$$

$$x' \geq 0,5 x + \text{enrobage de béton} - 10 \text{ (mm)}$$

$$y \geq B + 30 \text{ (mm)}$$

$$y' \geq 0,5 y + \text{enrobage de béton} - 10 \text{ (mm)}$$

$$x \times y \geq a \times b$$

$$x \geq 0,85 a$$

$$y \geq 0,85 b$$

A, B : dimensions en plan de la tromplaque ($A \geq B$).

a, b : dimensions du prisme d'essai ($a \geq b$)

Les valeurs a et b sont données dans les tableaux ci-dessous, pour trois différentes classes de résistances du béton f_{cm0}

$$f_{cm0} = f_{cj} + 8 \text{ MPa}$$

$f_{cj} = f_{c2}$ pour ancrage des câbles de fléau.

$f_{cj} = f_{c28}$ pour ancrage des câbles de continuité.

Tableau IV. 8 : Distances a et b.

	a = b (mm)		
	$f_{cm,0}$ (MPa)		
Unité	24	44	60
12T15	430	300	300

Application numérique

$$f_{c2} = 10.8 \text{ MPa}$$

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

$$f_{cm0} = f_{cj} + 8 \text{ MPa} = 19$$

on trouve :

$$a=b= 430$$

$$x \geq 300 + 30 = 330 \text{ mm}$$

$$y \geq 250 + 30 = 280 \text{ mm}$$

$$x \cdot y \geq 310 \times 310 = 184\,900 \text{ mm}^2$$

donc

$$y \geq 0.85 a = 365.5 \rightarrow y = 370 \text{ mm}$$

$$x \geq 505.88 \rightarrow x = 510 \text{ mm}$$

$$\rightarrow x' \geq 0,5 x + \text{enrobage de béton} - 10 \text{ (mm)} = 250 \text{ mm}$$

$$\rightarrow y' \geq 0,5 y + \text{enrobage de béton} - 10 \text{ (mm)} = 180 \text{ mm}$$

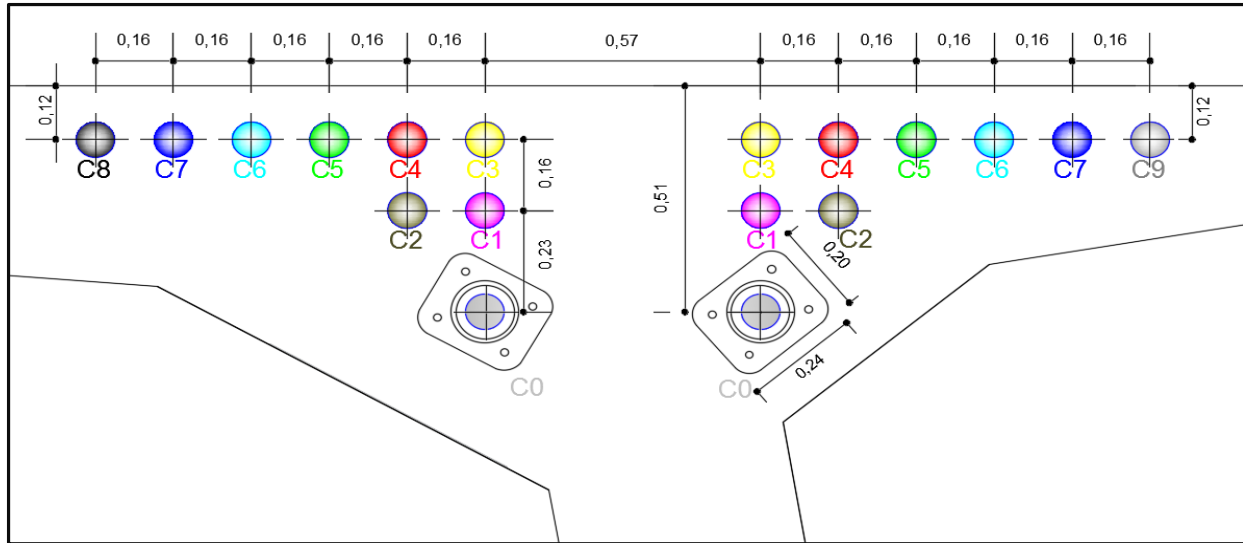


Figure IV. 12 : Disposition des câbles de fléau au niveau de VSP et position des ancrages.

IV.4.1.4 Tracé des câbles en plan

En plan, les câbles de précontrainte suivent un tracé rectiligne par rapport à l'axe longitudinal de la poutre caisson puis s'infléchissent de manière accentuée suivant une forme de 'S' jusqu'à l'ancrage. cependant, les câbles appartenant au même axe vertical de leurs ancrages, gardent un tracé longitudinal en plan (C0, C1, C3).

❖ Allure en plan des câbles du fléau :

- L'équation de la parabole : $Z(x) = Z_0 + (Z_1 - Z_0) (X / L)^2$
- Les rayons de courbure : $R_i(x) = \frac{(x_i)^2}{2 \times (Z_i - Z_{i+1})}$; $R_{i+1}(x) = \frac{(x_{i+1})^2}{2 \times (Z_{i+1} - Z_{i+2})}$
- L'inclinaison dans la section intermédiaire : $\beta_i(x) = \text{Arctg} \frac{2 \times (Z_i - Z_{i+1})}{x_i}$
- L'inclinaison dans la section d'ancrage : $\beta_{i+1}(x) = \text{Arctg} \frac{2 \times (Z_{i+1})}{x_{i+1}}$

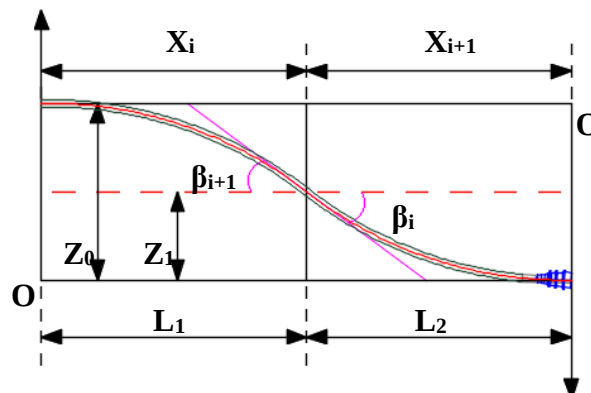


Figure IV. 13 : Tracée en plan des câbles de fléau.

Dans notre cas, les deux courbes auront la même allure mais en sens opposés :

$$X_i = X_{i+1}, \quad \beta_i = \beta_{i+1}, \quad R_i = R_{i+1} \quad \text{et} \quad Z_i = 2 \times Z_{i+1}$$

IV.4.1.5 Tracé des câbles en élévation

Le tracé des câbles devra satisfaire les principes suivants :

- Il faut éviter les croisements des câbles en particulier dans les âmes.
- Les câbles suivront une trajectoire rectiligne jusqu'au dernier voussoir où ils subissent une déviation parabolique vers le bas.
- Les câbles dont l'ancrage est au même niveau (C0) ne subissent aucune déviation en élévation.

❖ Allure en élévation des câbles du fléau :

- L'équation de la parabole : $y = d_0 + (d_1 - d_0) \times (x / l)^2$
- Le rayon de courbure : $R_c(x) = \frac{x^2}{2 \times (d_1 - d_0)} \geq R_{\min}$
- L'angle de déviation : $\alpha_n = \text{Artg}(2 \times (d_1 - d_0) \times \frac{x}{l^2})$

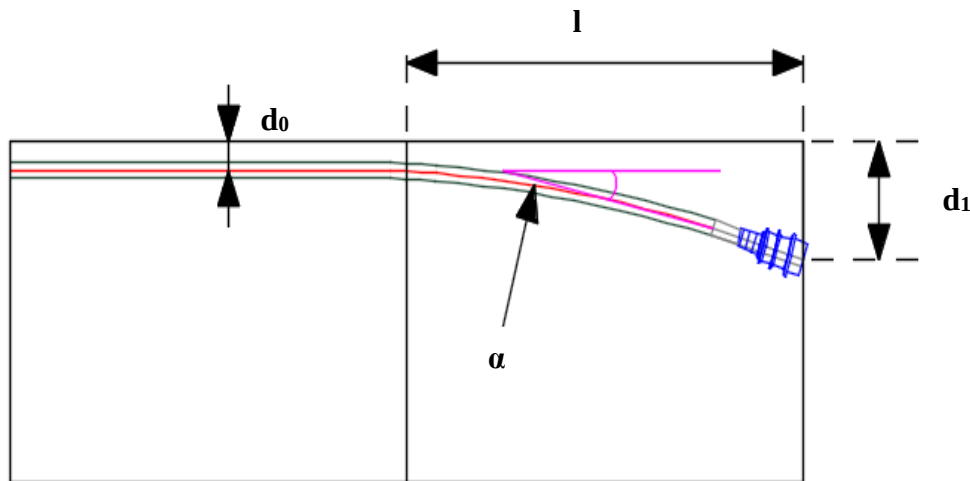


Figure IV. 14 : Tracé en élévation des câbles de fléau.

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).

$R_{\min}$: rayon minimal de câbles ($R_{\min} = 3 \text{ m}$).

IV.4.1.6 Résultats

Dans cet exemple, on va étudier le tracé des câbles **C5** :

Application Numérique sur le câble C5 :

$$L = 2.95 \text{ m} ; x_0 = x_1 = 1.475 \text{ m}$$

$$Z_0 = 0.32 \text{ m} ; Z_1 = 0.16 \text{ m}$$

$$d_0 = 0.12 \text{ m} ; d_1 = 0.50 \text{ m}$$

En plan :

$$Z = 0.32 + (0.16 - 0.32) \times \left(\frac{x}{2.95}\right)^2$$

$$\rightarrow Z = 0.32 - 0.0735 x^2$$

$$R_i = R_{i+1} = \frac{(1.475)^2}{2 \times (0.32 - 0.16)} = 6.80 \text{ m}$$

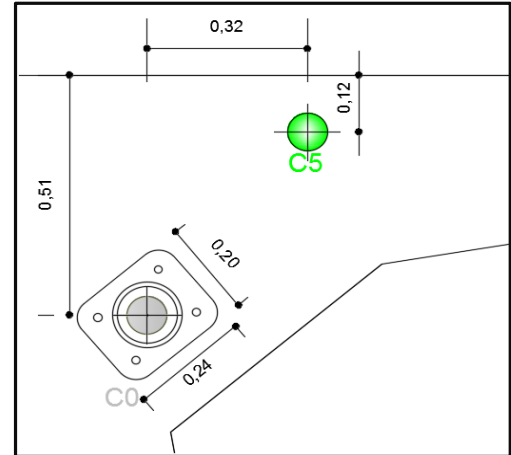


Figure IV. 15 : Position des câbles C5.

$$\beta_i = \beta_{i+1} = \text{Arctg} \frac{2 \times (0.32 - 0.16)}{1.475} = 0.21 \text{ rad}$$

En élévation :

$$Y = 0.12 + (0.5 - 0.12) \times \left(\frac{x}{2.95}\right)^2$$

$$\rightarrow Y = 0.12 + 0.044 x^2$$

$$R_c = \frac{2.95^2}{2 \times (0.5 - 0.12)} = 11.45 \text{ m}$$

$$\alpha_n = \text{Arctg} \frac{2 \times (0.5 - 0.12)}{2.95} = 0.22 \text{ rad}$$

Les restes des résultats sont élaborés dans les **tableaux IV.9** et IV.10.

Tableau IV. 9 : L'allure du tracé en plan des câbles de continuité de fléau.

	L1.2 (m)	Zi (m)	Zi+1 (m)	Xi (m)	Xi+1 (m)	Ri (m)	Ri+1 (m)	βi (rad)	βi+1 (rad)
C1.C3	Rectiligne								
C2	1.475	0.16	0.08	1.475	1.475	13.60	13.60	0.11	0.11
C4	1.475	0.16	0.08	1.475	1.475	13.60	13.60	0.11	0.11
C5	1.475	0.32	0.16	1.475	1.475	6.80	6.80	0.21	0.21
C6	1.475	0.48	0.24	1.475	1.475	4.53	4.53	0.31	0.31
C7	1.475	0.64	0.32	1.475	1.475	3.40	3.40	0.41	0.41
C8	1.475	0.8	0.4	1.475	1.475	2.72	2.72	0.50	0.50
C9	1.475	0.8	0.4	1.475	1.475	2.72	2.72	0.50	0.50

Tableau IV. 10 : Élévation des câbles de féau.

Cables	L(m)	d0	d1	Ri(m)	α (rad)	Equation			
C1.C2	2.95	0.28	0.5	19.78	0.14	0.28	+	0.025	X ²
C3.C4.C5.C6.C7.C8.C9	2.95	0.12	0.5	11.45	0.22	0.12	+	0.044	X ²

Les tracés finals des câbles de fléau sont représentés dans la **figure IV.16**.

IV.4.2. Etude de la Précontrainte de Continuité

La précontrainte de continuité ce sont des câbles mis en tensions après le clavage, destinés à assurer la continuité du tablier et à s'opposer aux moments hyperstatiques positifs qui en résultent, et aux moments fléchissant dus aux charges d'exploitation.

IV.4.2.1 Détermination du nombre de câbles de continuité en travée principale

Les câbles de continuité en travée intermédiaire vont reprendre les moments positifs. Donc, pour calculer le nombre de ces câbles on utilise le moment positif maximal déterminé, en appliquant les formules suivantes :

$$P = \frac{\frac{M \times v'}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e \times v'}{I}}, \text{ avec : } e = v' - d ; \quad n \geq \frac{P}{(1 - \Delta P) \times P_0}$$

M : le moment fléchissant dû à la combinaison de charge la plus défavorable.

v' : distance du CDG de la section à la fibre inférieure.

ΔP : les pertes de tension, estimées à 25 %.

Le nombre de câbles de continuité pour la travée principale est résumé dans le tableau suivant:

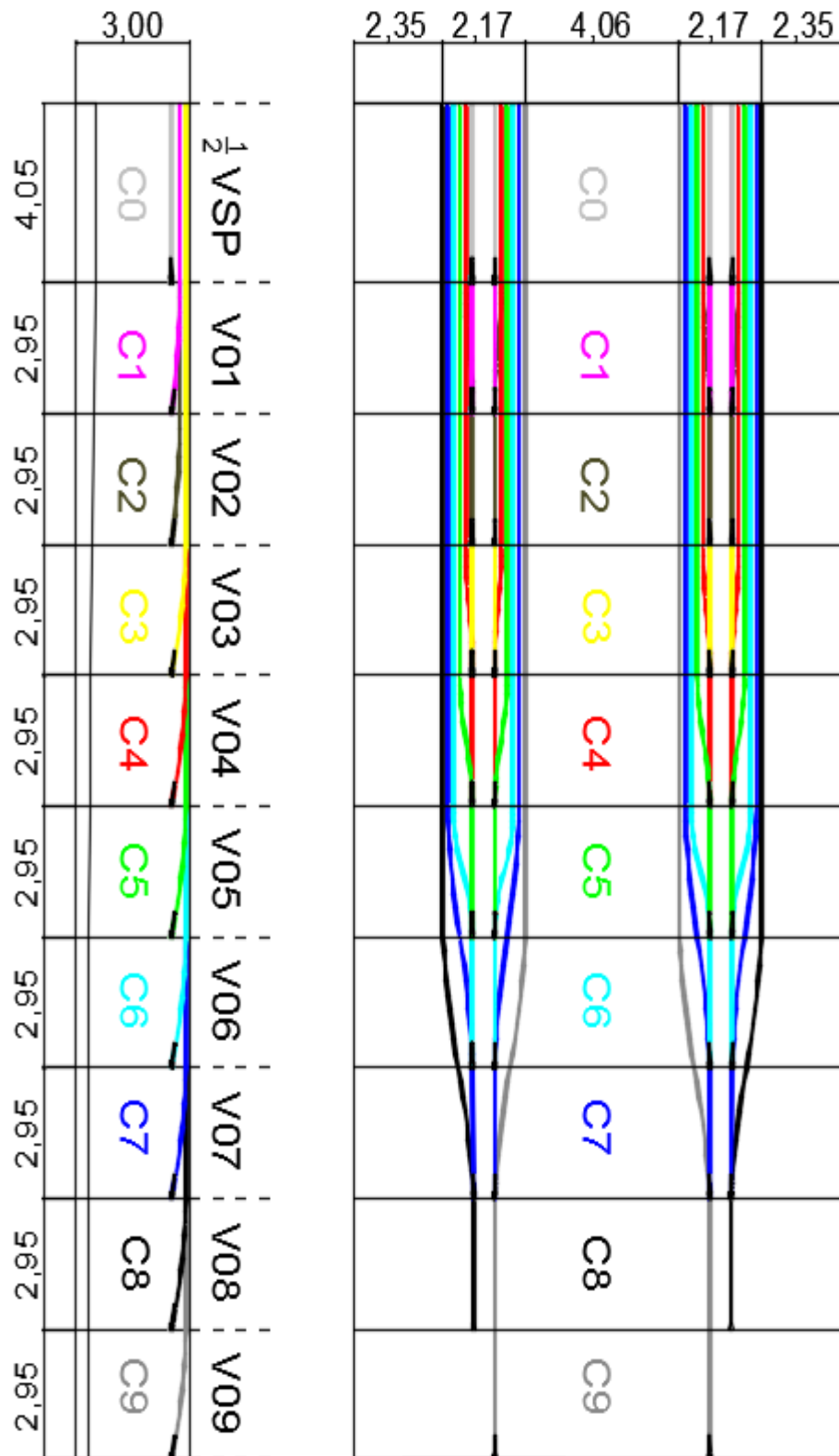


Figure IV. 16 : Tracé en élévation et en plan des câbles des fléaux.

Tableau IV. 11 : Estimation du nombre de câbles de continuité de travée principale.

	x (m)	M (MN.m)	v'(m)	I(m ⁴)	S(m ²)	e (m)	P(MN)	N ^{bre} câbles	N ^{bre} retenu (Passants)
Fin V02	9.95	-1.922	1.797	12.41	9.56	1.65	-0.81	0.28	2
Fin V03	12.9	16.29	1.821	12.08	9.34	1.70	6.84	2.33	4
Fin V04	15.85	31.89	1.845	11.76	9.15	1.70	13.33	4.54	6
Fin V05	18.8	44.84	1.865	11.49	8.98	1.72	18.67	6.36	8
Fin V06	21.75	55.1	1.881	11.26	8.84	1.73	22.88	7.79	10
Fin V07	24.7	62.69	1.896	11.06	8.72	1.75	25.95	8.84	10
Fin V08	27.65	67.55	1.906	10.94	8.63	1.76	27.90	9.50	10
Fin V09	30.6	69.748	1.91	10.88	8.56	1.76	28.77	9.79	10
VcP08-P09	30.6	69.748	1.909	10.88	8.56	1.76	28.77	9.79	10
Fin V09	27.65	69.739	1.909	10.88	8.63	1.76	27.93	9.79	10
Fin V08	24.7	67.62	1.906	10.94	8.72	1.76	25.99	9.51	10
Fin V07	21.75	62.781	1.896	11.06	8.84	1.75	22.93	8.85	10
Fin V06	18.8	55.21	1.881	11.26	8.98	1.73	18.70	7.81	10
Fin V05	15.85	44.9	1.865	11.49	9.15	1.72	13.36	6.37	8
Fin V04	12.9	31.95	1.845	11.76	9.34	1.70	6.85	4.55	6
Fin V03	9.95	16.32	1.821	12.08	9.56	1.67	-5.35	2.33	4
Fin V02	9.95	-12.68	1.797	12.41	9.56	1.65	-13.13	-1.82	2
Fin V01	7	-30.73	1.770	12.76	10.00	1.62	28.76	-4.47	0

❖ Application Numérique

M = 69748 KN.m (Combinaison ELS : G + D240+0.6T)

v' = 1.91 m; d = 0.15 m; e = 1.76 m ; I = 10.88 m⁴; S = 8.56 m ; P0 = 3.92 MN ;

$\Delta P = 25 \% \rightarrow P = 28.77 \text{ MN} \rightarrow n \geq 9.79$

$\rightarrow$ On prend : n = 10 câbles de 19T15.

❖ Disposition des câbles :

On utilise la méthode de Freyssinet on trouve :

x = 490 mm

y = 350 mm

$\rightarrow x' \geq 0,5 x + \text{enrobage de béton} - 10 \text{ (mm)} = 275 \text{ mm}$

$\rightarrow y' \geq 0,5 y + \text{enrobage de béton} - 10 \text{ (mm)} = 205 \text{ mm}$

❖ Disposition des câbles :

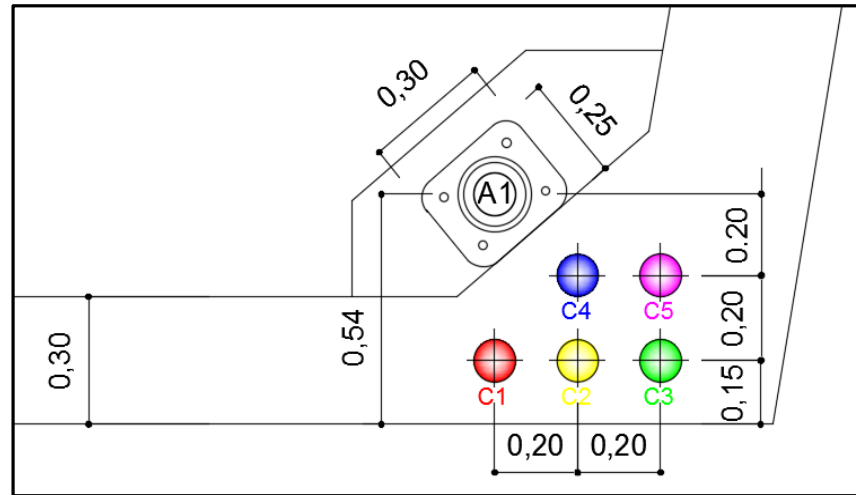


Figure IV. 17 : Disposition des câbles de continuité de travée principale au niveau de Vc.

❖ Tracé des câbles :

Les équations et les paramètres du tracé en plan sont montrés dans le **tableau IV..**

Tableau IV. 12 : L'allure du tracé en plan des câbles de continuité de travée principale.

Câbles	Z_i (m)	Z_{i+1} (m)	X_i (m)	R_i (m)	β (rad)	$Z(x)$
C1	Rectilignes en plan					
C2 – C4	0.4	0.2	1.475	5.44	0.26	$0.4-0.0460 X^2$
C3	0.2	0.1	1.475	10.88	0.13	$0.2-0.0919 X^2$
C5	0.4	0.2	2.950	21.76	0.13	$0.4-0.0230 X^2$

Pour le tracé en élévation, les câbles suivent la fibre inférieure de l'hourdis inférieur. Ce dernier a une épaisseur e_i variable, donc chaque câble a ses propres paramètres dans chaque voussoir où il subit une déviation .

Tableau IV. 13 : L'allure du tracé en élévation du câble de continuité de travée principale

Cables	Vrs	L(m)	d0	d1	Ri(m)	α (rad)	Equation			
C1	V6	2.95	0.15	0.56	10.61	0.23	0.15	+	0.047	X^2
C2	V5	2.95	0.15	0.58	10.12	0.24	0.15	+	0.049	X^2
C3	V4	2.95	0.15	0.6	9.67	0.25	0.15	+	0.052	X^2
C4	V3	2.95	0.15	0.63	9.07	0.26	0.15	+	0.055	X^2
C5	V2	2.95	0.15	0.66	8.53	0.27	0.15	+	0.059	X^2

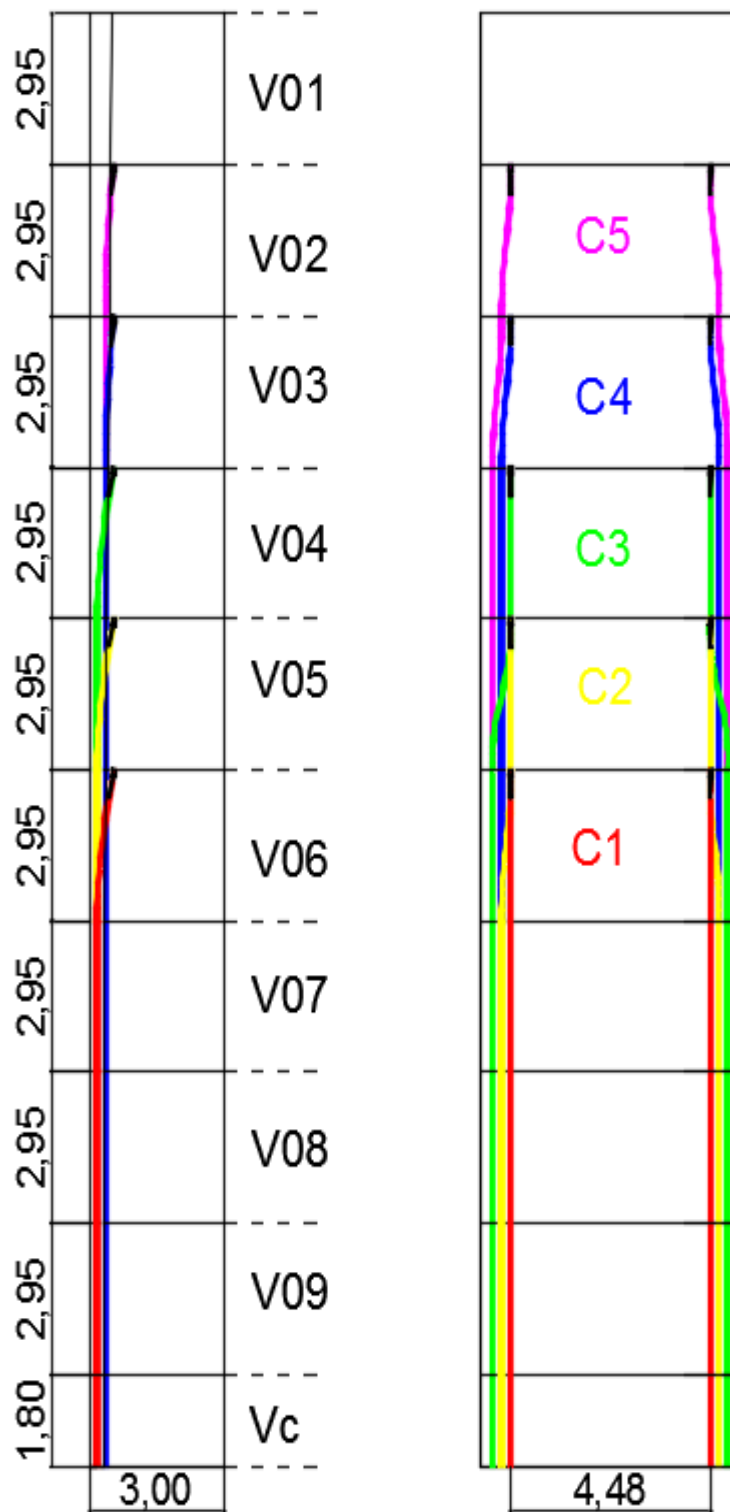


Figure IV. 18 : Tracé en élévation et en plan des câbles de continuité de travée principale.

IV.4.2.2 Détermination du nombre de câbles de continuité en travée de rive

Les câbles de continuité en travée de rive ont le même rôle et la même formule de calcul que ceux de la travée principale. Leur nombre est résumé dans ce tableau :

Tableau IV. 14 : Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée de rive.

Section	x (m)	M (MN.m)	v' (m)	I (m ⁴)	S (m ²)	e (m)	P (MN)	N ^{bre} câbles	N ^{bre} Ret (Passants)
Axe VSP	0	-91.663	1.742	13.116	10.063	1.108	-49.38	-16.81	0
Fin VSP	4.05	-63.76	1.742	13.116	10.063	1.108	-34.35	-11.70	0
Fin V01	7	-46.37	1.77	12.764	9.997	1.080	-25.74	-8.76	0
Fin V02	9.95	-31.42	1.797	12.414	9.556	1.053	-17.69	-6.02	0
Fin V03	12.9	1.53	1.821	12.084	9.341	1.029	0.88	0.30	2
Fin V04	15.85	12.26	1.845	11.762	9.145	1.005	7.20	2.45	4
Fin V05	18.8	19.91	1.865	11.489	8.977	0.985	11.91	4.06	6
Fin V06	21.75	24.46	1.881	11.258	8.837	0.969	14.86	5.06	6
Fin V07	24.7	25.91	1.896	11.061	8.715	0.954	15.96	5.43	6
Fin V08	27.65	24.29	1.906	10.94	8.625	0.944	15.09	5.14	6
Fin V09	30.6	19.61	1.909	10.88	8.561	0.941	12.20	4.16	6
Axe VSC	34.05	9.22	1.909	10.88	8.561	0.941	5.74	1.95	2
Fin VSC1	37.55	0	1.909	10.88	8.561	0.941	0.00	0.00	0

❖ Position des câbles :

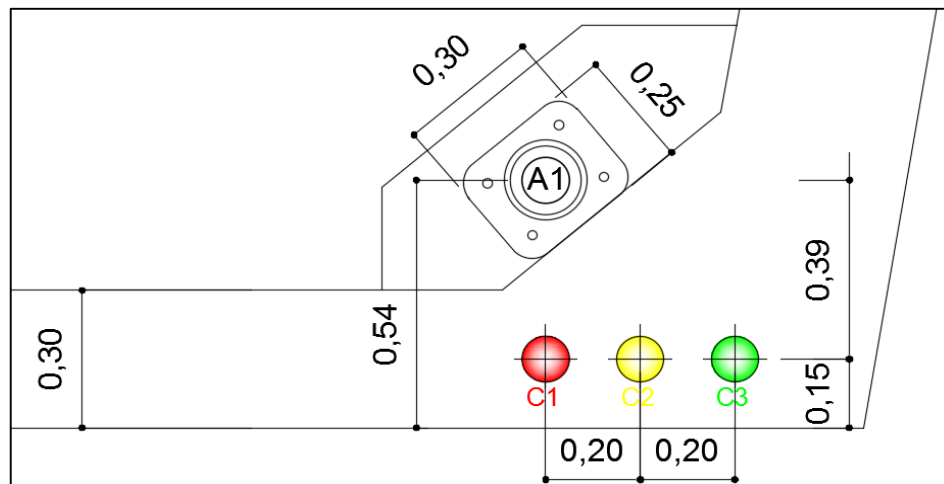


Figure IV. 19 : Disposition des câbles de continuité de travée de rive et position des ancrages.

❖ Application Numérique

$M = 25\,910 \text{ KN.m}$ (Combinaison ELS : G + D240).

$d = 0.15 \text{ m}$; $v' = 1.89 \text{ m}$; $e = 0.95 \text{ m}$; $I = 11.061 \text{ m}^4$; $S = 8.715 \text{ m}$.

$P_0 = 3.92 \text{ MN}$; $\Delta P = 25 \%$

→ $P = 15\,960 \text{ KN}$ → $n \geq 5.43$

→ On prend : $n = 6$ câbles de 19T15

❖ Tracé des câbles :

Tableau IV. 15 : L'allure du tracé en plan des câbles de continuité de travée de rive.

Câbles	Vrs	Z_i (m)	Z_{i+1} (m)	X_i (m)	R_i (m)	β (rad)	$Z(x)$
C1	V04, V09	Rectilignes en plan					
C3– C2	Axe VSP, Fin VSP	0.2	0.1	1.475	10.88	0.13	$0.2 - 0.0460 x^2$
C3	V03	0.40	0.20	1.475	5.44	0.26	$0.4 - 0.0919 x^2$

Tableau IV. 16 : L'allure du tracé en élévation du câble de continuité de travée de rive.

Vrs	Cables	L(m)	d0	d1	R_i (m)	α (rad)	Equation			
Fin V04	C1	2.95	0.15	0.576	10.21	0.24	0.15	+	0.049	X^2
Fin V03	C2	2.95	0.15	0.629	9.08	0.26	0.15	+	0.055	X^2
Fin V02	C3	2.95	0.15	0.661	8.52	0.27	0.15	+	0.059	X^2
Fin V09	C1	2.95	0.15	0.54	11.16	0.22	0.15	+	0.045	X^2
Axe VSP	C2	3.475	0.15	0.54	15.48	0.19	0.15	+	0.032	X^2
Fin VSP	C3	3.475	0.15	0.54	15.48	0.19	0.15	+	0.032	X^2

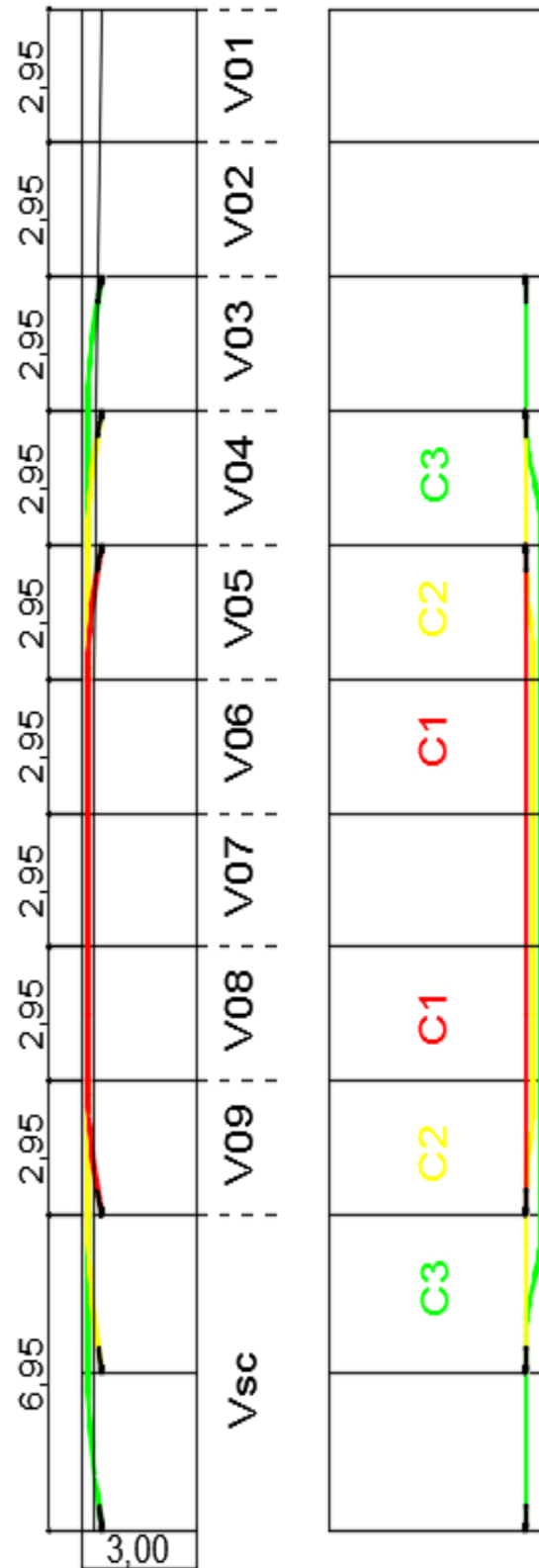


Figure IV. 20 : Tracé en élévation et en plan des câbles de continuité de travée de rive.

IV.4.3. Evaluation des pertes de la précontrainte

En général, on désigne par « perte de précontrainte » : toutes différences entre la force exercée par le vérin lors de sa mise en tension, et la force qui s'exerce en un point donné d'une armature donnée à un temps donné. En béton précontraint, les pertes ne sont nullement négligeables et l'on constate même une perte de l'ordre de 20% à 30% de la précontrainte initiale. Ils peuvent être rangés sous deux catégories : pertes instantanées et pertes différées.

IV.4.3.1 Pertes de tension instantanées

Elles se produisent dans un temps relativement court, au moment de la mise en tension et de la mise en précontrainte. Elles sont dues aux :

- Pertes de tension par frottement, $\Delta\sigma_f$.
- Pertes de tension par recul de l'ancrage, $\Delta\sigma_g$.
- Pertes de tension par déformation instantanée du béton, $\Delta\sigma_e$.
- La valeur des pertes instantanées totale est : $\Delta\sigma_i = \Delta\sigma_f + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_e$

❖ Pertes de tension par frottement :

Ce type de perte se produit par frottement des câbles sur la gaine lors de la mise en tension, qui est dû à la déviation en élévation et en plan du câble et d'éventuelles déviations parasites dans sa partie rectiligne.

