

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 du diplôme d'Ingénieur d'État

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

**CONCEPTION ET ETUDE DU VIADUC
RELIANT RN°25 ET CW128 DANS LA
WILAYA DE TIZI OUZOU AU PK 2+138.6**

Présenté par :

FOUHAL Khaled

ZITOUNI Abderrahmane

Encadré par :

Dr : HEMAIDI-ZOURGUI Nadjib

Co-encadré par :

Dr : BENAOUZ Chikh

Promotion 2021 /2022

بسم الله الرحمن الرحيم

Dédicace

Tout d'abord je remercie Allah de m'avoir donné la capacité, la volonté et de la patience pour réaliser ce travail.

*Je dédie ce modeste travail à ma très chère **mère**, qui m'a accompagné durant les moments les plus pénibles de ce long parcours de mon éducation, celle qui a fait preuve de ces plus copieux desseins pour me permettre de goûter le fardeau de ce monde et de chercher la voie de ma vie avec ses précieux conseils, donc je devais incessamment être de grande compétence et motivation. Cependant, Je prie **ALLAH** le Miséricordieux qu'il te porter récompense, car la mienne ne sera guère complète, et te protège et te garde en bonne santé.*

*A mon **père** qui a sacrifié sa vie afin de me voir grandir et réussir dans le parcours de l'enseignement et l'éducation. Celui qui est toujours resté à mes côtés dans les moments rudes de ma vie.*

*A mes frères et toute la famille **FOUHAL**.*

A ma grande famille paternelle et maternelle.

*A Mon binôme et confrère **ZITOUNI Abderrahmane**.*

A Mes Amis : BOUSSALEM Aymen, SAKOU Housseem, et à tous mes camarades de l'école ENSTP.

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin réalisation de ce mémoire.

FOUHAL Khaled

DEDICACES

Je dédie ce travail,...

A MA TRES CHERE MERE,

Autant de phrases et d'expressions aussi éloquentes et expressives soit-elles ne sauraient exprimer ma gratitude et ma reconnaissance. Tu as su m'inculquer le sens de la responsabilité en soi face aux difficultés de la vie. Tes conseils ont toujours guidé mes pas vers la réussite. Je te dois ce que je suis aujourd'hui et ce que je serai demain et je ferai toujours de mon mieux pour rester ta fierté et ne jamais te décevoir. Que Dieu le tout puissant te préserve, t'accorde santé, bonheur, Quiétude de l'esprit et te protège de tout mal.

A MON PERE: ZITOUNI Ahmed,

A mon père, qui a veillé à mon éducation, et m'a donné tous les soins nécessaires pour devenir ce que je suis, A celui qui m'a toujours poussé à poursuivre mes études et m'a encouragé, A celui qui attendait ce jour, espérant me voir atteindre ce que je voulais. Tu es le soutien et tu le resteras.

A MA TRES CHERE SŒUR,

A toute la famille ZITOUNI,

A MA GRANDE FAMILLE paternelle et maternelle : mes grands-parents, mes tantes, mes oncles ainsi que mes cousins et cousines.

A mon binôme et confrère FOUHAL Khaled,
Pour toute l'ambiance dont tu nous entoures, pour toute la spontanéité et la bonne humeur qui te caractérisent, Je te dédie ce travail.

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

Enfin,

A vous ...

ZITOUNI Abderrahmane

Remerciements

عملا بحديث النبي عليه الصلاة والسلام:

"" من سأل بالله فأعطوه ومن استعاذ بالله فأعيذوه ومن دعاكم فأجيبوه ومن صنع إليكم معروفا فكافئوه فإن لم تجدوا ما تكافئونه فادعوا له حتى تروا أنكم قد كافأتموه ""

و حديثه عليه الصلاة والسلام

""من لا يشكر الناس لا يشكر الله ""

Et par ces mots nous adressons nos remerciements :

Tout d'abord à **ALLAH** le Généreux, le Tout-Puissant qui nous a donné la force et le courage, la volonté et les moyens nécessaires pour réaliser ce modeste travail.

A nos parents, pour leur soutien constant et leurs encouragements.

Nous souhaitons exprimer, tout particulièrement, nos vifs remerciements et notre profonde reconnaissance à nos encadrateurs pour leurs précieux conseils et orientations et tous ce qui font pour nous :

Dr. HEMAIDI-ZOURGUI Nadjib

Dr. BENAZOUZ Chikh

Nous adressons nos sincères remerciements à tous les enseignants et les travailleurs de l'ENSTP et à tous ceux qui ont contribué dans notre formation.

Nous tenons à exprimer toutes nos reconnaissances aux membres de jury qui nous ont fait l'honneur de présider et d'examiner ce travail, pour l'intérêt qu'ils ont porté à ce projet de fin d'études, en acceptant d'examiner notre travail et de l'enrichir par leurs propositions.

Nous souhaitons adresser nos remerciements les plus sincères au corps professoral et administratif de l'École Nationale Supérieure des Travaux Publics, pour la richesse et la qualité de leur enseignement et qui déploient de grands efforts pour assurer à leurs étudiants une formation actualisée.

Enfin, nous tenons à témoigner toute notre gratitude à l'ensemble des personnes qui nous ont aidés de près ou de loin à l'élaboration de ce travail.

ملخص

يهدف هذا العمل الذي يندرج في إطار مشروع التخرج إلى القيام بتصميم ودراسة جسر يقع بين النقطة الكيلومترية 138.6+2 والنقطة الكيلومترية 371.99+2 بطول يمتد على 233.4 متر، الرابط بين الطريق الوطني 25 و الطريق الولائي 128 شرق مدينة مقدر على بعد بضعة كيلومترات من بلدية ذراع بن خدة.

بدأنا عملنا بتقديم ملخص حول الجسر الصندوقي ذو ارتفاع متغير ثم توجهنا لاحقاً إلى التصميم العام للجسر حيث قمنا باقتراح 3 خيارات (روافد خرسانية مسبقة الصنع بشكل I، العوارض الصندوقية، روافد معدنية مع بلاطة خرسانية) و اخترنا الأحسن بينهم استناداً لتحليل متعدد المعايير، حيث اخترنا جسر صندوقي ذو ارتفاع متغير منجز بطريقة التتابع المتتالي، بعد ذلك قمنا بدراسة للبنية الفوقية والتحتية، مع المرور بحساب سابقة الاجهاد، الدراسة الزلزالية و دراسة مختلف العناصر الأساسية المكونة للجسر وهذا بالاستناد على المعايير المعمول بها في الجزائر وباستعمال برامج انشائية.

كلمات مفتاحية : الخرسانة سابقة الإجهاد، جسر صندوقي.

RESUME

Ce travail s'inscrit dans le cadre du projet de fin d'études, il présente la conception et l'étude d'un pont routier du PK 2+138.6 au PK 2+371.99 sur une longueur 233.4 m. Cet ouvrage reliant la RN°25 et le CW128 à l'Est du village MEGDOUL distante de quelques kilomètres du chef-lieu de la commune de Draa Ben Kheda.

Nous avons commencé notre travail en fournissant un résumé du pont à caisson à hauteur variable et nous sommes ensuite passés à la conception globale du pont, où nous avons proposé trois variantes : Pont poutres préfabriqués précontraintes par post tension en forme de I, pont caisson, pont à poutres métalliques avec dalle de béton. Et nous avons choisi le meilleur d'entre eux sur la base d'une analyse multicritère, où nous avons choisi le pont caisson à hauteur variable construit par encorbellements successifs, puis nous avons étudié les superstructures et l'infrastructure, avec un calcul précédent de la précontrainte, étude sismique et étude des différents éléments constitutifs du pont sur la base des critères en Algérie et en utilisant des programmes de construction.

Mots clés : précontraintes par post-tension, encorbellement successif.

ABSTRACT

This work presents our final project to obtain the engineer degree contains, it presents the design and study of a roadway bridge from PK 2 + 138.6 to PK 2 + 371.99 over a length of 233.4 m This bridge connects RN°25 and CW128 to the east of MEGDOUL village a few kilometers from the chief-place of the commune of Draa Ben Kheda.

We started our work by providing a summary of the modular bridge with variable height and then we moved on to the overall design of the bridge, where we proposed three variants: Bridge prefabricated beams pre-stressed by post tension in the shape an I, caisson deck, metal beam deck with concrete slab. And we chose the best of them on the basis of a multicriteria analysis, where we chose the variable height caisson bridge built by successive corbels, then we studied the superstructures and the infrastructure, with a previous calculation of pre-stressing, seismic study and study of the different components of the bridge on the basis of criteria in Algeria and using construction programs.

Keywords : Deck, post-tension, successive corbels.

SOMMAIRE

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

CHAPITRE 0 :	PONTS EN BETON PRECONTRAIN
---------------------	-----------------------------------

1. Classification des ponts	2
2. Les ponts en béton précontraint.....	2
2.1. Béton précontraint	2
2.2. La précontrainte par pré-tension.....	2
2.3. La précontrainte par post-tension	3
3. Les ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs	3
3.1. Construction par voussoirs coulés en place.....	4
3.2. Construction par voussoirs préfabriqués	4
3.2.1. Généralités.....	4
3.2.2. Méthodes de pose des voussoirs.....	6
3.2.3. Clés des voussoirs préfabriqués.....	6
3.2.4. Assemblage provisoire des voussoirs	7
3.3. Principe de câblage des ponts construits par encorbellements successifs	7

CHAPITRE I :	PRESENTATION DU PROJET
---------------------	-------------------------------

I.1 INTRODUCTION	9
I.2 PRESENTATION DE L'OUVRAGE.....	9
I.2.1 Objectif du projet.....	9
I.2.2 Obstacle franchi.....	9
I.3 DONNEES DU PROJET	9
I.3.1 Données fonctionnelles	9
I.3.2 Données naturelles	11
I.4 CONCLUSION	12

CHAPITRE II :	CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT
----------------------	--

II.1 INTRODUCTION	13
II.2 DEMARCHE DE CHOIX DES VARIANTES.....	13
II.3 PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES.....	14
II.3.1 Variante 01 : « Pont à poutres précontraintes du type VIPP »	14
II.3.2 Variante 02 : « Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs coulé en place »	17
II.3.3 Variante 03 : « Pont Mixte Bipoutre »	20

II.4	ANALYSE MULTICRITERE DES VARIANTES	23
II.5	CONCLUSION	24

CHAPITRE III : CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL

III.1	NORMES ET REGLES DE CALCUL	25
III.2	CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX.....	25
III.2.1	Armatures.	25
III.2.2	Contraintes Admissibles	26
III.3	EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES.....	28
III.3.1	Actions permanentes	28
III.3.2	Charge routière	29
III.3.3	Autres surcharges	34
III.4	CONCLUSION	35

CHAPITRE IV : ETUDE DU TABLIER

IV.1	INTRODUCTION.....	36
IV.2	ETUDE DE LA SUPERSTRUCTURE	36
IV.2.1	Stabilité en phase de construction	36
IV.2.1.1	Différentes phases de construction d'un fléau:.....	36
IV.2.1.2	Charges à prendre en compte	37
IV.2.1.3	Combinaisons d'action	39
IV.2.1.4	Evaluation des efforts	39
IV.2.2	Evaluation des efforts en service.....	40
IV.2.2.1	Modélisation.....	40
IV.2.2.2	Combinaisons d'action	41
IV.2.2.3	Résultats	42
IV.3	CONCLUSION	42

CHAPITRE V : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

V.1	INTRODUCTION	43
V.2	ETUDE DE LA PRECONTRAINTE	43
V.2.1	Etude de la précontrainte du fléau	43
V.2.2	Etude de la précontrainte de continuité	50
V.2.3	Evaluation des pertes de la précontrainte	56
V.2.4	Vérification des contraintes en phase de service	59
V.2.5	Armatures des zones tendues.....	59
V.2.6	Vérification des contraintes tangentielles.....	60