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

σ_{p0} : la tension à l'origine.

e : la base des logarithmes népériens.

φ : coefficient de frottement droit (m1).

f : coefficient de frottement de courbure (rd-1).

θ : la variation angulaire à l'abscisse x (rd).

x : l'abscisse à partir de l'ancrage (m).

Durant la phase de construction, le câble présente des déviations angulaires α en élévation et β en plan, d'où la variation θ égal à :

$\theta = \alpha + \beta$: lorsque les déviations se succèdent.

$\text{tg } \theta = \sqrt{\text{tg}^2 \beta + \text{tg}^2 \alpha}$: si ces déviations ont lieu simultanément.

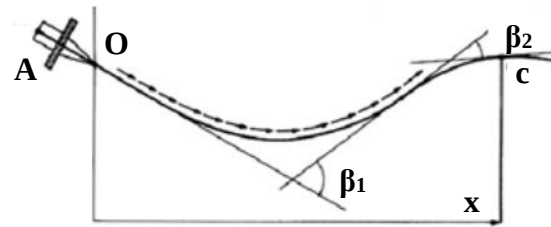


Figure IV. 21 : Frottement le long du câble lors de la mise en tension.

❖ Pertes de tension par recul de l'ancrage :

Cette perte de tension résulte du glissement de l'armature par rapport à son ancrage, du tassement ou de la déformation de l'ancrage.

Le glissement dépend du type de l'ancrage. Son influence diminue à partir de l'ancrage jusqu'à s'annuler à une distance « d » à partir de laquelle la tension demeure inchangée.

$$\Delta\sigma_g(\mathbf{x}) = 2 \times \sigma_{p0} \times \mathbf{k} (\mathbf{d} - \mathbf{x}), \text{ avec } \mathbf{k} = \mathbf{f} \times \frac{\beta}{\ell} + \varphi \text{ et } \mathbf{d} = \sqrt{\frac{E_p \mathbf{g}}{\sigma_{p0} \mathbf{k}}}$$

$\mathbf{k}$: fonction croissante.

$\mathbf{d}$: longueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage.

$\mathbf{g}$: glissement à l'ancrage.

E_p : module d'élasticité des câbles précontraints.

❖ Pertes de tension dues aux non-simultanéités de la mise en tension :

Lorsque, dans un élément, plusieurs câbles sont tendus successivement d'une même puissance, passant sensiblement au même niveau dans une section donnée. La mise en tension de ces N câble provoque, dans le béton adjacent, une variation de contrainte normale $\Delta\sigma_{pi}$.

Donc si la pièce comporte « n » câbles, le premier câble subit un effet de « $n-1$ » suivants, seul le dernier câble ne subit ce type de perte.

La valeur moyenne des pertes dues au raccourcissement instantané de béton vaut alors :

$$\Delta\sigma_e(\mathbf{x}) = \frac{n-1}{2 \times n} \times E_p \times \frac{\sigma_b}{E_{bi}}$$

En pratique, cette formule est évidemment approximative, il revient à évaluer la perte par excès. Le BPEL donne la formule simplifiée suivante :

$$\Delta\sigma_e(\mathbf{x}) = \frac{1}{2} \frac{E_p}{E_{bi}} \times \sigma_b, \text{ avec : } \frac{E_p}{E_{bi}} = 5.28 \text{ d'où : } \Delta\sigma_e(\mathbf{x}) = 2.64 \times \sigma_b(\mathbf{x})$$

$$\text{Avec : } \sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I} - \frac{M_p \times e}{I}$$

E_p : module d'élasticité des câbles précontraints.

E_{bi} : module de déformation instantanée du béton.

σ_b : contrainte de compression dans le béton au niveau des câbles suite à la mise en tension supposée simultanée des « n » câbles.

P : effort de précontrainte prenant en compte les pertes précédentes, $P = P_0 (1 - \Delta P)$.

M_p : moment sous le poids propre.

IV.4.3.2 Pertes de tension différées

La tension dans les câbles se réduit progressivement au cours du temps, on distingue :

- Perte de tension due au retrait du béton, $\Delta\sigma_r$.
- Perte de tension due au fluage du béton, $\Delta\sigma_{fl}$.
- Perte de tension due à la relaxation d'acier, $\Delta\sigma_p$.

La valeur des pertes différées totale est : $\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \Delta\sigma_p$

❖ Pertes par retrait :

Le retrait est une diminution de volume liée à la dessiccation du béton, au moment de la mise en œuvre puis au cours du vieillissement de l'ouvrage. Cette diminution crée des contraintes de traction dans le matériau qui peuvent se traduire par d'éventuelles fissures.

Si t_0 est l'âge du béton au moment de la mise en tension d'un câble, la partie non encore effectuée du retrait vaut : $\varepsilon_r [1 - r(t_0)]$. Donc : $\Delta \sigma_r = E_p \varepsilon_r [1 - r(t_0)]$.

Plus souvent, on peut négliger la valeur $r(t_0)$ devant 1, ce qui donne : $\Delta \sigma_r \approx E_p \varepsilon_r$

ε_r : retrait final, estimé par 2×10^{-4} pour région tempérée (humide).

$r(t)$: loi d'évolution du retrait en fonction du temps.

❖ Pertes par fluage :

Le fluage est caractérisé par une augmentation de la déformation du béton dans le temps. Ainsi pour une pièce comprimée qui subit un raccourcissement instantané ε_i à la mise en charge, on constate que la déformation totale augmente et peut atteindre 3 fois la déformation instantanée.

La perte due au fluage vaut : $\Delta \sigma_{fl} = E_p \times \varepsilon_f$

La déformation finale de fluage : $\varepsilon_f = \frac{\sigma_M - \sigma_b}{E_{bj}}$

σ_M : contrainte maximale (après pertes instantanées) de compression du béton au niveau du câble moyen. D'après le règlement BPEL cette contrainte vaut : $\sigma_M = 1.5 \sigma_b$

D'où : $\Delta \sigma_{fl} = 2.5 \sigma_b (x) \times \frac{E_p}{E_{ij}}$ σ_b : contrainte finale dans le béton au niveau du câble.

❖ Pertes par relaxation :

La relaxation de l'acier est un relâchement de la tension. Cette perte dépend de l'acier et de son traitement. La perte de tension finale due à la relaxation peut être estimée par la formule :

$$\Delta \sigma_p = \frac{6}{100} \times \rho_{1000} (\mu - \mu_0) \times \sigma_i(x), \text{ avec : } \mu = \frac{\sigma_i(x)}{f_{prg}}$$

$\rho_{1000} (\%)$: coefficient de relaxation garantie à 1 000 h.

μ_0 : coefficient valant 0.43 pour les armatures à très basse relaxation (TBR).

$\sigma_{pi}(x)$: contrainte initiale de l'armature dans la section d'abscisse x.

IV.4.3.3 Les pertes totales

Les pertes totales sont la somme des pertes instantanées et différées : $\Delta \sigma_{tot} = \Delta \sigma_d + \Delta \sigma$

IV.4.3.4 Application sur les câbles de fléau

Le **tableau V.17** ci-dessous est le résultat d'un calcul plus détaillé dans l'**Annexe A**.

Tableau IV. 17 : Pourcentages (%) des pertes de tension moyennes des câbles de fléau.

Section	$\Delta\sigma_\phi$	$\Delta\sigma_g$	$\Delta\sigma_e$	$\Delta\sigma_i$	$\Delta\sigma_r$	$\Delta\sigma_{fl}$	$\Delta\sigma_p$	$\Delta\sigma_d$	$\Delta\sigma_{TOT}$
Axe VSP	12.69	0.88	0.52	14.094	2.55	2.52	3.31	7.836	21.931
Fin VSP	11.63	1.45	0.99	14.066	2.55	4.79	3.32	10.113	24.179
Fin V1	11.44	1.94	0.98	14.362	2.55	4.77	3.28	10.052	24.414
Fin V2	11.89	1.95	0.99	14.826	2.55	4.82	3.21	10.54	24.879
Fin V3	11.70	2.73	0.92	15.362	2.55	4.53	3.14	9.697	25.058
Fin V4	11.85	3.31	0.85	15.01	2.55	4.16	3.19	9.368	24.378
Fin V5	7.95	4.20	0.76	12.913	2.55	3.73	3.48	9.190	22.104
Fin V6	6.26	5.55	0.61	12.412	2.55	3.00	3.56	8.518	20.930
Fin V7	4.02	7.47	0.42	11.909	2.55	2.09	3.63	7.674	19.582
Fin V8	2.57	8.29	0.24	11.100	2.55	1.18	3.75	6.681	17.961
Fin V9	0.00	13.38	0.11	13.497	2.55	0.56	3.40	5.948	19.445

On constate que les pertes totales trouvées sont proches en moyenne de celles supposées au début (25%). Pour la suite du calcul on prend : $\Delta\sigma = 25.06 \%$.

IV.4.4. Vérification des contraintes normales

Cette étape regroupe tous les résultats précédents, afin de justifier toute section et pièce du tablier. Les diverses vérifications entreprises sont la vérification des contraintes normales dans les fibres supérieures ainsi que dans les fibres inférieures en phase de construction comme en phase de service. Ce qui nous conduit à vérifier que Les contraintes normales doivent rester inférieures aux valeurs limites admissibles dans chaque section.

La condition à vérifier est la suivante : $\sigma_{bt} \leq \sigma_y \leq \sigma_{bc}$.

$$\sigma(y) = \frac{P}{B} + \frac{Pe_0 + M}{I} y$$

P : effort de précontrainte avec pertes.

B : section transversale.

I : inertie de la section considérée.

e₀ : excentricité du câble de précontraint moyen.

M : moment extérieur.

y : distances de son centre de gravité aux fibres extrêmes.

IV.4.4.1 Vérification des contraintes pour le demi-fléau

❖ En phase de construction

La première étape de vérification des contraintes est conditionnée par :

$$\Delta P = 25.06 \% \rightarrow \sigma_{\infty} = 1115.107 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma_{bcj}} = 0.6 \times f_{c28} = 21 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma_{bt1}} = 1.5 \times f_{t28} = 4.05 \text{ MPa ; Hors section d'enrobage.}$$

$$\overline{\sigma_{bt2}} = 0.7 \times f_{t28} = 1.89 \text{ MPa ; Section d'enrobage.}$$

Les résultats sont résumés dans le **tableau V.18** (les contraintes sont bien vérifiées).

❖ En phase de service

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

- **Etat à vide** : on prend en considération seulement le poids propre du tablier.
- **Etat en charge** : on prend en considération les charges et surcharges.

La vérification des contraintes dans cette phase est conditionnée par :

- $\Delta P = 25.06 \% \rightarrow \sigma_{\infty} = \text{MPa.}$
- $\overline{\sigma_{bcj}} = 0.6 \times f_{c28} = 21 \text{ MPa ;}$
- $\overline{\sigma_{bt1}} = 1.5 \times f_{t28} = 4.05 \text{ MPa ; Hors section d'enrobage ;}$
- $\overline{\sigma_{bt2}} = 1.0 \times f_{t28} = 2.7 \text{ MPa ; Section d'enrobage.}$

Les résultats sont résumés dans l'Annexe A (Toutes les contraintes sont vérifiées) :

NB : pour vérifier les contraintes en phase de service. Nous devons utiliser l'enveloppe des sollicitations dans chaque section (M_1 et M_2) parce qu'il s'agit d'une charge roulante (D240).

Tableau IV. 18 : Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de construction.

Section	N ^{bre} câbles	M (KN.m)	v' (m)	v (m)	I (m ⁴)	S (m ²)	e _{moy} (m)	P (MN)	σ _{Sup} (MPa)	σ _{Inf} (MPa)
Axe VSP	36	-76.880	1.742	1.258	13.12	10.06	1.11	66.637	6.33	7.03
Fin VSP	36	-50.663	1.742	1.258	13.12	10.06	1.11	66.637	8.84	3.54
Fin V01	32	-34.430	1.770	1.230	12.76	10.00	1.08	59.233	8.77	1.83
Fin V02	28	-20.664	1.797	1.203	12.41	9.56	1.05	51.829	8.71	0.51

Fin V03	24	-9.260	1.821	1.179	12.08	9.34	1.03	44.424	7.98	1.37
Fin V04	20	-0.190	1.845	1.155	11.76	9.15	1.01	37.020	7.01	2.65
Fin V05	16	6.560	1.865	1.135	11.49	8.98	0.99	29.616	5.81	4.37
Fin V06	12	11.075	1.881	1.119	11.26	8.84	0.97	22.212	4.72	4.16
Fin V07	8	13.350	1.896	1.104	11.06	8.72	0.95	14.808	3.39	4.29
Fin V08	4	13.420	1.906	1.094	10.94	8.63	0.94	7.404	1.85	4.74
Fin V09	2	11.300	1.909	1.091	10.88	8.56	0.94	3.702	0.86	5.34

IV.4.5. Armatures des zones tendues

Dans les zones où on a une traction en béton, il est nécessaire de disposer une section d'armatures passives minimales A_s (**art. 6.1.32 4.1 des Règles BPEL**).

$$A_s = \frac{B_t}{1000} + \left(\frac{N_{Bt}}{f_e} \times \frac{f_{tj}}{\sigma_{Bt}} \right)$$

B_t : aire nette de la section du béton en traction.

σ_{Bt} : valeur absolue de la contrainte maximale de traction.

N_{Bt} : la résultante des contraintes de traction correspondantes.

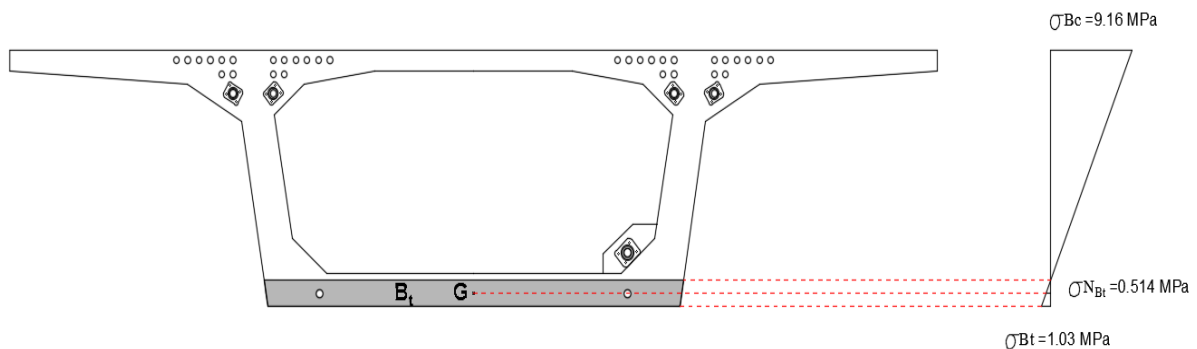


Figure IV. 22 : Diagramme des contraintes (Fin V03).

D'après la figure ci-dessus et le tableau de vérification des contraintes (**Annexe A**), on a :

$B_t = 1.764 \text{ m}^2$; $\sigma_{Bt} = 1.03 \text{ MPa}$; $\sigma_{NBt} = 0.514 \text{ MPa}$; donc : $N_{Bt} = 0.906 \text{ MN}$ et

$$A_s = \frac{1.764}{1000} + \left(\frac{0.906}{500} \times \frac{2.7}{1.03} \right) = 47.52 \text{ cm}^2 \text{ (3.84 cm}^2\text{/ml)} \rightarrow \text{nappes de HA 12 / e = 25cm.}$$

IV.4.6. Vérification des contraintes tangentielles

IV.4.6.1 Vérification vis-à-vis de l'ELS

L'âme est la partie la plus sollicitée par l'effort tranchant. Les membrures supérieures et inférieures du fait de leurs inerties par rapport au centre de gravité de la section sont des éléments qui travaillent en flexion.

❖ Détermination de l'effort tranchant

- Effort tranchant dû aux charges extérieures :

On peut constater expérimentalement que pour une valeur donnée de l'effort tranchant, le comportement d'une poutre est d'autant meilleur que les charges qui génèrent cet effort tranchant qui sont plus proches de l'appui (elles se transmettent directement à cet appui lorsqu'elles en sont voisines). Donc, il est considéré comme inutile de vérifier les sections situées à une distance inférieure à $h/2$ d'un appui intermédiaire d'une poutre continue.

- Effort tranchant dû à la précontrainte :

Pour une poutre isostatique précontrainte par un ensemble d'armatures d'intensité P et d'inclinaison α % à la fibre moyenne la composante verticale de la précontrainte $V_p = P \times \sin \alpha$ qui vient de réduire l'effort tranchant extérieur V_{ext} .

Enfin, on aura un effort tranchant réduit tel que : $V_{red} = V_{ext} - V_p$

- Effort tranchant dû à la courbure de caisson (effet RESAL) :

Dans les caissons à hauteurs variables, il est d'usage de calculer les contraintes tangentielles dans les âmes à partir d'une valeur réduite par rapport à sa valeur dans la section considérée. Cette réduction consiste à tenir compte de l'inclinaison de la membrure inférieure par rapport à la fibre moyenne.

RESAL a proposé un terme correctif à la composante tangentielle qui compense une partie de l'effort tranchant, qui vaut : $V_R = \frac{M}{z} \times \frac{dh}{dx}$

On aura enfin un effort tranchant réduit égale à : $V_{red} = V_{ext} - V_p - V_R$

NB : on ne tient pas compte de V_R sauf si on trouve que les contraintes de cisaillement ne soient pas vérifiées, car cet effet a la tendance de diminuer la valeur d'effort tranchant.

❖ Vérification de la contrainte de cisaillement :

Pour la justification des contraintes de cisaillement, on doit vérifier les deux conditions de :

$$\text{Non-rupture par fissuration : } \tau^2 < \overline{\tau_1^2} = 0.4 \times f_{tj} \times [f_{tj} + \sigma_x]$$

$$\text{Par compression-cisaillement : } \tau^2 < \overline{\tau_2^2} = 2 \times \frac{f_{tj}}{f_{cj}} [0.6 \times f_{cj} - \sigma_x] \times [f_{tj} + \sigma_x]$$

Avec :

$\tau_{\max}$: contrainte de cisaillement maximale réduite de service : $\tau = \frac{V_{\text{red}} S_n}{I_n b_n}$

σ_x : contrainte normale longitudinale au CDG de la section nette : $\sigma_x = \frac{P \times \cos \alpha}{B_n}$

B_n : section nette obtenue en soustrayant les vides des conduits.

V_{red} : effort tranchant maximal réduit de service.

S_n : moment statique nette de la section nette située au-dessus de cet axe par rapport à l'axe neutre de la section nette totale.

I_n : est le moment d'inertie nette.

b_n : l'épaisseur nette obtenue en soustrayant de l'épaisseur brute la somme de tous les évidements se trouvant au niveau considéré. exception faite des conduits injectés qui ne sont comptés que pour leur demi-diamètre. On doit compter au-moins un conduit.0

Application Numérique :

$P_0 = 2.47 \text{ MN}$; $\Delta P = 25.06 \%$; $n = 10$ câbles $\rightarrow P = 29.376 \text{ MN}$

$\alpha_{\text{moy}} = 0.25 \text{ rad} \rightarrow V_c = P \times \sin \alpha = 7.26 \text{ MN}$

$h/2 = 4.05 \text{ m}$; $V_{\text{ELS}} (4.05 \text{ m}) = 10.471 \text{ MN}$

$n = 32$ câbles $\rightarrow P = 59.28 \text{ MN}$

$\alpha_{\text{moy}} = 0.21 \text{ rad} \rightarrow V_f = P \times \sin \alpha = 12.35 \text{ MN} \rightarrow V_{\text{red}} = V_{\text{ELS}} + V_c - V_f = 5.38 \text{ MN}$

$B_n = 9.88 \text{ m}^2 \rightarrow \sigma_x = 6.75 \text{ MPa}$

$f_{c28} = 35 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2.7 \text{ MPa} \rightarrow \tau_1 = 3.19 \text{ MPa}$ et $\tau_2 = 4.55 \text{ MPa}$

$I_n = 12.91 \text{ m}^4$; $S_n = 5.31 \text{ m}^3$; $b_n = 1 \text{ m}$.

$\rightarrow \tau_{\max} = 2.215 \text{ MPa}$

On constate que : $\tau_{\max} < \tau$

IV.4.6.2 Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU

La vérification d'une part. de la résistance des armatures transversales et, d'autre part. celle des bielles comprimées.

❖ Les bielles comprimées :

La première étape consiste à déterminer l'angle β_u que forment les bielles de béton avec la fibre moyenne de la poutre. cet angle est donné par :

$$\text{tg } 2\beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_x - \sigma_y} \text{ , avec } \beta_u \geq 30^\circ$$

σ_x . σ_y : représentent les contraintes normales au niveau de CDG : $\sigma_x = P \times \cos \alpha / B_n$. $\sigma_y = 0$

τ_u : contrainte tangentielle ultime réduite. $\tau = \frac{V_{u,red} S_n}{I_n b_n}$

$V_{u,red}$: est l'effort tranchant réduit maximal à l'ELU dans la section considérée.

La justification de la compression de la bielle de béton se fait par la formule :

$$\tau_u \leq \frac{0.85 f_{c28}}{3 \gamma_b} \sin 2\beta_u . \text{ si : } \beta_u = 30^\circ . \text{ alors on obtient : } \tau_u \leq \frac{f_{c28}}{6}$$

Application Numérique :

$$V_{ELU}(4.05 \text{ m}) = 12.36 \text{ MN} ; V_p = 5.38 \text{ MN} \rightarrow V_{u,red} = V_{ELU} - V_p = 6.98 \text{ MN}$$

$$I_n = 12.91 \text{ m}^4 ; S_n = 5.31 \text{ m}^3 ; b_n = 1 \text{ m} \rightarrow \tau_u = 2.86 \text{ MPa}$$

$$\sigma_x = 6.75 \text{ MPa} . \sigma_y = 0 \text{ MPa} \rightarrow \beta_u = 0.349 \text{ rad} = 20.015^\circ \rightarrow \text{On prend : } \beta_u = 30^\circ$$

$$\tau_u = 2.86 \leq \frac{f_{c28}}{6} = \frac{35}{6} = 5.83 \text{ MPa} \rightarrow \text{Les bielles comprimées de béton vérifiées.}$$

❖ La résistance des armatures transversales :

Consiste à déterminer la section des armatures transversale A_t . donnée par :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_n \times S_t \times \gamma_s} \geq \left[\tau_u - \frac{f_{tj}}{3} \right] \times \tan \beta_u$$

A_t : section totale des sections d'un cours d'armatures passives transversales.

s_t : espacement de deux cours de ces armatures. mesuré suivant la fibre moyenne de la poutre.

f_e : limite d'élasticité de l'acier.

$\gamma_s = 1.15$: pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales.

Le pourcentage minimum à disposer est donné par l'équation : $\frac{A_t}{S_t} \geq 0.6 \frac{b_n \gamma_s}{f_e}$

Application Numérique :

$$\tau_u = 2.86 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2.7 \text{ MPa} ; f_e = 500 \text{ MPa} ; \gamma_s = 1.15 ; b_n = 1 \text{ m} ; \beta_u = 30^\circ$$

$$\rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq 26.02 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.6 \frac{b_n \gamma_s}{f_e} \rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq 13.80 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow \text{à vérifier dans l'étude transversale}$$

IV.5. ETUDE TRANSVERSALE

La structure transversale la mieux adaptée à la construction par encorbellement successif est la section tubulaire (caisson). une section fermée qui présente une grande résistance aux moments de torsion et qui assure une transmission directe des charges verticales aux appuis. Sans oublier sa résistance à la flexion longitudinale fournie par ses deux hourdis.

Pour l'analyse transversale, l'étude est faite sur des sections dangereuses qui sont la section sur pile et la section à la clé (les moments de flexions sont maximaux).

IV.5.1. Evaluation des efforts

IV.5.1.1 Modélisation

La modélisation est effectuée par un logiciel à base d'éléments finis. Le caisson est modélisé par un portique fermé (cadre), appuyé au niveau de la partie inférieure des âmes par deux appuis (double-simple) à l'extrémité de chaque âme. Pour chaque voussoir on prendra une longueur unitaire égale à 1m. les sections des différents éléments du caisson sont prises comme des sections équivalentes en matière de poids et d'inertie.

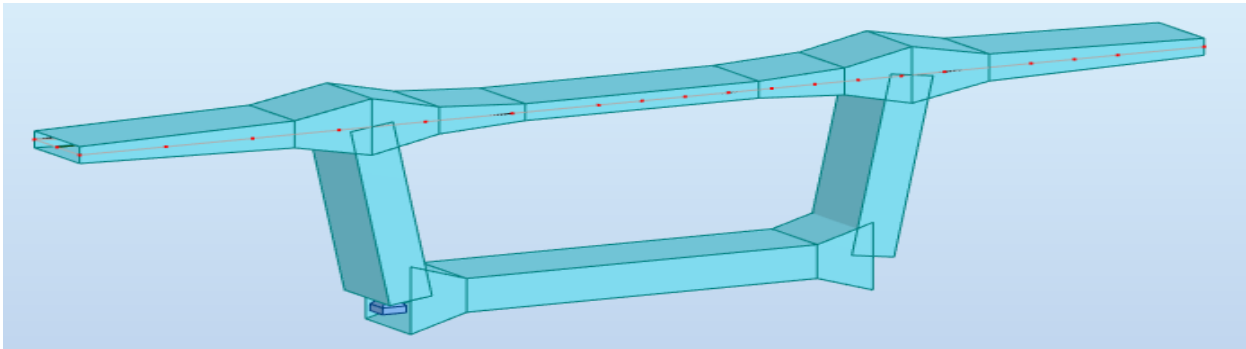


Figure IV. 23 : Vue en 3D du caisson sur pile modélisé sur le logiciel.

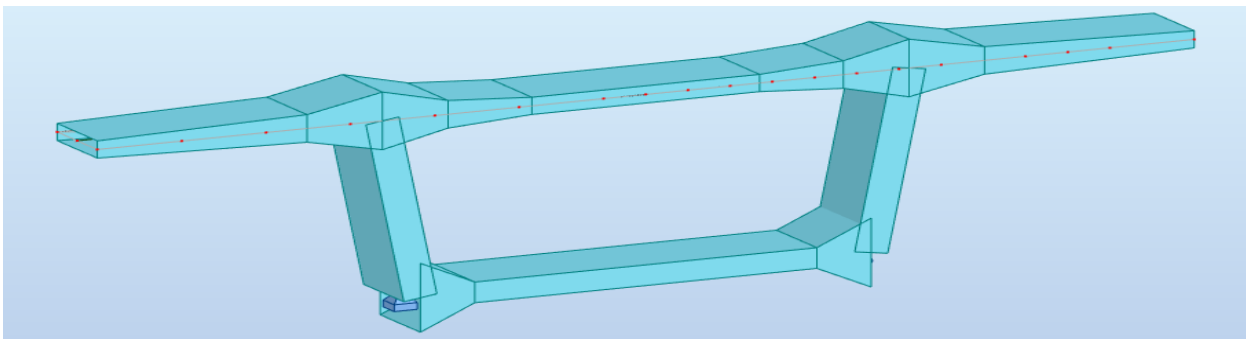


Figure IV. 24 :Vue en 3D du caisson à la clef modélisé sur le logiciel.

IV.5.1.2 Résultats

Les sections à justifier sont représentées dans la figure ci-dessous :

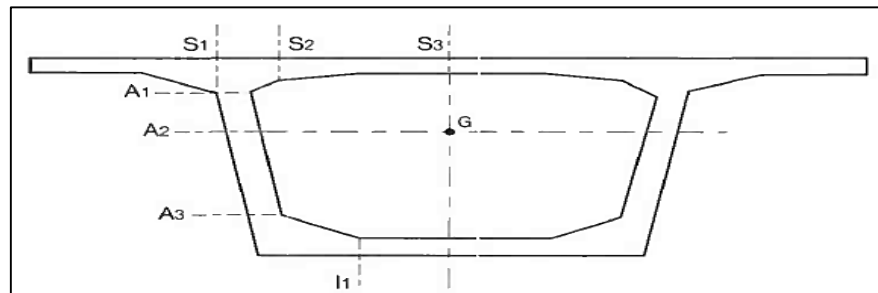


Figure IV. 25 :Sections à justifier selon le guide SETRA.

CHAPITRE IV : Dimensionnement du Tablier

Les résultats sont résumés dans les deux tableaux suivants :

Tableau IV. 19 : Efforts extrêmes dans le voussoir sur pile.

Elément	Section	M _{max} (KN.m)		M _{min} (KN.m)		N _{max} (KN)	
		M _{ELU}	M _{ELS}	M _{ELU}	M _{ELS}	N _{ELU}	N _{ELS}
Hourdis supérieur	S1	-81.34	-58.36	-546.05	-408.80	/	/
	S2	26.6	21.45	-251.69	-188.56	/	/
	S3	126.3	95.5	-66.42	-49.79	/	/
Âmes	A1	307.28	230.72	-151.2	-113.3	757.59	567.2
	A2	231.57	173.93	-143.62	-169.64	764.73	572.49
	A3	83.12	62.58	-138.83	-103.88	778.58	582.75
Hourdis inf	I1	73.43	55.08	-119.81	-89.55	/	/

Tableau IV. 20 : Moments extrêmes dans le voussoir à la clef.

Elément	Section	M _{max} (KN.m)		M _{min} (KN.m)		N _{max} (KN)	
		M _{ELU}	M _{ELS}	M _{ELU}	M _{ELS}	N _{ELU}	N _{ELS}
Hourdis supérieur	S1	-78.6	-57.6	-536.56	-401.95	/	/
	S2	43.67	32.97	-283.9	-212.71	/	/
	S3	144.6	110.7	-89.31	-66.95	/	/
Âmes	A1	295.97	222.23	-119.83	-87.32	771.38	577.56
	A2	228.86	171.88	-110.22	-82.41	777.09	581.79
	A3	97.40	73.26	-89.96	-67.26	788.18	590.00
Hourdis inf	I1	79.41	59.64	-91.70	-68.73	/	/

IV.5.2. Ferrailage

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

- Deux dalles : qui travaillent en flexion simple.
- Deux âmes : qui travaillent en flexion composée.

IV.5.2.1 Exemple de ferrailage de l'hourdis supérieur de VSP

Les fissurations sont jugées préjudiciables, alors. le dimensionnement de la section rectangulaire de 1m de largeur sera à l'ELS.

❖ Application Numérique :

• Nappe supérieure :

$$M_{ser} = 408.80 \text{ KN.m} ; \overline{\sigma}_{bc} = 21 \text{ MPa} ; \overline{\sigma}_s = 250 \text{ MPa}$$

$$b = 1 \text{ m} ; h = 0.837 \text{ m} ; d = 0.9 h = 75.3 \text{ cm}$$

$$x = \frac{15 \times \overline{\sigma}_{bc}}{15 \times \overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_{st}} \times d = 41.98 \text{ cm} ; z = d - \frac{x}{3} = 61.31 \text{ cm}$$

$$M_1 = 0.5 \times b \times x \times \overline{\sigma}_{bc} \times z = 2702.48 \text{ KN.m}$$

$$M_1 \geq M_{ser} \text{ (sup)} \rightarrow \text{Section sans armatures comprimées (S.S.A.C)}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{z \times \overline{\sigma}_{st}} = 26.67 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{(C.N.F)} = 0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \times b \times d = 4.68 \text{ cm}^2 \leq A_{ser}$$

→ La condition de non fragilité (CNF) est vérifiée.

• Nappe inférieure :

$$h = 0.25 \text{ m} ; M_{ser} \text{ (inf)} = 95.5 \text{ KN.m}$$

$$d = 0.9 h = 0.225 \text{ m}$$

$$x = \frac{15 \times \overline{\sigma}_{bc}}{15 \times \overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_{st}} \times d = 12.54 \text{ cm} ; z = d - \frac{x}{3} = 18.31 \text{ cm}$$

$$M_1 = 0.5 \times b \times x \times \overline{\sigma}_{bc} \times z = 241.87 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} \text{ (inf)} \leq M_1 \rightarrow \text{S.S.A.C}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{z \times \overline{\sigma}_{st}} = 20.86 \text{ cm}^2 / \text{ml} ;$$

$$A_{(C.N.F)} = 0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \times b \times d = 2.79 \text{ cm}^2 \leq A_{ser}$$

→ CNF est vérifiée.

• Ferrailage longitudinal :

$$A_{sl} = \frac{A_{st}}{3} = 8.89 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{(C.N.F)} = 0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \times b \times d = 5.03 \text{ cm}^2 / \text{ml} \leq A_{ser}$$

→ CNF est vérifiée.

IV.5.2.2 Ferrailage passif des voussoirs

A l'aide d'un logiciel de calcul de ferrailage (Robot Expert 2010). On trouve les résultats donnés dans les deux tableaux suivants et détaillées dans l'**Annexe C**.

Tableau IV. 21 : Ferrailage passif du VSP.

Elément	Nappe	Sect	h (cm)	Transversal			Longitudinal		
				As (cm ²)	Ø (mm)	e (cm)	As (cm ²)	Ø (mm)	e (cm)
Hourdis supérieur	Sup	S1	83.7	22.7	HA20	12.5	8.17	HA16	20
		S2	40	24.5					
		S3	25	11.5					
	Inf	S1	83.7	0	HA20	12.5	8.17	HA16	20
		S2	40	4.6					
		S3	25	22.8					
Âme	Interne	A1	50	6.0	HA12	12.5	6	HA14	20
		A2	50	6					
		A3	50	6					
	Externe	A1	50	12.0	HA16	12.5	6	HA14	20
		A2	50	6					
		A3	50	6					
Hourdis inférieur	Sup	I1	50	8.6	HA12	12.5	5.6	HA12	20
	Inf	I1	50	5.6	HA12	12.5	5.6	HA12	20

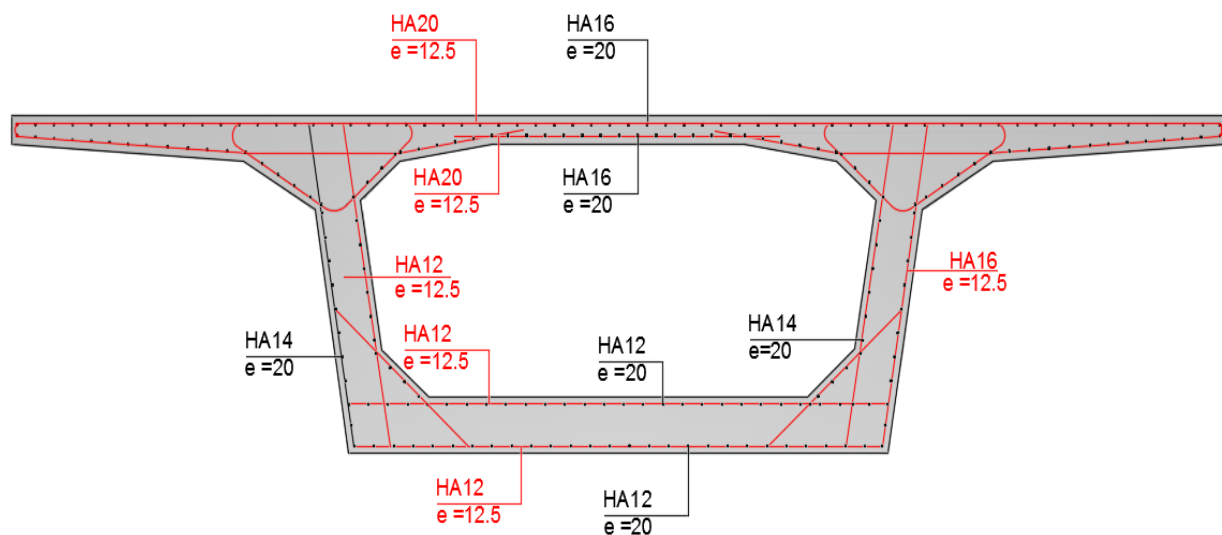


Figure IV. 26 : Ferrailage du voussoir sur pile.