V.3	CONCLUSION	63
-----	------------------	----

CHAPITRE VI : ETUDE TRANSVERSALE

VI.1	INTRODUCTION	64
VI.2	ÉVALUATION DES EFFORTS TRANSVERSAUX.....	64
VI.2.1	Modélisation et combinaison.....	64
VI.2.2	Détermination des sollicitations	65
VI.2.3	Résultats	65
VI.3	FERRAILLAGE.....	66
VI.3.1	Exemple de ferrailage de l'hourdis supérieur de VSP.....	66
VI.3.2	Ferrailage passif des voussoirs	67
VI.4	CONCLUSION	68

CHAPITRE VII : ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS

VII.1	INTRODUCTION	69
VII.2	CARACTERISTIQUES DE L'OUVRAGE RELATIVES A L'ETUDE SISMIQUE	69
VII.3	METHODE UTILISEES POUR L'ESTIMATION DE L'EFFORT SISMIQUE	69
VII.3.1	Méthode monomodale	69
VII.3.2	Méthode spectrale multimodale	70
VII.3.2.1	Les spectres de réponse	70
VII.3.2.2	Modes significatifs	70
VII.3.2.3	Combinaison des composantes de l'action sismiques	72
VII.4	EQUIPEMENTS	72
VII.4.1	APPAREIL D'APPUI	72
VII.4.1.1	Vérifications des appareils d'appui selon RPOA 2008	73
VII.4.1.2	Appareil d'appui à pot.....	73
VII.4.2	JOINT DE CHAUSSEE	76
VII.4.2.1	Dimensionnement.....	76
VII.4.2.2	Type de joint.....	76
VII.4.3	ETANCHEITE DU TABLIER.....	78
VII.4.4	ÉVACUATION DES EAUX	78
VII.5	CONCLUSION	78

CHAPITRE VIII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VIII.1	INTRODUCTION	79
VIII.2	ETUDE DE LA PILE.....	79

VIII.2.1	Conception de la pile	79
VIII.2.2	Evaluation des efforts agissant sur la pile	80
VIII.2.2.1	Efforts statiques :	80
VIII.2.2.2	Efforts sismiques	80
VIII.2.2.3	Combinaisons des efforts	81
VIII.2.3	Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis du flambement	82
VIII.2.4	Calcul du ferrailage	82
VIII.3	ETUDE DE LA CULEE	85
VIII.3.1	Pré dimensionnement de la culée	85
VIII.3.2	Descente des charges	86
VIII.3.3	Ferrailage des éléments de la culée	86
VIII.3.3.1	Mur frontal	86
VIII.3.3.2	Mur garde grève	87
VIII.3.3.3	Dalle de transition.....	89
VIII.3.3.4	Corbeau d'appui de la dalle de transition	90
VIII.3.3.5	MUR EN RETOUR.....	91
VIII.3.4	Détermination des sollicitations sismiques.....	93
VIII.4	ETUDE DES FONDATION	95
VIII.4.1	Etude de la semelle.....	95
VIII.4.2	Etude des pieux	98
VIII.4.2.1	Actions sur les pieux	98
VIII.4.2.2	Ferrailage des pieux :	99

CHAPITRE IX : EFFET DE VARIATION DE LA PARTIE PLEINE DES PILES SUR LEUR COMPORTEMENT DYNAMIQUE

IX.1.	INTRODUCTION.....	101
IX.2.	LES ETAPES DE CALCUL.....	101
IX.3.	Discussion des résultats obtenus	109
IX.4.	CONCLUSION.....	109

CONCLUSION GENERALE.....110

ANNEXES

ANNEXE A : DIAGRAMMES DES EFFORTS INTERNES.

ANNEXE B : TABLEAUX DE CALCUL.

ANNEXE C : FERRAILLAGE.

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

Figure I-1: Implantation du projet sur Google maps.	9
Figure I-2: Tracé en plan de la voie portée.....	10
Figure I-3: Profil en long de la voie portée.	10
Figure I-4: Profil en travers.	11

CHAPITRE II : CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT

Figure II.1: Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontraint.....	14
Figure II.2: Notations des dimensions.....	17

CHAPITRE III : CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL

Figure III.1: Numérotation des voussoirs.....	28
Figure III.2: Système de charge B_c	31
Figure III.3: Système de charge B_t	32
Figure III.4: Système de charge B_r	32
Figure III.5: Charge militaire $Mc120$	33
Figure III.6: Convois exceptionnelle D240.....	33

CHAPITRE IV : ETUDE DU TABLIER

Figure IV.1: Situation temporaire de construction.	38
Figure IV.2: Situation accidentelle.....	39
Figure IV.3: Modèle de calcul de fléau.	39
Figure IV.4: Modèle de calcul du tablier.....	41

CHAPITRE V : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Figure V. 1: Disposition des câbles de fléau au niveau de VSP et position des ancrages.....	46
Figure V. 2: Tracé en plan des câbles.....	47
Figure V. 3: Tracé en élévation des câbles.....	47
Figure V. 4: Tracé en élévation et en plan des câbles des fléaux.	49
Figure V. 5: Disposition des câbles de continuité de la travée principale au niveau de VC.	51
Figure V. 6: Tracé en élévation et en plan des câbles des continuités principales.	52
Figure V. 7: Disposition des câbles de continuité de travée de rive au niveau de V9.....	54
Figure V. 8: Tracé en élévation et en plan des câbles des continuités de rive.....	55
Figure V. 9: Frottement le long du câble lors de la mise en tension.	56
Figure V. 10: Diagramme des contraintes (Fin V03).	60
Figure V. 11: Effort de précontrainte.	61

CHAPITRE VI :	ETUDE TRANSVERSALE
----------------------	---------------------------

Figure VI. 1: Vue en 3D du voussoir sur pile modélisé sur le logiciel.	64
Figure VI. 2: Vue en 3D du voussoir à la clef modélisé sur le logiciel.	64
Figure VI. 3: Sections à justifier.	65
Figure VI. 4: Ferrailage du voussoir sur pile.	68
Figure VI. 5: Ferrailage du voussoir à la clef.	68

CHAPITRE VII :	ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS
-----------------------	--------------------------------------

Figure VII. 1: Modèle de calcul multimodal.	70
Figure VII. 2: Spectre de réponse élastique Sae (T) - composante horizontale.	71
Figure VII. 3: Spectre de réponse élastique Sae (T) - composante verticale.	71
Figure VII. 4: Déplacement transversal.	73
Figure VII. 5: Appareil d'appui de type pot.	74
Figure VII. 6: Composition schématique d'un appareil d'appui à pot.	74
Figure VII. 7: Réactions transversales sur chaque appui.	75
Figure VII. 8: Réactions transversales sur chaque appui.	75
Figure VII. 9: Modèles des joints Wd.	77

CHAPITRE VIII :	ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE
------------------------	----------------------------------

Figure VIII. 1: Dimensions de la pile la plus haute.	79
Figure VIII. 2: Abaques de WALTHER.	83
Figure VIII. 3: Ferrailage de la pile.	84
Figure VIII. 4: Ferrailage du chevet.	85
Figure VIII. 5: Dimensions des éléments de la culée.	85
Figure VIII. 6: Moments M_{xx} sur le mur en retour.	91
Figure VIII. 7: Moments M_{yy} sur le mur en retour.	92
Figure VIII. 8: Ferrailage des culées.	100
Figure VIII. 9: Ferrailage semelle des piles.	100

CHAPITRE IX : EFFET DE VARIATION DE LA PARTIE PLEINE DES PILES SUR LEUR COMPOTEMENT DYNAMIQUE	
--	--

Figure IX. 1: Matériaux utilisés.	101
Figure IX. 2: Sections d'une pile.	102
Figure IX. 3: Vue 3d de la pile.	102
Figure IX. 4: Courbes Pushover pour les quatre cas.	103
Figure IX. 5: Courbe Pushover bilinéaire cas N°01.	103
Figure IX. 6: Courbe Pushover bilinéaire cas N°02.	104
Figure IX. 7: Courbe Pushover bilinéaire cas N°03.	104
Figure IX. 8: Courbe Pushover bilinéaire cas N°04.	104
Figure IX. 9: Courbes Pushover bilinéaires pour les quatre cas.	105
Figure IX. 10: Accélérogramme utilisé.	105
Figure IX. 11: Courbe $U = f(t)$ pour le 1 ^{ère} cas.	106
Figure IX. 12: Courbe $U = f(t)$ pour le 2 ^{ème} cas.	106
Figure IX. 13: Courbe $U = f(t)$ pour le 3 ^{ème} cas.	107
Figure IX. 14: Courbe $U = f(t)$ pour le 4 ^{ème} cas.	107
Figure IX. 15: Courbes $U = f(t)$ des différents cas.	108

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : PRESENTATION DE PROJET

Tableau I.1: Contraintes admissibles des fondations.....	12
--	----

CHAPITRE II : CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT

Tableau II.1: Gamme de portée.....	13
Tableau II.2: Implantation des appuis de la variante 01.....	15
Tableau II.3: Récapitulation prédimensionnement de la variante 1.	15
Tableau II.4: Implantation des appuis de la variante 02.....	17
Tableau II.5: Récapitulation prédimensionnement de la variante 2.	18
Tableau II.6: Implantation des appuis de la variante 03.....	20
Tableau II.7: Récapitulation du prédimensionnement de la variante 3.	21
Tableau II.8: Avantages et inconvénients des trois variantes.....	23

CHAPITRE III : CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL

Tableau III.1: Caractéristiques de béton.....	25
Tableau III.2: Contraintes admissibles à la compression de béton.....	27
Tableau III.3: Contraintes admissibles de traction des armatures passives.....	27
Tableau III.4: Estimation du poids total de tablier.	28
Tableau III.5: Estimation du poids dû aux CCP.....	29
Tableau III.6: Coefficient a_1	30
Tableau III.7: Valeurs de $A(l)$	30
Tableau III.8: Coefficient bc	31
Tableau III.9: Valeurs de Bc	31
Tableau III.10: Valeurs de Bt	32
Tableau III.11: Valeur de δ	34
Tableau III.12: Force de freinage	35

CHAPITRE IV : ETUDE DU TABLIER

Tableau IV.1: Combinaison d'action en phase construction.	39
Tableau IV.2: Evaluation des moments fléchissants (KN.m) de demi-fléau majoré.	40
Tableau IV.3: Combinaisons de charge en phase de service.....	41

CHAPITRE V : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Tableau V. 1: Estimation du nombre de câbles du fléau pour chaque section.	44
Tableau V. 2: Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de construction.	45
Tableau V. 3: Allure du tracé en plan des câbles de fléau.....	48
Tableau V. 4: Allure du tracé en élévation des câbles de fléau.....	48
Tableau V. 5: Estimation du Nombre de câbles de continuité de travée principale	50
Tableau V. 6: Allure du tracé en plan des câbles de continuité de travée principale.	51

Tableau V. 7: Allure du tracé en élévation des câbles de continuité de travée principale au niveau de V9.	51
Tableau V. 8: Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée de rive.	53
Tableau V. 9: Allure du tracé en plan des câbles de continuité de travée de rive.	54
Tableau V. 10: Allure du tracé en élévation des câbles de continuité de travée de rive	54
Tableau V. 11: Pourcentages (%) des pertes de tension moyennes des câbles de fléau.	59

CHAPITRE VI :

ETUDE TRANSVERSALE

Tableau VI. 1: Combinaisons des charges appliquées.	65
Tableau VI. 2: Efforts extrêmes dans le voussoir sur pile.	66
Tableau VI. 3: Moments extrêmes dans le voussoir à la clef.	66
Tableau VI. 4: Ferrailage passif du VSP.	67
Tableau VI. 5: Ferrailage passif du VC.	67

CHAPITRE VII :

ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS

Tableau VII- 1: Modes propres.	72
Tableau VII- 2: Modèle des appuis à pot.	75
Tableau VII- 3: Capacité de souffle des joints Wd en fonction du biais de l'ouvrage.	77
Tableau VII- 4: Modèle Wd 110 (dimensions en mm).	77

CHAPITRE VIII :

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Tableau VIII- 1: Evaluations des efforts statiques des piles.	80
Tableau VIII- 2: Réactions et moments dus au séisme à la base de chaque pile.	80
Tableau VIII- 3: Combinaisons à l'ELS pour la pile 02.	81
Tableau VIII- 4: Combinaisons à l'ELU pour la pile 02.	81
Tableau VIII- 5: Combinaison des efforts à la base de chaque pile.	81
Tableau VIII- 6: Evaluations des efforts de la culée.	86
Tableau VIII- 7: Evaluations des efforts dus au tablier.	86
Tableau VIII- 8: Sollicitations sur mur frontal.	87
Tableau VIII- 9: Moment M_p / K dû à une charge locale en fonction de h.	88
Tableau VIII- 10: Evaluations des efforts de la dalle de transition.	90
Tableau VIII- 11: Calcul des efforts dû à la culée dans le cas dynamique.	93
Tableau VIII- 12: Réactions.	94
Tableau VIII- 13: Coefficient de calcul de la poussée dynamique.	94
Tableau VIII- 14: Calcul des poussées dynamiques.	94
Tableau VIII- 15: Efforts sismiques dus au tablier.	95
Tableau VIII- 16: Evaluation des actions sismiques de la culée.	95
Tableau VIII- 17: Combinaisons des actions sismiques totales de la culée.	95
Tableau VIII- 18: Vérification des conditions de la méthode des bielles.	96
Tableau VIII- 19: Ferrailage de la semelle sous pile.	96
Tableau VIII- 20: Valeurs du moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu.	99

CHAPITRE IX : EFFET DE VARIATION DE LA PARTIE PLEINE DES PILES SUR LEUR COMPORTEMENT DYNAMIQUE

Tableau IX. 1: Déplacements max et min des différents cas.....	108
Tableau IX. 2: Energie dissipée pour chaque cas.....	108

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Un pont est un ouvrage permettant de franchir un obstacle naturel (vallée, oued, rivière...), artificiel (barrages...) ou une autre voie de circulation. La conception et l'étude d'un pont requiert à notre sens beaucoup d'attention en raison de son caractère esthétique, socio-économique et même stratégique.

En Algérie, les infrastructures routières et en particulier les ouvrages d'art jouent un rôle majeur dans les déplacements des personnes et le transport de la marchandise, ce rôle confère une importance particulière à réseau d'infrastructure.

Grâce à cette importance, l'ingénieur doit assurer la sécurité et le confort des usagers qui sont également prise en compte, à travers un choix motivé des équipements satisfaisants aux exigences spécifiées et en adoptant des dispositions constructives de manière à garantir une meilleure durabilité possible pour l'ouvrage.

Devant les programmes ambitieux lancés par les autorités publiques dans le cadre de développement du réseau d'infrastructures, l'ingénieur est appelé à concevoir, calculer et réaliser ces différentes structures par des méthodes fiables, rapides et efficaces ; afin de répondre aux besoins et exigences de son environnement économique et social. Pour cela, nous proposons dans ce projet, une conception, étude et modélisation d'un ouvrage d'art reliant la RN°25 et le CW128 dans l'état de Tizi Ouzou.

Nous avons organisé notre travail comme suit :

En premier lieu nous proposons des variantes possibles, et parmi ces variantes, nous avons choisi une qui est généralement mieux que les autres.

Une fois notre choix fixé et les matériaux définis, nous avons dimensionné les différents éléments du tablier, calculé les caractéristiques géométriques des voussoirs et déterminé le poids de l'ouvrage.

Ensuite, nous avons déterminé les sollicitations dans le fléau et la précontrainte de fléau. Nous avons aussi déterminé les sollicitations dans le tablier après clavage des travées et la précontrainte de continuité.

Le voussoir a été étudié en flexion transversale et locale et ferrailé en conséquence.

Notre infrastructure se compose de deux piles et de deux culées.

Le travail a été fait selon le même organigramme que le tablier ; c'est-à-dire :

- Choix du type de pile et de culée
- Dimensionnement des différents éléments
- Etude et ferrailage

CHAPITRE 0
PONTS EN BETON
PRECONTRAIN

1. Classification des ponts

Tout d'abord, un pont comprend trois parties distinctes :

-**le Tablier**, structure sur laquelle se fait le déplacement à niveau ou avec une pente suffisamment faible pour être admissible par des piétons, des animaux ou des véhicules (automobiles, trains, avions, ...) entre ses deux extrémités,

-**les Appuis** qui supportent le tablier: culées aux deux extrémités et piles intermédiaires ou piles-culées si le tablier n'est pas continu,

-**les Fondations** qui permettent la transmission des efforts de l'ouvrage au terrain. Ensuite, plusieurs classifications peuvent être considérées en fonction des critères choisis :

- Matériaux constitutifs (acier, béton armé ou précontraint) ;
- Fonctionnalité de l'ouvrage et sa destination ;
- La nature des réactions exercées aux appuis ;
- Du mode de fonctionnement longitudinal de la structure ;
- Schémas statique transversal
- De son mode de construction.

2. Les ponts en béton précontraint

2.1. Béton précontraint

Le béton précontraint est un matériau de construction composite dans lequel ont été préalablement introduites des tensions opposées à celles qu'il devra subir une fois mis en œuvre.

Cette technique vise à améliorer la résistance du béton face à diverses sollicitations, lorsqu'il sera notamment soumis à des charges et des tractions dangereuses pour son intégrité.

2.2. La précontrainte par pré-tension

La pré-tension est une opération réalisée en usine qui consiste à mettre les câbles en tension avant coulage du béton. C'est la technique la plus utilisée dans le domaine du béton précontraint.

Elle se déroule de la manière suivante :

1. Mise en tension des armatures entre des bancs de coffrage

Les câbles de précontrainte sont tendus sur un banc de préfabrication.

2. Coulage du béton

Le béton est coulé directement au contact des câbles (il n'y a pas de gaine).

3. Relâchement des armatures après le durcissement du béton

Les câbles sont relâchés aux extrémités après le durcissement du béton. Ils sont ensuite coupés au bord des poutres.

2.3. La précontrainte par post-tension

La post-tension est une opération réalisée sur chantier qui consiste à mettre les câbles en tension après coulage du béton par l'intermédiaire d'ancrages. Cette méthode est généralement utilisée pour les grands ouvrages en génie civil.

Elle se déroule de la manière suivante :

1. Mise en place de gaines dans le coffrage

Les gaines sont situées à l'intérieur du béton.

Les câbles sont placés dans les gaines avant ou après le bétonnage (cela dépend du diamètre des gaines).

2. Coulage du béton.

3. Mise en tension des armatures.

Les armatures sont tendues par des vérins après le durcissement du béton.

4. Injection de coulis de ciment dans les gaines.

Le but de l'injection est d'éviter la corrosion des câbles.

3. Les ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs

La technique consiste à construire un ouvrage par éléments successifs appelés voussoirs. Chaque voussoir est construit en encorbellement par rapport au voussoir précédent.

La construction est en général réalisée symétriquement de part et d'autre d'une pile pour limiter les moments de déséquilibre. On constitue ainsi une partie d'ouvrage ayant la forme d'une double console appelée fléau.

Après bétonnage (voussoir coulé en place) ou pose (voussoir préfabriqué) d'une paire de voussoirs de part et d'autre du fléau, des câbles de précontrainte sont tendus et permettent aux deux nouveaux voussoirs de compléter le fléau en cours de construction et de créer ainsi un nouveau tronçon d'ouvrage autoporteur.

La technique de construction par encorbellements successifs s'applique au tablier en caisson en béton précontraint dont les portées sont comprises en général entre 60 et 150 mètres.

Cette technique présente l'avantage de pouvoir réaliser des ouvrages sans contact avec le sol (pas de cintre, d'échafaudage ou d'étalement en contact avec le sol). Elle est particulièrement adaptée pour le franchissement de rivières, de fleuves et de vallées profondes.

3.1. Construction par voussoirs coulés en place

Le premier voussoir construit est le Voussoir Sur Pile (VSP). Il est réalisé à l'aide d'un coffrage spécifique (coffrage intérieur en bois ou métallique, coffrage extérieur métallique) mis en place au sommet de la pile.

Ce voussoir est en général coulé en deux étapes :

- Bétonnage du hourdis inférieur, des goussets et du début des âmes.
- Bétonnage des âmes, de l'entretoise sur pile, du hourdis supérieur et des encorbellements.

La réalisation de ce voussoir complexe (géométrie particulière due aux entretoises, densités d'armatures et de câbles importantes) nécessite plusieurs semaines.

Les autres voussoirs constituant le fléau appelés voussoirs courants sont construits en utilisant un coffrage spécifique appelé équipage mobile.

On dispose un équipage mobile au niveau de chaque demi fléau, les deux équipages se déplacent de manière symétrique au fur et à mesure des bétonnages, de la pile vers le milieu de la travée.

L'équipage mobile est constitué :

- D'une charpente métallique. Cette charpente permet d'assurer l'accrochage de l'équipage mobile à la partie déjà construite et de supporter le poids du voussoir en cours d'exécution. Elle est en général constituée de poutres porteuses situées le long des âmes.
- Des coffrages intérieurs et extérieurs des hourdis et des âmes,
- Des plateformes de travail et des passerelles d'accès.

L'équipage mobile est conçu pour se déplacer en extrémité de fléau après le bétonnage du voussoir et la mise en tension des câbles de fléaux afin de permettre la réalisation du voussoir suivant. Il doit supporter le poids des voussoirs avant qu'ils ne soient assemblés par précontrainte au fléau déjà construit et permettre un positionnement géométrique précis du coffrage du voussoir dans l'espace.

Le poids des équipages mobiles doit être pris en compte pour le dimensionnement de la précontrainte de fléau. Il augmente les sollicitations dans la structure en flexion longitudinale mais aussi en flexion transversale. Il induit des efforts locaux en phase de construction au niveau des fixations aux voussoirs ce qui nécessite de renforcer le ferrailage du hourdis supérieur.

3.2. Construction par voussoirs préfabriqués

3.2.1. Généralités

Les voussoirs préfabriqués en béton sont confectionnés dans une installation de préfabrication installée à proximité de l'ouvrage à réaliser. Les voussoirs sont coffrés, ferrailés et bétonnés sur un banc (ou doucine) ou le plus souvent dans des cellules de préfabrication de longueur égale à 2 à 3 voussoirs courants.

Le voussoir courant « n » est bétonné au contact du voussoir « n-1 », préalablement réalisé ce qui permet de garantir une parfaite conjugaison entre deux voussoirs successifs (technique appelée à voussoirs conjugués, le voussoir n-1 sert de fond de coffrage au voussoir n)

Les cadences de fabrication sont en général de 1 voussoir courant par jour. Les voussoirs sur pile sont réalisés en général en plusieurs parties (compte tenu de leur poids important) dans des cellules spécifiques.

Après bétonnage les voussoirs sont stockés à l'aide de grands portiques roulants sur une aire de stockage sur un ou plusieurs niveaux pendant une période minimale de l'ordre d'un mois. Le stockage et le chargement pour le transport des voussoirs sont assurés par un portique de manutention.