Tableau IV. 22 : Ferrailage passif du VC.

Elément	Nappe	Sect	h (cm)	Transversal			Longitudinal		
				As (cm ²)	Ø (mm)	e (cm)	As (cm ²)	Ø (mm)	e (cm)
Hourdis supérieur	Sup	S1	83.7	22.3	HA20	12.5	8.97	HA16	20
		S2	40	27.8					
		S3	25	15.7					
	Inf	S1	83.7	0	HA20	12.5	8.97	HA16	20
		S2	40	4.6					
		S3	25	26.9					
Âme	Interne	A1	40	5.6	HA12	12.5	6.0	HA14	20
		A2	40	6.0					
		A3	40	6.0					
	Externe	A1	40	17.8	HA16	12.5	6.0	HA14	20
		A2	40	6.0					
		A3	40	6.0					
Hourdis inférieur	Sup	I1	30	12.6	HA12	12.5	4.2	HA12	20
	Inf	I1	30	10.7	HA12	12.5	4.2	HA12	20

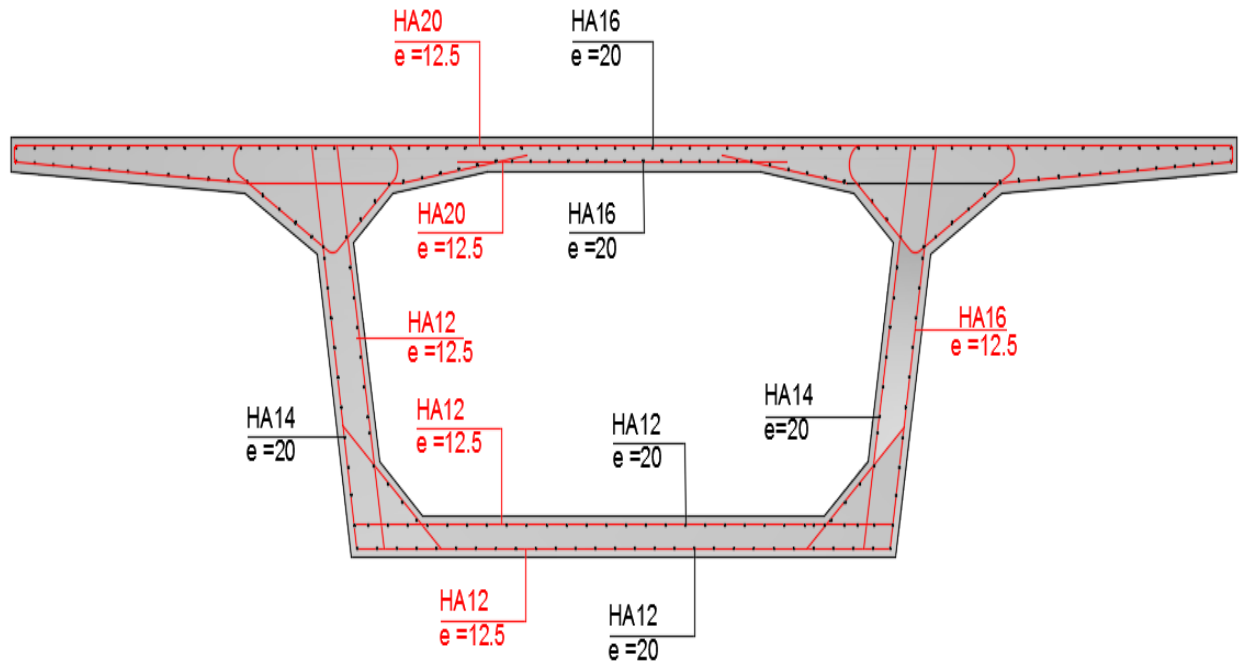


Figure IV. 27 : Ferrailage du voussoir à la clef.

IV.6. CONCLUSION

Ce chapitre a porté sur l'étude du précontraint et l'étude transversale du tablier, on a déterminé les différents types de câbles en fonction des moments à équilibrer, et avec la modélisation du voussoir à l'aide du logiciel, il nous a permis de déterminer les différents efforts sous différentes combinaisons ce qui nous a permis par la suite de procéder au calcul du ferrailage passif des éléments constructifs du voussoir.



V. ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DU PONT

V.1. INTRODUCTION

On désigne par équipements l'ensemble de dispositifs de nature 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. Dans le présent, on va étudier les équipements nécessaires pour ouvrage, tel que l'appareil d'appui et le joint de chaussée.

V.2. APPAREIL D'APPUI

Les tabliers de pont reposent sur leurs appuis par l'intermédiaire d'appareil d'appui, conçus pour transmettre les efforts essentiellement verticaux ou accompagnés d'efforts horizontaux.

V.2.1. Choix de type d'appareil d'appui

Le choix du type d'appareil d'appui dépend de nombreux facteurs : descente de charge, rotation maximale, déplacements horizontaux, durabilité, coût, le type d'ouvrage, son environnement et ses dispositions constructives.

Dans notre cas on a choisi un appareil d'appui en élastomère fretté qui permet une forte descente de charge pour un encombrement réduit, notamment en épaisseur et la répartition des efforts horizontaux entre plusieurs appuis. Une autre avantage leur coût, qui est relativement modéré.

On utilise les appareils d'appui du **type B**, ils comportent $n+1$ frettes métalliques et n feuillets 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 supérieures et inférieures d'un demi-feuillet $e = t_i / 2$.

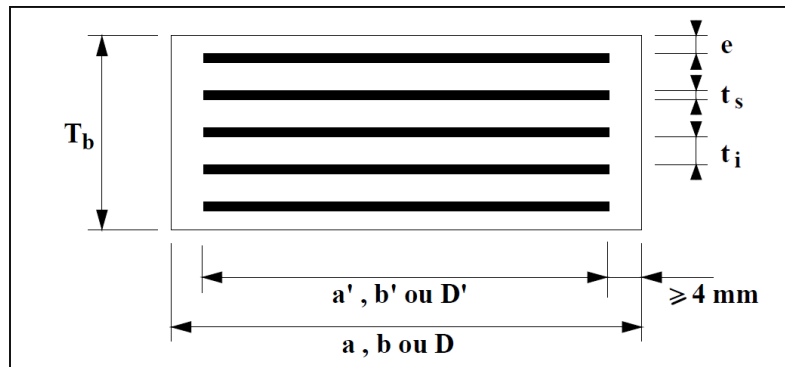


Figure V. 1 : Définition géométrique d'un appareil d'appui.

a (a') : dimension de l'élastomère (de frette) dans la direction longitudinale du pont.

b (b') : dimension de l'élastomère (de frette) dans la direction transversale ($a \leq b$).

t_i : épaisseur nominale d'un feuillet élémentaire d'élastomère.

t_s : épaisseur d'une frette élémentaire.

T_b : épaisseur nominale totale de l'appareil d'appui ; $T_b = n (t_i + t_s) + t_s + 2 e$.

T_e : épaisseur nominale totale d'élastomère ; $T_e = n t_i + 2 e$.

T_q : épaisseur initiale totale moyenne d'élastomère en cisaillement ; $T_q = n t_i + 2 e$.

n : nombre de feuillets élémentaires d'élastomère.

e : enrobage.

V.2.2. Evaluation des efforts verticaux appliqués sur les appareils d'appuis

Les réactions ainsi que les efforts verticaux appliqués seront calculés à l'ELU :

Tableau V. 1 : Les efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis (MN).

Combinaison	Réaction sur culée max	Réaction sur pile max
G	2.813	15.451
1,35 G + 1,6 A(l)	4.592	24.980
1,35 G + 1,6 Bc	3.291	20.616
1,35 G + 1,6 Bt	3.566	20.740
1,35 (G + Mc120)	3.516	20.715
1,35 (G + D240)	3.255	20.596

V.2.3. Dimensionnement des appareils d'appui

V.2.3.1 Aire l'appareil d'appui

La condition de non-cheminement :

$$\frac{N_{\max}}{(a' \times b')} \leq \sigma_{\text{adm}} = 20 \text{ MPa} ; N_{\max} = \frac{R_{\max}}{2}$$

V.2.3.2 Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui T

Condition de non flambement :

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{15}$$

a : est le grand côté de l'élastomère

V.2.3.3 Dimensionnement des frettes

L'épaisseur de la frette doit respecter les deux conditions suivantes :

$$\begin{cases} t_s > \frac{a \times \sigma_m}{\beta \times \sigma_e} \\ t_s \geq 2\text{mm} \end{cases}$$

Tel que

$$\sigma_e = 235 \text{ Kg/mm}^2$$

$$\sigma_m = \frac{N_{\max}}{a' \times b'}$$

$$\beta = \frac{a \times b}{2 \times G \times (a+b)}$$

CHAPITRE V : Etude Sismique et Equipements du Pont

Les résultats et le choix sont présentés dans le tableau ci-après.

Tableau V. 2 : Les dimensions de l'appareil d'appui.

	Cas de la pile	Cas de la culée
R_{max}	24.980	4.592
N_{max}	12.490	2.296
a×b	$a \times b \geq 6\,245$ $(a \times b) = (800 \times 800) \text{ mm}^2$	$a \times b \geq 1\,148$ $(a \times b) = (350 \times 350) \text{ mm}^2$
T	$80 \leq T \leq 160$	$35 \leq T \leq 70$
T_s	$> 2.99 \text{ mm}$	$> 2.87 \text{ mm}$
On prend	6 Feuilles d'élastomère : $t_i = 16 \text{ mm}$. 7 Frettes métalliques de : $t_s = 3 \text{ mm}$. Enrobage des chants = 4 mm Enrobage extérieur = 8 mm	3 Feuilles d'élastomère : $t_i = 10 \text{ mm}$. 4 Frettes métalliques de : $t_s = 3 \text{ mm}$. Enrobage des chants = 4 mm Enrobage extérieur = 5 mm
(a × b × T)	$(800 \times 800 \times 133) \text{ mm}^3$	$(350 \times 350 \times 52) \text{ mm}^3$

V.2.3.4 Evaluation des raideurs statiques et dynamiques des appuis

Les raideurs des différents appuis se calculent comme suit :

$$K_{AA} = n \times G \times \frac{a \times b}{T} \quad \text{et} \quad K_{Pile} = n f \times \frac{3EI}{h^3} \quad \text{d'où} \quad K_{App} = \frac{1}{\frac{1}{K_{Pile}} + \frac{1}{K_{AA}}}$$

n : le nombre d'appareils d'appuis par élément porteur.

G : module de cisaillement de l'appareil d'appui ($G = 1.8 \text{ MPa}$ en cas dynamique).

a, b, T : sont respectivement les dimensions en plan et l'épaisseur net d'élastomère.

E : le module de déformation instantanée du béton ($f_{c28} = 27 \text{ MPa} \rightarrow E = 33\,000 \text{ MPa}$).

I : inertie longitudinale d'un fût.

h : hauteur du fût de pile

Tableau V. 3 : Evaluation des raideurs longitudinales statiques et dynamiques des appuis.

Elément	Piles			Appareils d'appui			Appuis	
Appuis	h (m)	I (m ⁴)	K _{Pile} (MN/m)	n	K _{AA.s} (MN/m)	K _{AA.d} (MN/m)	K _{App.s} (MN/m)	K _{App.d} (MN/m)
C01	/	infini	infini	2	5.51	11.03	5.51	11.03
P01	12.21	27.15	1476.47	2	10.29	20.57	10.21	20.29
P02	18.76	27.15	407.08	2	10.29	20.57	10.03	19.58
C02	/	infini	infini	2	5.51	11.03	5.51	11.03

V.2.3.5 Evaluation des déplacements horizontaux

$$V_X = V_{XT} + V_{Xf} + V_{Xr} + V_{XF_{fr}}$$

❖ Effet de la variation uniforme de la température :

Le déplacement horizontal dû à la variation uniforme de température est ;

$$V_{XT} = \epsilon_T \times |X_i|$$

ϵ_T : coefficient de la température ;

$$\epsilon_T = \alpha \times \Delta T$$

$\alpha = 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$: coefficient de dilatation thermique de béton armé.

$\Delta T = 10^\circ\text{C}$: variation uniforme de température

$|X_i|$: distance entre l'appareil d'appui et le centre de rigidité du tablier ;

$$|X_i| = |x_i - X_{CR}|$$

Le centre de rigidité (le point fixe) est donné par

$$X_{CR} = \frac{\sum K_i \times x_i}{\sum K_i}$$

K_i : rigidité longitudinale 'statique' de l'appui considéré.

❖ Effet de déformations différées (retrait et fluage du béton) :

Le déplacement (raccourcissement) horizontal dû au retrait de béton est ;

$$V_{Xr} = \epsilon_r \times |X_i|$$

$\epsilon_r = 2 \times 10^{-4}$: coefficient de retrait pour un climat tempéré.

Le déplacement (raccourcissement) horizontal dû au fluage de béton est en fonction des contraintes normales appliquées. Il est tenu en première approximation ;

$$V_{Xf} = \epsilon_f \times |X_i|$$

$\epsilon_f = 2.5 \times 10^{-4}$: coefficient de fluage à $t = 0$ au moment d'application de la contrainte σ_b .

❖ Effet de freinage :

Le déplacement horizontal maximal dû au freinage est donné par ;

$$V_{xfr} = \frac{F_{fr,i} \times T_q}{2G \times a \times b}$$

$F_{fr,i}$: force de freinage maximale pour un seul appareil d'appui ; $F_{fr,i} = F_{fr,j} / n_{AA/appui}$

$F_{fr,j}$: force de freinage maximale pour un seul appui ; $F_{fr,j} = F_{fr} \times K_i / \sum K_i$

F_{fr} : force de freinage maximale appliquée à un seul tablier ; $F_{fr} = \max (F_{A(L)} ; F_{Bc})$.

K_i : dans ce cas, est la rigidité longitudinale 'dynamique' de l'appui considéré.

G : module de cisaillement d'élastomère ; $G = 0.9$ MPa pour les déformations lentes, et $2G = 1.8$ MPa pour les efforts dynamiques (freinage, vent, force centrifuge) et $G = 1.2$ MPa pour les calculs sismiques.

Tableau V. 4 : Déplacement horizontal du tablier.

	X_i (m)	$K_{app,d}/\sum K_d$	V_{xt} (m)	V_{xf} (m)	V_{xr} (m)	$F_{fr,i}$ (KN)	V_{xfrein} (m)	V_x (m)	V_x (mm)
C1	0	0.1780	0.0203	0.0239	0.0136	26.7075	0.00484	0.06264	62.64
P1	36.73	0.3276	0.0094	0.0110	0.0063	49.1486	0.00891	0.03561	35.61
P2	99.73	0.3162	0.0094	0.0110	0.0063	47.4362	0.00860	0.03530	35.30
C2	136.46	0.1780	0.0203	0.0239	0.0136	26.7075	0.00484	0.06264	62.64

V.3. Dés d'appuis

Le dé d'appui permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier vers l'élément porteur, ainsi que rattraper le dévers du tablier.

V.3.1. Dimensionnement des dés d'appuis au niveau de la pile

$$A = b + 200 \rightarrow A = 800 + 200 \rightarrow A = 1\,000 \text{ mm};$$

$$B = a + 200 \rightarrow B = 800 + 200 \rightarrow B = 1\,000 \text{ mm};$$

$$h \geq 2 B_0 / P_0 \rightarrow h \geq 0.5 \text{ m. On prend } h = 0.5 \text{ m.}$$

$$B_0 = A \times B = 1.00 \text{ m}^2;$$

$$P_0 = 2 (A + B) = 4.00 \text{ m.}$$

V.3.2. Ferrailage des dés d'appuis au niveau de la pile

La section d'armatures est évaluée suivant le guide SETRA (P.P.73).

$$A_s = \frac{0.04 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.04 \times 12.49}{434.78} = 11.49 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit } 10\text{HA}14 (e = 9 \text{ cm})$$

V.3.3. Dimensionnement et ferrailage des dés d'appuis au niveau de la culée

La méthode de calcul est la même que dans le cas de la pile. On trouve :

$$(A \times B \times h) = (550 \times 550 \times 400) \text{ mm}^3$$

$$A_s = \frac{0.04 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.04 \times 2.296}{434.78} = 2.11 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit } 5\text{HA}8 (e = 12.5 \text{ cm})$$

V.4. JOINT DE CHAUSSEE

Les tabliers de ponts subissent des variations dimensionnelles longitudinales dues à des variations de température, du retrait, du fluage et des déformations d'exploitation. Il convient de rendre le tablier librement dilatable, donc de ménager un jeu à ses ou à une de ces extrémités.

V.4.1. Dimensionnement :

Conformément aux règlements, les actions à prendre en compte sont :

- La température ;
- Déformations différées du béton (retrait, fluage).
- L'action sismique

$$W = W_D + 0.4W_T + \frac{WS}{3}$$

W: souffle total du joint ;

WD : souffle des déformations différées (retrait + fluage) ;

WT : souffle thermique ;

WS: souffle sismique.

Les souffles WT, WD sont déjà calculés lors du calcul de l'appareil d'appui.

Le souffle sismique a été calculé lors du calcul des efforts sismiques ($W_s = 12.4$ cm).

Donc : $W = 8.6$ cm.

V.4.2. Type de joint chaussée

On choisit le type de joint de chaussée selon le souffle calculé, et en regardant le catalogue de joints de chaussée CIPEC, on constate que pour un souffle de 8.6 cm il faut considérer la famille de joints appelée Wd (souffles moyens), ces joints sont de la famille à dents en console conçue pour une circulation lourde et intense, ce type de joints possède une robustesse exceptionnelle.

Tableau V. 5 : Capacité de souffle des joints Wd en fonction du biais.

Type	Droite (100gr)	80 gr	60 gr	40 gr	30 gr
Wd60	60	61	71	66	67
Wd80	80	84	92	85	86
Wd110	110	116	104	92	90
Wd160	160	169	158	141	139
Wd230	230	185	127	102	97

Le modèle pris en fonction du souffle et du biais de l'ouvrage (négligeable pour notre ouvrage), on a choisi le joint **Wd110**. Les souffles admissibles pour ce genre de joint, permettent des déplacements longitudinaux de 40 à 150 mm.

V.5. ETUDE SISMIQUE

V.5.1. Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique [RPOA 2008]

- Le pont est classé selon le risque sismique en **groupe 1** (pont stratégique).
- L'ouvrage se trouve dans une zone sismique **IIa** (sismicité moyenne).
- Le coefficient d'accélération de zone **A = 0.25** (RPOA, tableau 3.1).
- Le sol est de catégorie **S2** (site ferme).
- Le taux d'amortissement du matériau constituant les appuis (béton armé), $\xi = 5\%$.
- Le module de cisaillement d'élastomère des appareils d'appuis est **G = 1.2 MPa**.

V.5.2. Méthode de calcul

Pour l'étude sismique, le règlement R.P.O.A propos deux (2) méthodes d'analyses :

- L'analyse monomodale.
- L'analyse spectre de réponse.

Mais tout d'abord, il faut passer par des conditions à vérifier pour justifier l'utilisation de la méthode.

V.5.2.1 L'analyse monomodale :

❖ Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental

La masse modale (Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental) doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation (fût et chevêtre), autrement dit, la masse des piles **MP** doit être inférieure à 43 % de la masse du tablier : **MT** ($MT = G + \alpha Q$).

G : le poids propre du tablier ;

Q : charge d'exploitation (charge routière type D240) ;

α : 0% des charges d'exploitations routières.

Application Numérique :

$$MP = \rho \times \sum (si \times hi) = 25 \times (15.76 \times 13.125 + (8.335 + 14.43 + 62.5))$$

$$\rightarrow MP = 7313.22 \text{ KN}$$

$$MT = G + \alpha Q$$

$$\rightarrow MT = 34\,812.27 \text{ KN} \rightarrow MP = 7313.22 < 0.43 MT = 14969.2761$$

$$\rightarrow MP \leq 0.43 MT$$

→ Condition Vérifiée.

❖ Angle de biais

Le biais doit être supérieur à 70 grades et les raideurs longitudinales et transversales totales des appuis ne variant pas de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans biais.

→ Condition Vérifiée (il s'agit d'un pont sans biais).

❖ Courbure de pont

Il s'agit d'un pont droit sans courbure en plan

→ Condition Vérifiée.

❖ Symétrie transversale

La distance entre le centre de masse de tablier et le centre élastique des appuis ne doit pas excéder 5% de la longueur totale du tablier.

$$e_0 = |X_M - X_R| < 5\% L$$

Application Numérique :

$$X_M = L/2 = 68.23 \text{ m}$$

$$X_R = \frac{\sum X_i K_i}{\sum K_i} = 68.14$$

$$0.05L = 6.82 \text{ m}$$

$$e_0 = |68.23 - 68.14| < 0.05L = 6.82$$

→ Condition Vérifiée.

NB : toutes les conditions sont vérifiées, donc la méthode monomodale est applicable.

V.5.2.2 Evaluation de l'effort sismique longitudinal

Dans la direction longitudinale des ponts sensiblement rectilignes à tablier continu, On applique au tablier une force horizontale statique équivalente F donnée par l'expression :

$$F_L = M_T \times S_a(T)$$

M_T : est la masse effective totale de la structure : $M_T = 34\,812.27/9.81 = 3\,481.23 \text{ t}$;

$S_a(T)$: est l'accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à la période fondamentale.

$$S_{ae}(T, \xi) = \begin{cases} AgS(1 + \frac{T}{T_1}(2.5\eta - 1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta AgS & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta AgS(\frac{T_2}{T}) & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta AgS(\frac{3T_2}{T^2}) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

$S_{ae}(T, \xi)$: accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à l'amortissement ξ et à la période T du mode propre considéré dans la direction considérée.

A : coefficient d'accélération de zone. $A = 0.25$

g : accélération de la pesanteur $g = 9.81 \text{ m/s}^2$

S : coefficient du site $S = f(S_2) = 1.1$ (RPOA, tableau 3.3).

T : période du mode propre considéré dans la direction considérée.

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (RPOA, tableau 3.3) :

$$(T_1, T_2) = f(S_2) = (0.15 ; 0.40)$$

$$\eta : \text{facteur de correction de l'amortissement} : \eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} = 1$$

Application Numérique :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{34\,812.27}{41.55 \times 10^{-6}}} = 1.82 \text{ s} \rightarrow S_a(T ; \xi) = 2.5 \eta A g S (T_2/T) \rightarrow S_a = 1.48 \text{ m/s}^2$$

$$F_L = M_T \times S_a(T) \rightarrow F_L = 1.48 \times 3\,481.23 \rightarrow F_L = 5\,163.67 \text{ KN}$$

Cette force horizontale et le déplacement, seront répartis sur chaque appui au prorata des raideurs:

- $d_L(\text{Appui}) = K(\text{Appui}) \times F_L(\text{Appui})$
- $d_{L(\text{tablier})} = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 S_a$
- $F_i = \frac{K_i}{K} F$

Tableau V. 6 : Distribution des forces et des déplacements longitudinaux sur chaque appui.

Appuis	C1	P1	P2	C2
FL (KN)	913.50	1688.30	1648.40	913.50
Déplacement du tablier (cm)	12.40	12.40	12.40	12.40

V.5.2.3 Evaluation de l'effort sismique transversal

Nous allons utiliser la méthode de la pile indépendante

$$F_i = M_i \cdot S_e(T_i)$$

$$T_i = 2\pi \sqrt{\frac{M_i}{K_i}}$$

Avec

M_i : la masse effective attribuée à la pile i (masse de la moitié supérieure de la pile augmentée de la masse du tablier afférent à la pile).

T_i : la période fondamentale de la même pile.

Tableau V. 7 : Masse effective et période fondamentale de chaque appui.

Appuis	C1	P1	P2	C2
$M_i(T)$	430.700	447,002	451.300	430.700
T_i	1.52	1.14	1.15	1.52

$$0.90 < \frac{T_i}{T_{i+1}} = \frac{1.14}{1.15} = 0.98 < 1.10 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc la méthode de la pile indépendante est applicable est les résultats sont résumé dans le tableau suivant.

Tableau V. 8 : Distribution de forces transversales sur chaque appui.

Appuis	C1	P1	P2	C2
S_a	1.77	2.37	2.35	1.77
F_i	763.93	1 060.97	1 060.19	763.93

V.5.2.4 Séisme vertical

$$R_i = ab\mu L$$

L : est la longueur de la travée principale.

μ : est la masse linéique du tablier comprenant les équipements.

b : paramètre dépendant de la réaction d'appui considérée et du rapport de travée.

a : paramètre caractérise l'accélération du sol en fonction de la classe de l'ouvrage, de la zone sismique et de la géologie du site du projet.

Application Numérique :

$L=63\text{m}$; $\mu=26\ 615.8\ \text{Kg/ml}$

On a 3 travées $\rightarrow \Psi = \frac{\text{Longuer travé principale}}{\text{Longuer travé de rive}} = \frac{63}{37.23} = 0.6 \rightarrow b_c = 0.24$ pour les culées

$b_{p1} = b_{p2} = 0.48$

Site S2 ; zone sismique IIa ; groupe 1 $\rightarrow a = 4.38$

$\rightarrow R_c = 1\ 762.644\text{KN}$; $R_{p1,p2} = 3\ 525.288\ \text{KN}$

V.5.2.5 Combinaison d'actions à l'état limite accidentelle (ELA)

Selon le RPOA, une combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme. Cette combinaison nous donne l'effet probable de l'action sismique maximale dû à l'apparition simultanée des actions sismiques le long des axes horizontaux X et Y et de l'axe vertical Z :

$$E_1 = \pm E_x \pm 0.3 E_y \pm 0.3 E_z$$

$$E_2 = \pm E_y \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_z$$

$$E_3 = \pm E_z \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_y$$

Tableau V. 9 : Les combinaisons des forces sismiques.

Appui	EX(KN)	EY(KN)	EZ(KN)	E1(KN)	E2(KN)	E3(KN)
C1, C2	913.49	763,93	1762,64	922.51	304.0	283.06
P1	1 688.27	1 060,97	3525,28	1 694.45	527.09	512.66
P2	1 648.42	1 060,19	3525,28	1 654.63	515.20	500.73

V.5.3. Vérifications des appareils d'appui selon RPOA 2008

Les vérifications à effectuer sous les combinaisons sismiques, concernent la résistance à la compression, le flambement, la distorsion et le glissement. Cette combinaison est donnée par :

$$G + P + E + 0.4 \Delta T + D + \Psi Q$$

Ψ : est un coefficient de combinaison pris égale à 0 (il ne s'agit ni d'un pont urbain à trafic intense ni d'un pont ferroviaire).

V.5.3.1 Résistance à la compression

$$\frac{N_{\max}}{a \times b} \leq \sigma_{\text{adm}} = 20 \text{ à } 25\ \text{MPa}$$

Cas de la pile :

$$\sigma_{\text{ap}} = \frac{N_{\max}}{a \times b} = \frac{12.49}{0.8 \times 0.8} = 19.52\ \text{MPa} \leq \sigma_{\text{adm}} = 21\ \text{MPa} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Cas de la culée :

$$\sigma_{ap} = \frac{N_{max}}{a \times b} = \frac{2.296}{0.35 \times 0.35} = 18.74 \text{ MPa} \leq \sigma_{adm} = 21 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

V.5.3.2 Stabilité au flambement

La stabilité au flambement doit être vérifiée par la condition suivante :

$$\gamma_s \cdot P_u \leq P_c$$

γ_s : coefficient de sécurité égal à 3.

P_u : valeur maximale des charges verticales à l'ELU.

P_c : charge critique de flambement ; $P_c = 4 \cdot G \cdot B \cdot S^2 \cdot d / h$

G : module de cisaillement

B : l'aire nominale de l'appui ($B = a \times b$).

d : la somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur d'élastomère ($d = t_f + t_s$).

h : la hauteur totale de l'appareil d'appui.

$$S = \frac{a \times b}{2 \times t(a+b)}; \text{facteur de forme.}$$

Application Numérique :

Cas de la pile	Cas de la culée
$S = 12.50$; $d = 0.019 \text{ m}$;	$S = 8.75$; $d = 0.013 \text{ m}$
$h = 0.112 \text{ m}$	$h = 0.040 \text{ m}$
$B = 0.64 \text{ m}^2$	$B = 0.12 \text{ m}^2$
$P_c = 61.04 \text{ MN}$	$P_c = 10.97 \text{ MN}$
$P_u = 12.49 \text{ MN}$	$P_u = 2.30 \text{ MN}$
$\gamma_s \times P_u = 37.47 \text{ MN} \leq P_c = 61.07 \text{ MN}$	$\gamma_s \times P_u = 6.89 \text{ MN} \leq P_c = 10.97 \text{ MN}$

→ Condition Vérifiée.

V.5.3.3 Limitation de la distorsion

On doit vérifier :

$$\delta = \tan(\gamma) < \delta_c$$

Pour $p = P_u / P_c < 0.25 \text{ MPA}$; on trouve : $\delta_c \leq 0.7 + 4(\delta_0 - 0.7)(0.25 - p)$.

Tel que : $\delta_0 = b/T$, borné par $[0.7 < \delta_0 < 2]$.

b : petit côté de l'appui ;

T : épaisseur totale d'élastomère.

Application Numérique :

Cas de la pile

$a=b = 800 \text{ mm} ; T = 133 \text{ mm} ;$

$\delta_0 = 7.14 ; p=0.205$

On prend : $\delta_0 = 2 ;$

$\delta_c = 0.94 ;$

$V_x = 0.15 \text{ m} ;$

$\delta = 1.145 ;$

$\delta \leq \delta_c \rightarrow$ Non vérifiée.

Cas de la culée

$a=b = 350 \text{ mm} ; T = 52 \text{ mm} ;$

$\delta_0 = 20; p=0.209$

On prend : $\delta_0 = 2 ;$

$\delta_c = 0.91 ;$

$V_x = 0.18 \text{ m} ;$

$\delta = 1.381 ;$

$\delta \leq \delta_c \rightarrow$ Non vérifiée.

$\rightarrow$ Donc on doit placer des dispositifs de non-distorsion.

V.5.3.4 Condition de non-glissement

La stabilité au glissement de l'appareil d'appui doit être justifiée en tenant compte de la composante verticale du séisme et donc selon les combinaisons sismiques. On doit vérifier :

$$H < f.N$$

H : effort horizontal.

N : effort de compression vertical.

f : coefficient de frottement ; $f = 0.10 + 0.6/\sigma_m$ (contact élastomère-structure).

σ_m : est la contrainte moyenne de compression.

Application Numérique :

Cas de la pile

$N = 19.84 \text{ MN}$

$\sigma_m = 31 \text{ MPa} ; f = 0.12 ; K_s = 0.6$

$H = 1.65 \text{ MN}$

$1.65 \text{ MN} < 19.84 \times 0.12 = 2.37$

Cas de la culée

$N = 17.92 \text{ MN}$

$\sigma_m = 146.28 \text{ MPa} ; f = 0.10$

$H = 0.59 \text{ MN}$

$0.59 \text{ MN} < 17.92 \times 0.10 = 1.8.$

$\rightarrow$ Condition Vérifiée.

V.6. CONCLUSION

Les équipements du pont jouent un rôle fondamental dans la conception, le calcul et la survie de l'ouvrage. Ce sont ces équipements qui permettent à un pont d'assurer sa fonction vis-à-vis des usagers, notamment après un séisme.



VI.ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1. INTRODUCTION

L'étude de l'infrastructure est l'une des options fondamentales du projet, cette étude est indissociable de l'ouvrage dans son ensemble. la détermination des appuis et des fondations d'un ouvrage relève d'une longue réflexion basée sur un processus progressif et itératif, cela nous amènent à étudier les appuis et les fondations sous l'ouvrage.

VI.2. ETUDE DE LA PILE

Une pile est un appui intermédiaire qui a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations, elle intervient dans la résistance globale du pont.

VI.2.1. Conception de la pile

La conception des piles est tributaire du type et du mode de construction du tablier, du type de mode d'exécution des fondations et de certaines contraintes naturelles ou fonctionnelles liées au site.

Pour notre cas nous avons optés pour des piles caisson évidée sur toute la hauteur et qui sont pleines sur la tête.

VI.2.1.1 Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis du flambement

L'élancement λ doit être inférieur à 70 pour que la vérification au flambement soit satisfaite :

$$\lambda = l_f / i \leq 70$$

l_f : longueur du flambement de la pile la plus haute :

$l_f = 0.7 \times l_0$: pour la partie poutre (l_0 est la hauteur du fût).

$l_f = 2 \times l_0$: pour la partie voussoir (l_0 est la hauteur totale de la pile).

i : rayon de giration de la section : $i_x = \sqrt{\frac{I_x}{S}}$ (transversal) et $i_y = \sqrt{\frac{I_y}{S}}$ (longitudinal).

Tableau VI. 1 : Vérification du flambement des piles les piles hautes.

Appuis	Pile 01	Pile 02
l_f (m)	12.21	18.76
i_y (m)	1.44	1.44
i_x (m)	2.12	2.12
λ_y	16.97	26.08
λ_x	11.51	17.69
Observation	✓	✓

➔ Pas de risque de flambement

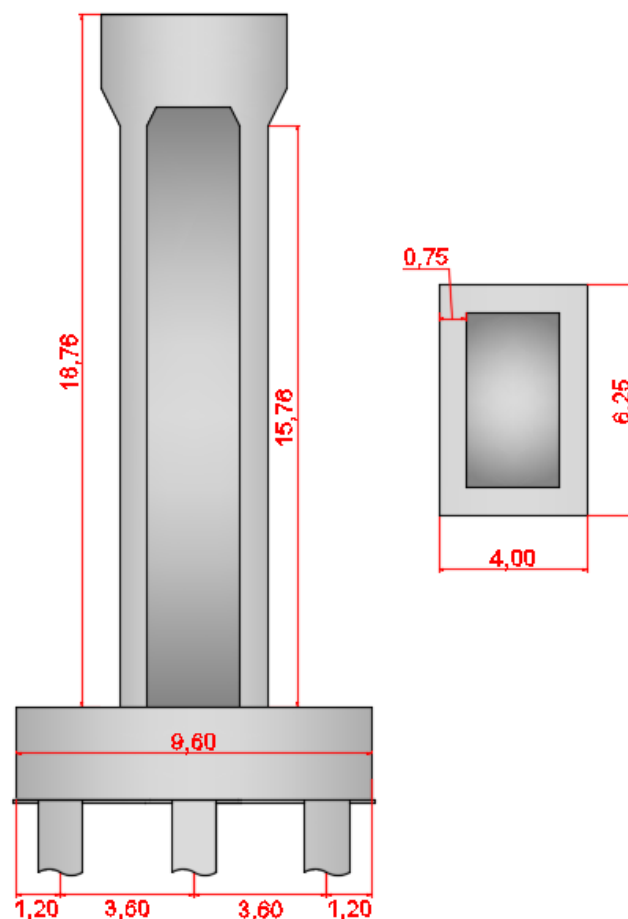


Figure VI. 1 : Dimensions de la pile la plus haute.

VI.2.2. Evaluation des efforts agissant sur la pile

Les charges permanentes et d'exploitations génèrent des sollicitations sur la pile qui se résument dans des forces horizontales, verticales et des moments. Elle sera considérée comme une console encastrée dans sa base.

VI.2.2.1 Efforts statiques :

Tableau VI. 2 : Evaluations des efforts permanents et différés max des piles.

Sollicitations	Verticales (KN)	Horizontales (KN)	Moment (KN.m)
Désignations			
$G_{\max}$ Pile	5171.25	-	-
$G_{\max}$ Tablier	2146.09	-	-
H_T	-	81,24	1645,92
H_{flv} (Ret + flu)	-	150,44	3048,00

Tableau VI. 3 : Evaluations des efforts d'exploitation max des piles.