3.2.2. Méthodes de pose des voussoirs

Au niveau des travées de rive coté culées, les voussoirs sont en général posés et assemblés sur un cintre.

Les voussoirs sont transportés :

- Par un fardier qui se déplace sur une piste de chantier jusqu'au pied de la pile ou sur la partie de tablier déjà réalisée.
- Par barge si l'ouvrage franchit une rivière navigable.

Plusieurs techniques de pose des voussoirs sont utilisées :

- **Pose à la poutre de lancement**

Les voussoirs préfabriqués sont souvent posés à l'aide d'une poutre de lancement .Cette structure métallique auto déplaçable est constituée en général de deux poutres treillis, de deux pylônes et de béquilles servant d'appuis et de ponts roulants assurant la prise en charge des voussoirs .Elle prend appui sur le tablier et permet d'approvisionner l'ouvrage à construire en continue à partir d'une extrémité .La longueur de la poutre est de l'ordre du double de la portée courante de l'ouvrage (soit 100 à 200 m) .

En phase de construction courante d'un fléau la poutre repose sur la partie de tablier déjà réalisée au droit de la pile du fléau à construire et sur la pile suivante. Elle met en place en général de manière symétrique les voussoirs de part et d'autre du VSP pour construire successivement l'ensemble du fléau.

Les voussoirs sont acheminés jusqu'à la poutre depuis l'aire de stockage par des fardiens se déplaçant sur la partie de l'ouvrage déjà construite.

- **Pose à l'aide d'une grue**

Les voussoirs peuvent aussi être approvisionnés à l'aide d'une grue mobile, si l'accès en pied du fléau est possible et si la pile n'est pas trop haute. Pour des ouvrages situés en site maritime ou fluvial la pose peut s'effectuer à l'aide d'une grue fixée sur une barge qui se déplace en alternance d'une extrémité à l'autre du fléau.

- **Pose à l'aide d'un fardier**

Les voussoirs peuvent aussi être approvisionnés en pied de pile (par voie terrestre ou par barge) et pris en charge par un fardier se déplaçant sur l'ouvrage en alternance de chaque côté du fléau à construire ou par des grues fixées aux extrémités des fléaux.

- **construction à l'avancement par haubannage provisoire**

Cette technique consiste à construire le tablier de manière continue d'un bout à l'autre de l'ouvrage en partant d'une culée et en réalisant les travées successivement en posant les voussoirs les uns après les autres.

Un haubannage provisoire permet de maintenir l'extrémité du tablier en fléau.

Les voussoirs sont approvisionnés depuis l'aire de préfabrication jusqu'à l'extrémité de la partie construite par un fardier roulant sur la partie d'ouvrage réalisée.

L'appareil de pose des voussoirs se déplace sur le tablier. Il est équipé d'une potence orientable qui permet de prendre en charge le voussoir sur le fardier et de le placer à sa position définitive en extrémité de fléau. Le nouveau voussoir est alors assemblé par brélage au fléau.

Cette solution permet de franchir des brèches encombrées ou de grands axes routiers ou ferroviaires sans perturber le trafic. Elle permet de réaliser sans difficulté des ouvrages courbes ou de largeur variable.

3.2.3. Clés des voussoirs préfabriqués

Les voussoirs préfabriqués comportent des clefs sur la section des âmes (partie de béton en relief, système de tenons et mortaises) qui assurent au niveau du joint la transmission des efforts tranchants. La section des voussoirs est enduite avant assemblage d'une colle à base de résine époxyde) qui va assurer l'étanchéité du joint et permettre la transmission des contraintes de traction et de cisaillement.

Une fois la colle polymérisée la liaison est continue et l'effort tranchant est repris sur toute l'épaisseur de l'âme. Les clés sont en général de petite taille et réparties sur toute la hauteur des âmes et dans les hourdis.

3.2.4. Assemblage provisoire des voussoirs

Les voussoirs en cours de pose sont assemblés au fléau à l'aide d'un brélage provisoire (constitué en général de barres de précontrainte ancrées dans des bossages) .Le brélage est démonté dès que les câbles définitifs des fléaux ont été tendus .La pression exercée par le brélage permet de comprimer la colle dans les joints.

3.3. Principe de câblage des ponts construits par encorbellements successifs

Les câbles de précontrainte des ponts construits par encorbellements successifs se décomposent en deux principales familles.

- Les câbles de fléaux qui permettent l'assemblage des voussoirs lors de la construction des fléaux et assurent la reprise des sollicitations créées au cours de la construction des fléaux.

Ils compensent les moments négatifs engendrés par le poids propre des voussoirs et les charges de coffrages et de chantier. Ils sont intérieurs au béton.

On dispose en général un câble de précontrainte de fléau par âme et par voussoir. Les câbles sont tendus après bétonnage dans le cas de voussoirs coulés en place ou après mise en place des voussoirs préfabriqués

Les câbles de fléau sont logés dans les goussets supérieurs. Leurs ancrages sont situés sur la tranche des voussoirs aux nœuds entre les âmes et le hourdis supérieur ou dans les âmes. Des dispositions constructives relatives à l'espacement entre les câbles doivent être respectée pour permettre le bétonnage. Les câbles sont déviés en plan et en élévation selon des règles géométriques précises.

- Les câbles de continuité qui compensent les efforts et les charges appliquées en phase de service de l'ouvrage et le poids des équipements (chaussées, trottoirs...). Ils permettent de solidariser les fléaux et les parties coulées sur cintre et de s'opposer aux sollicitations (moments hyperstatiques) induites en particulier par les déformations différées du béton (redistribution des efforts dus au fluage dans la structure construite en plusieurs phases à des âges différents) et les gradients thermiques (liés aux effets de l'ensoleillement sur le tablier).

Les câbles de continuité (dont la tendance depuis plusieurs années est au câblage mixte) sont :

- Soit intérieurs au béton : câbles éclisses disposés en travée courante et dans les extrémités des travées de rive et mis en tension lors du clavage des fléaux pour assurer la continuité de l'ouvrage. Ces câbles sont ancrés dans des bossages situés à la jonction des âmes et du hourdis inférieur.

Les câbles éclisses sont dimensionnés pour s'opposer aux effets thermiques et aux efforts induits par la structure entre la phase de clavage et la mise en précontrainte des câbles de continuité.

- Soit extérieurs au béton : câbles se développant sur plusieurs travées. Mis en place à l'intérieur du caisson, ils sont en partie basse en travée et déviés pour se retrouver en partie haute aux niveaux des piles. Ils sont déviés ou ancrés dans des entretoises massives sur piles et déviés en travée grâce à des voiles en béton appelés déviateurs situés entre le quart et le tiers de la travée.

Les câbles extérieurs reprennent :

- En travée : les moments positifs dus aux charges permanentes ;
- Sur appui : les moments négatifs dus en particulier aux charges d'exploitation.

Ils ont un tracé polygonal (ou trapézoïdal) et rectiligne par tronçons, situés près du hourdis inférieur en travée et près du hourdis supérieur sur appuis. Les déviateurs ont en général la forme d'une entretoise (voile d'épaisseur 50 à 80 cm) comportant une ouverture pour permettre la circulation à l'intérieur du caisson. La précontrainte de continuité est en général réalisée avec des câbles de grande puissance ce qui permet d'en réduire le nombre.

Les câbles les plus employés ont des unités de type 12T15 ou 12T15S. Pour de grandes travées et des ouvrages de grande largeur on utilise des câbles de type 19T15.

Les câbles de précontrainte sont protégés par des conduits (tubes en acier, gaines rigides, gaines en feuillard) pour les câbles intérieurs au béton et généralement des gaines en PEHD (Polyéthylène à Haute Densité) pour la précontrainte extérieure.

Les câbles intérieurs au béton sont injectés par un coulis de ciment (mélange d'eau, de ciment et d'adjuvants) afin d'être protégés de la corrosion.

Les câbles extérieurs au béton sont désormais injecté avec un produit souple (graisse ou cire pétrolière) mise en œuvre à chaud afin de pouvoir les démonter en cas de besoin.

L'ordre de mise en tension des câbles est le suivant :

- Câbles de fléau au fur et à mesure de la réalisation ou de l'assemblage des voussoirs.
- Câbles de continuité intérieurs qui permettent de solidariser les travées de rive et les fléaux, au fur et à mesure des clavages.
- Câbles de continuité extérieurs.

CHAPITRE I
PRESENTATION DU
PROJET

I.1. INTRODUCTION

Dans le domaine des travaux publics, les ouvrages d'art et en particulier les ponts, ont montré leur utilité et efficacité en tant que structure qui offre souvent la solution technique pour l'ingénieur, permettant de répondre aux exigences naturelles du site et exigence fonctionnelle de l'ouvrage. Sa conception nécessite donc de solides connaissances et la récolte du maximum d'informations sur le site. Et cette dernière fera l'objet abordé dans ce chapitre.

I.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.2.1 Objectif du projet

Notre projet de fin d'études vise à concevoir et à étudier un viaduc qui servira de point de passage pour une vallée située entre le PK 2 + 138.6 et le PK 2 + 371.99 d'une longueur de 233.4 m, reliant RN°25 et CW128 à l'Est de village Megdoul distante de quelques kilomètres du chef-lieu de la commune Draa Ben Kheda.



Figure I.1: Implantation du projet sur Google maps.

I.2.2 Obstacle franchi

L'obstacle franchi par l'ouvrage, représente une zone vallonnée de 68 m de profondeur.

I.3. DONNEES DU PROJET

I.3.1. Données fonctionnelles

Ces données constituent l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement à sa mise en service, ces données se divisent en deux catégories :

- Données relatives à la voie portée (tracé en plan, profil en long, profil en travers).
- Données relatives à l'obstacle franchi.

I.3.1.1. Tracé en plan

L'ouvrage est un pont droit d'une longueur entraxe de 233.4 m et une largeur de 10 m.

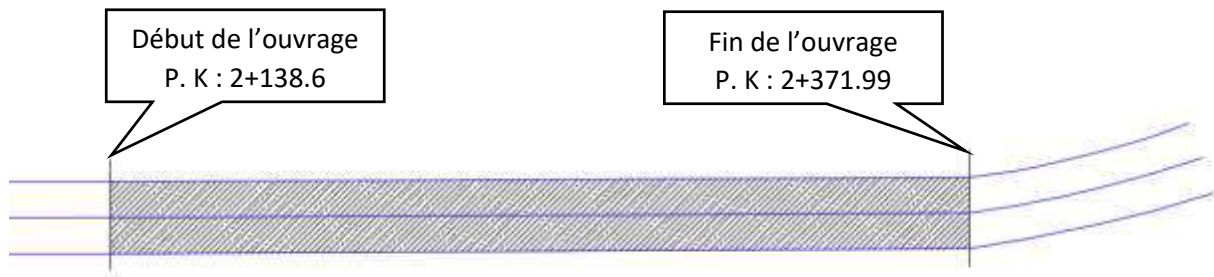


Figure I.2: Tracé en plan de la voie portée.