Sollicitations	Vertical (KN)	Horizontal (KN)	Moment (KN.m)
Désignations			
A(l) 3 Voies	2575.69	-	-
D240	1980.47	-	-
Bc 3Voies	1483.00	-	-
Bt 3Voies	1149,30	-	-
Mc 120	836,68	-	-
Freinage A(l) 3 Vs	-	134,36	2722,03
Freinage Bc 3 Vs	-	150,00	3039,00

VI.2.2.2 Efforts sismiques

Tableau VI. 4 : Réactions et moments dus au séisme à la base de la pile la plus haute.

Réactions	Pile 02
R_v (MN)	2.9
R_L (MN)	4.97
R_T (MN)	4.04
M_L (MN.m)	52.82
M_T (MN.m)	42.69

VI.2.2.3 Combinaisons des efforts

Les combinaisons les plus défavorables sont les suivants :

ELS; $G + 1.2 A(l) + 0.6 \Delta T + D$

ELU; $1.35G + 1.6 A(l) + 0.9 \Delta T + D$

ELA; $G + E + \Psi Q + 0.4 \Delta T + D$ ($\Psi = 0$)

Tableau VI. 5 : Evaluation des efforts les plus défavorables à la base des piles.

Réactions	Combinaison	Pile 02
R_v (KN)	ELA	16.15
R_L (KN)	ELA	5.15
R_T (KN)	ELA	4.04
M_L (KN.m)	ELA	56.53
M_T (KN.m)	ELA	42.69

VI.2.3. Ferrailage des éléments de la pile

L'armature d'une section rectangulaire creuse est généralement disposée suivant deux nappes, l'une proche de la surface extérieure, l'autre proche de la surface intérieure.

Le ferrailage de telles sections se fait à l'aide des abaques de WALTHER. Dans ces abaques, la disposition réelle des armatures est idéalisée par une armature linéairement répartie, située au milieu de la paroi de béton et présentant une répartition variable doublement symétrique (facteur $\beta = b / 2 (b + h)$).

Il faut d'abord vérifier la condition d'orientation : $\frac{t_y}{h} \leq \frac{t_x}{b}$

t_x et t_y : sont les épaisseurs de la section dans la direction transversale et longitudinale.

h et b : sont les grandes dimensions de la section (hauteur et largeur).

Le paramètre t_x / b est également limité à 0.24 : $t_x / b \leq 0.24$

Tableau VI. 6 : Vérification des paramètres de la section creuse.

Dimension	P01	P02
b (m)	4	4
H (m)	6.25	6.25
$t_x = t_y$ (m)	0.75	0.75
t_y / H	0.12	0.12
t_x / b	0.18	0.18
observation	✓	✓

Le champs d'application d'un abaque s'étend sur toutes les sections présentant les bons paramètres, quelles que soient leurs dimensions effectives et la qualité de leur béton, grâce à la notion des efforts intérieurs relatifs et sans dimension n , m_x et m_y :

$$n = \frac{N}{b \times h \times f_{c28}}$$

$$m_x = \frac{M_x}{b \times h^2 \times f_{c28}}$$

$$m_y = \frac{M_y}{b^2 \times h \times f_{c28}}$$

Les abaques de WALTHER nous ont permis de tirer la valeur de degré mécanique d'armature totale ω :

$$\omega = \mu \times \frac{\sigma_s}{f_{c28}} = \frac{F_{atot}}{bh} \times \frac{\sigma_s}{f_{c28}} \rightarrow F_{atot} = \frac{\omega \times b \times h \times f_{c28}}{\sigma_s}$$

F_{atot} : aire totale de l'armature passive.

Application Numérique :

Pile 01

$$N = 25445.27 \text{ KN}; M_x = 49220.97 \text{ KN.m}; M_y = 54911.18 \text{ KN.m}$$

$$n = \frac{N}{b \times h \times f_{c28}} \rightarrow n = \frac{25.445}{4 \times 6.25 \times 27} = 0.038$$

$$m_x = \frac{M_x}{b \times h^2 \times f_{c28}} \rightarrow m_x = \frac{81.102}{4 \times (6.25)^2 \times 27} = 0.0163$$

$$m_y = \frac{M_y}{b^2 \times h \times f_{c28}} \rightarrow m_y = \frac{65.133}{4 \times 4 \times 6.25 \times 27} = 0.0195 \rightarrow \eta = \frac{m_y}{m_x} = \frac{0.02034}{0.0117} = 1.19$$

$$\beta = b / 2 (b + h) = 0.20$$

Le rapport η donné peut être encadré par une borne supérieure η_s , et une borne inférieure η_i ,
Tel que :

$$\eta_i < \eta < \eta_s$$

$$1.0 < 1.19 < 2.0.$$

La méthode consiste à remplacer la sollicitation donnée $m_y = \eta_{mx}$ par la sollicitation

$$m_{yi} = \eta_i \times m_x$$

$$m_{ys} = \eta_s \times m_x$$

La valeur de ω cherchée peut être encadrée par les groupes d'abaques suivants :

Abaque A12,12,20

$$\omega_s = 0.02 : \omega_i = 0.06$$

Abaque A12,24,20

$$\omega_s = 0.02 : \omega_i = 0.06$$

$$\rightarrow ; (\omega = \omega_i + \frac{\omega_s - \omega_i}{\eta_s - \eta_i} (\eta - \eta_i))$$

$$\rightarrow \omega = 0.028$$

$$F_{atot} = \frac{\omega \times b \times h \times f_{c28}}{\sigma_s} = \frac{0.028 \times 4 \times 6.25 \times 27}{460} = 409 \text{ cm}^2$$

- As (coté b) : $0.2 \times F_a = 81.8 \text{ cm}^2$. **27HA20.**
- As (coté H) : $0.3 \times F_a = 122.7 \text{ cm}^2$. **25HA25.**

Selon RPOA :

$$\text{La section minimale } p_g = 0.01B \rightarrow p_g = 0.01 \times 11.875 = 118.75 \text{ cm}^2$$

On prend la section maximale $A_s = 1187.5 \text{ cm}^2$.

Pour les deux coté **121HA25 & 121HA25 avec espacement $e = 17 \text{ cm}$.**

❖ **Armature transversale :**

Les armatures transversales doivent être disposées pour maintenir chaque barre ou groupe de barres du ferrailage longitudinal et s'opposer à son flambement vers l'extérieur :

$$A_t = \frac{A_l \times f_{el}}{16 \times f_{et}} \times \frac{S_t(\text{mm})}{100}$$

S_t : L'espacement des armatures transversales, égale en zone critique, selon RPOA, à :

$S_t = \text{Min} (24\phi_t ; 8\phi_l ; 0.25d) \leq 20 \text{ cm}$, tel que d est la hauteur utile.

→ $S_t = 8\phi_l = 20 \text{ cm}$

$$\rightarrow A_t = \frac{A_l \times f_{el}}{16 \times f_{et}} \times \frac{S_t(\text{mm})}{100} = \frac{118750 \times 500}{16 \times 500} \times \frac{200}{100}$$

→ $A_t = 148.44 \text{ cm}^2 = 9.42 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow 5\text{HA16} (A_s = 10.05 \text{ cm}^2)$;

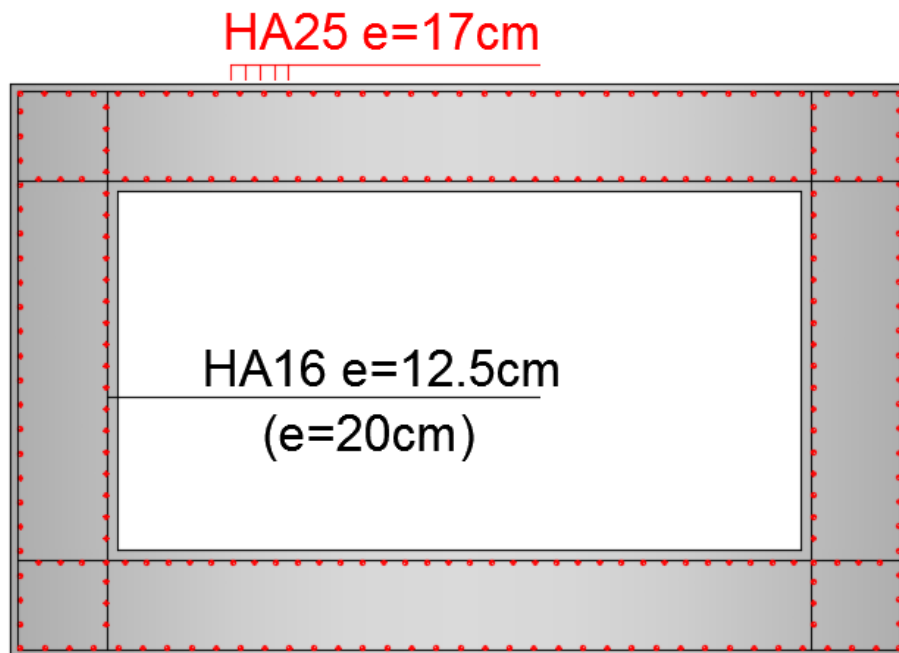


Figure VI. 2 : Ferrailage de la pile.

VI.2.4. Vérification de l'Effort Tranchant :

$$V_u = P_{\text{horizontal}} (\text{ELU}) = 0.516 \text{ MN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{0.516}{4 \times 0.9 \times 6.25} = 0.0229 \text{ MPa}$$

$$\tau_u' = \inf \{4 \text{ MPa}; 0.1 f_{c28}\} = 3.5 \text{ MPa. (Fissuration préjudiciable).}$$

$$\tau_u' \geq \tau_u \rightarrow 3.5 \geq 0.0229 \rightarrow \text{vérifiée}$$

On opte pour des cadres horizontales de **HA16**.

VI.3. Calcul du sommier

❖ Armatures de chainage

La section d'armatures de chainage peut être déterminée par des règles analogues à la méthode des bielles ou la méthode de reprise des efforts d'équilibre général.

$$A_c = \frac{0.25 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.25 \times 24.980}{434.78} = 143.63 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit 30HA25}$$

❖ Armatures horizontales

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, l'ensemble des armatures horizontales placées sous le chainage, devra reprendre un effort égal à 12,5% de la même descend de charge.

$$A_h = \frac{0.125 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.125 \times 24.980}{434.78} = 71.81 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit 15HA25}$$

❖ Frette supérieure

Elle est placée la plus près possible de la face supérieure de l'appui, il s'agit d'armatures croisées.

$$A_s = \frac{0.04 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.04 \times 24.980}{434.78} = 22.98 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit 10HA14}$$

❖ Frette inférieure

Une frette inférieure d'éclatement, disposé à une profondeur entre $h/3$ et h à partir de la face supérieure de l'appui.

$$A_s = \frac{0.10 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.10 \times 24.980}{434.78} = 57.45 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit 10HA20}$$

VI.4. ETUDE DE LA CULEE

La culée est l'un des éléments fondamentaux dans l'ensemble de la structure du pont. Elle sert comme appui extrême du tablier du pont mais son rôle principal est d'assurer le raccordement de l'ouvrage au terrain de façon à avoir une continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont.

VI.4.1. Conception des Culées

VI.4.1.1 Choix de type de culée

Il existe deux types de culées :

- Culée à mur de front (Remblai).
- Culée enterrée.

Vu les données géotechniques du site, on a opté pour une culée remblayée fondée sur pieux.

VI.4.1.2 Eléments constituant une culée remblayée

Une culée remblayée a les éléments principaux suivants :

- Mur garde grève (sépare le remblai de l'ouvrage).
- Sommier d'appui (sur lequel repose l'about du tablier).
- Mur-cache (pour la protection des appareils d'appui).

- Mur de front (transmis les charges verticales et soutient le remblai).
- Mur en retour (porte les corniches et soutient le remblai).
- Corbeau arrière (sous forme de trapèze en arrière qui porte la dalle de transition).
- Corbeau avant (porte le joint de chaussée et dégage l'espace en dessous)
- Dalle de transition (pour la transition d'un milieu semi-rigide vers un autre rigide).
- La semelle (supporte le poids propre et les charges venantes du tablier).

VI.4.1.3 Pré-dimensionnement de la culée

Les dimensions choisies sont montrées dans la figure suivante.

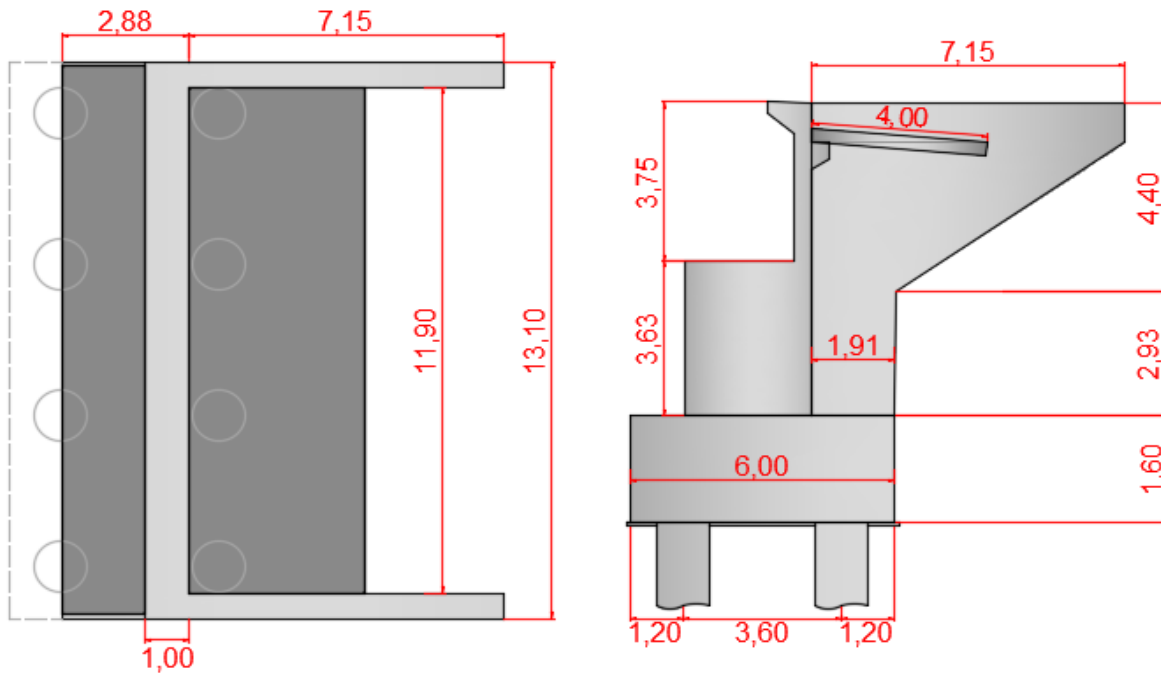


Figure VI. 3 : Dimensions de la culée.

VI.4.2. Evaluation des efforts agissants sur les culées :

Les efforts agissants sur la culée sont des efforts horizontaux et verticaux dus au poids propre de la culée, la charge descendante du tablier, poids et poussée des terres, effet du séisme, du freinage et des déformations différées, qu'on va les traiter en détail.

On se limitera à l'étude de la culée C02, qui est la culée la plus sollicitée.

VI.4.2.1 Calcul du coefficient de poussée

Les efforts d'inertie du mur ou des terres reposant sur la semelle sont calculés à partir des coefficients sismiques k_h ; k_v :

$$k_h = 0.25 ; k_v = 0.3 \times k_h = 0.075$$

k_h : Coefficient sismique horizontal ;

k_v : Coefficient sismique vertical

La valeur des poussées des terres sur la culée est donnée par la formule suivante :

$$F_{ah} = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm k_v) k_{ad} \times H^2$$

Dans les conditions sismiques, le coefficient de poussée sera déterminé par la formule de MONOBE- OKABE qui est citée dans le RPOA :

$$k_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin\varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos\theta \cos\beta}} \right]^2}$$

Avec :

H : est la hauteur du mur ;

γ : est le poids des terres ;

$\phi = 36^\circ$: angle de frottement interne du remblai sans cohésion ;

$\beta = 0^\circ$: angle de talus avec l'horizontale ;

$$\theta = \arctg\left(\frac{k_H}{1 \pm k_v}\right)$$

Le calcul se fait sous les quatre cas montrés au tableau suivant :

Tableau VI. 7 : Calcul des coefficients de poussée possibles.

Cas	k_H	k_v	θ (°)	K_{ad}
Normal	0.00	0.00	0.00	0.33
Séisme Horizontal + Vertical descendant	0.25	0.075	13.09	0.50
Séisme Horizontal	0.25	0.00	14.04	0.52
Séisme Horizontal + Vertical ascendant	0.25	-0.075	15.12	0.54

VI.4.2.2 Evaluation des charges Statiques

❖ Efforts dus au poids propre des éléments de la culée

Ils sont calculés tout simplement en multipliant le volume de chaque élément par le poids volumique de béton armé $\gamma_{BA} = 25 \text{ KN/ m}^3$, et en considérant leurs excentrement par rapport au point situé en bas de la semelle.

Tableau VI. 8 : Calcul des efforts statiques due au poids propre des culées et du remblai.

Désignation	N (KN)	H (KN)	d_v	d_h	M_v
Semelle	3 144.00	/	0.00	0.80	0.00
Mur F	3 433.54	/	-0.34	4.32	-1 177.70

DDT	178.50	/	3.31	8.94	591.37
Mur en R	500.85	/	3.57	7.24	1 787.53
Corbeau	57.52	/	1.29	8.66	73.97
MGG	486.98	/	0.90	7.99	439.74
Poids des Terres Amont	2 440.56	/	2.06	5.64	5 027.55
Poids des T sur DDT	608.19	/	4.89	9.43	2 972.23
Somme	10 850.13	0	/	/	9 714.70

❖ **Evaluation des charges statiques issues du tablier.**

Les charges statiques issues du tablier sont :

Tableau VI. 9 : Calcul des efforts statiques issues du tablier.

Désignation	N (KN)	H (KN)	d _v	d _h	M _v	Désignation
Rg	2 813.80	/	-0.89	/	-2 490.21	/
R(Al)	496.90	/	-0.89	/	-439.76	/
Rbc	316.24	/	-0.89	/	-279.87	/
RMc120	198.61	/	-0.89	/	-175.77	/
RD240	402.53	/	-0.89	/	-356.24	/
Hf+r	/	150.44	/	-6.13	/	-922.83
HT°	/	81.24	/	-6.13	/	-498.33
Frein Al	/	134.36	/	-6.13	/	-824.13
Frein Bc	/	150.00	/	-6.13	/	-920.10

❖ **Combinaison des efforts statiques (G + 0.4T)**

Tableau VI. 10 : Combinaison des efforts statiques.

	N (kN)	H (kN)	M (Kn.m)
R max	10 949.52	261.68	5 603.35
R min	10 889.86	258.56	5 531.36

VI.4.2.3 Evaluation des charges Sismique

❖ **Efforts sismiques provenant de l'accélération propre de la culée**

Sont obtenus en accélérant les masses par les coefficients sismiques k_h et k_v .

Tableau VI. 11 : Efforts sismiques provenant de l'accélération propre de la culée.

Désignation	N (KN)	H (KN)	d _v	d _h	M _s	M _r
Semelle	235.80	786.00	0.00	0.80	0.00	628.80
Mur F	257.52	858.38	-0.34	4.32	-88.33	3 703.93
DDT	13.39	44.63	3.31	8.94	44.35	399.04
Mur en R	37.56	125.21	3.57	7.24	134.07	906.91
Corbeau	4.31	14.38	1.29	8.66	5.55	124.56
MGG	36.52	121.75	0.90	7.99	32.98	972.62
Poids des Terres Amont	183.04	610.14	2.06	5.64	377.07	3 438.14
Poids des T sur DDT	45.61	152.05	4.89	9.43	222.92	1 433.96
Somme	813.76	2712.53	/	/	728.60	11607.96

❖ **Evaluation des charges Sismiques dues à la poussée des terres**

La valeur de la poussée dynamique globale sous séisme, comportant à la fois les effets statiques et dynamiques de la poussée active des terres, et appliquée à mi-hauteur de mur, est

donnée par la formule suivante :
$$F_{ah} = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm k_v) H^2 k_{ad}$$

Tableau VI. 12 : Calcul des poussées dynamiques globales dues aux terres.

Cas	K _{ad}	F _{ah} (KN)	d _h (m)	M _h (KN.m)
Séisme Horizontal + Vertical descendant	0.50	5 350.01	3.278	17 537.34
Séisme Horizontal + Vertical ascendant	0.54	4 935.52	3.278	16 178.65

VI.4.2.4 Evaluation des efforts dynamiques issus du tablier

Les charges statiques et dynamiques (séisme et freinage) issues du tablier sont :

Tableau VI. 13 : Evaluation des charges dynamiques issues du tablier.

Désignation	N (KN)	H (KN)	d _v	d _h	M _v	M _H
Seisme Tablier	2 265.87	1 671.46	0.89	6.13	2 005.30	10 252.76
Frein Al	/	134.36	/	-6.13	/	-824.13
Frein Bc	/	150.00	/	-6.13	/	-920.10

❖ **Combinaison des efforts sismiques**

$$\sqrt{E_{\text{tablier}}^2 + E_{\text{appui}}^2}$$

Tableau VI. 14 : Combinaison des efforts sismiques

	Nc (KN)	Hc (KN)	Mc (KN.m)
Séisme Horizontal + Vertical descendant	0.00	8 581.09	30 858.23
Séisme Horizontal + Vertical ascendant	0.00	8 170.48	29 536.66
Séisme Verticale	1 071.87	0.00	853.93

VI.4.2.5 Combinaison d'actions

On s'intéresse aux combinaisons suivantes :

$$P \text{ max} - H + 0.3V$$

$$P \text{ max} - H - 0.3V$$

$$P \text{ max} + V - 0.3H$$

$$P \text{ max} - V - 0.3H$$

Avec : N: effort vertical ,

V: effort horizontal longitudinal ;

Tableau VI. 15 : résultats de combinaisons.

	N	V	M
P max - H + 0,3V	13 039.58	-8 319.41	-24 998.70
P min - H - 0,3V	12 336.80	-7 911.93	-24 261.48
P max + V - 0,3H	13 789.89	-2 312.64	-2 800.18
P min - V - 0,3H	11 586.49	-2 192.59	-4 183.57

VI.4.3. Ferrailage des éléments de la culée

VI.4.3.1 Etude de mur frontal

❖ Evaluation des efforts

Le mur frontal est un élément qui est encasté dans la semelle, il travaille à la flexion composée. Il est sollicité essentiellement aux : charges permanentes, poids propres de la superstructure, poussée des terres, surcharge sur les remblais et les surcharges d'exploitation.

❖ les sollicitations les plus défavorables

Tableau VI. 16 : Combinaisons des efforts.

Cas	Combinaison	N (KN/ml)	T (KN/ml)	M (KN.m/ml)
ELS	G + 0.6T + 1.2A(l)	624.03	55.48	-285.65
ELU	1.35G + 0.9T + 1.6(A(l)	841.68	92.65	-360.31

❖ Ferrailage du mur frontal

Section d'acier :

Avec robot expert : $A_s = 28.9 \text{ cm}^2$ Donc : on prend **6HA25/ml** ($A_s = 29.45 \text{ cm}^2$) avec $e=17 \text{ cm}$

Armatures de constructions :

$A_s' = A_s / 3 \rightarrow 6\text{HA}16/\text{ml}$; $e=17 \text{ cm}$

Armatures transversales:

Avec robot expert on opte pour 6HA12

VI.4.3.2 Etude de mur garde grève

❖ Evaluation des efforts

Moment des poussées des terres :

$$M_p = \frac{P \times H}{3} ; P = \frac{1}{2} K_{ah} \times \gamma \times H^2 \times L$$

Avec

H : hauteur des remblais, $H=3.75 \text{ m}$;

K_a : coefficient de poussée des terres, $K_a=0.333$;

L : longueur des remblais ;

Application numérique

$$P = 41.68 \text{ KN/ml}$$

$$M_{P-ELU} = 70.25 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{P-ELS} = 52.04 \text{ KN.m/ml}$$

Moment du à la force de freinage du camion Bc :

$$M_p = \frac{2\mu \times P \times h}{0.25 + 2h}$$

μ : coefficient de pondération, $\mu = 1,6$ à l'E.L.U et $\mu = 1,2$ à l'E.L.S

Application Numérique :

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

$$P = 60 \text{ KN};$$

$$M_{P-ELS} = 69.68 \text{ kN.m/ml}; M_{P-ELU} = 92.90 \text{ KN.m/ml}$$

Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève :

Le moment d'encastrement à la base du mur garde grève aura pour expression la formule suivante :

$$M_p = \frac{12K}{0.75 + 2h} \int_0^h \frac{h-x}{(0.25+x)} dx , \text{ avec: } K = K_a \times bc \times \delta \times \gamma$$

Avec :

γ : Coefficient de pondération. $\gamma = 1,6$ à ELU et $1,2$ à ELS ;

B_c : coefficient de pondération du système B_c ;

δ : Coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai ;

h : hauteur de mur garde grève.

Application Numérique :

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

$$K_a = 0,33$$

$$B_c = 1,2$$

$$\delta = 1,05$$

$$K_{ELS} = 0,50; K_{ELU} = 0,67$$

$$M_{P-ELS} = 53.72 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{P-ELU} = 71.63 \text{ KN.m/ml}$$

❖ Combinaisons d'actions sur le MGG

Tableau VI. 17 : Résultats après combinaison.

Cas	Combinaison	M (KN.m)
ELU	$1.35G + 1.6Q$	234.79
ELS	$G + 1.2Q$	175.44

❖ Ferrailage du mur garde grève

Le mur garde-grève est sollicité par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

Section d'acier :

Avec Robot expert $A_s = 22.7 \text{ cm}^2$

Donc : on prend 3HA25+ 3HA20/ml ($A_s = 124.15 \text{ cm}^2$) / coté remblai.

Armatures de constructions :

$A'_s = A_s/3$; Soit : 6HA14/ml ($A'_s = 9,24 \text{ cm}^2$) / coté tablier

Armatures transversales :

$A_t = A_s/4$; Soit : 6HA12/ml ($A'_s = 6,79 \text{ cm}^2$).

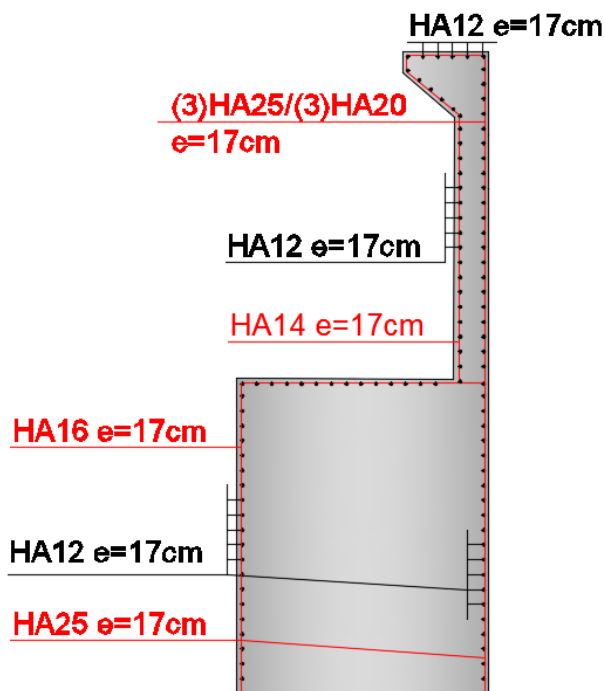


Figure VI. 4 : Ferrailage du mur garde grève + mur frontale.

VI.4.3.3 Etude de Dalle de transition

❖ Evaluation des efforts

La dalle de transition est considérée comme une poutre simplement appuyée dans ces extrémités. Elle est soumise à son poids propre, au poids du revêtement, aux surcharges et au poids du remblai au-dessus de la dalle.

Tableau VI. 18 : Evaluation des efforts agissant sur la dalle de transition.

Type de charge	Charge (KN/ml)	M (MN.m/ml)	T (KN)
Poids propre	7.50	15.00	15.00
Revêtement	1.92	3.84	3.84
Remblai	13.86	27.72	27.72
Surcharges	10.00	20.00	20.00

❖ Combinaison des actions

Tableau VI. 19 : combinaisons des efforts.

Etat	Combinaison	M (KN.m)	T (KN)
ELU	ELU 1.35G + 1.6Q	70.56	70.56
ELS	ELS G + 1.2Q	94.86	94.86

❖ Ferrailage de la dalle de transition

La dalle de transition est sollicitée par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

Section d'acier :

Avec Robot expert $A_s = 14 \text{ cm}^2$

On prend 5HA20/ml ($A_s = 15.71 \text{ cm}^2$) /coté inférieur ; $e = 20 \text{ cm}$

Armatures longitudinales :

5HA20/ml ($A_s = 15.71 \text{ cm}^2$) /coté inférieur ; $e = 20 \text{ cm}$

Armatures de constructions :

$A's = A_s/3$; Soit : 5HA14/ml ($A_s' = 7.70 \text{ cm}^2$) ; $e = 20 \text{ cm}$

Armatures transversales :

$A's = A_s/4$; Soit : 5HA12/ml ($A_s' = 7.70 \text{ cm}^2$) ; $e = 20 \text{ cm}$

VI.4.3.4 Etude Corbeau d'appui de la dalle de transition

Le corbeau c'est un appui pour la dalle de transition, il est soumis à la réaction, de cette dernière.

❖ Evaluation des efforts :

La réaction due au poids des remblais

Elle est donnée par la formule suivante :

$$R_{\text{Rem}} = \frac{ql}{2}$$

Avec

L : longueur de la dalle de transition ;

q : charges permanente.

Application Numérique :

$L = 4.00 \text{ m}$

$q = 23.28 \text{ kN/ml}$

$R_{\text{Rem}} = 46.56 \text{ kN/ml}$

Réaction des surcharges sur remblais :

La réaction due aux surcharges sur remblais est donnée par la formule ci-après :

$$R_{\text{Sur - rem}} = \frac{ql}{2}$$

Avec :

L : longueur de la dalle de transition.

q : surcharge sur remblais, $q = 10 \text{ kN/m}^2$.

Application Numérique :

$$L = 4,00 \text{ m}$$

$$q = 10 \text{ KN/ml}$$

$$R_{\text{Dal-T}} = 20 \text{ KN/ml}$$

❖ Combinaison des actions :

$$\text{ELU} : R_{\text{ELU}} = 1.35R_G + 1.6R_Q ; R_{\text{ELU}} = 94.86 \text{ KN.m/ml}$$

$$\text{ELS} : R_{\text{ELS}} = R_G + 1.2R_Q ; R_{\text{ELS}} = 70.56 \text{ KN.m/ml}$$

❖ Ferrailage :

Le corbeau est sollicité par une compression simple, la fissuration est considérer préjudiciable.

Section d'acier :

Avec robot expert : $A_s = 11.2 \text{ cm}^2$ on prend 6HA16/ml ($A_s = 12.06 \text{ cm}^2$); $e = 17 \text{ cm}$.

Armature de construction : $A_{s'} = A_s / 3$; Soit : **6HA12/ml** ($A_s = 6.79 \text{ cm}^2$).

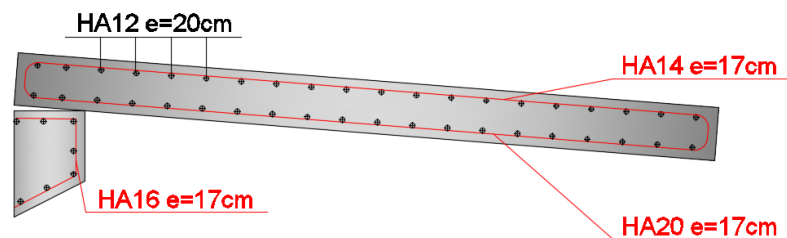


Figure VI. 5 : Ferrailage de la dalle de transition + Corbeau.

VI.4.3.5 Etude d'un mur en retour

Pour calculer les sollicitations on utilise un modèle 3D par logicielle Robot. Le mur en retour est supposé encasturer sur ses deux côtés.

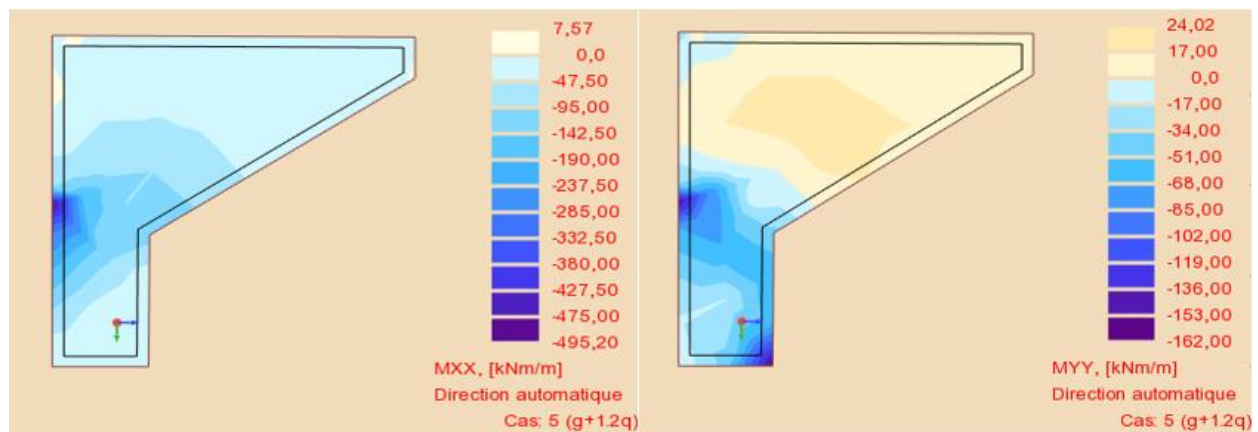


Figure VI. 6 : Les sollicitations due au mur à L'ELS.

Les sollicitations agissantes sur le mur en retour ; ELS : $M_s = M_G + 1.2M_Q = 359.6 \text{ KN.m/ml}$

❖ Ferrailage du mur en retour

Le mur est sollicité par une flexion composé, la fissuration est considérée préjudiciable.

Armatures verticales :

Avec robot expert : $A_s = 6.6 \text{ cm}^2$ on prend **6HA14** ($A_s = 9.24 \text{ cm}^2$) ; $e = 17 \text{ cm}$.

Armatures horizontales :

Avec robot expert : $A_s = 23 \text{ cm}^2$ on prend **3HA25+3HA20** ($A_s = 24.15 \text{ cm}^2$) ; $e = 17 \text{ cm}$.

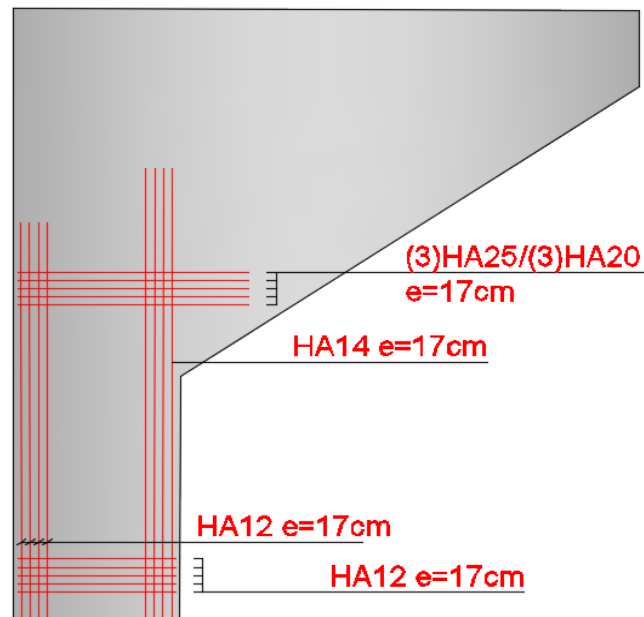


Figure VI. 7 : Ferrailage du mur en retour.

VI.5. ETUDE DE FONDATION

VI.5.1. Etude de la Semelle

La semelle a pour rôle de transmettre au sol les différentes charges par l'intermédiaire des pieux.

Tableau VI. 20 : Les dimensions de la semelle sous la culée et la semelle sous la pile.

Sous la pile		Sous la pile	
Longueur :	6	Longueur :	9.6
Largeur :	13.10	Largeur :	13.10
Epaisseur :	1.6	Epaisseur :	2.5

VI.5.1.1 Calcul des sollicitations

Le tableau suivant résume les sollicitations obtenues lors des combinaisons des charges citées précédemment.

Tableau VI. 21 : Les sollicitations les plus défavorables sur la semelle.

	Sous pile			Sous culée		
Etat	N(KN)	H(KN)	M(KN)	N(KN)	H(KN)	M(KN)
ELS	26 234,37	379.12	7 113.57	16 028,72	3 914.20	8 719.60
ELU	35 364,89	516.22	9 684.21	21 628,83	6 926.52	11 572.81
ELA	15 797.60	5 523.67	68 747.26	3 365.97	8 319.41	24 998.70

VI.5.1.2 Nombre des pieux

Le nombre de pieux est en fonction de la capacité portante d'un pieu donné par le rapport géotechnique et l'effort verticale du au tablier.

$$np = \frac{N_{max}}{Q_p}$$

Avec

N_{max} : l'effort normal maximal à l'ELS ;

Q_p : capacité portante d'un pieu a l'ELS.

Tableau VI. 22 : Nombre de pieux sous la semelle.

Cas de la pile		Cas de la pile	
N _{max} (KN)	15 797.60	N _{max} (KN)	3 366.19
np	12	np	8

VI.5.1.3 Effort revenant à chaque pieu

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x \times Y}{\sum Y^2} \pm \frac{M_y \times X}{\sum X^2}$$

Avec :

n : nombres des pieux ;

N : effort normal ;

M_x, M_y : moments dans les sens x,y ;

X = y = 1.8 m : la distance des pieux par rapport à l'axe de la semelle.

Tableau VI. 23 : Les valeurs de Nmax (KN) pour les combinaisons les plus défavorables.

Etat	cas pile	cas culée
ELS	2 457.10	2 573.24
ELU	3 292.61	3 431.51
ELA	15 797.60	3 366.19

VI.5.1.4 Ferrailage de la semelle

Pour le ferrailage de la semelle on utilise la méthode des bielles, conditionnée par :

$$\begin{cases} \alpha \geq 45^\circ \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$$

Avec :

$$h = H - d'$$

L : entraxe entre les pieux ;

b : épaisseur de la pile ou le mur frontal.

Tableau VI. 24 : La vérification des conditions de la méthode des bielles.

Cas de la pile		Cas de la culée	
L	7.2	L	3.6
b	4	b	2.9
H	2.50	H	1.6
d'	0.10	d'	0.10
h	2.4	h	1.5
$\frac{L}{2} - \frac{b}{4}$ (m)	3.415	$\frac{L}{2} - \frac{b}{4}$ (m)	1.075
$\alpha_1 = \alpha_2$	44	$\alpha_1 = \alpha_2 = \arctang\left(\frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}\right)$	54.4
Conditions	✗	Conditions	✓

❖ Pour la semelle sous la culée

Donc pour la culée la méthode des bielles est applicable et d'après le document « SETRA » la section d'armature transversale inférieure est déterminée par la méthode des bielles est égale à :

$$A_s = \frac{N_{\max}}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h}$$

Avec: Els $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} f_e$

Application Numérique

$$N_{\max-ELS} = 2.56 \text{ MN ;}$$

$$N_{\max-ELA} = 3.37 \text{ MN ;}$$

$$A_{s-ELS} = 55.04 \text{ cm}^2;$$

$$A_{s-ELA} = 48.30 \text{ cm}^2$$

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur(L) telle que : $L = H + \Phi_{\text{pieu}}$.

$$\rightarrow A_s = 20.37 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Selon RPOA : $p_g = 0.15 \times B = 0.15 \times 1 \times 1.6 = 24 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On prend la section maximale $A_s = 24 \text{ cm}^2/\text{ml}$, avec robot expert on trouve :

Armatures longitudinales inférieure :

- $A_{s1} = A_s$; Soit : 5HA25 ($A_s = 24 \text{ cm}^2$) avec $e = 20 \text{ cm}$

Armatures transversales supérieure :

- $A_{s2} = A_s/3 = 12.05$; Soit : 5HA16, avec un espacement de 20 cm.

Armatures longitudinales supérieure :

- $A_{s3} = A_s/3$; Soit : 5HA16, avec un espacement de 20 cm.

Armatures latérales :

- $A_{s4} = A_s/10$; Soit : 5HA12, avec un espacement de 20 cm.

La coupe de ferrailage est représentée dans la figure VI.8.

❖ Pour la semelle sous la pile

La méthode des bielles n'est pas applicable donc on utilise la méthode des moments.

Armatures longitudinales inférieure :

$$A_s = 1.1A_u \quad ; \quad A_u = \frac{M_u}{Zx\sigma} \quad ; \quad M_u = \frac{R_{\max}}{2} (a' - 0.7a)$$

Avec

a' = entraxe des pieux extrêmes.

a = épaisseur de la pile.

Application Numérique

$$M_u = \frac{5607.077}{2} (7.2 - 0.7 \times 4) = 12.335 \text{ MN.m}$$

$$A_u = \frac{M_u}{Zx\sigma} = \frac{12.335}{0.9 \times 2.5 \times 500} = 109.64 \text{ cm}^2$$

Fissuration préjudiciable $\rightarrow A_s = 1.1A_u = 12.56 \text{ cm}^2$

Selon RPOA :

$$p_g = 0.15 \times B = 0.015 \times 1 \times 2.5 = 37.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend la section maximale, avec robot expert on trouve :

$$A_s = 37.5 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow 3\text{HA}25 + 3\text{HA}32 (A_s = 38.85 \text{ cm}^2) \rightarrow e = 17 \text{ cm}$$

Armatures transversales supérieure :

- $A_{S2} = A_s/3 = 12.05$; Soit : 6HA16, avec un espacement de 17 cm.

Armatures longitudinales supérieure :

- $A_{S3} = A_s/3$; Soit : 6HA16, avec un espacement de 17 cm.

Armatures latérales :

- $A_{S4} = A_s/10$; Soit : 6HA12, avec un espacement de 17 cm.

VI.5.2. Etude des pieux

VI.5.2.1 Calcul du moment maximal au niveau du pieu

La méthode de WARNER permet de calculer les moments fléchissant auxquels le pieu est soumis en différents points.

Le moment fléchissant en tête du pieu est donné par la formule suivante :

$$M = \frac{X_{\theta P}}{X_{\theta M}} \times \frac{P}{\lambda}$$

Avec :

M: moment en tête du pieu.

P: effort tranchant en tête du pieu.

λ : coefficient d'amortissement du module de WARNER.

$X_{\theta M}, X_{\theta P}$: coefficients tirés des abaques de WARNER en fonction de L.

Calcul de λ :

Il est donné par la formule suivante : $\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_u \cdot b}{4 \cdot EI}}$

Tel que :

C_u : module de réaction du sol égale.

b : diamètre du pieu égale à 1,2 m.

E : module d'élasticité du béton égale à 35 981 MPa.

I : moment d'inertie de la section du pieu

Les résultats :

Le tableau suivant représente les résultats obtenus pour P2 & C02.

Tableau VI. 25: Moment & effort tranchant appliqués sur seul pieu.

	P02	C02
λ	0.228	0.228
$X_{\theta P}$	1.21	1.21

$X_{\theta M}$	1.52	1.52
P_{ELA} (KN)	12 253.11	3365.97
P_{ELS} (KN)	1 696.76	2562.99
P_{ELU} (KN)	2 438.24	3407.89
M_{ELA} (KN.m)	4607.27	1 472.49
M_{ELU} (KN.m)	110.59	1 121.21
M_{ELS} (KN.m)	150.55	1 490.83

VI.5.2.2 Ferrailage longitudinal des pieux

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée. A l'aide de logiciel de calcul « EXPERT2010 » « voir Annexe C ». nous avons obtenus les résultats suivants :

- Pour la pile 01 : $A_s = 158.8 \text{ cm}^2$ on prend 20HA32 ($A_s = 160.85 \text{ cm}^2$).
- Pour la Culée 02 : $A_s = 113.1 \text{ cm}^2$ on prend 24HA25 ($A_s = 117.81 \text{ cm}^2$).

VI.5.2.3 Ferrailage transversal

Pour les armatures transversales, on prendra des cercles HA16 avec un espacement de 20 cm dans la zone courante et 12.5 cm dans la zone de critique.

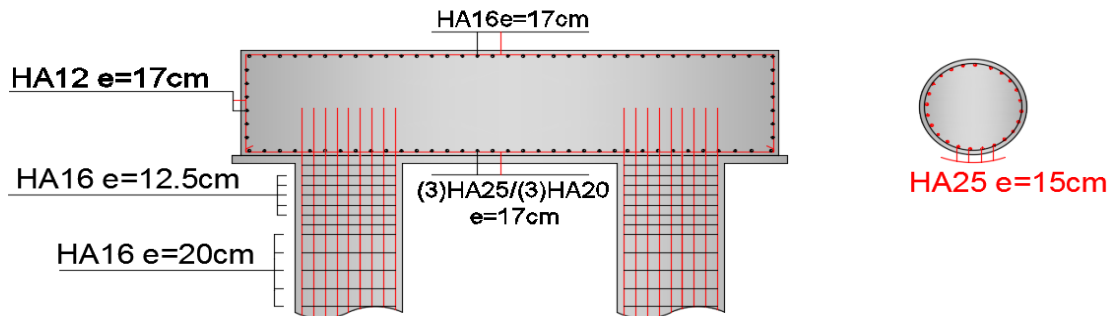


Figure VI. 8 : Ferrailage des pieux et semelle des culés

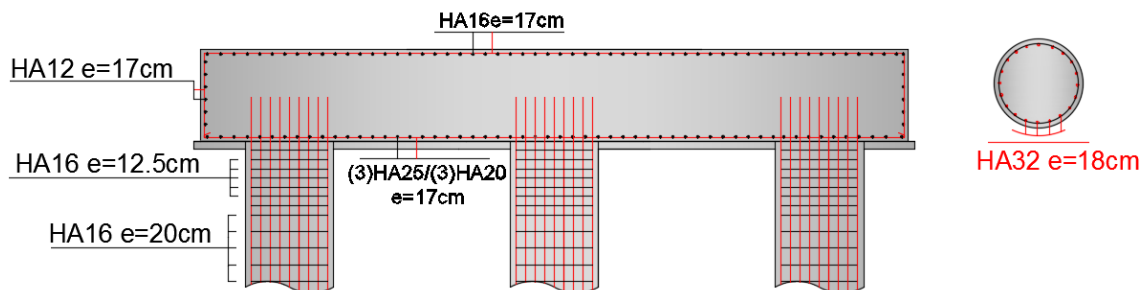


Figure VI. 9 : Ferrailage des pieux et semelle des piles.

VI.6. CONCLUSION

Le dimensionnement de l'infrastructure d'un pont en tenue compte l'effet sismique est vraiment très important surtout lorsque l'ouvrage se situe dans une zone de sismicité élevée.



VII. RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

VII.1. INTRODUCTION

Cette revue bibliographique traite la stabilité du fléau en phase de construction. La construction des ouvrages par encorbellements successifs impose une phase délicate de réalisation. En effet, il convient lors de toutes les phases de la réalisation du fléau d'en assurer la stabilité avant clavage avec le fléau voisin ou la travée de rive. Il faut lors de la confection des voussoirs coulés en place ou la pose des voussoirs préfabriqués, éviter le basculement du fléau sur le chevêtre de la pile.

VII.2. CAUSES DE DESEQUILIBRE DE FLEAU

L'accident à éviter est le basculement du fléau sur le chevêtre de la pile. Pour limiter ce risque, deux types de situations sont à envisager : Dans la première situation, le fléau ne doit pas décoller de ses cales d'appui provisoires ; dans la seconde, un léger décollement est toléré.

VII.2.1. Situation Temporaire de Construction

Dans cette situation le fléau est en déséquilibre sous l'effet du :

- Poids d'un voussoir construit ou posé avant son symétrique,
- Des charges de chantier non symétriques,
- D'un vent ascendant s'exerçant sur l'un des demi-fléaux.

VII.2.2. Situation Accidentelle

Qui correspond à la chute d'un équipage mobile ou d'un voussoir préfabriqué.

VII.3. DISPOSITIFS DE STABILITE DES FLEAUX

VII.3.1. Différents Procédés de Stabilisation des Fléaux

Le choix du procédé de stabilisation des fléaux dépend en grande partie de la conception générale de l'ouvrage. La travure, le système d'appui définitif et la conception des piles jouent évidemment un rôle déterminant au moment du choix de ce dispositif.

Il existe six procédés principaux permettant d'assurer la stabilité des fléaux sur leurs piles. Nous allons maintenant les voir en détails.

VII.3.1.1 Clouage par précontrainte

Le clouage par câbles de précontrainte est la méthode la plus utilisée pour stabiliser les fléaux en phase provisoire. C'est en principe la méthode la plus économique pour des travées dont la portée est inférieure à 120 mètres et dont les piles, relativement massives, offrent une surface de chevêtre importante. Elle consiste à tendre des armatures verticales pour plaquer le voussoir sur pile sur ses appuis.



Figure VII. 1 : Clouage par précontrainte [Viaduc V2 de l'évitement de la ville de Boumerdes].

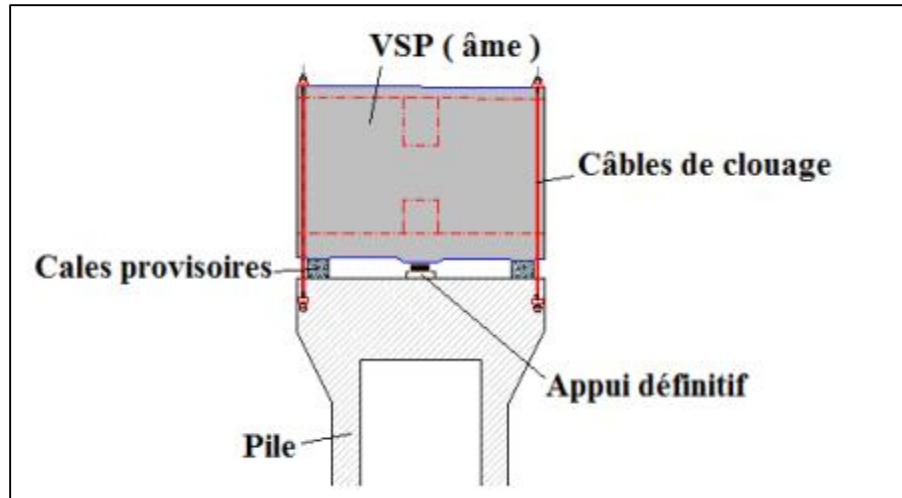


Figure VII. 2 : Schéma descriptif de clouage.

VII.3.1.2 Palées provisoires

Consiste à augmenter l'entraxe des cales d'appui provisoires en les plaçant sur des palées provisoires métalliques ou en béton. Elle n'est applicable que lorsque le tablier est situé à une hauteur modérée au-dessus du sol (moins de 15 mètres environ).

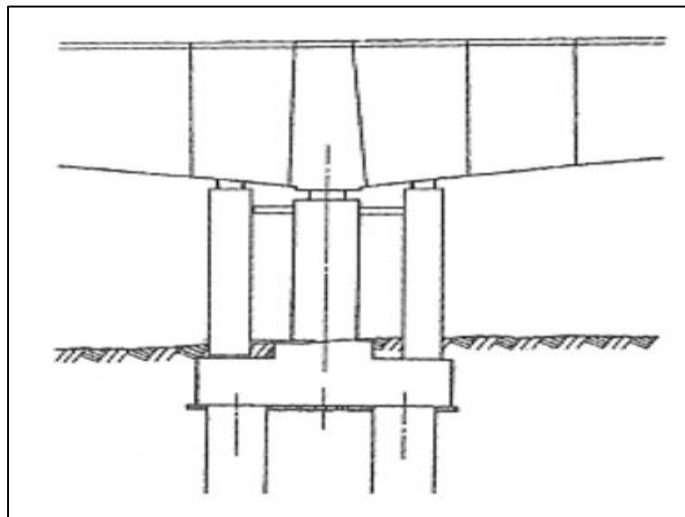


Figure VII. 3 : Elévation d'une pile avec palées provisoires.

VII.3.1.3 Câbles extérieurs ou haubanage provisoire

Les câbles de clouage peuvent être disposés à l'extérieur de la pile afin d'en augmenter l'efficacité. Ils sont alors ancrés dans les premiers voussoirs en encorbellement et passent à l'extérieur du fût de pile.

En partie basse, ils sont ancrés dans des massifs contrepoids à terre, ou bien rassemblés dans la semelle de la pile (notamment en site aquatique où les ancrages bas peuvent être logés dans le batardeau). Les câbles doivent être injectés pour les rendre adhérents dans la semelle. Ils doivent être protégés contre la corrosion et contre les chocs que pourraient subir leurs parties aériennes.

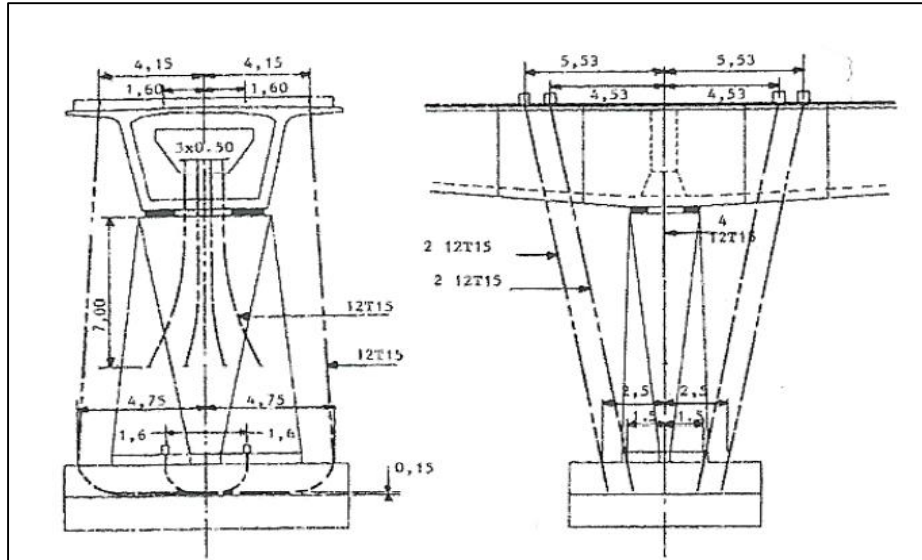


Figure VII. 4 : Elévation d'une pile avec haubannage provisoire.

Cette méthode est surtout utilisée :

- Pour des portées supérieures à 100 mètres,
- Lorsque les dimensions des têtes de pile sont réduites et ne permettent pas de donner un entraxe suffisant aux câbles de clouage.

VII.3.1.4 Clavage de la travée arrière

Dans le cas où l'ouvrage comporte des travées de longueurs très inégales ou des travées de rive très courtes, on peut profiter des clavages sur les petites travées pour assurer la stabilité des demi-fléaux adjacents. Au début la construction du fléau, la stabilité doit être assurée par des moyens classiques. Lorsque le fléau atteint le milieu de la travée la plus courte, on réalise le voussoir de clavage. Le demi-fléau le plus long est alors construit en surencorbellement en profitant du poids de la travée arrière pour compenser le déséquilibre.

VII.3.1.5 Encastrement sur pile

Dans ce cas le fléau est encastré lors de la construction du voussoir sur pile avec la pile de manière définitive. Cette solution nécessite une rigidité importante de la pile (pile de section en forme de caisson, pile dédoublée constituée de deux voiles parallèles).

VII.4. ACTIONS A PRENDRE EN COMPTES

VII.4.1. Charges Permanentes

Il s'agit généralement uniquement du poids G du fléau calculé avec un poids volumique de 25 KN/m^3 , d'après les plans de coffrage.

Le poids de l'un des deux demi-fléaux est majoré de 2% pour obtenir $G_{\max}$ et l'autre est minoré de 2% pour obtenir $G_{\min}$ d'une façon à obtenir le cas le plus défavorable en relation avec l'action variable ou accidentelle considérée.

Tableau I.1 : $G_{\max} = G \times 1.02$ et $G_{\min} = G \times 0.98$.

VII.4.2. Charges Variables

Il s'agit du poids de l'équipage mobile $Q_{C1} = P_{em}$ dont la valeur varie de 0.30 à 0.90 MN suivant la longueur des voussoirs, et la largeur du tablier. Cette charge s'applique à une distance $d_{ex} = 1,50$ m de l'extrémité du voussoir en cours de bétonnage. On considère que le poids de l'équipage est égal à la moitié du voussoir le plus lourd (VSP), on le représente par une force concentrée au milieu de dernier voussoir.

Par majoration de + 6% ou minoration de 4 % de P_{em} , on considère $Q_{C1 \max}$ ou $Q_{C1 \min}$ selon le même principe que pour le poids propre des fléaux.

$$Q_{PRC1 \max} = (P_{VSP}/2) \times 1.06 \text{ et } Q_{PRC1 \min} = (P_{VSP}/2) \times 0.96$$

VII.4.3. Charges de Chantier Aléatoires

Les charges de chantier aléatoires correspondent aux personnels et matériaux stockés sur le tablier, aux petits engins de chantier (par exemple compresseurs), aux actions climatiques négligées par ailleurs. Pour couvrir ces charges on utilise :

- Une charge répartie notée $Q_{PRA1} = 0.2 \text{ KN/m}^2$ appliquée sur le demi-fléau majoré : dans les cas courants cette charge inclut l'effet vertical du vent sous réserve que le site ne soit pas exposé.
- Une charge concentrée notée $Q_{PRA2} = 50 + 5B \text{ (KN)}$ appliquée en bout de fléau, à l'extrémité de dernier voussoir terminé, cette charge représente le poids des rouleaux, des compresseurs, du petit matériel...etc.

VII.4.4. Effet d'un Vent Ascendant

Charge répartie (Q_v) équivalent à une charge uniforme d'une intensité de 100 à 200 N/m² suivant les caractéristiques du site. Dans les projets courants on adoptera une valeur de 150 N/m².s'applique à un demi fléau, longitudinalement depuis l'extrémité de l'équipage mobile, jusqu'à la file de cales provisoires située du même côté, et sur une largeur égale à celle du hourdis supérieur du caisson.

VII.4.5. Actions Accidentelles

Pour les voussoirs coulés sur place, elle constitue la chute de l'équipage mobile vide est majoré avec un coefficient dynamique égal à (2) pour tenir compte de l'énergie accumulée par la déformation de demi-fléau concerné par la chute, cela revient à inverser le poids de l'équipage.

$$F_A = - Q_{PRC1 \max}$$

VII.4.6. Combinaisons d'action

Tableau VII. 1 : Récapitulation des combinaisons d'actions.

Combinaison		$G_{\max}$	$G_{\min}$	$Q_{PRC1 \max}$	$Q_{PRC1 \min}$	Q_{PRA1}	Q_{PRA2}	F_A
Type A	A1	1.1	1.1	1.25	1.25	1.25	1.25	0
	A2	0.9	0.9	1.25	1.25	1.25	1.25	0
Type B	B1	1.1	1.1	1	0	1	1	1
	B2	0.9	0.9	1	0	1	1	1

VII.5. APPLICATION A NOTRE OUVRAGE

VII.5.1. Stabilisation du Fléau avec Clouage par Précontrainte

Cette méthode est l'une des solutions la plus utilisée et la plus économique, pour assurer la stabilité des piles pendant les travaux de construction « **Réalisation des fléaux** » provisoirement, à l'aide de la méthode des organes d'ancrage reposant sur deux files de cales provisoires et cloué sur leur pile par deux files de câbles et on suppose que le voussoir sur pile est indéformable.

M et N : sollicitations résultantes des combinaisons A et B.

Ra et Rb : les réactions.

Fi : force de « n » câbles d'une file.

E : entraxe des cales.

D : entraxe cale-cable.

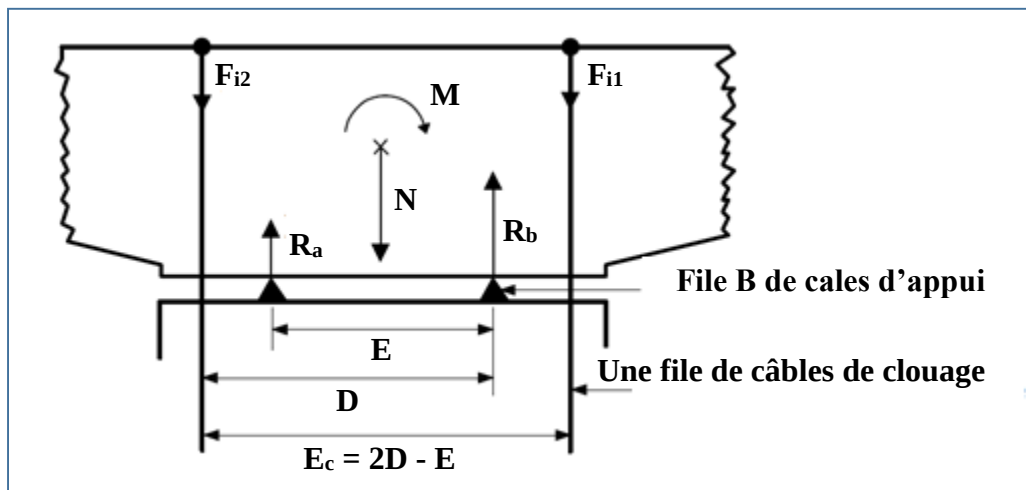


Figure VII. 5: Schéma descriptif de clouage.

VII.5.1.1 Calcul du nombre de câbles

On calcule tout d'abord l'excentricité de la résultante des efforts : M/N de chaque combinaison A et B

- Si $M/N < E/2 \rightarrow$ le fléau ne risque pas de basculer, les câbles de clouage ne sont donc théoriquement pas nécessaires.
- Si $M/N > E/2 \rightarrow$ les câbles de clouage doivent rétablir l'équilibre du fléau, pour calculer le nombre « n » de câbles à disposer.

L'aménagement de la tête de pile donne : $E = 3.6 \text{ m} \rightarrow E/2 = 1.8 \text{ m}$ et $D = 4.1 \text{ m}$

D'après les résultats obtenus dans le **tableau VII.2**, on a pour toutes les combinaisons une excentricité de la résultante des efforts : $M/N > E/2$, donc il y a un risque de basculement et il est nécessaire de poser des câbles de clouage. On distingue 2 cas :

❖ Situation temporaire de construction (combinaisons A) :

Le fléau ne doit pas décoller. Le précontraint doit compenser la réaction de soulèvement de la cale A sous l'action de M et N. Le nombre de câbles « n » est donné par :

$$n \times s = (M / E - N / 2) / ((1 - \Delta P) \times \sigma_{p0})$$

Avec :

ΔP : est la perte de tension estimée. $\Delta P = 25 \%$.

σ_{p0} : est la contrainte à l'origine. $\sigma_{p0} = \text{Min} (0.8 \times f_{prg} ; 0.9 \times f_{peg}) = 1\,488 \text{ MPa}$.

$f_{prg} = 1\,860 \text{ MPa}$ et $f_{peg} = 1\,674 \text{ MPa}$: limites de rupture et élastique.

s : section d'un câble 15T15s = $2\,250 \text{ mm}^2$.

❖ Situation accidentelle (combinaisons B) :

Le voussoir de pile sous l'action de la résultante N et du moment M des charges appliquées au fléau, reste en équilibre par surtension F_{i2} des câbles d'une file d'appuis provisoires et compression R_b des cales de l'autre file d'appui. Le nombre des câbles est donné par :

$$n \times s = \left(\frac{N \times E}{2} - M \right) \times \frac{D}{K}$$

$$K = (1 - \Delta P) \times \sigma_{p0} \times (2D - E) \times (D - E) + (f_{prg} / \gamma_p) \times (D^2 + (D - E)^2)$$

$\gamma_p = 1.00$ pour les combinaisons accidentelles.

Tableau VII. 2 : Calcul de nombre de câbles de clouage.

Comb	M(KN.m)	N (KN)	M / N (m)	E / 2 (m)	n × s (mm ²)	n de câbles
A1	34,05	17,80	1,912	1,8	0,201	0,22
A2	29,54	15,08	1,958	1,8	0,218	0,26
B1	71,14	14,46	4,918	1,8	2,407	3,12
B2	70,44	11,87	5,935	1,8	2,493	3,44

➔ On opte pour **4 câbles de 15T15s** par file de cales.



Figure VII. 6 : Ancrages supérieures des câbles de clouage.

VII.5.1.2 Calcul de la surface des cales

La surface des cales est telle qu'elles sont comprimées à f_{bu} sous la réaction maximale R_b . Comme le béton des cales est fretté, sa résistance caractéristique en compression peut être augmentée à une contrainte f_{cf} .

$$f_{cf} = f_{c28} + 2 \times \rho_t \times f_e$$

En supposant qu'on a deux cales de dimensions « a × b » par ligne d'appui, alors la surface des cales est donnée par la formule suivante :

$$S = 2 \times a \times b = R_b / f_{bu} ; f_{bu} = 0.85 \times f_{cf} / \theta \times \gamma_b$$

Avec :

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa} ; f_e = 500 \text{ MPa}.$$

ρ_t : est le pourcentage de frettes. $\rho_t = 2\%$.

f_{cf} : est la résistance en compression de béton fretté. $f_{cf} = f_{c28} + 20 = 55 \text{ MPa}$.

f_{bu} : est la contrainte limite de compression de béton fretté donné dans le **tableau VII.3**.

Tableau VII. 3 : Valeurs de f_{bu} .

Combinaisons	θ	γ_b	$f_{bu} \text{ (MPa)}$
Temporaires A	1.00	1.50	31.16
Accidentelles B	0.85	1.15	47.83

Pour le calcul de R_b , on distingue deux cas :

❖ **Situation temporaire de construction (Combinaisons A) :**

$$R_a = N / 2 - M / E + F_i = 0 \text{ et } R_b = N / 2 + M / E + F_i$$

F_i : est la force des 4 câbles. $F_i = n \times (1 - \Delta P) \times \sigma_{p0} \times s = 10.044 \text{ MPa}$.

❖ **Situation accidentelle (Combinaisons B) :**

Pour vérifier s'il y a bien un soulèvement de la cale, on doit calculer R_a :

Si $R_a > 0 \rightarrow$ il n'y a pas de soulèvement de la cale, le calcul de R_b se fait comme précédemment.

Si $R_a < 0 \rightarrow$ alors $R_b = E \times (F_i \times K_4 + N \times K_3 / (2 \times E) + M) / K_1$

Avec :

$$K_1 = D^2 + (D - E)^2 = 17.06 \text{ m}^2$$

$$K_3 = 2 K_1 - E^2 = 21.16 \text{ m}^2$$

$$K_2 = D^3 + E \times (2 D - E) \times (D - E) = 77.20 \text{ m}^2$$

$$K_4 = (2 D - E) \times K_2 / (E \times D^2) = 5.86 \text{ m}^2$$

Les résultats sont montrés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII. 4 : Calcul des dimensions de cales.

Combinaisons	R_a (MN)	R_b (MN)	S (m ²)	$S/2$ (m ²)	a (m)	b (m)
A1	9,48	28,40	0,91	0,45	0.70	0,65
A2	9,37	25,7	0,82	0,41	0.70	0,59
B1	-2,48	36,48	0,76	0,38	0.70	0,54
B2	-3,58	34,66	0,72	0,36	0.70	0,52

→ On opte pour une section de dimensions **0.7 m x 0.65m** de chaque cale.

Les cales provisoires sont coulées sur nylon pour éviter leur accrochage et faciliter leur enlèvement lors de vérinage de tablier et la mise en fonctionnement des appareils d'appui.



Figure VII. 7 : Ferrailage, coffrage et coulage des cales provisoires.

VII.6. CONCLUSION

Assurer la stabilité de fléau en phase de construction est une étape très délicate non seulement pour le succès de la réalisation, mais aussi pour conserver la vie des acteurs de la construction. Ce chapitre montre que notre ouvrage est bien en sécurité en cette phase par l'aide d'un couple stabilisant (cales + câbles de clouage).



CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Ce mémoire porte pour la conception et l'étude détaillée d'un ouvrage d'art situé à Texenna au PK29, qui s'inscrit dans le cadre de la réalisation de la liaison autoroutière reliant le port de DJEN DJEN à l'autoroute Est-Ouest au niveau d'El Eulma sur 110 Km.

La conception d'un ouvrage en béton précontraint construit par encorbellements successifs est très exigeante pour l'ingénieur car celui-ci doit vérifier le comportement de la pièce à plusieurs sections et pour toutes les possibilités de chargement susceptibles de se produire durant la vie de l'ouvrage et durant sa construction.

ce travail nous a donné l'opportunité de découvrir tous ce qu'est dans la conception et l'étude d'un viaduc, donc d'acquérir des technique de modélisation, le maitrise de la Réglementation régissant les principes de calcul des structures dans le domaine des ouvrages d'art notamment l'Eurocode, BPEL, BAEL, et documents SETRA, aussi bien que le règlement parasismique algérien RPOA 2008. Ceci se fait à partir de la lecture des différentes références bibliographiques, l'utilisation du logiciel comme moyen de calcul.

Nous avons aussi compris que le rôle d'un ingénieur est de s'adapter aux difficultés et de chercher la solution optimale en respectant les contraintes imposées par le site, et à la base de plusieurs paramètres déterminants (l'économie, la sécurité des usagers, l'esthétique de l'ouvrage et les délais de réalisation).

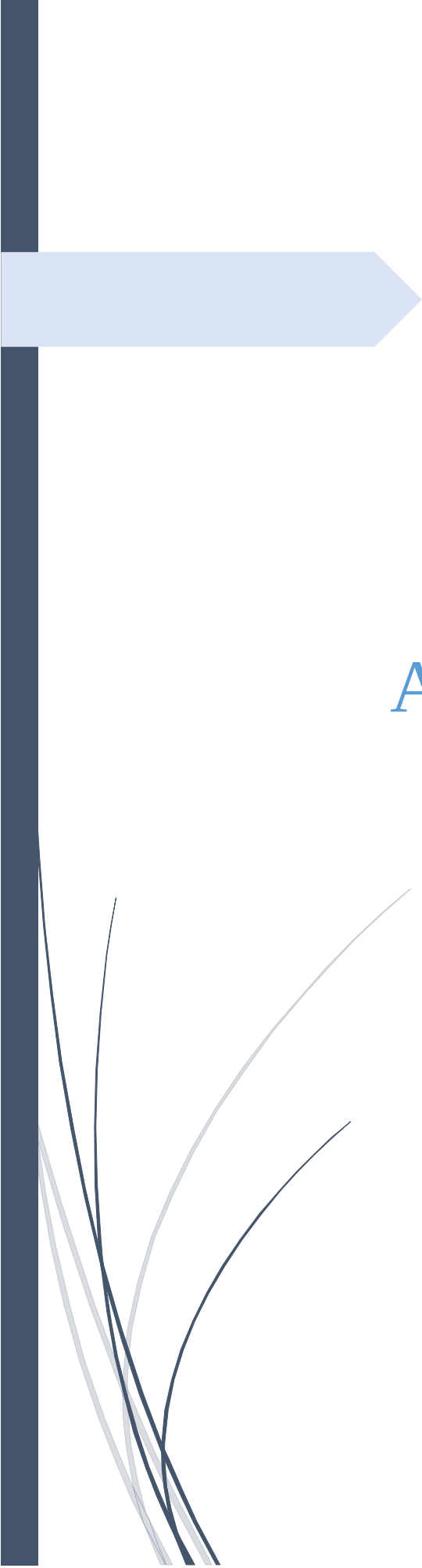
Enfin, ce travail que nous avons présenté est le couronnement de cinq années d'études, il nous permettra de tester, et compléter les connaissances déjà acquises et les confronter avec la pratique.