I.3.1.2. Profil en long

Longitudinalement, le tracé de la voie routière présente les caractéristiques suivantes :

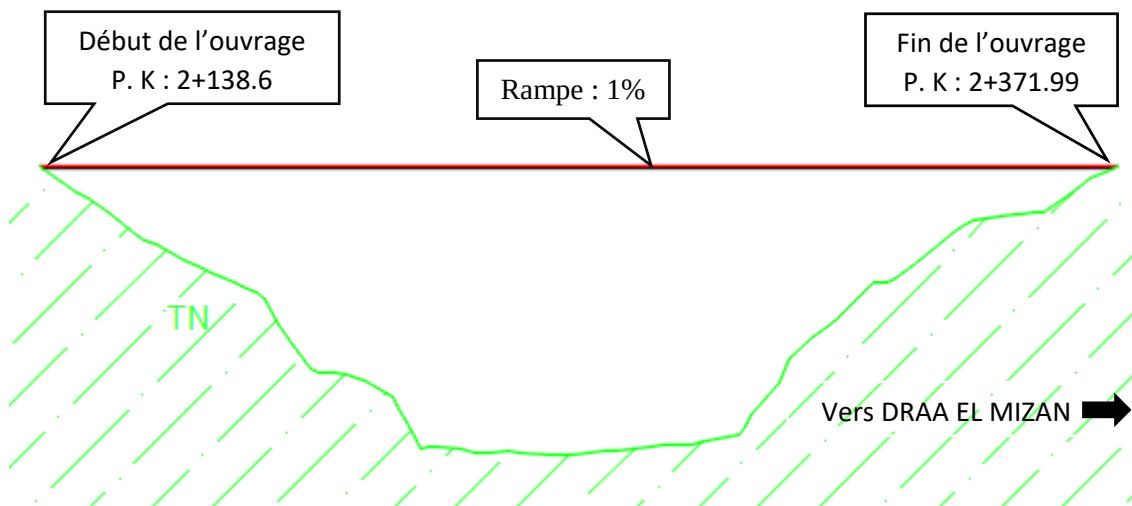


Figure I.3: Profil en long de la voie portée.

I.3.1.3. Profil en travers

La bretelle B est un viaduc ayant une voie de circulation. Le profil en travers du projet est défini par :

- La largeur rouable : $L_R = 7.00$ m
- La largeur chargeable : $L_C = 6.00$ m
- Deux trottoirs 1.5 m chacun.
- Le dévers : 2.5%

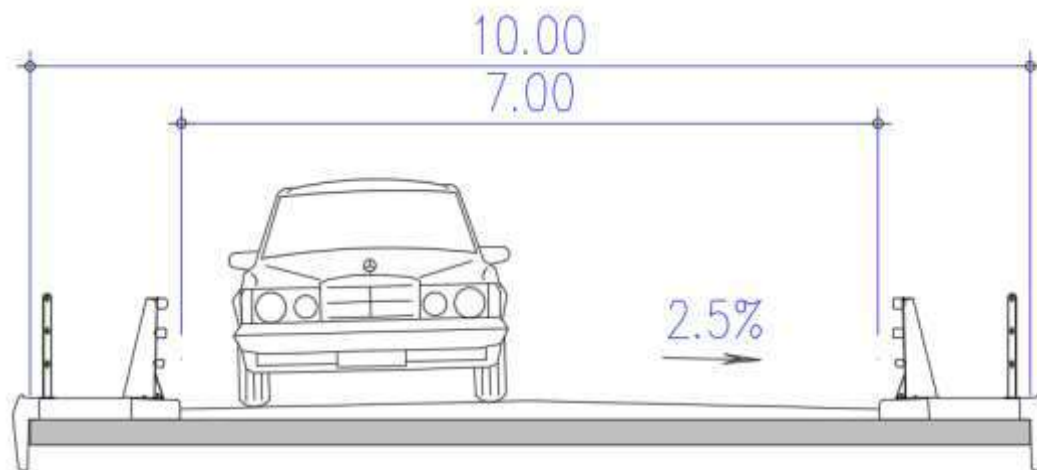


Figure I.4: Profil en travers.

I.3.2. Données naturelles

Les données naturelles rassemblent les éléments techniques de l'environnement du pont influant directement sur sa conception.

I.3.2.1. Topographie

Le terrain présente une topographie accidentée au niveau des culées les piles (talus des cotés Nord et Sud).

I.3.2.2. Sismicité du site

Selon RPOA 2008, Draa-el-Mizane (Tizi Ouzou) est une zone de sismicité moyenne (Zone IIa). L'ouvrage est inclus dans le groupe 2 (Pont important). Donc le coefficient d'accélération de la zone à prendre en compte est $A = 0.2$ (RPOA, tableau 3.1).

I.3.2.3. Température

Les effets de la température sont bien évidemment pris en compte dans le calcul des constructions, elle a son effet au niveau des joints et des appareils d'appui.

- Tizi-Ouzou, durant la saison d'été, a une moyenne de 40°C la journée et 23°C la nuit.
- En hiver la région connaît une moyenne de 10°C la journée et 0°C la nuit.

I.3.2.4. Vent

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

- 125 Kg/m² en cours de réalisation.
- 200 Kg/m² en service.

I.3.2.5. Géotechnique

La reconnaissance du sol est un paramètre fondamental et essentiel. Non seulement les données géotechniques conditionnent le choix des fondations des appuis, mais elles constituent l'un des éléments du choix de la solution pour le franchissement et le bon

CHAPITRE I. PRESENTATION DU PROJET

emplacement des appuis dans le but d'avoir un meilleur comportement mécanique de l'ouvrage en question.

Le sol a été classifié d'après la pression limite et le module pressiométrique tel que le règlement RPOA 2008 spécifie dans la catégorie S2.

Les résultats de l'essai pressiométrique sont données dans le tableau suivant :

Tableau I.1: Contrainte admissible d'une fondation.

D(m)	Qc (t)	Qn (t)	Qtc (t)	Ql (t)	ETAT LIMITES ULTIMES				ETAT LIMITES DE SERVICE			
					fondamentales Qmin(t)	fondamentales Qmax(t)	accidentelles Qmin(t)	accidentelles Qmax(t)	rare Qmin (t)	rare Qmax (t)	quasi perman entes Qmin (t)	quasi perman entes Qmax (t)
11.00	234.83	163.14	138.32	390.62	-141.14	279.01	-151.99	325.52	-98.80	213.48	0	167.73
11.50	226.93	157.97	140.47	373.59	-143.33	266.85	-154.36	311.32	-100.33	206.30	0	162.09
12.00	226.99	158.05	141.16	373.31	-144.04	266.65	-155.12	311.10	-100.83	206.35	0	162.14
12.50	244.02	169.68	146.94	404.07	-149.94	288.62	-161.47	336.72	-104.96	221.83	0	174.30
13.00	275.87	191.45	158.31	461.28	-161.54	329.49	-173.97	384.40	-113.08	250.79	0	197.05
13.50	312.34	216.38	171.14	526.90	-174.63	376.35	-188.06	439.08	-122.24	283.95	0	223.10
14.00	357.65	247.49	190.17	606.64	-194.05	433.31	-208.98	505.53	-135.84	325.14	0	255.47
14.50	397.09	274.33	201.73	678.91	-205.84	484.93	-221.68	565.75	-144.09	360.99	0	283.64
15.00	436.44	301.17	214.47	750.33	-218.85	535.95	-235.69	625.27	-153.20	396.77	0	311.74
15.50	555.78	382.22	245.63	971.21	-250.65	693.72	-269.93	809.34	-175.45	505.26	0	396.99
16.00	590.79	406.22	259.51	1033.30	-264.80	738.07	-285.17	861.08	-185.36	537.09	0	422.00
16.50	621.28	427.27	274.86	1085.49	-280.47	775.35	-302.04	904.58	-196.33	564.80	0	443.77
17.00	774.18	531.19	316.45	1367.52	-322.91	976.80	-347.75	1139.60	-226.03	703.80	0	552.98
17.50	792.55	543.94	327.05	1398.22	-333.72	998.73	-359.39	1165.18	-233.61	720.50	0	566.11
18.00	811.35	556.99	337.84	1429.66	-344.73	1021.18	-371.25	1191.38	-241.31	737.59	0	579.54
18.50	860.73	591.93	380.37	1504.10	-388.13	1074.35	-417.99	1253.41	-271.69	782.48	0	614.80
19.00	878.01	604.02	392.40	1531.78	-400.41	1094.13	-431.21	1276.48	-280.29	798.19	0	627.15
19.50	893.48	614.93	404.73	1555.69	-412.99	1111.21	-444.76	1296.41	-289.10	812.26	0	638.20
20.00	938.05	646.72	448.28	1619.95	-457.43	1157.11	-492.61	1349.96	-320.20	852.78	0	670.04
20.50	949.80	655.10	460.02	1636.72	-469.41	1169.09	-505.52	1363.94	-328.59	863.45	0	678.43
21.00	961.52	663.48	471.75	1653.48	-481.37	1181.05	-518.40	1377.90	-336.96	874.11	0	686.80
21.50	1003.65	693.57	513.88	1713.66	-524.36	1224.04	-564.70	1428.05	-367.05	912.41	0	716.89
22.00	1016.13	702.48	526.35	1731.49	-537.10	1236.78	-578.41	1442.90	-375.97	923.75	0	725.81

I.4. CONCLUSION

L'étude du site d'implantation de l'ouvrage est une étape cruciale, il faut bien considérer l'environnement et les obstacles à franchir (les données naturelles et fonctionnelles) avant de commencer la conception et l'étude de l'ouvrage lui-même.

CHAPITRE II
CONCEPTION ET
PREDIMENSIONNEMENT

II.1 INTRODUCTION

Dans ce chapitre nous traiterons la conception et le pré-dimensionnement de notre ouvrage, qui a pour objectif de déterminer le type d'ouvrage à projeter, et qui pourra par la suite répondre aux différentes contraintes imposées par le site, des exigences architecturales et paysagères tout en respectant l'enveloppe économique.

Le pré-dimensionnement d'une structure consiste à fixer les dimensions de différents éléments qui le constituent, en respectant certaines règles et principes pratiques de la construction. Dans le cas de cet 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 DEMARCHE DE CHOIX DES VARIANTES

Afin de limiter notre choix, nous devrions tout d'abord passer par une brève présentation des gammes des portées usuelles des ponts selon la technique de construction et les matériaux utilisés.

Tableau II.1: Gamme de portée.

Type de l'ouvrage		La gamme de portée
Les passages supérieur ou inférieur à dalle armée (PSIDA)		7 à 15 m
Les passages supérieurs ou inférieurs en dalle précontrainte (PSIDP)	Dalle pleine	14 à 20 m
	Dalle pleine poussée	10 à 20 m
	Dalle à large encorbellement	18 à 25 m
Pont dalle nervure	A hauteur constante	25 à 30 m
	A hauteur variable	35 à 45 m
Poutres préfabriquées	Pré-tension (PRAD)	10 à 30 m
	Post-tension (VIPP)	20 à 50 m
Pont mixte	Bipoutre isostatique	30 à 80 m
	Bipoutre continue	40 à 90 m
	Quadri poutre	40 à 110 m
Pont précontrainte construits par encorbellements successifs section constante		40 à 80 m
Pont précontrainte construits par encorbellements successifs section variable		65 à 200 m
Pont hauban		Plus de 100 m
Pont suspendu		Plus de 100 m

PRAD : Précontrainte par adhérence.

VIPP : Viaduc à travées indépendantes à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension.

➤ Les variantes proposées

D'après l'analyse des données acquises sur le site en terme : d'obstacles à franchir, la longueur de brèche, et afin d'éviter d'implanter un nombre énorme de piles, il est recommandé d'éliminer les portées inférieures à 30 m.

On propose trois variantes et nous aurons choisir la meilleure variante entre elles, au moyens de ces critères de choix.

Variante 1 : Pont a poutre en béton précontrainte par post-tension (VIPP).

Variante 2 : Pont a caisson construit par encorbellements successifs.

Variante 3 : Pont mixte.

II.3 PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES

II.3.1 Variante 01 : « Pont à poutres précontraintes du type VIPP »

Les ouvrages à poutres préfabriquées du type VIPP (Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension) sont des structures précontraintes relativement simples, leur bonne conception doit néanmoins respecter certaines règles tant sur le plan technique qu'esthétique.