BIBLIOGRAPHIE

Bibliographie

- [1] Document SETRA, *Appareils d'appui en élastomère fretté, utilisation pour les ponts, viaducs et structures similaires, guide technique*, Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), juillet 2007.
- [2] Document SETRA, *Eurocodes 3 et 4, Application aux ponts-routes mixtes acier-béton*, Guide méthodologique, Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), 2007.
- [3] Document SETRA, *Pont à Poutres préfabriqués précontrainte par poste tension VIPP*, France, SETRA, 1996.
- [4] Document SETRA, *Ponts courants en zone sismique*, Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), janvier 2000.
- [5] Document SETRA, *Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs*, Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), juin 2003.
- [5] Document SETRA, *Piles et palées*.
- [6] RPOA, *Règles Parasismiques Applicables au domaine des Ouvrages d'Art*, Algérie, 2008.
- [7] Soletanche Freyssinet, *La Précontrainte Freyssinet*, octobre 2014.



ANNEXE A

Tableau A. 1 : Pertes par frottements.

X (m)	Câbles	L (m)	$\alpha+\beta1+\beta2$	$\alpha+\beta1$	α	Axe VSP	FIN VSP	FIN V01	FIN V02	FIN V03	FIN V04	FIN V05	FIN V06	FIN V07	FIN V08	FIN V09
4.05	C0	4.05	0	0	0.00	17.97	0									
7.0	C1	2.95	0.15	0.15	0.15	72.90	55.60	0								
10.0	C2	2.95	0.36	0.25	0.15	144.70	128.28	55.60	0							
12.9	C3	2.95	0.22	0.22	0.22	119.35	102.62	90.31	77.88	0						
15.9	C4	2.95	0.44	0.33	0.22	188.80	172.91	161.22	149.43	77.88	0					
18.8	C5	2.95	0.65	0.44	0.22	253.50	238.41	227.30	216.09	204.79	77.88	0				
21.8	C6	2.95	0.85	0.54	0.22	312.81	298.45	287.87	277.21	266.44	255.58	77.88	0			
24.7	C7	2.95	0.65	0.44	0.22	275.16	260.33	249.42	238.41	227.30	216.09	148.77	77.88	0		
27.7	C8	2.95	0.75	0.49	0.22	310.20	295.81	285.21	274.52	263.73	252.85	241.87	162.41	77.88	0	
30.6	C9	2.95	0.75	0.48	0.22	319.52	305.23	294.72	284.11	273.41	262.61	251.72	240.73	161.2	76.60	0
Pertes par frottements moyennes $\Delta\sigma_{\phi moy}$				(MPa)		188.89	173.01	170.21	176.90	174.16	161.46	118.36	93.15	59.77	38.30	0.000
				(%)		12.69	11.63	11.44	11.89	11.70	10.85	7.95	6.26	4.02	2.57	0.00

Tableau A. 2 : Pertes par recul d'ancrage.

X (m)	Câbles	L (m)	α	k	d (m)	Axe VSP	FIN VSP	FIN V01	FIN V02	FIN V03	FIN V04	FIN V05	FIN V06	FIN V07	FIN V08	FIN V09
4.05	C0	4.05	0.00	0.003	9.23	75.75	111.90									
7.0	C1	2.95	0.15	0.013	4.45	42.18	82.58	170.87								
10.0	C2	2.95	0.15	0.013	4.18	0	0	60.59	171.78							
12.9	C3	2.95	0.22	0.018	6.66	0	0	0	31.26	199.89						
15.9	C4	2.95	0.22	0.018	3.86	0	0	0	0	44.13	199.89					
18.8	C5	2.95	0.22	0.018	3.49	0	0	0	0	0	46.64	202.41				
21.8	C6	2.95	0.22	0.018	3.35	0	0	0	0	0	0	47.73	203.49			
24.7	C7	2.95	0.22	0.018	3.87	0	0	0	0	0	0	0	44.08	199.84		
27.7	C8	2.95	0.22	0.018	3.73	0	0	0	0	0	0	0	0	44.95	200.72	
30.6	C9	2.95	0.22	0.018	3.75	0	0	0	0	0	0	0	0	0	45.97	119.17
Pertes par recul d'ancrage moyennes $\Delta\sigma_g moy$					(MP)	13.10	21.60	28.93	29.01	40.67	49.31	62.53	82.52	111.16	123.34	199.17
					(%)	0.88	1.45	1.94	1.95	2.73	3.31	4.20	5.55	7.47	8.29	13.38

Tableau A. 3 : Pertes par non-simultanéités de mise en tension des câbles.

Abcs	N° câbles	v (m)	dmoy (m)	e moy (m)	I (m4)	S (m2)	Mg (MN.m)	P (MPa)	$\Delta\sigma_e$ (MPa)	$\Delta\sigma_e$ (%)
Axe VSP	36	1.26	0.199	1.06	13.12	10.06	139.95	2.14	7.73	0.52
FIN VSP	36	1.26	0.199	1.06	13.12	10.06	108.29	2.15	14.69	0.99
FIN V1	32	1.23	0.189	1.04	12.76	10.00	87.80	2.14	14.57	0.98
FIN V2	28	1.20	0.176	1.03	12.41	9.56	69.48	2.13	14.70	0.99
FIN V3	24	1.18	0.185	0.99	12.08	9.34	53.27	2.12	13.75	0.92
FIN V4	20	1.16	0.198	0.96	11.76	9.15	39.12	2.12	12.58	0.85
FIN V5	16	1.14	0.218	0.92	11.49	8.98	26.99	2.17	11.26	0.76
FIN V6	12	1.12	0.250	0.87	11.26	8.84	16.89	2.18	9.01	0.61
FIN V7	8	1.10	0.315	0.79	11.06	8.72	8.69	2.19	6.27	0.42
FIN V8	4	1.09	0.315	0.78	10.94	8.63	2.46	2.20	3.53	0.24
FIN V9	2	1.09	0.510	0.58	10.88	8.56	0.00	2.14	1.67	0.11

Tableau A. 4 : Pertes instantanes totales.

	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8	FIN V9
PERTES INSTANTANES	14.094	14.066	14.362	14.826	15.362	15.010	12.913	12.412	11.909	11.100	13.497

Tableau A. 5 : Pertes par retrait de béton.

Zone climatique	ϵ_r	E_p (MPa)	$\Delta\sigma_r$ (MPa)	$\Delta\sigma_r$ (%)
A	0.0002	190 000	38	2.55

Tableau A. 6 : Pertes par fluage.

Section	Axe VSP	FIN VSP	FIN V01	FIN V02	FIN V03	FIN V04	FIN V05	FIN V06	FIN V07	FIN V08	FIN V09
N câbles	36	36	32	28	24	20	16	12	8	4	2
P (MPa)	2.12	2.13	2.12	2.11	2.09	2.10	2.15	2.17	2.18	2.20	2.14
v (m)	1.26	1.26	1.23	1.20	1.18	1.16	1.14	1.12	1.10	1.09	1.09
d_{moy} (m)	0.20	0.20	0.19	0.8	0.19	0.20	0.22	0.25	0.32	0.32	0.51
e_{moy} (m)	1.06	1.06	1.04	1.03	0.99	0.96	0.92	0.87	0.79	0.78	0.58
I (m ⁴)	13.12	13.12	12.76	12.41	12.08	11.76	11.49	11.26	11.06	10.94	10.88
S (m ²)	10.06	10.06	10.00	9.56	9.34	9.15	8.98	8.84	8.72	8.63	8.56
Mg (MN.m)	139.95	108.29	87.80	69.48	53.27	39.12	26.99	16.89	8.69	2.46	0
$\Delta\sigma_{fl}$	(MPa)	37.50	71.32	70.94	71.77	67.38	61.88	55.56	44.64	31.17	17.59
	(%)	2.52	4.79	4.77	4.82	4.53	4.16	3.73	3.00	2.09	1.18
		0.56									

Tableau A. 7 : Pertes par relaxation.

Section	Axe VSP	FIN VSP	FIN V01	FIN V02	FIN V03	FIN V04	FIN V05	FIN V06	FIN V07	FIN V08	FIN V09
N câbles	36	36	32	28	24	20	16	12	8	4	2
σ_i (MPa)	1488.00	1278.69	1274.29	1267.39	1259.42	1264.65	1295.85	1303.31	1310.80	1322.83	1287.16
μ	0.687	0.687	0.685	0.681	0.677	0.680	0.697	0.701	0.705	0.711	0.692
$\Delta\sigma_p$	(MPa)	49.32	49.38	48.76	47.79	46.68	47.41	51.84	52.92	54.02	50.59
	(%)	3.31	3.32	3.28	3.21	3.14	3.19	3.48	3.56	3.63	3.40

Tableau A. 8 : Pertes Totales.

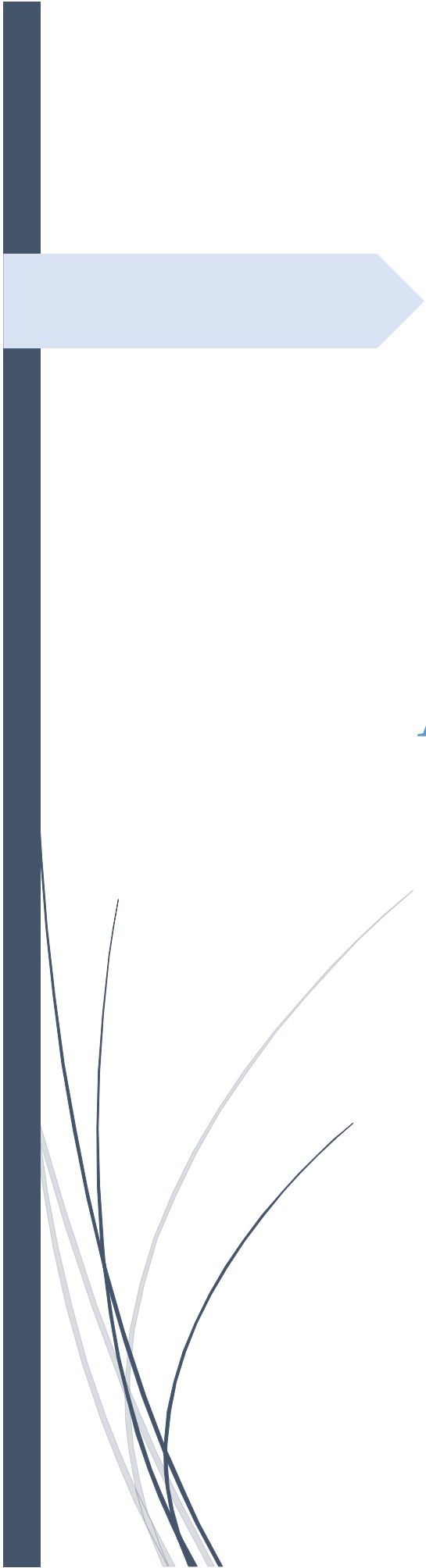
Section	Axe VSP	FIN VSP	FIN V01	FIN V02	FIN V03	FIN V04	FIN V05	FIN V06	FIN V07	FIN V08	FIN V09
$\Delta\sigma_i$	(%)	14.094	14.066	14.362	14.826	15.362	15.010	12.913	12.412	11.909	11.100
$\Delta\sigma_d$	(%)	7.836	10.113	10.052	10.054	9.697	9.368	9.190	8.518	7.674	6.861
$\Delta\sigma_T$	(%)	21.931	24.179	24.414	24.879	25.058	24.378	22.104	20.930	19.582	17.961
		19.445									

Tableau A. 9 : Vérification des contraintes en phase de service : A vide.

Section	x (m)	v' (m)	v (m)	I (m ⁴)	S (m ²)	n _f	n _c	P _f (MN)	P _c (MN)	e _f (m)	e _c (m)	M(MN.m)	σ _{Sup} (MPa)	σ _{Inf} (MPa)
Début VSC	0.0	1.91	1.09	10.88	8.56	0	0	0	0.00	0.00	0	0	0	0
Axe VSC	3.475	1.91	1.09	10.88	8.56	0	2	0	3.70	0.00	1.763	5.600	0.34	0.60
Fin V9	6.95	1.91	1.09	10.88	8.56	2	4	3.702	7.40	0.94	1.76	11.300	1.47	0.99
Fin V8	9.90	1.91	1.09	10.94	8.63	4	6	7.404	11.11	0.94	1.76	13.420	2.24	1.99
Fin V7	12.85	1.90	1.10	11.06	8.72	8	6	14.808	11.11	0.95	1.75	13.350	3.78	1.59
Fin V6	15.80	1.88	1.12	11.26	8.84	12	6	22.212	11.11	0.97	1.73	11.084	5.10	1.53
Fin V5	18.75	1.87	1.14	11.49	8.98	16	6	29.616	11.11	0.99	1.72	6.560	6.18	1.83
Fin V4	21.70	1.85	1.16	11.76	9.15	20	4	37.020	7.40	1.01	1.70	-0.190	7.26	1.02
Fin V3	24.65	1.82	1.18	12.08	9.34	24	2	44.424	3.70	1.03	1.67	-9.260	8.11	0.59
Fin V2	27.60	1.80	1.20	12.41	9.56	28	0	51.829	0.00	1.05	1.65	-20.664	8.71	0.51
Fin V1	30.55	1.77	1.23	12.76	10.00	32	0	59.233	0.00	1.08	1.62	-34.430	8.77	1.83
Fin VSP	33.50	1.74	1.26	13.12	10.06	36	0	66.637	0.00	1.11	1.59	-50.610	8.85	3.54
Axe VSP	37.55	1.74	1.26	13.12	10.06	36	0	66.637	0	1.11	1.59	-76.880	6.33	7.03
Fin VSP	41.60	1.74	1.26	13.12	10.06	36	0	66.637	0	1.11	1.59	-45.290	9.36	2.83
Fin V01	44.55	1.77	1.23	12.76	10.00	32	0	59.233	0	1.08	1.62	-25.220	9.66	0.55
Fin V02	47.50	1.80	1.20	12.41	9.56	28	2	51.829	6	1.05	1.65	-7.600	9.65	0.64
Fin V03	50.45	1.82	1.18	12.08	9.34	24	4	44.424	11.751	1.03	1.67	7.600	9.30	0.94
Fin V04	53.40	1.85	1.16	11.76	9.15	20	6	37.020	17.626	1.01	1.70	20.600	8.72	1.59
Fin V05	56.35	1.87	1.14	11.49	8.98	16	8	29.616	23.501	0.99	1.72	31.120	7.89	2.67
Fin V06	59.30	1.88	1.12	11.26	8.84	12	10	22.212	29.376	0.97	1.73	39.620	6.86	4.12
Fin V07	62.25	1.90	1.10	11.06	8.72	8	10	14.808	29.376	0.95	1.75	45.760	5.93	3.60
Fin V08	65.20	1.91	1.09	10.94	8.63	4	10	7.404	29.376	0.94	1.76	49.710	4.78	3.37
Fin V09	68.15	1.91	1.09	10.88	8.56	2	10	3.702	29.376	0.94	1.76	51.460	4.19	3.29
Vc	69.05	1.91	1.09	10.88	8.56	0	10	0	29.376	0.00	1.760	51.560	3.42	3.46
Fin V9	69.95	1.91	1.09	10.88	8.56	2	10	3.702	29.376	0.94	1.76	51.460	4.19	3.29
Fin V8	72.90	1.91	1.09	10.94	8.63	4	10	7.404	29.376	0.94	1.76	49.710	4.78	3.37
Fin V7	75.85	1.90	1.10	11.06	8.72	8	10	14.808	29.376	0.95	1.75	45.760	5.93	3.60
Fin V6	78.80	1.88	1.12	11.26	8.84	12	10	22.212	29.376	0.97	1.73	39.620	6.86	4.12
Fin V5	81.75	1.87	1.14	11.49	8.98	16	8	29.616	23.501	0.99	1.72	31.120	7.89	2.67
Fin V4	84.70	1.85	1.16	11.76	9.15	20	6	37.020	17.626	1.01	1.70	20.610	8.72	1.59
Fin V3	87.65	1.82	1.18	12.08	9.34	24	4	44.424	12	1.03	1.67	7.600	9.30	0.94
Fin V2	90.60	1.80	1.20	12.41	9.56	28	2	51.829	6	1.05	1.65	-7.610	9.65	0.64
Fin V1	93.55	1.77	1.23	12.76	10.00	32	0	59.233	0	1.08	1.62	-25.250	9.66	0.56
Fin VSP	96.50	1.74	1.26	13.12	10.06	36	0	66.637	0	1.11	1.59	-45.323	9.36	2.84
Axe VSP	100.55	1.74	1.26	13.12	10.06	36	0	66.637	0	1.11	1.59	-76.880	6.33	7.03
Fin VSP	104.60	1.74	1.26	13.12	10.06	36	0	66.637	0.00	1.11	1.59	-50.663	8.84	3.54
Fin V01	107.55	1.77	1.23	12.76	10.00	32	0	59.233	0.00	1.08	1.62	-34.430	8.77	1.83
Fin V02	110.50	1.80	1.20	12.41	9.56	28	0	51.829	0.00	1.05	1.65	-20.664	8.71	0.51
Fin V03	113.45	1.82	1.18	12.08	9.34	24	2	44.424	3.70	1.03	1.67	-9.260	8.11	0.59
Fin V04	116.40	1.85	1.16	11.76	9.15	20	4	37.020	7.40	1.01	1.70	-0.190	7.26	1.02
Fin V05	119.35	1.87	1.14	11.49	8.98	16	6	29.616	11.11	0.99	1.72	6.560	6.18	1.83
Fin V06	122.30	1.88	1.12	11.26	8.84	12	6	22.212	11.11	0.97	1.73	11.075	5.10	1.54
Fin V07	125.25	1.90	1.10	11.06	8.72	8	6	14.808	11.11	0.95	1.75	13.350	3.78	1.59
Fin V08	128.20	1.91	1.09	10.94	8.63	4	6	7.404	11.11	0.94	1.76	13.420	2.24	1.99
Fin V09	131.15	1.91	1.09	10.88	8.56	2	4	3.702	7.40	0.94	1.76	11.300	1.47	0.99
Axe VSC	134.63	1.91	1.09	10.88	8.56	0	2	0	3.70	0.00	1.763	5.600	0.34	0.60
Fin VSC	138.10	1.91	1.09	10.88	8.56	0	0	0	0.00	0.00	0	0.000	0	0

Tableau A. 10 : Vérification des contraintes en phase de service : En charge.

Section	x (m)	n _f	n _c	P _f (MN)	P _c (MN)	e _f (m)	e _c (m)	M ₁ (MN.m)	σ _{Sup1} (MPa)	σ _{Inf1} (MPa)	M ₂ (MN.m)	σ _{Sup2} (MPa)	σ _{Inf2} (MPa)
Début VSC	0.0	0	0	0	0.00	0.00	0.00	0	0	0	0	0	0
Axe VSC	3.475	0	2	0	3.70	0.00	1.76	3.810	0.16	0.91	9.220	0.70	-0.04
Fin V9	6.95	2	4	3.702	7.40	0.94	1.76	8.820	1.23	1.42	19.590	2.31	-0.47
Fin V8	9.90	4	6	7.404	11.11	0.94	1.76	8.480	1.74	2.85	24.270	3.32	0.10
Fin V7	12.85	8	6	14.808	11.11	0.95	1.75	8.500	3.30	2.42	25.920	5.04	-0.57
Fin V6	15.80	12	6	22.212	11.11	0.97	1.73	5.030	4.50	2.55	24.450	6.43	-0.70
Fin V5	18.75	16	6	29.616	11.11	0.99	1.72	-0.660	5.47	3.00	19.870	7.50	-0.33
Fin V4	21.70	20	4	37.020	7.40	1.01	1.70	-8.610	6.43	2.34	12.214	8.48	-0.93
Fin V3	24.65	24	2	44.424	3.70	1.03	1.67	-18.860	7.17	2.04	1.500	9.16	-1.03
Fin V2	27.60	28	0	51.829	0.00	1.05	1.65	-31.450	7.66	2.08	-12.300	9.52	-0.70
Fin V1	30.55	32	0	59.233	0.0	1.08	1.62	-46.410	7.62	3.49	-29.160	9.28	1.10
Fin VSP	33.50	36	0	66.637	0.0	1.11	1.59	-63.800	7.58	5.29	-48.720	9.03	3.29
Axe VSP	37.55	36	0	66.637	0	1.11	1.59	-91.675	4.91	8.99	-74.100	6.60	6.66
Fin VSP	41.60	36	0	66.637	0	1.11	1.59	-54.330	8.49	4.03	-43.730	9.51	2.62
Fin V01	44.55	32	0	59.233	0	1.08	1.62	-30.730	9.13	1.32	-22.660	9.91	0.20
Fin V02	47.50	28	2	51.829	6	1.05	1.65	-12.700	9.16	1.38	-1.920	10.20	-0.18
Fin V03	50.45	24	4	44.424	11.751	1.03	1.67	2.960	8.85	1.64	16.280	10.15	-0.37
Fin V04	53.40	20	6	37.020	17.626	1.01	1.70	16.300	8.30	2.27	31.940	9.83	-0.18
Fin V05	56.35	16	8	29.616	23.501	0.99	1.72	27.340	7.52	3.29	44.880	9.25	0.44
Fin V06	59.30	12	10	22.212	29.376	0.97	1.73	36.130	6.51	4.70	55.180	8.41	1.52
Fin V07	62.25	8	10	14.808	29.376	0.95	1.75	42.680	5.62	4.12	62.787	7.63	0.68
Fin V08	65.20	4	10	7.404	29.376	0.94	1.76	47.030	4.51	3.84	67.650	6.57	0.25
Fin V09	68.15	2	10	3.702	29.376	0.94	1.76	49.180	3.96	3.69	69.790	6.03	0.07
VC	69.05	0	10	0	29.376	0.00	1.76	49.000	3.16	3.91	69.960	5.26	0.23
Fin V9	69.95	2	10	3.702	29.376	0.94	1.76	49.180	3.96	3.69	69.820	6.03	0.07
Fin V8	72.90	4	10	7.404	29.376	0.94	1.76	47.030	4.51	3.84	67.620	6.57	0.25
Fin V7	75.85	8	10	14.808	29.376	0.95	1.75	42.690	5.62	4.12	62.780	7.63	0.68
Fin V6	78.80	12	10	22.212	29.376	0.97	1.73	36.140	6.51	4.70	55.210	8.41	1.51
Fin V5	81.75	16	8	29.616	23.501	0.99	1.72	27.360	7.52	3.28	44.900	9.25	0.44
Fin V4	84.70	20	6	37.020	17.626	1.01	1.70	16.310	8.30	2.27	31.950	9.83	-0.19
Fin V3	87.65	24	4	44.424	11.751	1.03	1.67	2.980	8.85	1.63	16.323	10.15	-0.38
Fin V2	90.60	28	2	51.829	5.875296	1.05	1.65	-12.680	9.16	1.37	-1.890	10.21	-0.19
Fin V1	93.55	32	0	59.233	0	1.08	1.62	-30.730	9.13	1.32	-22.660	9.91	0.20
Fin VSP	96.50	36	0	66.637	0	1.11	1.59	-54.310	8.49	4.03	-43.700	9.51	2.62
Axe VSP	100.55	36	0	66.637	0	1.11	1.59	-91.660	4.91	8.99	-74.100	6.60	6.66
Fin VSP	104.60	36	0	66.637	0.00	1.11	1.59	-63.760	7.59	5.28	-48.700	9.03	3.28
Fin V01	107.55	32	0	59.233	0.00	1.08	1.62	-46.370	7.62	3.48	-29.110	9.28	1.09
Fin V02	110.50	28	0	51.829	0.00	1.05	1.65	-31.420	7.67	2.07	-12.260	9.52	-0.70
Fin V03	113.45	24	2	44.424	3.70	1.03	1.67	-18.840	7.17	2.03	1.500	9.16	-1.03
Fin V04	116.40	20	4	37.020	7.40	1.01	1.70	-8.590	6.44	2.34	12.260	8.48	-0.93
Fin V05	119.35	16	6	29.616	11.11	0.99	1.72	-0.640	5.47	3.00	19.910	7.50	-0.34
Fin V06	122.30	12	6	22.212	11.11	0.97	1.73	5.050	4.50	2.54	24.470	6.43	-0.70
Fin V07	125.25	8	6	14.808	11.11	0.95	1.75	8.510	3.30	2.42	25.910	5.03	-0.57
Fin V08	128.20	4	6	7.404	11.11	0.94	1.76	8.480	1.74	2.85	24.280	3.32	0.10
Fin V09	131.15	2	4	3.702	7.40	0.94	1.76	8.830	1.23	1.42	19.610	2.31	-0.47
Axe VSC	134.63	0	2	0	3.70	0.00	1.76	3.810	0.16	0.91	9.220	0.70	-0.04
Fin VSC	138.10	0	0	0	0.00	0.00	0.00	0	0.00	0.00	0	0.00	0.00



ANNEXE B

Diagrammes des efforts internes du fléau en phase de construction

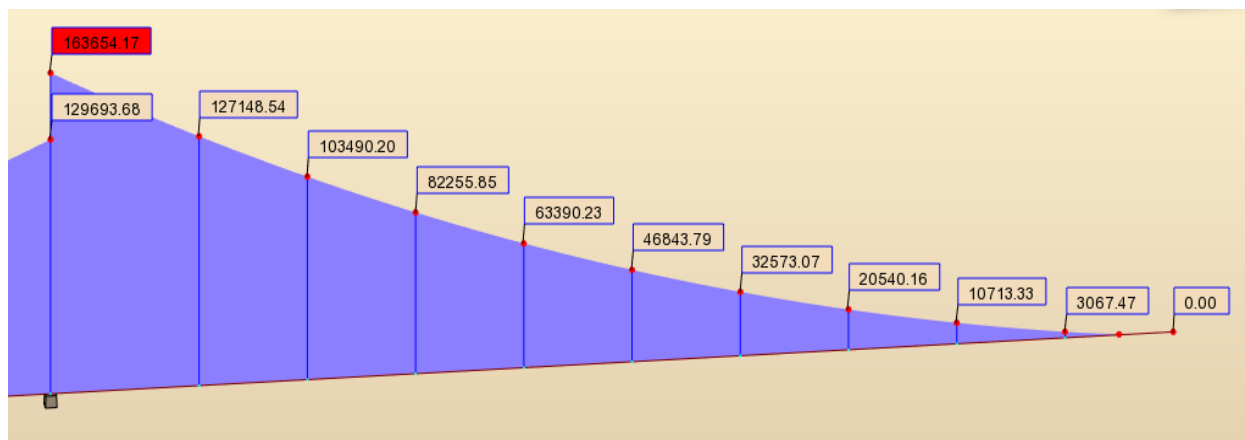


Figure B. 1 : Moment fléchissant maximal sous la combinaison (A1).

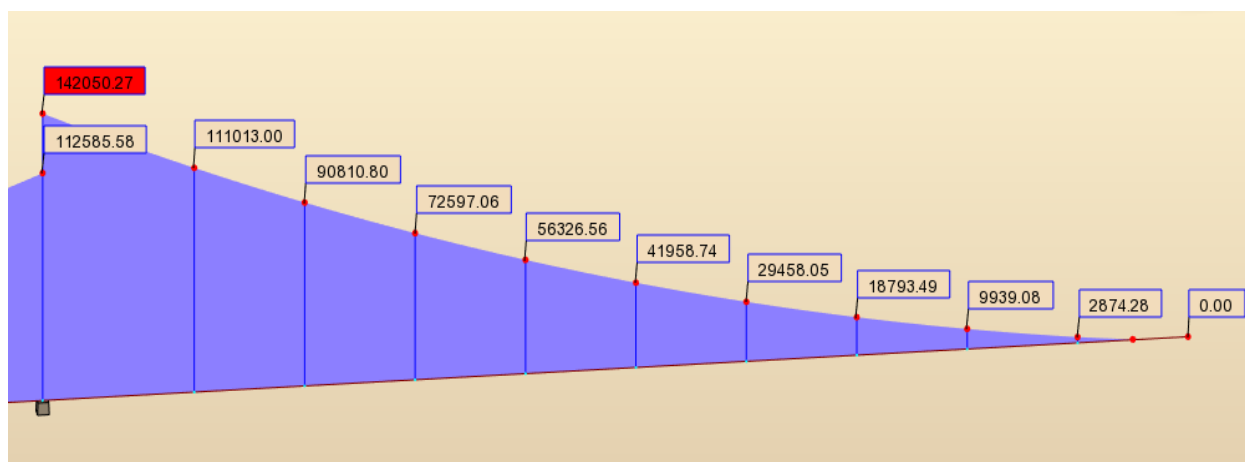


Figure B. 2 : Moment fléchissant maximal sous la combinaison (A2).

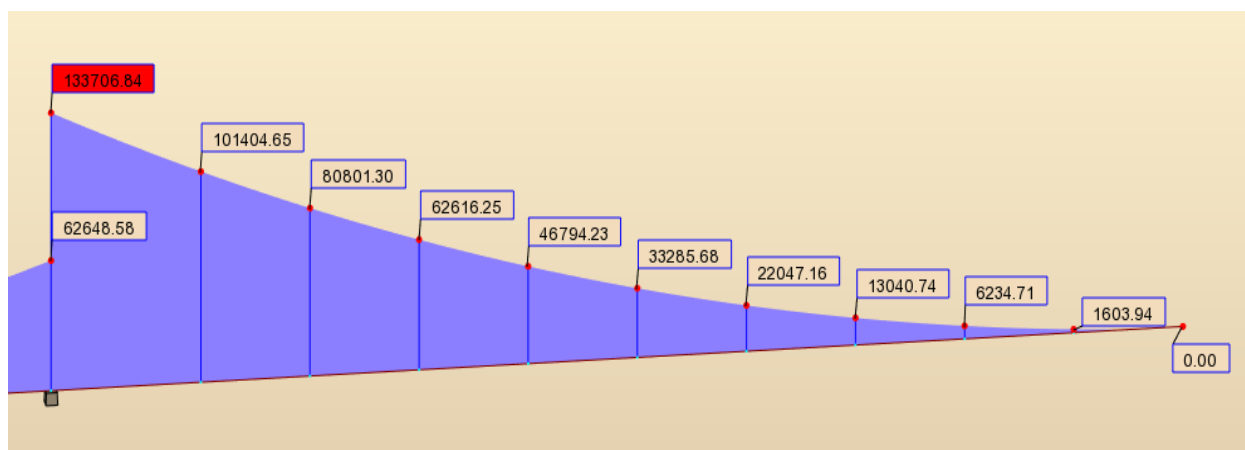


Figure B. 3 : Moment fléchissant maximal sous la combinaison (B1).

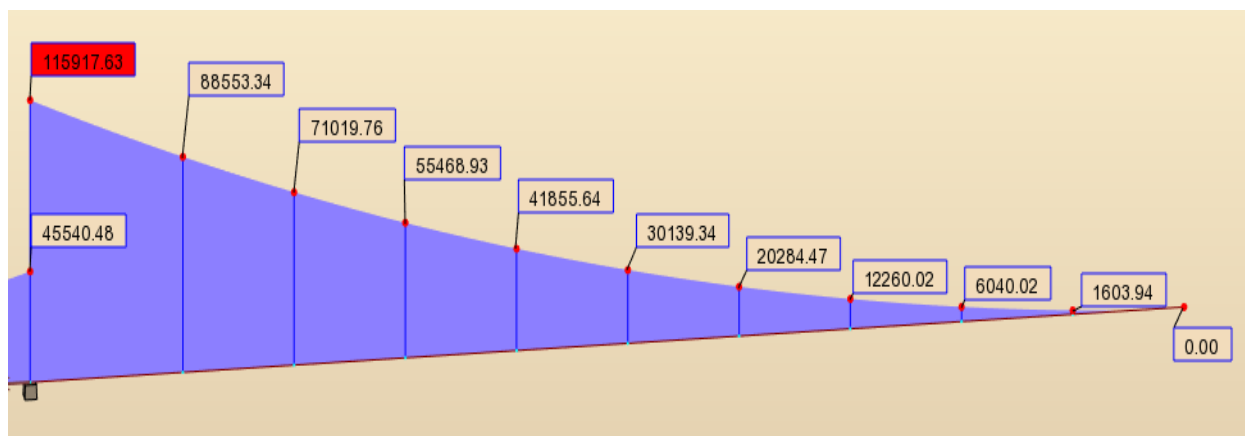


Figure B. 4 : Moment fléchissant maximal sous la combinaison (B2).

Diagrammes des efforts internes longitudinaux

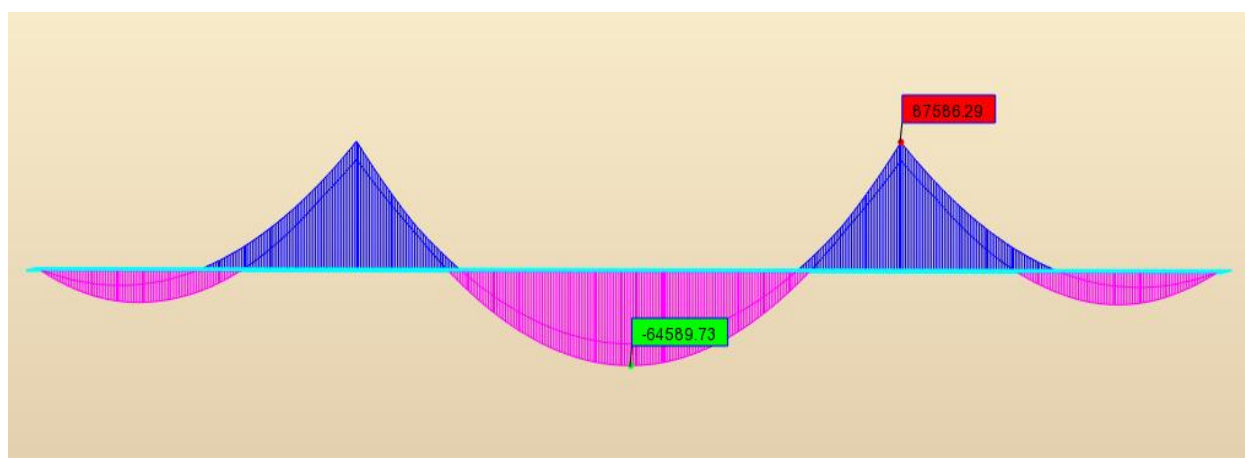


Figure B. 5 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+1.2Bc.

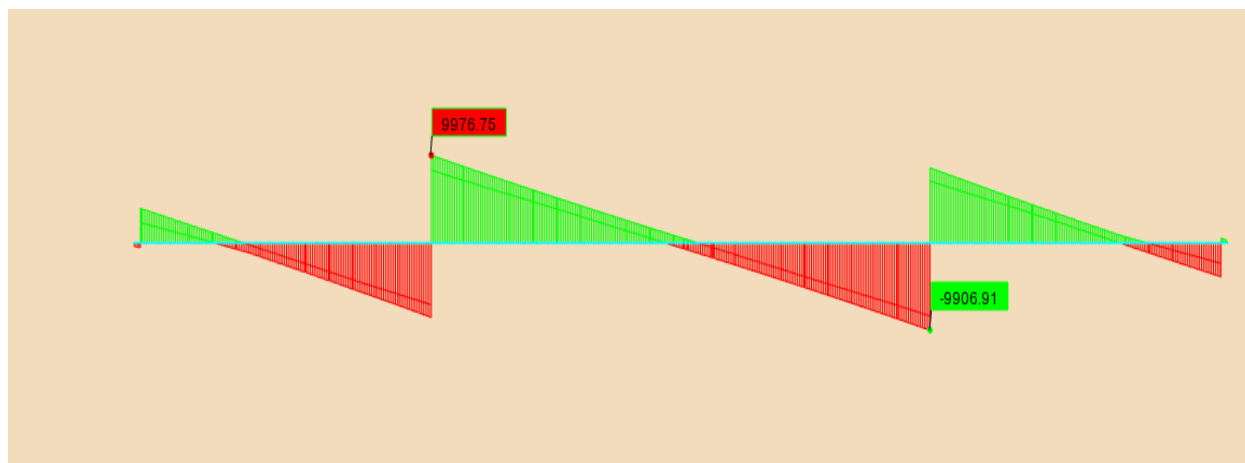


Figure B. 6 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison G+1.2Bc.

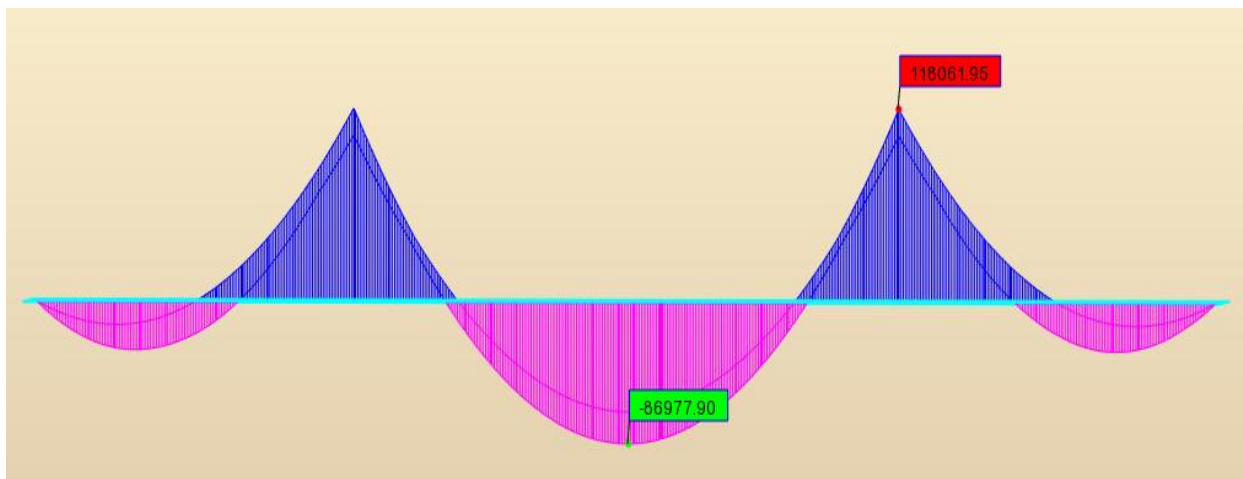


Figure B. 7 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6Bc.

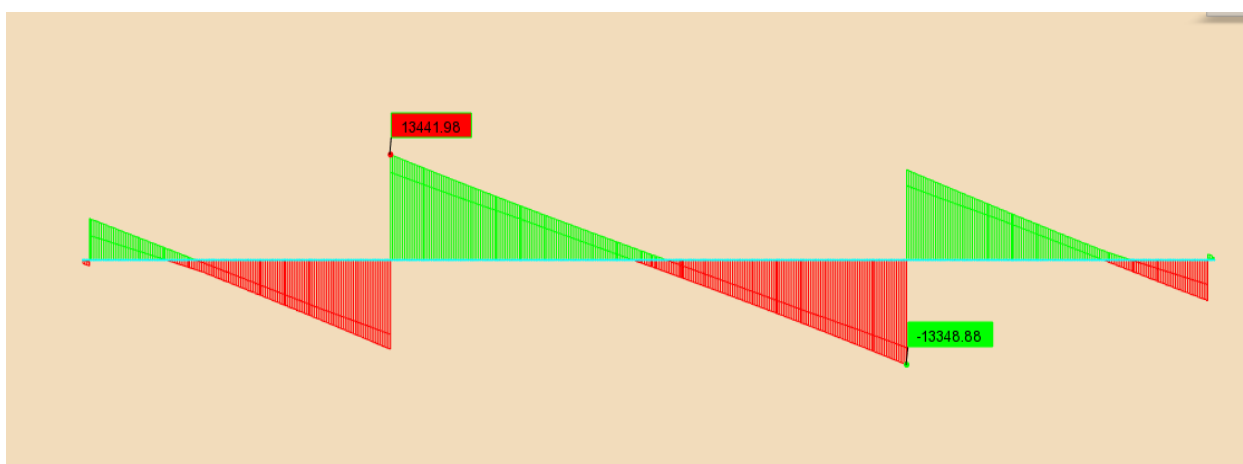


Figure B. 8 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6Bc.

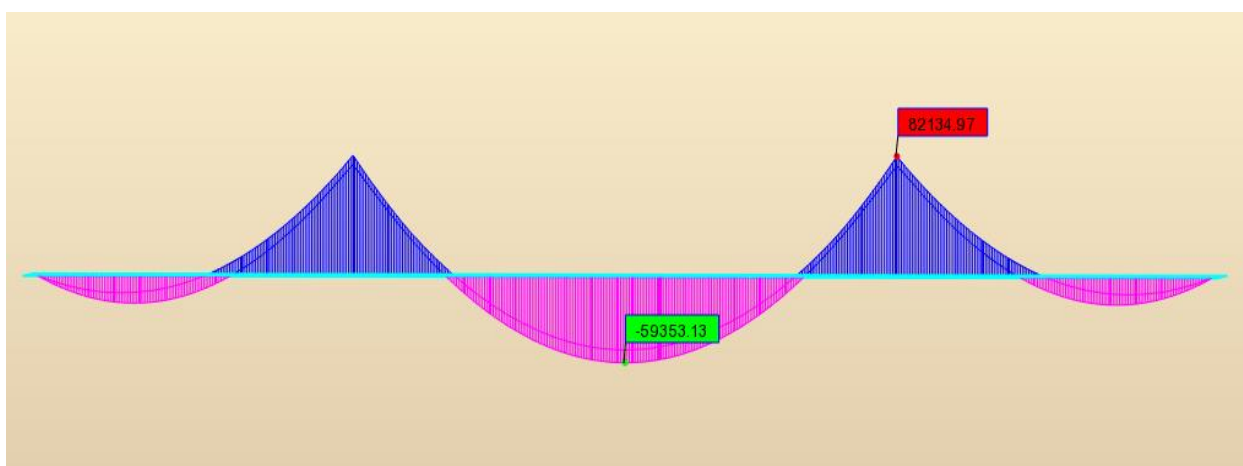


Figure B. 9 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+1.2Bt.

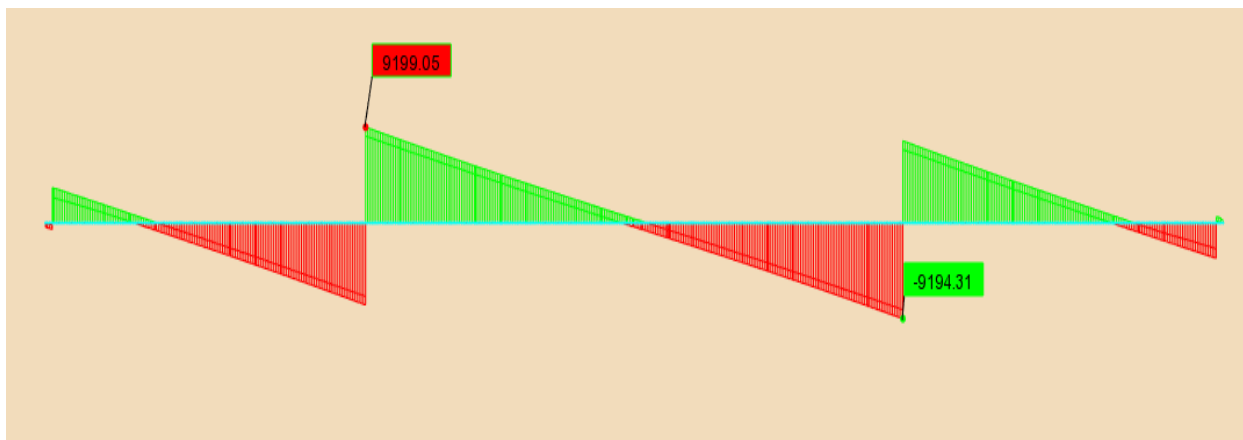


Figure B. 10 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison $G+1.2Bt$.

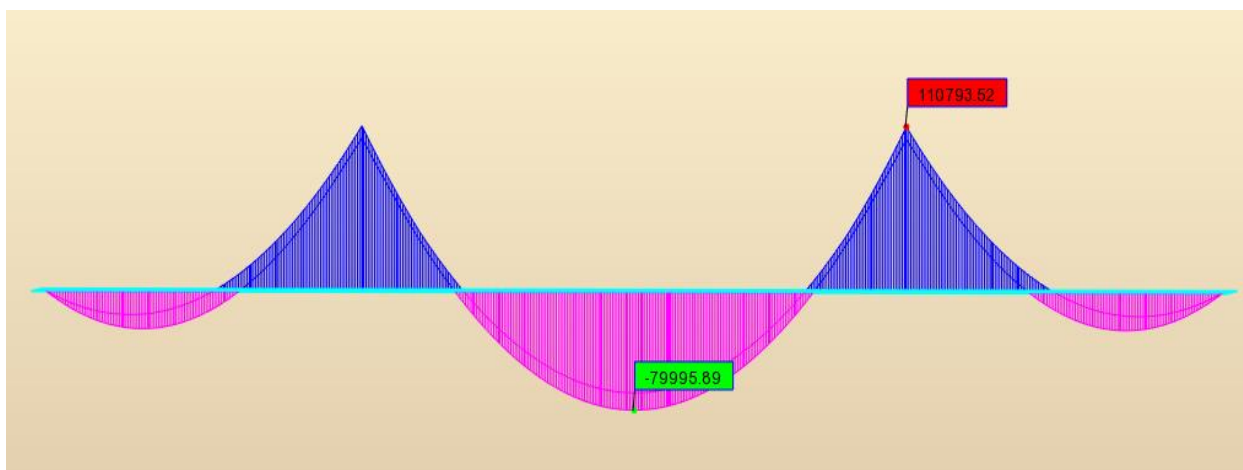


Figure B. 11 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison $1.35G+1.6Bt$.

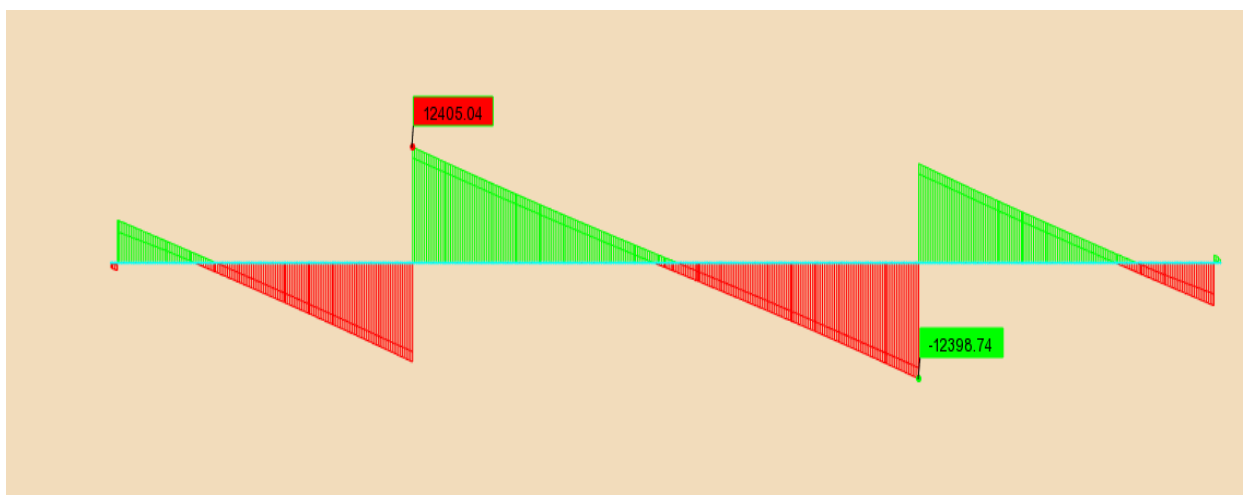


Figure B. 12 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison $1.35G+1.6Bt$.

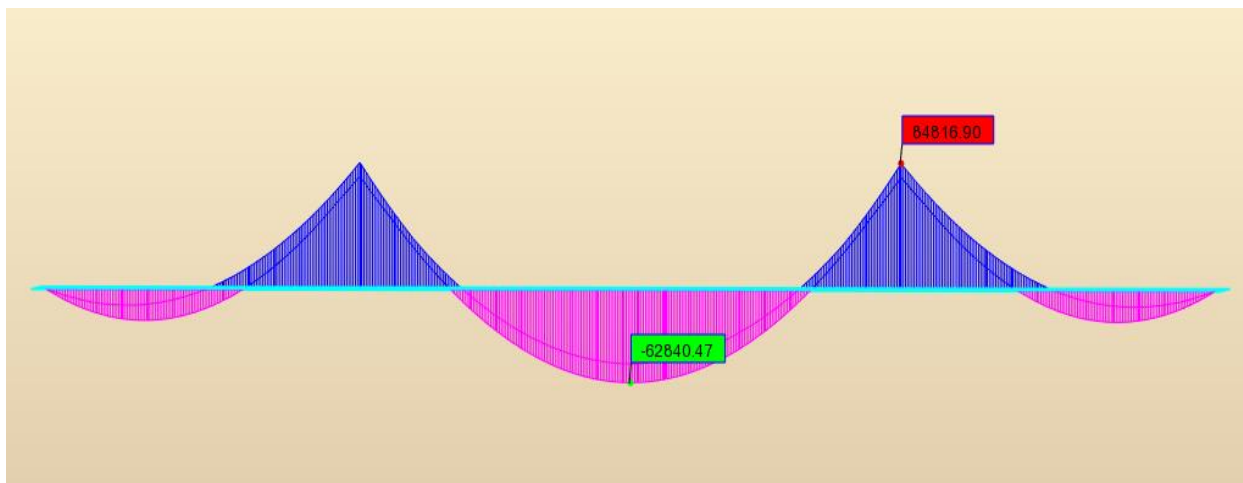


Figure B. 13 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+Mc120.

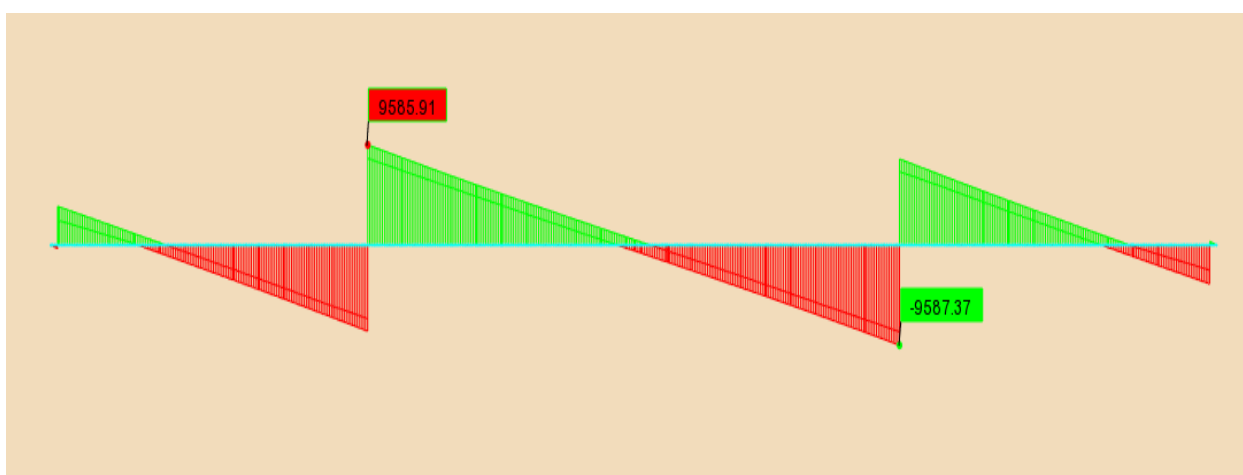


Figure B. 14 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison G+Mc120

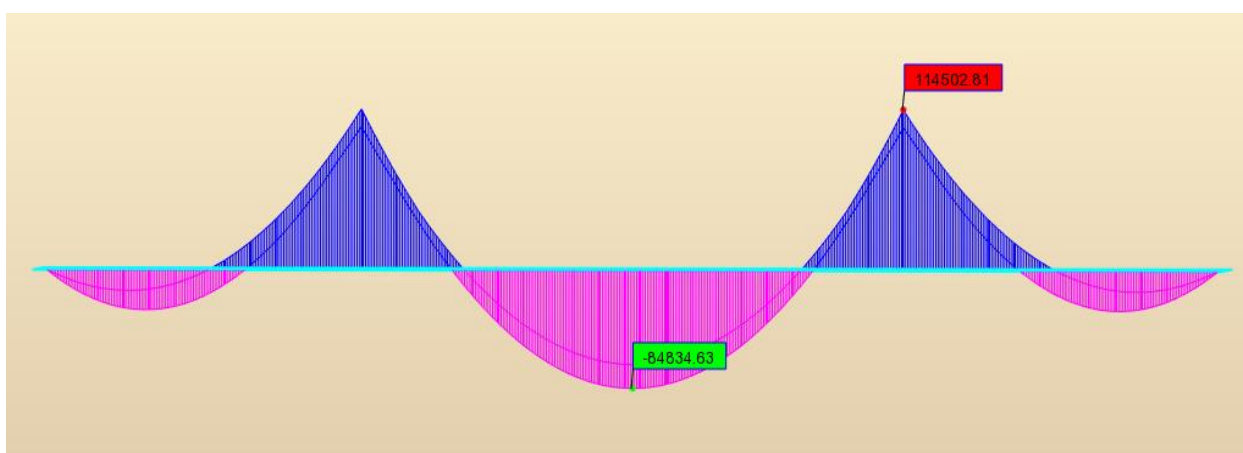


Figure B. 15 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.35Mc120.

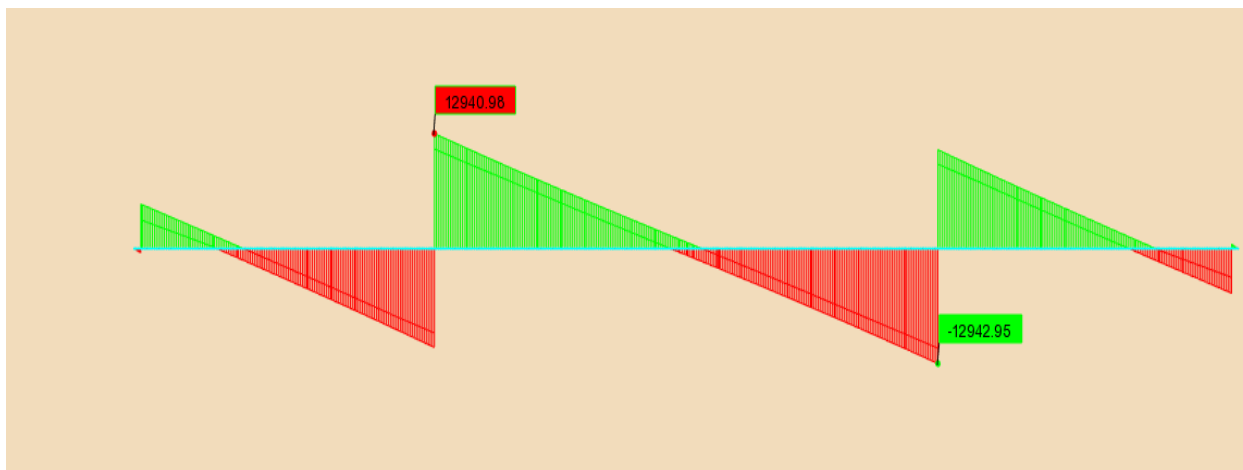


Figure B. 16 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison $1.35G+1.35Mc120$.

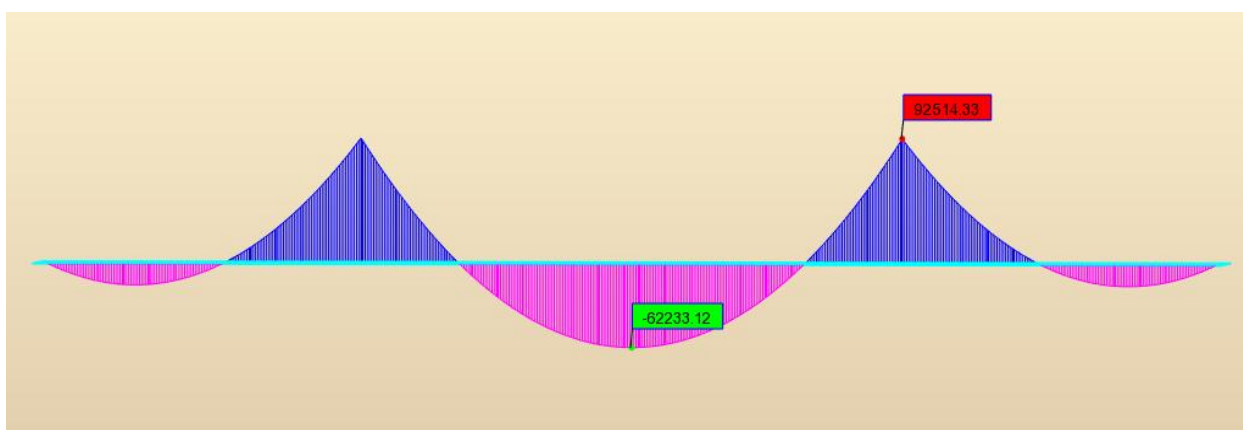


Figure B. 17 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison $G+1.2A(L)$.

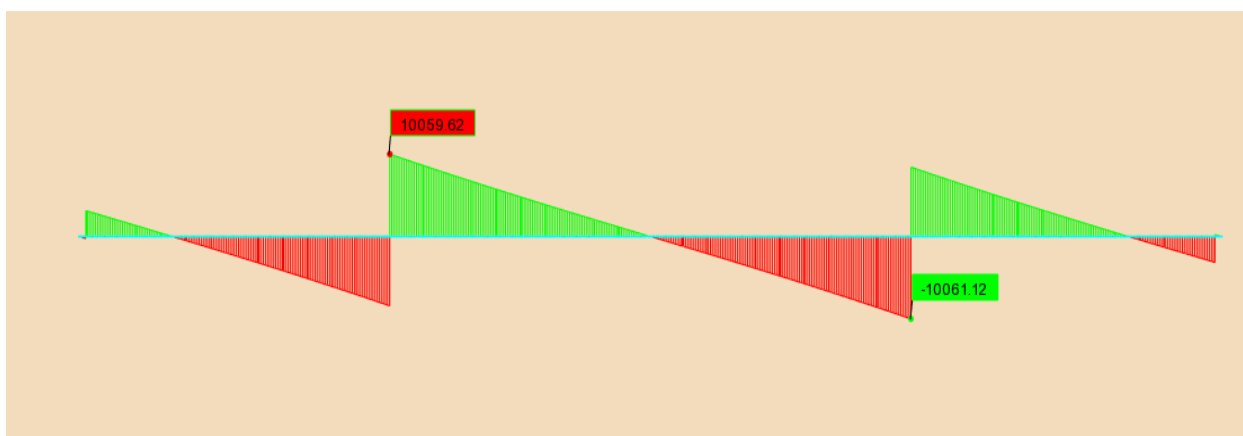


Figure B. 18 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison $G+1.2A(L)$.

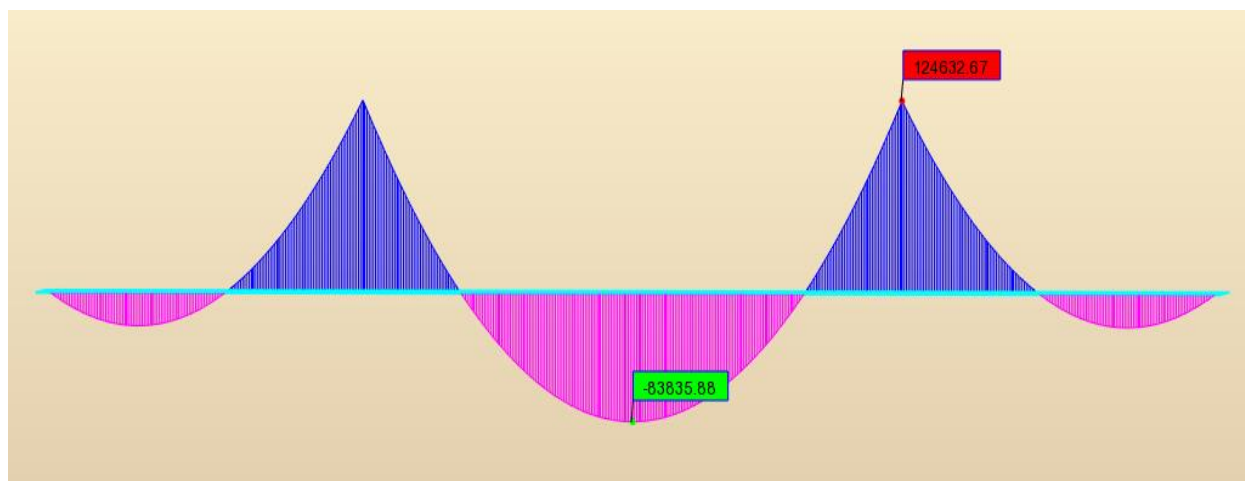


Figure B. 19 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6A(L).

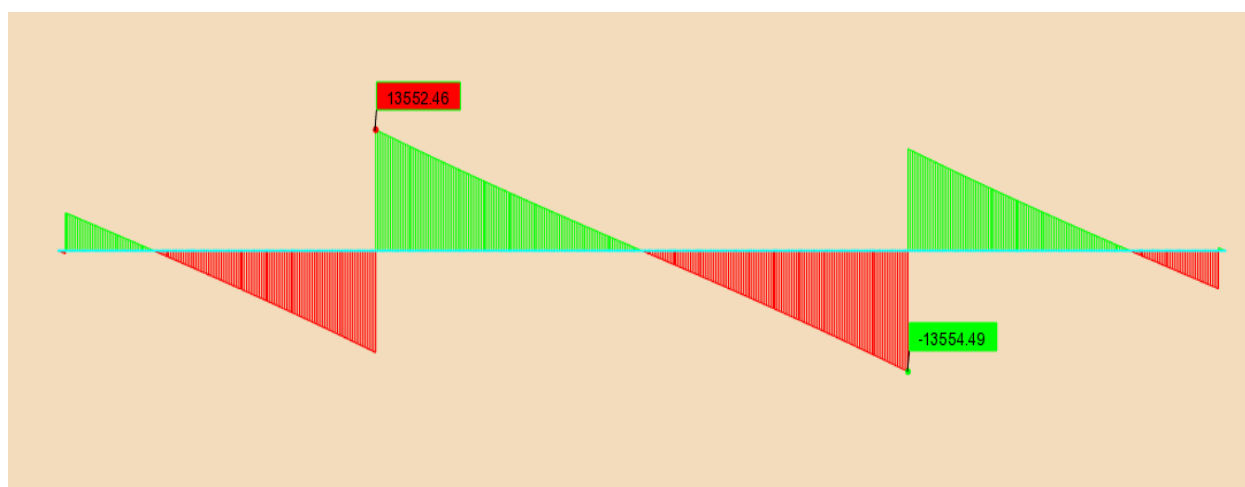


Figure B. 20 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6A(L).

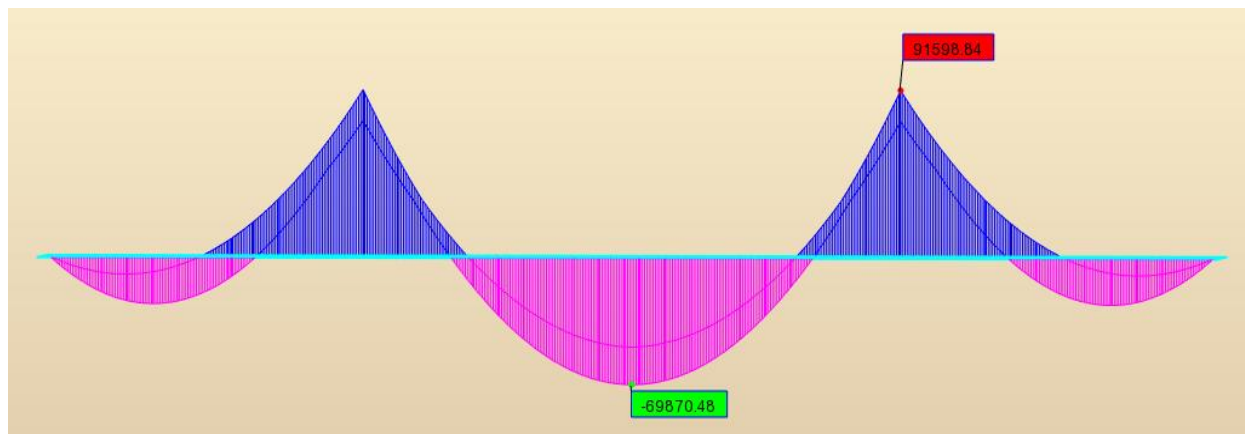


Figure B. 21 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+D240

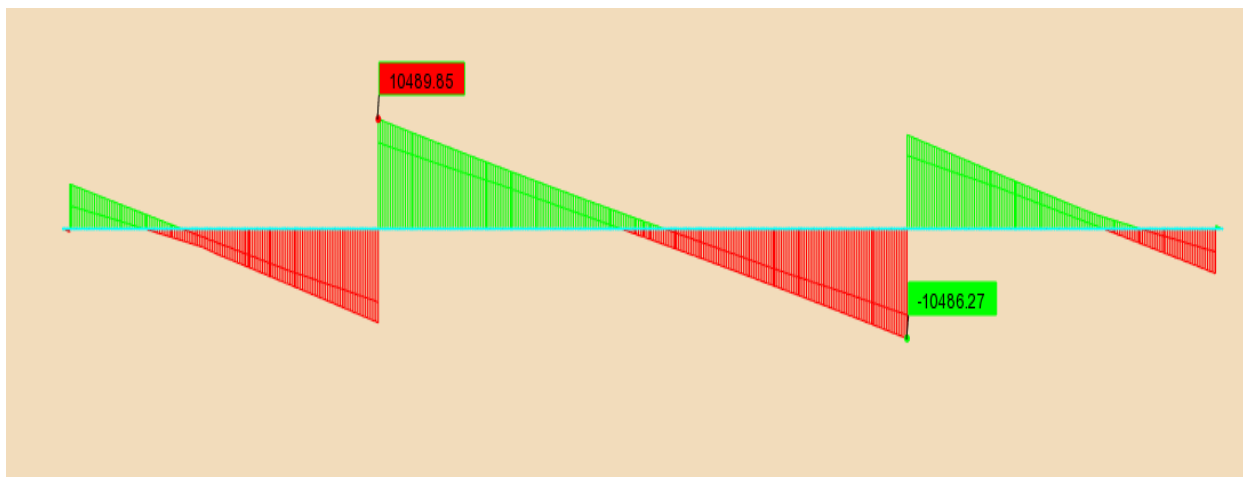


Figure B. 22 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison G+D240

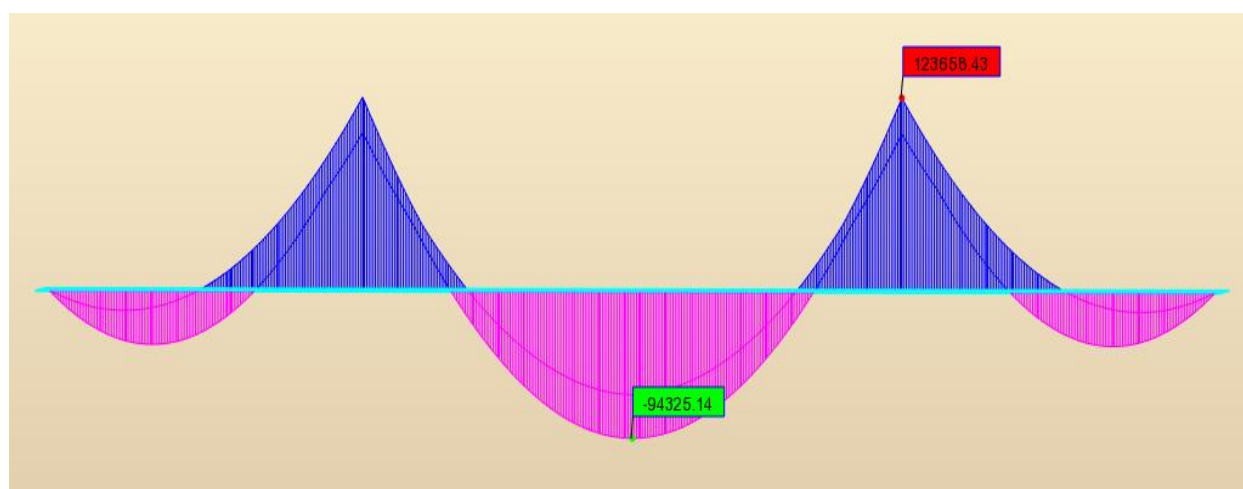


Figure B. 23 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.35D240.

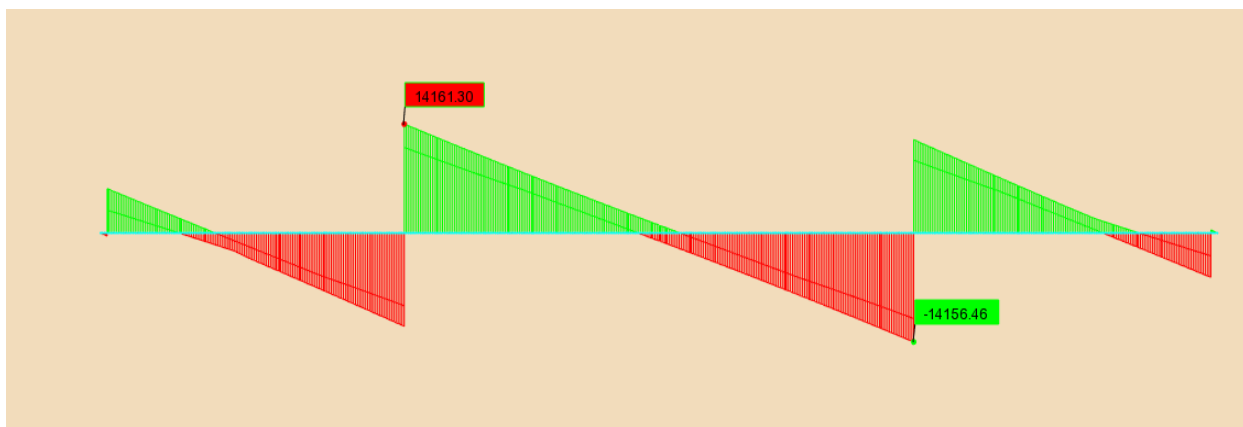


Figure B. 24 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.35D240.