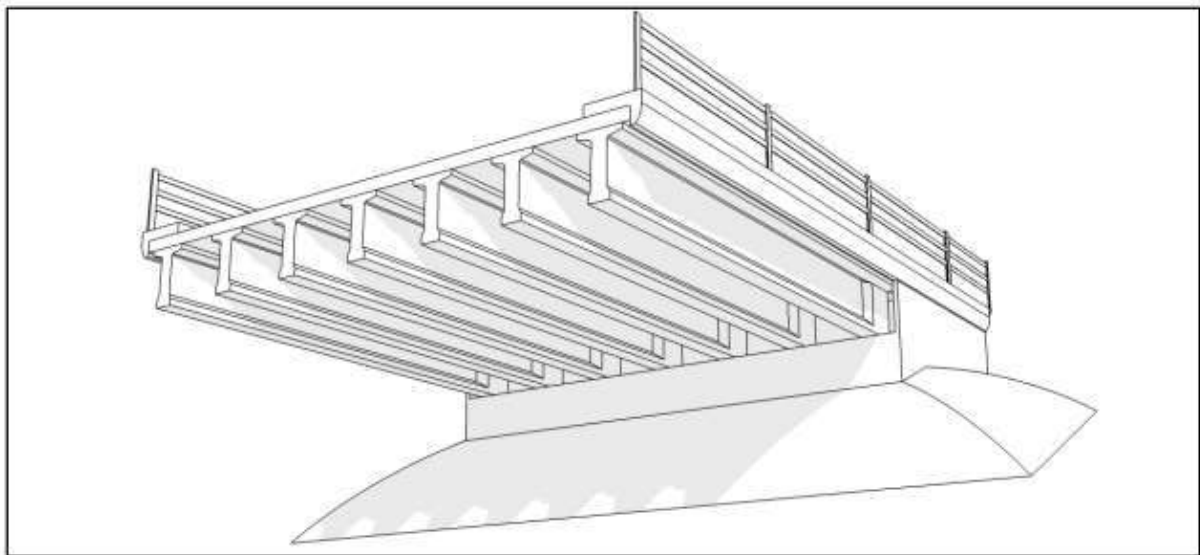


Figure II.1: Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontraint.

II.3.1.1 Conception longitudinale

La gamme optimale des portées des poutres de type VIPP est comprise entre 30 et 45 m (exceptionnellement 50 m). Donc on propose une variante de 6 travées. Avec des poutres de 39 m de longueur et une portée $L=39.1\text{ m}$.

➤ Implantation des appuis

Pour le schéma statique longitudinal on opte pour un système isostatique constituant de **6 travées de 39.1 m**.

Tableau II.2: Implantation des appuis de la variante 01

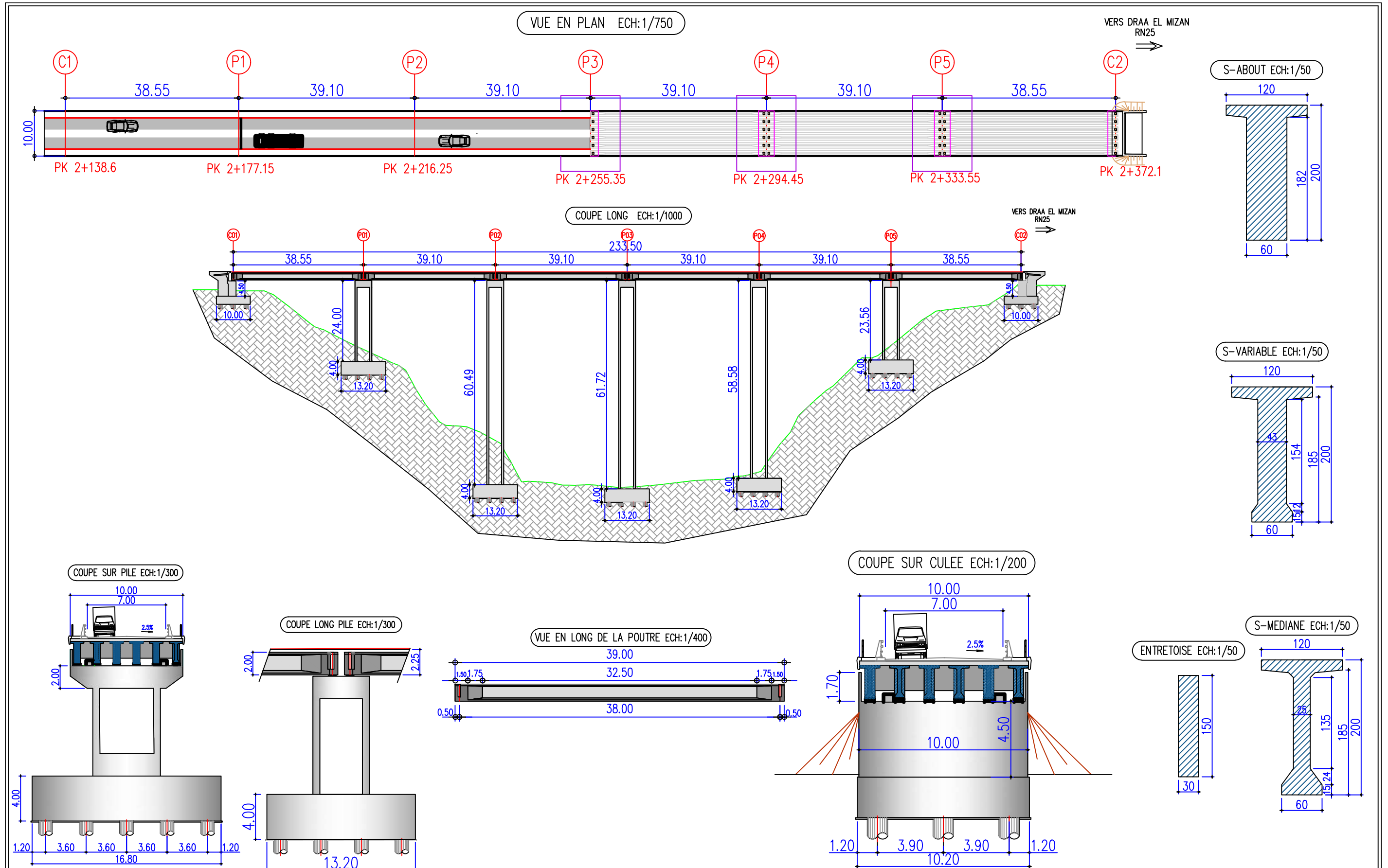
Pile/Culée	PK
C1	PK 2+138.6
P1	PK 2+177.15
P2	PK 2+216.25
P3	PK 2+255.35
P4	PK 2+294.45
P5	PK 2+333.55
C2	PK 2+372.1

II.3.1.2 Conception transversale

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

Tableau II.3: Récapitulation Prédimensionnement de la variante 1.

Élément	Ration usuel	Valeur retenu
Longueur totale de la poutre	30 – 45 m	39 m
La hauteur totale du tablier	$L/20 < H_t < L/16$	2.25 m
L'épaisseur de la dalle	$20 \leq e \leq 30$	0.25 m
Hauteur de la poutre	$H_p = H_t - e$	2 m
Entraxe des poutres	En pratique : $1.4 \leq d \leq 1.8m$	1.76 m
Entraxe des poutres de rive	La : dépend de la largeur de l'ouvrage et de l'entraxe des poutres	8.8 m
Nombre des poutres	$N = L_a / d + 1$	6
La largeur de la table de compression	$b \geq 0,6 \times H_p$	1.2 m
Épaisseur de la table de compression	$12 \text{ cm} \leq e_1 \leq 15 \text{ cm}$	15 cm
La largeur du talon	$60 \text{ cm} \leq L_t \leq 90 \text{ cm}$	60 cm
Épaisseur du talon	$10 \text{ cm} \leq E_t \leq 20 \text{ cm}$	15 cm
Épaisseur de l'âme b_0 à mi- travée	$b_0 \geq \{3\Phi; \Phi + 14\}$	25 cm
Épaisseur de l'âme b_0 en zone d'about	/	60 cm
Entretoise d'about	/	$30 \times 150 \text{ cm}^2$
Goussets du talon	$45^\circ < \alpha < 56^\circ$	54°
Gousset de la table de compression	$45^\circ < \alpha < 56^\circ$	45°



Réalisé par	Projet de Fin d'Etudes	Chapitre II	Variante N°1	Page	
FOUHAL KHALED ZITOUNI ABDERRAHMANE	CONCEPTION ET ETUDE DU VIADUC reliant RN°25 et CW128 dans l'état de Tizi Ouzou AU PK 2+138.6	Conception et Pré-dimensionnement	Pont à poutres précontraintes VIPP	16	

II.3.2 Variante 02 : « Pont vousoir 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 successivement par une précontrainte, selon la méthode d'exécution choisie.

Ces voussoirs peuvent être coulés in-situ ou préfabriqués, selon les moyens disponibles et les capacités de l'entreprise de réalisation.

II.3.2.1 Conception longitudinale

On propose une variante de 3 travées

Travée principale de 106 m, et deux travées de rive de 64 m

Tableau II.4: Implantation des appuis de la variante 02.

Pile/Culée	PK
C1	PK 2+138
P1	PK 2+202
P2	PK 2+308
C2	PK 2+372

II.3.2.2 Conception transversale

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

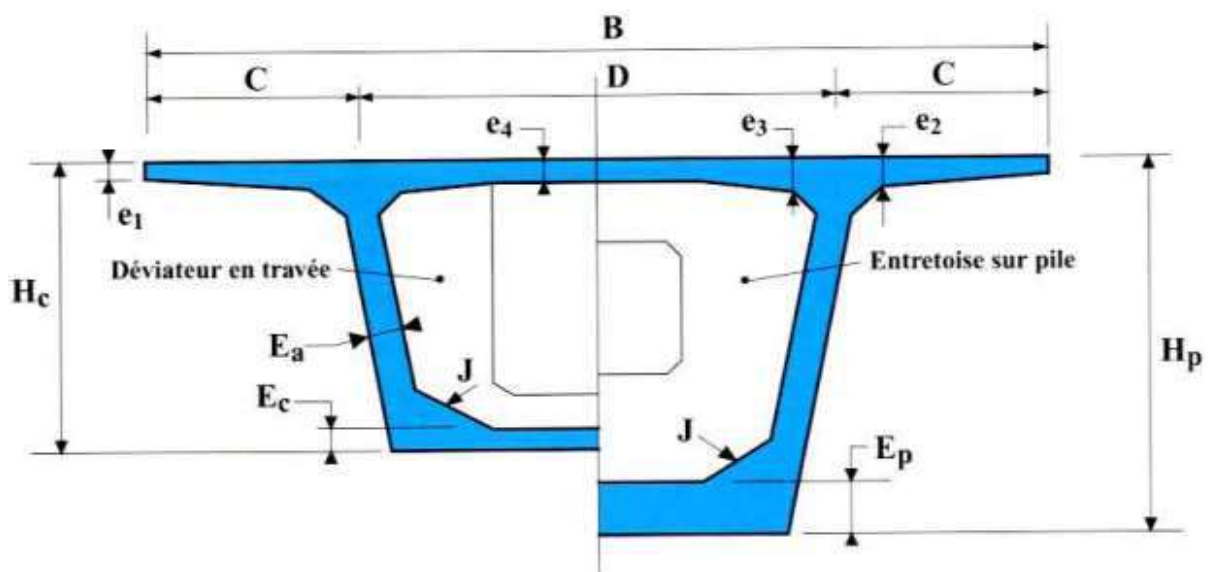
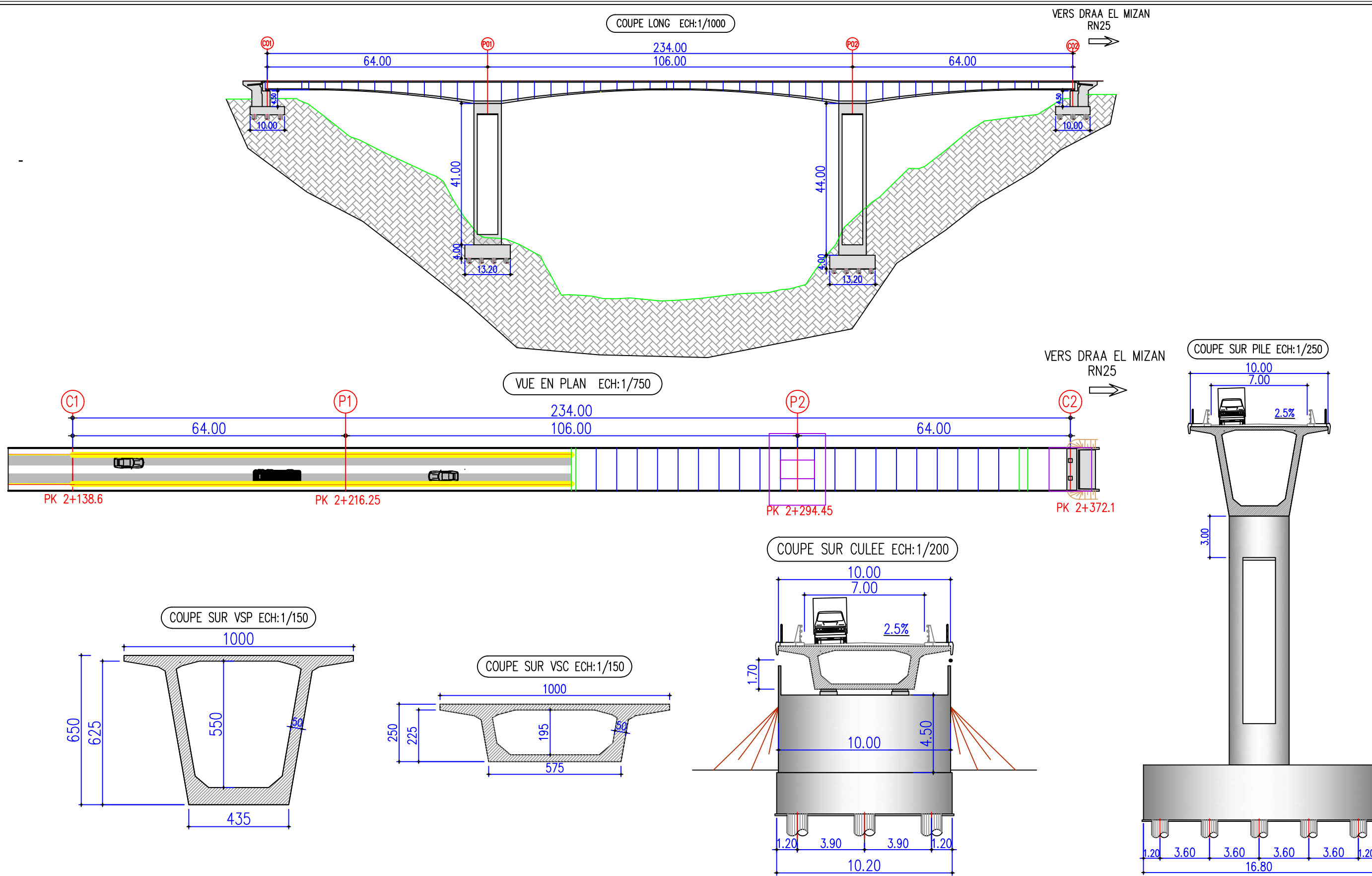


Figure II.2: Notations des dimensions.

Tableau II.5: Récapitulation Pré-dimensionnement de la variante 2.

Elément		Ratio usuel	Valeur retenue
Largeur du voussoir		B	10 m
Largeur d'encorbellement		$C = B/4$	2.5 m
Entraxe des âmes		$D = B - 2 C$	5 m
Epaisseurs de l'hourdis sup	e_1	$e_1 \geq 24 \text{ cm}$	0.25 m
	e_2	$C/7 \leq e_2 \leq C/5$	0.5 m
	e_3	$0.1 + D/25$ (avec $e_3 > e_2 - 10$ et $e_3 > 1.5 e_4$)	0.45 m
	e_4	$D/25$	0.25 m
L'inclinaison des âmes		$10 \leq \alpha \leq 30^\circ$	22.22% (10°)
Gousset supérieur		$30^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$	30°
Gousset inférieur		$40^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$	40°
Loi de variation (parabolique)		$H(x) = h_p - 2 \times (h_p - h_c) \cdot \left(\frac{x}{L}\right) + (h_p - h_c) \cdot \left(\frac{x}{L}\right)^2$	
Hauteur du voussoir sur pile		$\frac{L}{h_p} = 16 + 0.25 \left(\frac{L}{100}\right)^4$	6.5 m
Hauteur du voussoir à la clef		$\frac{L}{h_c} = 0.2L + 25 - \frac{7.5}{\left(\frac{L}{50}\right)^3}$	2.5 m
L'épaisseur de l'âme		$0.26 + L/500$	0.5 m
Epaisseurs de l'hourdis inf Sur pile		$35 \leq E_p \leq 80 \text{ cm}$	0.75 m
A la clef		$E_c \geq 18 \text{ à } 22 \text{ cm}$	0.3 m



Réalisé par	Projet de Fin d'Etudes	Chapitre II	Variante N°2	Page	
FOUHAL KHALED ZITOUNI ABDERRAHMANE	CONCEPTION ET ETUDE DU VIADUC reliant RN°25 et CW128 dans l'état de Tizi Ouzou AU PK 2+138.6	Conception et Pré-dimensionnement	Pont Voussoirs construit par encorbellement successifs	19	

II.3.3 Variante 03 : « Pont Mixte Bipoutre »

Le tablier des bipoutres mixtes est constitué d'une dalle (de couverture) en béton, connectée à 2 poutres métalliques (poutres sous chaussée), de manière à former un ensemble monolithique. Il peut être à travées indépendantes ou continues.

La dalle est en général en béton armé (parfois en béton précontraint : précontrainte transversale). Elle est coulée en place à l'aide d'un outil de coffrage mobile (elle est parfois constituée de dalles préfabriquées).

La dalle participe à la résistance de l'ouvrage en flexion longitudinale et locale, grâce à sa connexion aux poutres métalliques par des goudjons ou des cornières. Elle a une épaisseur de 20 à 30 cm

Les poutres métalliques sont en général de hauteur constante (parfois de hauteur variable), à âme pleine (PRS en forme de I), le plus souvent continues sur appui. Elles sont entretoisées tous les 8 à 10 m par des entretoises ou des pièces de pont.

Les poutres sont préfabriquées en usine et transportées sur le site par tronçons de 20 à 40 m de longueur. Elles sont raboutées par soudage sur le site, assemblées aux entretoises et mises en place à l'aide d'une grue.

II.3.3.1 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 235 m. Donc on projette 2 travées principales de **65 m** (L) et deux travées de rives de **52 m** (0.8 L)

Tableau II.6: Implantation des appuis de la variante 03.

Pile/Culée	PK
C1	PK 2+138
P1	PK 2+190
P2	PK 2+255
P3	PK 2+320
C2	PK 2+372

II.3.3.2 Conception transversale

Le Prédimensionnement des poutres métalliques selon CALGARO et SETRA.

Entraxe des poutres : $a = 0.55 L \rightarrow$ On opte pour : $a = 5.5$ m, par conséquence : $b = 2.25$ m.

Epaisseur de la dalle en Béton armé : 30 cm au droit des poutres et 25 cm à mi- portée.

Tableau II.7: Récapitulation du pré dimensionnement de la variante 3.

Eléments	Ration usuel	Valeur (mm)
Hauteur	$H = L/28$	2500
Epaisseur de l'âme	$t_w \geq 12 \text{ mm}$	20
Epaisseur semelle supérieure	$20 \leq t_s \leq 150 \text{ mm}$ et $b_s/ t_s \leq 21$ à 22	60
Epaisseur de la semelle inférieure	$20 \leq t_i \leq 150 \text{ mm}$ $b_i/ t_i \leq 21$ à 22	60
Largeur semelle inférieure	$500\text{mm} \leq b_i \leq 1200 \text{ mm}$	1000
Largeur semelle supérieure	$400\text{mm} \leq b_s \leq 800 \text{ mm}$	800

II.3.3.2.1 Conception des entretoises :

Les entretoises sont des poutres secondaires en I, relient deux poutres principales, ont comme rôle, de rigidifier la charpente et de reprendre les efforts transversaux.

Au stade du prédimensionnement, on pourra prévoir un IPE600 avec un espacement de 8 m.

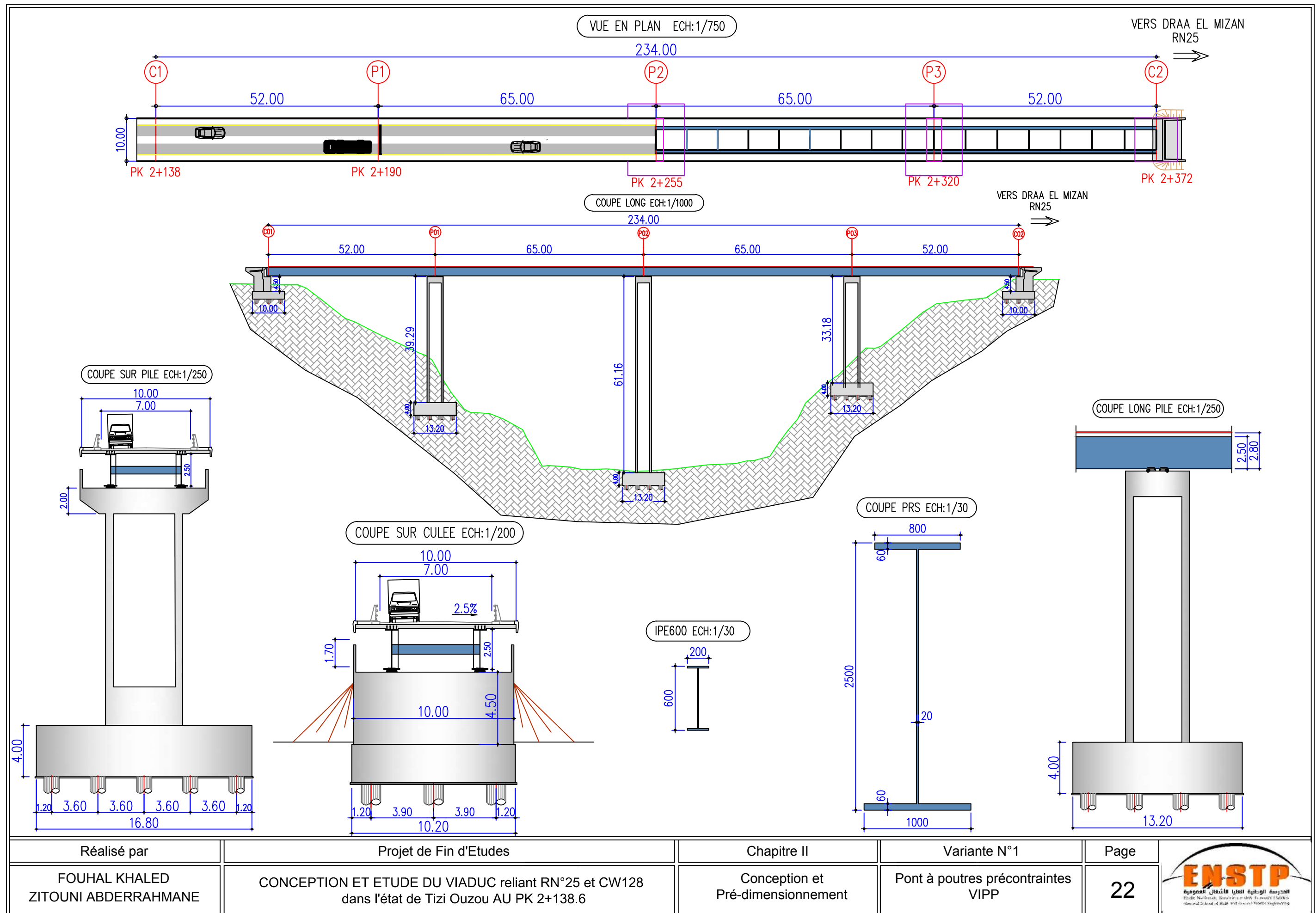
Choix de la nuance d'acier :

Les nuances des aciers de charpente sont de qualité S355 N, cette qualité désigne la ténacité de l'acier, c'est-à-dire sa capacité à absorber l'énergie des chocs sans risque de rupture fragile.