ANNEXE B : Diagrammes des Efforts Internes

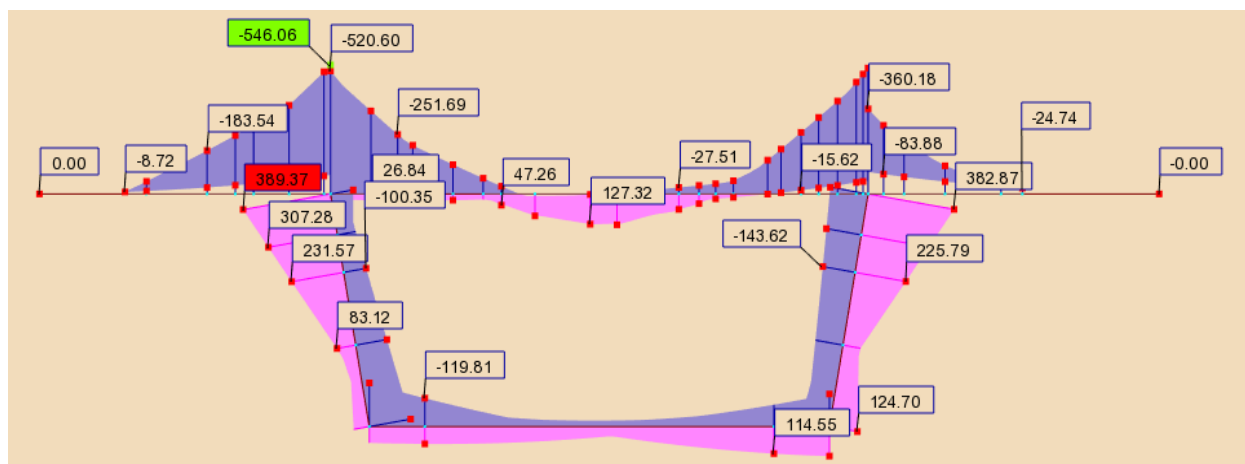


Figure B. 25 : Diagramme des moments sous la combinaison 1.35G+1.6Bt2.

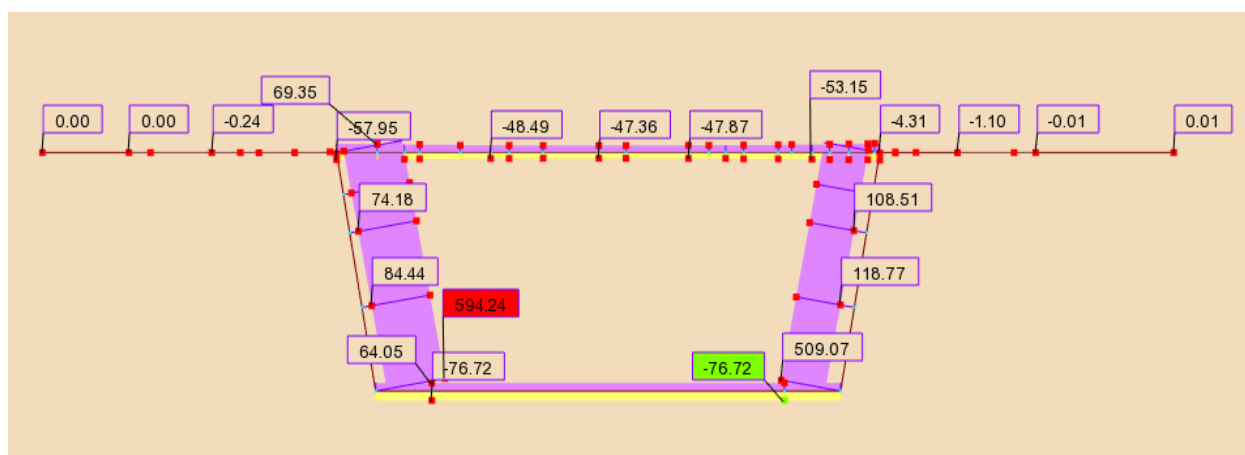


Figure B. 26 : Diagramme des efforts normales sous la combinaison G+1.2Bt2.

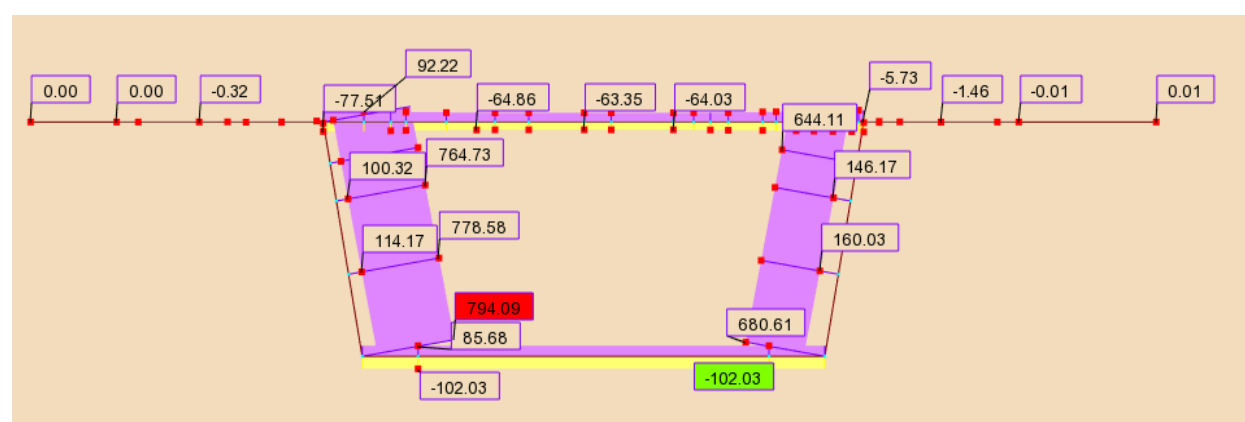


Figure B. 27 : Diagramme des efforts normales sous la combinaison 1.35G+1.6Bt2.

Diagrammes des efforts internes transversaux de VC

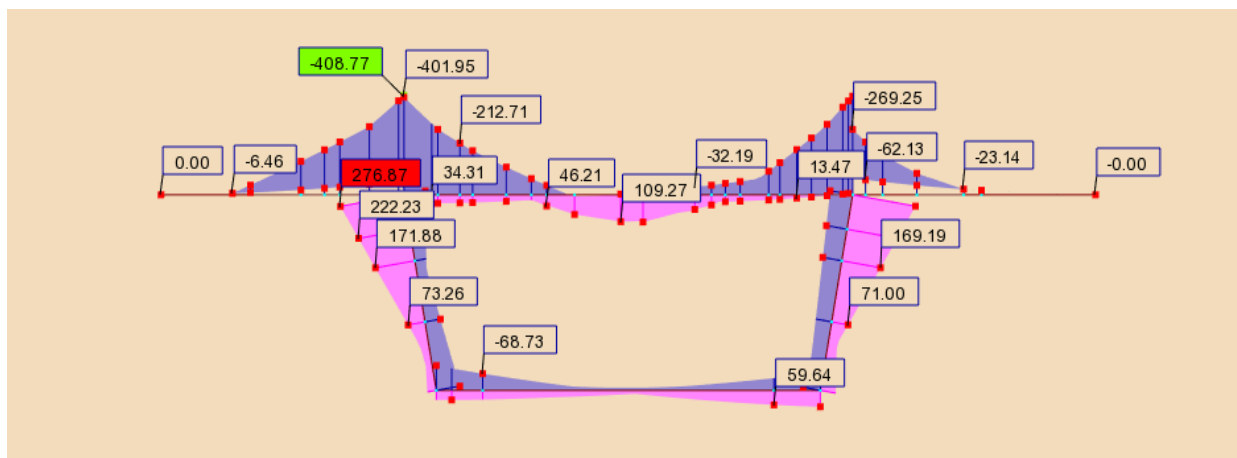


Figure B. 28 : Diagramme des moments sous la combinaison $G+1.2Bt2$.

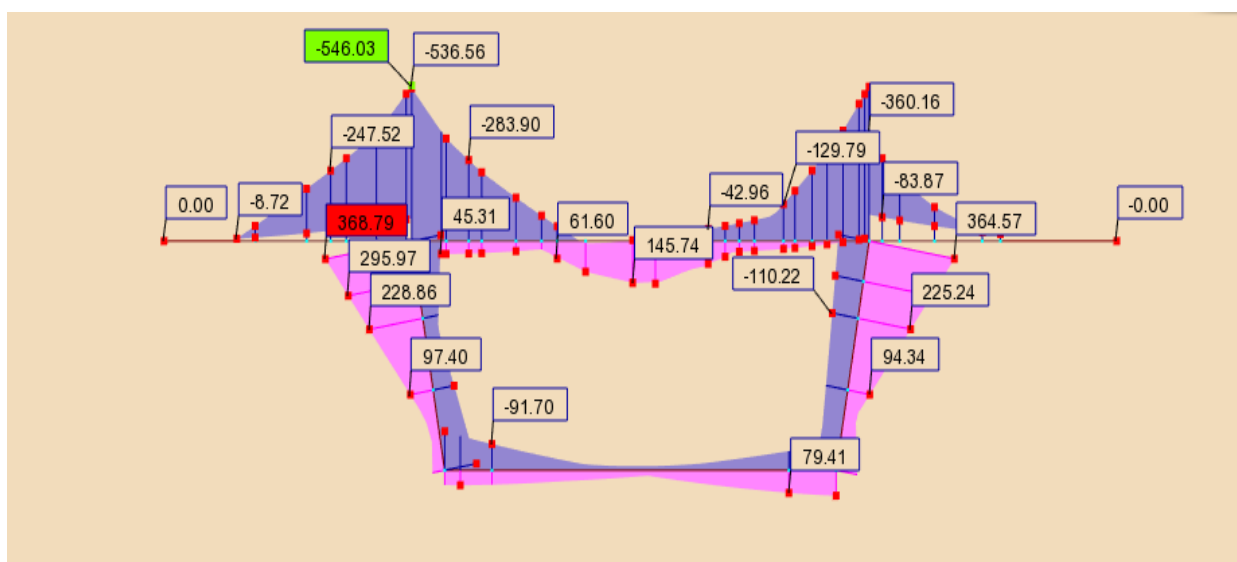


Figure B. 29 : Diagramme des moments sous la combinaison $1.35G+1.6Bt2$.

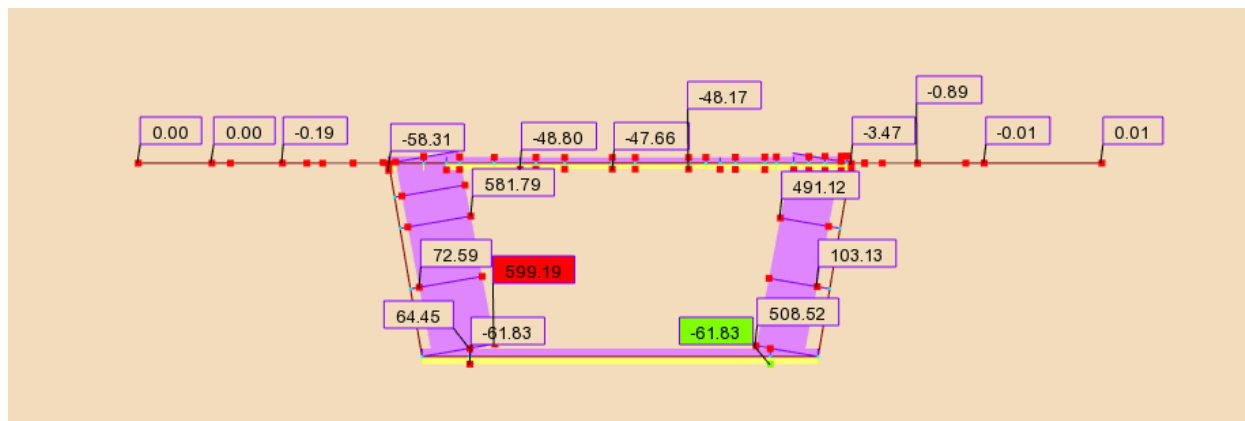


Figure B. 30 : Diagramme des efforts normaux sous la combinaison $G+1.2Bt2$.

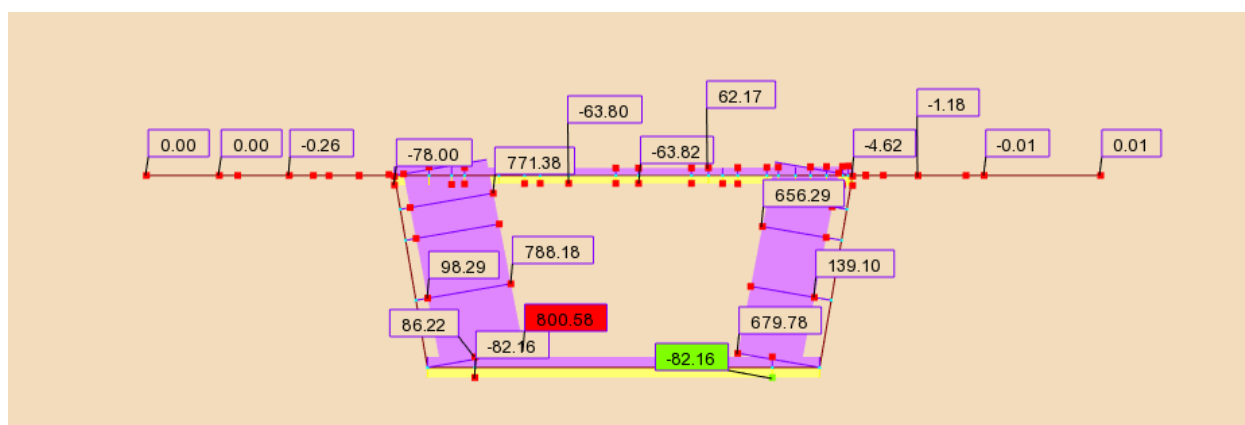
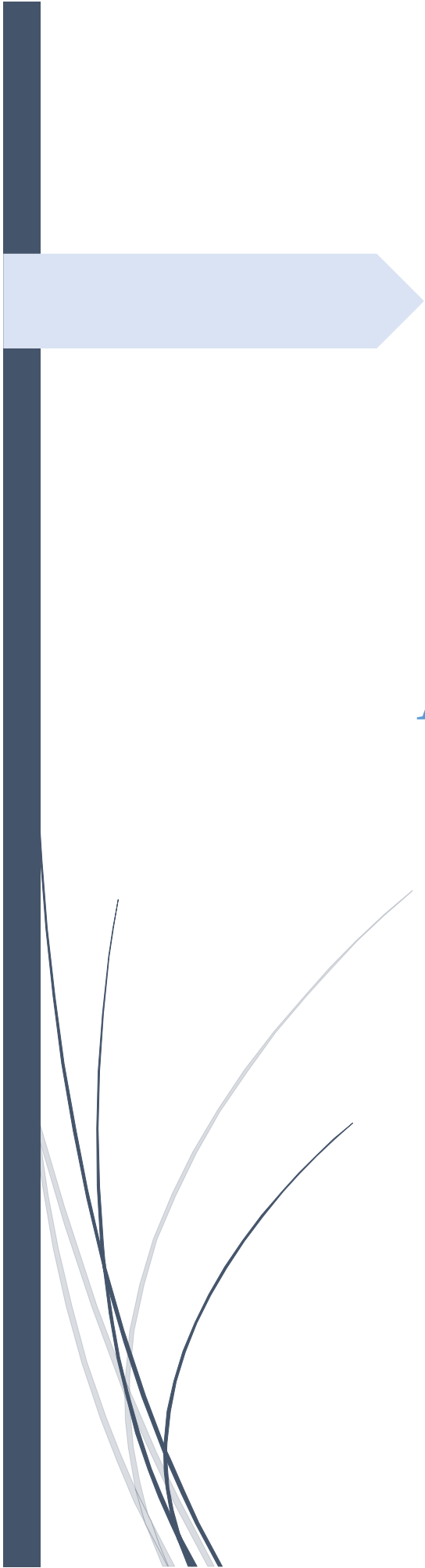


Figure B. 31 : Diagramme des efforts normaux sous la combinaison $1.35G+1.6Bt2$.



ANNEXE C

Ferrailage de VSP

Hourdis supérieur (Calcul de Section S1 en Flexion Simple)

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

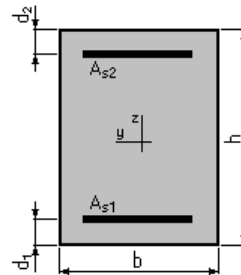
2. Section:

$b = 100.0$ (cm)

$h = 83.7$ (cm)

$d1 = 5.0$ (cm)

$d2 = 5.0$ (cm)



3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	-81.34	-546.05
Etat Limite de Service	-58.36	-408.80
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 0.0$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 22.7$ (cm²)

Section minimum $A_{s\ min} = 0.0$ (cm²)

théorique $\rho = 0.29$ (%)

minimum $\rho_{min} = 0.11$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{max} = -81.34$ (kN*m) $M_{min} = -546.05$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.38 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 6.2$ (cm)

Bras de levier: $Z = 76.2$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.86$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10.00$ (‰)

Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 434.8$ (MPa)

Cas ELS $M_{max} = -58.36$ (kN*m) $M_{min} = -408.80$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00

Position de l'axe neutre: $y = 20.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 72.0$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 5.7$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 250.0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim} = 250.0$ (MPa)

Hourdis supérieur (Calcul de Section S2 en Flexion Simple)

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

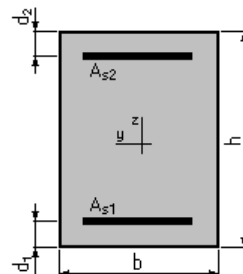
2. Section:

$b = 100.0$ (cm)

$h = 40.0$ (cm)

$d_1 = 5.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)



3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	26.60	-251.69
Etat Limite de Service	21.45	-188.56
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 4.6$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 24.5$ (cm²)

Section minimum $A_{s\ min} = 4.6$ (cm²)

théorique $\rho = 0.83$ (%)

minimum $\rho_{min} = 0.13$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{max} = 26.60$ (kN*m) $M_{min} = -251.69$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.37 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 6.4$ (cm)

Bras de levier: $Z = 32.4$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 2.25$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10.00$ (‰)

Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 434.8$ (MPa)

Contrainte de l'acier comprimée: $\sigma'_s = 99.9$ (MPa)

Cas ELS $M_{max} = 21.45$ (kN*m) $M_{min} = -188.56$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00

Position de l'axe neutre: $y = 12.5$ (cm)

Bras de levier: $Z = 30.8$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 9.2$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 250.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier comprimée: $\sigma'_s = 82.8$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim} = 250.0$ (MPa)

Hourdis supérieur (Calcul de Section S3 en Flexion Simple)

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

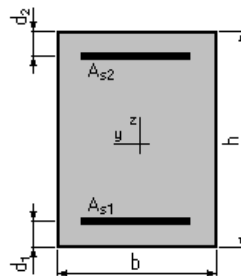
2. Section:

$b = 100.0$ (cm)

$h = 25.0$ (cm)

$d_1 = 5.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)



3. Moments appliqués:

Etat Limite Ultime (fondamental)

M_{max} (kN*m)

M_{min} (kN*m)

Etat Limite de Service

126.30

-66.42

Etat Limite Ultime (Accidentel)

95.50

-49.79

0.00

0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 22.8$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 11.5$ (cm²)

Section minimum $A_{s\ min} = 3.1$ (cm²)

théorique $\rho = 1.71$ (%)

minimum $\rho_{min} = 0.16$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{max} = 126.30$ (kN*m) $M_{min} = -66.42$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.37 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 5.7$ (cm)

Bras de levier: $Z = 17.7$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 3.50$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10.00$ (‰)

Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 434.8$ (MPa)

Cas ELS $M_{max} = 95.50$ (kN*m) $M_{min} = -49.79$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00

Position de l'axe neutre: $y = 8.3$ (cm)

Bras de levier: $Z = 17.2$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 7.5$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 250.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier comprimée: $\sigma'_s = 22.4$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\rho_{s\ lim} = 250.0$ (MPa)

Nappe externe de l'âme (Calcul de Section A1 en Flexion Composée)

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

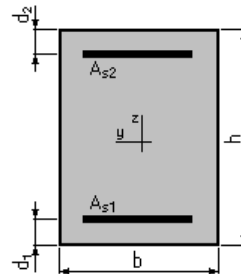
2. Section:

$b = 100.0$ (cm)

$h = 50.0$ (cm)

$d_1 = 5.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)



3. Efforts appliqués:

Cas N^0	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	757.59	307.28
2.	ELS	567.20	230.72

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 12.0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 12.0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 12.0$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s \max} = 250.0$ (cm ²)
théorique	$\rho = 0.48$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0.24$ (%)	maximum	$\rho_{\max} = 5.00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N^0 1: Type ELU N = 757.59 (kN) M = 307.28 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1.48	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 8.8$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 41.5$ (cm)	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10.00$ (‰)	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 2.42$ (‰)	
Contrainte de l'acier tendue:	$\sigma_s = 434.8$ (MPa)	
Contrainte de l'acier comprimée:	$\sigma'_s = 207.7$ (MPa)	

Cas N^0 2: Type ELS N = 567.20 (kN) M = 230.72 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1.00	
Position de l'axe neutre:	$y = 16.1$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 39.6$ (cm)	
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 9.3$ (MPa)	
Contrainte limite:	$0.6 f_{cj} = 21.0$ (MPa)	
Contrainte de l'acier tendue:	$\sigma_s = 250.0$ (MPa)	
Contrainte de l'acier comprimée:	$\sigma'_s = 96.4$ (MPa)	
Contrainte limite de l'acier:	$\rho_{s \lim} = 250.0$ (MPa)	

ANNEXE C : Ferrailage

Nappe interne de l'âme (Calcul de Section A1 en Flexion Composée)

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

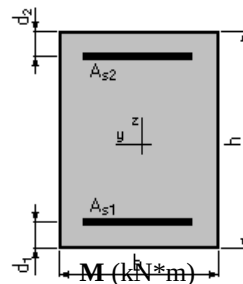
2. Section:

$b = 100.0$ (cm)

$h = 50.0$ (cm)

$d_1 = 5.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)



3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	757.59	-151.20
2.	ELS	567.20	-113.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 6.0$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 6.0$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 12.0$ (cm²)

Section maximum $A_{s \max} = 250.0$ (cm²)

théorique $\rho = 0.24$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.24$ (%)

maximum $\rho_{\max} = 5.00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU $N = 757.59$ (kN) $M = -151.20$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 4.31 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 20.6$ (cm)

Bras de levier: $Z = 36.8$ (cm)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 4.15$ (‰)

Déformation du béton: $\rho_b = 3.50$ (‰)

Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 434.8$ (MPa)

Contrainte de l'acier comprimée: $\sigma'_s = 434.8$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELS $N = 567.20$ (kN) $M = -113.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3.77

Position de l'axe neutre: $y = 23.6$ (cm)

Bras de levier: $Z = 37.1$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\rho_b = 3.6$ (MPa)

Contrainte limite: $0.6 f_{cj} = 21.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 14.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier comprimée: $\sigma'_s = 46.9$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \lim} = 250.0$ (MPa)

Hourdis inférieur (Calcul de Section I1 en Flexion Simple)

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

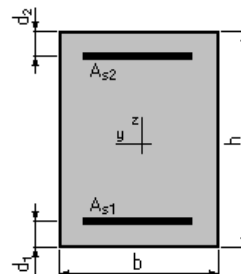
2. Section:

$b = 100.0$ (cm)

$h = 50.0$ (cm)

$d_1 = 5.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)



3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	73.43	-119.81
Etat Limite de Service	55.08	-89.55
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 5.6$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 8.6$ (cm²)

Section minimum $A_{s\ min} = 5.6$ (cm²)

théorique $\rho = 0.31$ (%)

minimum $\rho_{min} = 0.12$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{max} = 73.43$ (kN*m) $M_{min} = -119.81$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.39 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 2.7$ (cm)

Bras de levier: $Z = 43.9$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.64$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10.00$ (‰)

Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 434.8$ (MPa)

Cas ELS $M_{max} = 55.08$ (kN*m) $M_{min} = -89.55$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00

Position de l'axe neutre: $y = 9.2$ (cm)

Bras de levier: $Z = 41.9$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 2.0$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 24.1$ (MPa)

Contrainte de l'acier comprimée: $\sigma'_s = 23.6$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim} = 250.0$ (MPa)

Ferrailage de VC

Hourdis supérieur (Calcul de Section S1 en Flexion Simple)

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

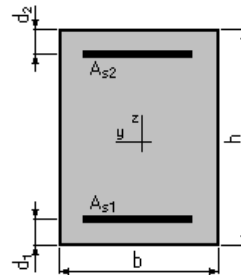
2. Section:

$b = 100.0$ (cm)

$h = 87.3$ (cm)

$d_1 = 5.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)



3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	-78.60	-536.56
Etat Limite de Service	-57.60	-401.95
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 0.0$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 22.3$ (cm²)

Section minimum $A_{s\ min} = 0.0$ (cm²)

théorique $\rho = 0.28$ (%)

minimum $\rho_{min} = 0.11$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{max} = -78.60$ (kN*m) $M_{min} = -536.56$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.38 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 6.1$ (cm)

Bras de levier: $Z = 76.3$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.84$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10.00$ (‰)

Contrainte de l'acier: tendue: $\sigma_s = 434.8$ (MPa)

Cas ELS $M_{max} = -57.60$ (kN*m) $M_{min} = -401.95$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00

Position de l'axe neutre: $y = 19.8$ (cm)

Bras de levier: $Z = 72.1$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 5.6$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 250.0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier $\sigma_{s\ lim} = 250.0$ (MPa)

Hourdis supérieur (Calcul de Section S2 en Flexion Simple)

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

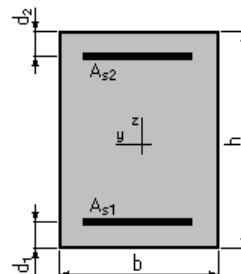
2. Section:

$b = 100.0$ (cm)

$h = 40.0$ (cm)

$d_1 = 5.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)



3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	43.67	-283.90
Etat Limite de Service	32.97	-212.71
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 4.6$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 27.8$ (cm²)

Section minimum $A_{s\ min} = 4.6$ (cm²)

théorique $\rho = 0.93$ (%)

minimum $\rho_{min} = 0.13$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{max} = 43.67$ (kN*m) $M_{min} = -283.90$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.36 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 7.2$ (cm)

Bras de levier: $Z = 32.1$ (cm)

Déformation du béton: $\rho_b = 2.58$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10.00$ (‰)

Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 434.8$ (MPa)

Contrainte de l'acier comprimée: $\sigma'_s = 156.0$ (MPa)

Cas ELS $M_{max} = 32.97$ (kN*m) $M_{min} = -212.71$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00

Position de l'axe neutre: $y = 13.1$ (cm)

Bras de levier: $Z = 30.6$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 10.0$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 250.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier comprimée: $\sigma'_s = 92.5$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim} = 250.0$ (MPa)

Hourdis supérieur (Calcul de Section S3 en Flexion Simple)

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

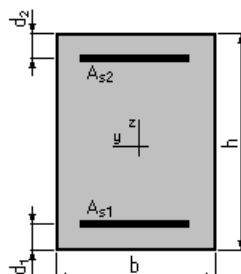
2. Section:

$b = 100.0$ (cm)

$h = 25.0$ (cm)

$d_1 = 5.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)



3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	144.60	-89.31
Etat Limite de Service	110.70	-66.95
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 26.9$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 15.7$ (cm²)

Section minimum $A_{s\ min} = 3.1$ (cm²)

théorique $\rho = 2.13$ (%)

minimum $\rho_{min} = 0.16$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{max} = 144.60$ (kN*m) $M_{min} = -89.31$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.38 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 6.1$ (cm)

Bras de levier: $Z = 17.6$ (cm)

Déformation du béton: $\rho_b = 3.50$ (‰)

Déformation de l'acier: $\rho_s = 10.00$ (‰)

Contrainte de l'acier tendue: $\rho_s = 434.8$ (MPa)

Cas ELS $M_{max} = 110.70$ (kN*m) $M_{min} = -66.95$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00

Position de l'axe neutre: $y = 8.6$ (cm)

Bras de levier: $Z = 17.1$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\rho_b = 8.7$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier tendue: $\rho_s = 250.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier comprimée: $\rho_s' = 35.3$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\rho_{s\ lim} = 250.0$ (MPa)

Nappe externe de l'âme (Calcul de Section A1 en Flexion Composée)

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

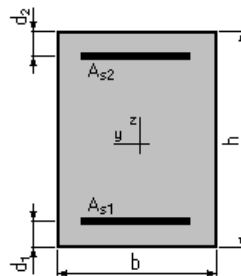
2. Section:

$b = 100.0$ (cm)

$h = 40.0$ (cm)

$d_1 = 5.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)



3. Efforts appliqués:

Cas N^0	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	771.38	295.97
2.	ELS	577.56	222.23

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 17.8$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 17.8$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 11.2$ (cm²)

Section maximum $A_{s \max} = 200.0$ (cm²)

théorique $\rho = 0.89$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.28$ (%)

maximum $\rho_{\max} = 5.00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N^0 1: Type ELU $N = 771.38$ (kN) $M = 295.97$ (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1.41	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 8.6$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 31.5$ (cm)	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10.00$ (‰)	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 3.27$ (‰)	
Contrainte de l'acier tendue:	$\sigma_s = 434.8$ (MPa)	
Contrainte de l'acier comprimée:	$\sigma'_s = 275.6$ (MPa)	

Cas N^0 2: Type ELS $N = 577.56$ (kN) $M = 222.23$ (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1.00
Position de l'axe neutre:	$y = 14.3$ (cm)
Bras de levier:	$Z = 30.2$ (cm)
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 11.5$ (MPa)
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 21.0$ (MPa)
Contrainte de l'acier tendue:	$\sigma_s = 250.0$ (MPa)
Contrainte de l'acier comprimée:	$\sigma'_s = 112.3$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s \lim} = 250.0$ (MPa)

ANNEXE C : Ferrailage

Nappe interne de l'âme (Calcul de Section A1 en Flexion Composée)

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

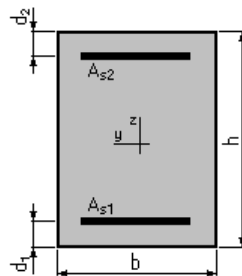
2. Section:

$b = 100.0$ (cm)

$h = 40.0$ (cm)

$d_1 = 5.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)



3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	771.38	-119.83
2.	ELS	577.56	-87.32

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 5.6$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 5.6$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 11.2$ (cm²)

Section maximum $A_{s \max} = 200.0$ (cm²)

théorique $\rho = 0.28$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.28$ (%)

maximum $\rho_{\max} = 5.00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU $N = 771.38$ (kN) $M = -119.83$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3.64 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 17.7$ (cm)

Bras de levier: $Z = 27.9$ (cm)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 3.43$ (‰)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 3.50$ (‰)

Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 434.8$ (MPa)

Contrainte de l'acier comprimée: $\sigma'_s = 434.8$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELS $N = 577.56$ (kN) $M = -87.32$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3.67

Position de l'axe neutre: $y = 20.2$ (cm)

Bras de levier: $Z = 28.3$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 4.4$ (MPa)

Contrainte limite: $0.6 f_{cj} = 21.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 13.6$ (MPa)

Contrainte de l'acier comprimée: $\sigma'_s = 55.2$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \lim} = 250.0$ (MPa)

Hourdis inférieur (Calcul de Section I1 en Flexion Simple)

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

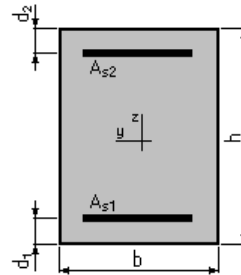
2. Section:

$b = 100.0$ (cm)

$h = 30.0$ (cm)

$d_1 = 5.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)



3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	79.41	-89.96
Etat Limite de Service	59.64	-69.73
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 10.7$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 12.6$ (cm²)

Section minimum $A_{s\ min} = 3.6$ (cm²)

théorique $\rho = 0.93$ (%)

minimum $\rho_{min} = 0.14$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{max} = 79.41$ (kN*m) $M_{min} = -89.96$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.44 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 4.1$ (cm)

Bras de levier: $Z = 23.4$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 1.94$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10.00$ (‰)

Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 434.8$ (MPa)

Cas ELS $M_{max} = 59.64$ (kN*m) $M_{min} = -69.73$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00

Position de l'axe neutre: $y = 7.6$ (cm)

Bras de levier: $Z = 22.5$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 7.2$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 250.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier comprimée: $\sigma'_s = 37.1$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s\ lim} = 250.0$ (MPa)

Ferrailage des pieux de la pile

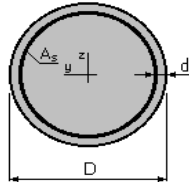
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27.0$ (MPa) Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:

$D = 120.0$ (cm)
 $d = 7.0$ (cm)



3. Efforts appliqués:

	N (kN)	M_y (kN*m)	M_z (kN*m)
1. ELA	12253.11	4607.27	0.00
2. ELS	1696.76	110.59	0.00
3. ELU	2438.24	150.55	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_s = 158.8$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 113.1$ (cm²) Section maximum $A_{s \max} = 565.5$ (cm²)

théorique $\rho = 1.40$ (%) minimum $\rho_{\min} = 0.50$ (%) maximum $\rho_{\max} = 5.00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELA $N = 12253.11$ (kN) $M_y = 4607.27$ (kN*m) $M_z = 0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1.00	Pivot: B
Position de l'axe neutre:	$y = 74.4$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 78.4$ (cm)	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 3.50$ (‰)	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 1.80$ (‰)	
Contrainte de l'acier tendue:	$\sigma_s = 360.8$ (MPa)	
Contrainte de l'acier comprimée:	$\sigma_s' = 500.0$ (MPa)	

Cas N° 2: Type ELS $N = 1696.76$ (kN) $M_y = 110.59$ (kN*m) $M_z = 0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité:	9.31	
Position de l'axe neutre:	$y = 211.0$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 58.7$ (cm)	
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 1.7$ (MPa)	
Contrainte limite:	$0.6 f_{cj} = 16.2$ (MPa)	
Contrainte de l'acier comprimée:	$\sigma_s' = 25.1$ (MPa)	
Contrainte limite de l'acier	$\sigma_{s \lim} = 250.0$ (MPa)	

Cas N° 3: Type ELU $N = 2438.24$ (kN) $M_y = 150.55$ (kN*m) $M_z = 0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité:	8.27	Pivot: C
Position de l'axe neutre:	$y = 133.4$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 56.0$ (cm)	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 3.25$ (‰)	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 0.00$ (‰)	
Contrainte de l'acier comprimée:	$\sigma_s' = 434.8$ (MPa)	

Ferrailage des pieux de la culée

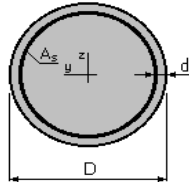
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27.0$ (MPa) Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:

$D = 120.0$ (cm)
 $d = 7.0$ (cm)



3. Efforts appliqués:

	N (kN)	M_y (kN*m)	M_z (kN*m)
1. ELA	3365.97	1472.49	0.00
2. ELS	2562.99	1121.21	0.00
3. ELU	3407.89	1490.83	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_s = 113.1$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 113.1$ (cm²) Section maximum $A_{s \max} = 565.5$ (cm²)

théorique $\rho = 1.00$ (%) minimum $\rho_{\min} = 0.50$ (%) maximum $\rho_{\max} = 5.00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELA $N = 3365.97$ (kN) $M_y = 1472.49$ (kN*m) $M_z = 0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité:	2.85	Pivot: B
Position de l'axe neutre:	$y = 66.5$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 81.9$ (cm)	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 3.50$ (‰)	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 2.44$ (‰)	
Contrainte de l'acier tendue:	$\sigma_s = 487.5$ (MPa)	
Contrainte de l'acier comprimée:	$\sigma_s' = 500.0$ (MPa)	

Cas N° 2: Type ELS $N = 2562.99$ (kN) $M_y = 1121.21$ (kN*m) $M_z = 0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1.81	
Position de l'axe neutre:	$y = 66.0$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 85.7$ (cm)	
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 9.0$ (MPa)	
Contrainte limite:	$0.6 f_{cj} = 16.2$ (MPa)	
Contrainte de l'acier comprimée:	$\sigma_s' = 119.6$ (MPa)	
Contrainte limite de l'acier	$\sigma_s \lim = 250.0$ (MPa)	

Cas N° 3: Type ELU $N = 3407.89$ (kN) $M_y = 1490.83$ (kN*m) $M_z = 0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité:	2.31	Pivot: B
Position de l'axe neutre:	$y = 68.9$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 80.8$ (cm)	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 3.50$ (‰)	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 2.23$ (‰)	
Contrainte de l'acier comprimée:	$\sigma_s' = 434.8$ (MPa)	