II.3.3.2.2 La connexion entre la dalle et la charpente métallique :

La dalle est reliée à la semelle supérieure des profilés métalliques par des éléments de liaison appelés connecteurs (goujons), dont le rôle d'éviter tous glissements relatifs du tablier par rapport aux poutres.

Les connecteurs de type goujons, de 22 mm de diamètre et de hauteur de 200 mm.



II.4 ANALYSE MULTICRITERE DES VARIANTES

Tableau II.8: Avantages et inconvénients des trois variantes.

Variantes	Avantages	Inconvénients
Variante N° 01 : Pont à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension VIPP.	1-Il ne demande pas une expérience, ni la qualité de main- d'œuvre. 2-Une bonne réutilisation des coffrages. 3-Maîtrise de la préfabrication des poutres. 4-Leur fonctionnement isostatique qui lui permet d'être insensible aux tassements différentiels des appuis.	1- La multiplication du nombre des appuis nuit l'esthétique et le coût total de l'ouvrage. 2- Leur mode de construction n'aide pas dans notre site accidentel. 3-Les poutres très hautes ça crée le fluage a longue durée.
Variante N° 02 : Pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs à hauteur variable.	1-La construction par encorbellements successifs permet de franchir des rivières larges, et des vallées très profondes ou accidentées. 2-Souplesse d'exécution liées à la possibilité d'accélérer la construction en multipliant le nombre des bases de départ. 3-Ouvrages élancés ayant une qualité esthétique incontestable.	1-Le poids est très important. 2-L'exécution nécessite une main-d'œuvre qualifiée notamment 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)
Variante N°03 : Pont mixte bipoutre a hauteur constante.	1-La possibilité de franchir des grandes portées. 2- La rapidité de l'exécution	1-Le phénomène de la fatigue dans les assemblages et celui de la corrosion de l'acier. 2-La demande d'une main-d'œuvre qualifiée surtout pour l'opération de soudage. 3-Un cout très élevé. 4-Entretien périodique.

II.5 CONCLUSION

Pour la suite de ce mémoire, on opte pour la variante qui présente le plus d'avantages avec peu d'inconvénients sur tous les plans de comparaison.

À savoir que la variante mixte bipoutre peut être la solution convenable à ce franchissement, lorsque le délai d'approvisionnement des pièces métalliques ne constitue pas un majeur inconvénient, cependant le coût peut s'opposer à ce choix, alors que le recours à la construction par **encorbellements successifs** est dans ce cas le plus adéquat si on tient compte la difficulté d'accès au site.

La première variante également aurait pu la plus adaptée économiquement, mais reste une solution théorique, vu la difficulté d'accès au site, le nombre important des appuis.

CHAPITRE III
CHARGES ET
HYPOTHESES DE
CALCUL

III.1. NORMES ET REGLES DE CALCUL

Le dimensionnement de notre ouvrage sera effectué conformément aux règles appliquées en Algérie :

- 1) **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.
- 2) **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.
- 3) **RCPR** : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les éprouves des ponts routes.
- 4) **RPOA 2008** : Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art.
- 5) **Fascicule 62 titre 5**: Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.
- 6) **Guide SETRA** (Service d'Etude Technique des Routes et Autoroutes).

III.2. 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.

Tableau III.1: Caractéristiques de béton.

	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
Densité de BA (KN/m ³)	25	25

III.2.1. Armatures

Les aciers utilisés dans l'ouvrage de béton précontraint sont de deux natures différentes :

- **Les aciers passifs** : pour reprendre les efforts tranchants et limiter les fissures
- **Les aciers actifs** : pour la précontrainte.

III.2.1.1. Armatures passives

Ce sont des aciers à haute adhérence de nuance Fe E500

▪ La limite d'élasticité : $f_e = 500 \text{ MPa}$

▪ Module de la déformation élastique : $E_s = 200 \text{ GPa}$

Les diamètres commerciaux des barres HA indépendants sont (en mm) :

8 10 12 14 16 20 25 32

Les longueurs courantes de livraison sont :

▪ De 12 m pour les barres droites

III.2.1.2. Armatures De Précontrainte

Les armatures de précontraintes sont constituées de torons 15T15s pour les câbles fléau, et les câbles de continuité de type TBR (très basse relaxation), classe 1860.

- Résistance ultime graphique : $f_{prg} = 1\,860 \text{ MPa}$.
 - Limite élastique graphique : $f_{peg} = 1\,674 \text{ MPa}$.
 - Module d'élasticité : $E_p = 190\,000 \text{ MPa}$.
 - Section droite d'un toron : $A_{p\,1\text{toron}} = 150 \text{ mm}^2$.
 - Section d'un câble :
15T15s $\rightarrow A_p = 2\,250 \text{ mm}^2$.
 - Diamètre de la gaine ; selon le nombre de torons elles sont attribuées comme suit :
15T15s $\rightarrow \Phi = 100 \text{ mm}$.
 - Coefficient de relaxation des câbles à 1000 heures : $\rho = 2,5 \%$
 - Coefficient de recul d'ancrage : $g = 4 \text{ mm}$.
- f_{peg} : limite élastique conventionnelle à 0.1 %.
- f_{prg} : contrainte de rupture garantie.

III.2.2. Contraintes Admissibles

III.2.2.1. Béton

❖ Contraintes admissibles à la compression

$$f_{bu} = 0,85 f_{cj} / \theta \cdot \gamma_b \text{ (MPa)}$$

Le coefficient θ est fixé selon la durée d'application de la charge à :

- $\theta = 1$ lorsque la durée $> 24 \text{ h}$.
- $\theta = 0.9$ lorsque cette durée $1 < h < 24 \text{ h}$.
- $\theta = 0.85$ lorsqu'elle est $< 1 \text{ h}$.

$$f_{bc} = 0,6 f_{c28} \text{ (MPa)}$$

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

Etat	Contrainte limite		Superstructure	Infrastructure	$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{Situation durable} \\ 1,5 & \text{Situation transitoire} \\ 1,15 & \text{Situation accidentelle} \end{cases}$
ELU	f_{bu} (MPa)	$\gamma_b = 1,5$	19,83	15,30	
		$\gamma_b = 1,15$	25,87	19,96	
ELS	$f_{bc} / \overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)		21,00	16,20	

❖ Déformation longitudinale du béton

On considère un module de déformation longitudinale pour le béton « E_{ij} » défini par les règles B.A.E.L comme ce qui suit :

$$E_{ij} = 11\,000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} ; \text{Module de déformation instantanée du béton } < 24 \text{ h.}$$

$$E_{ij} = 3\,700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} ; \text{Module de déformation différée (longue durée)}$$

III.2.2.2. Armatures

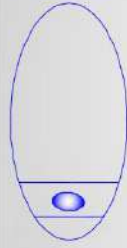
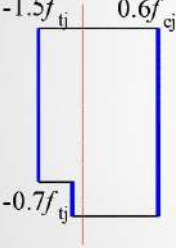
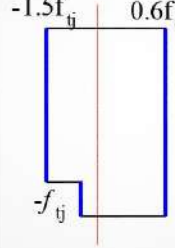
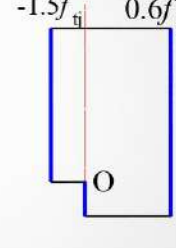
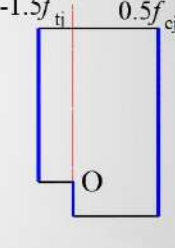
❖ Contrainte limite de traction des aciers

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

Fissuration	Contrainte limite (MPa)		Superstructure	Infrastructure
Peu nuisible	$\sigma_s = f_e / \gamma_s$	S-Durable ou transitoire : $\gamma_s = 1,15$	434,78	434,78
		S-Accidentelle : $\gamma_s = 1$	500,00	500,00
Préjudiciable	$\sigma_s = \max \left\{ \frac{1}{2} \times f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{tj}} \right\} ; n = 1,6$		250,00	250,00
Très préjudiciable	$\sigma_s = \max \left\{ 0,4 \times f_e ; 88 \sqrt{n \times f_{tj}} \right\} ; n = 1,6$		200,00	200,00

❖ Classe de justification de la précontrainte

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

Classe	Exécution	Service		
<u>Classe II</u>		<u>Rares</u>	<u>Fréquente</u>	<u>Quasi perm</u>
				

III.3. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

III.3.1. Actions permanentes « G »

III.3.1.1. Charges permanentes « CP »

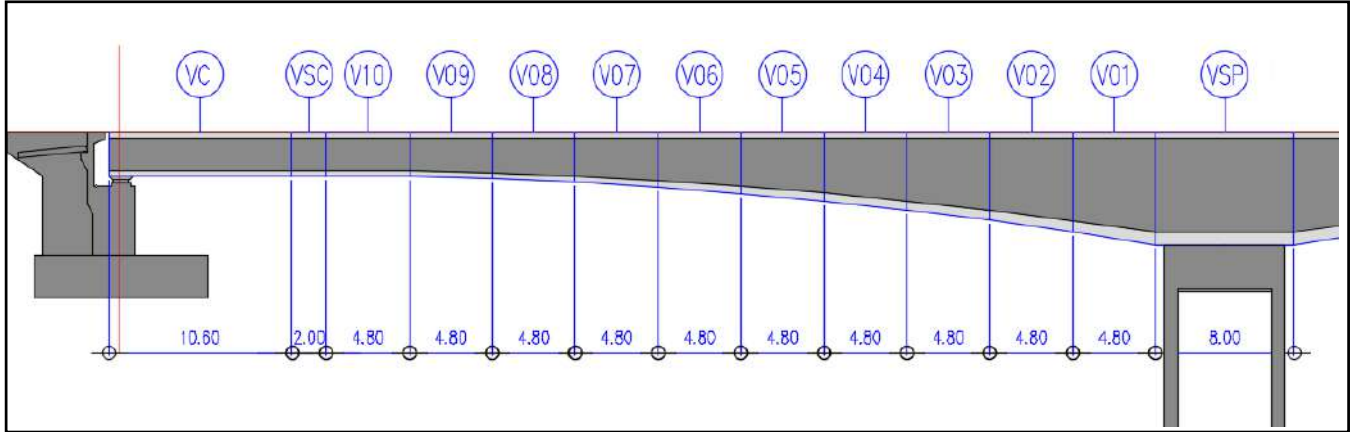


Figure III.1: Numérotation des voussoirs.

Tableau III.4: Estimation du poids total de tablier.

Eléments	L_v (m)	X (m)	S_v (m ²)	V (m ³)	Poids (KN)
VSP	8	0	12.46	99.68	2492
V01	4.8	2.4	11.96	57.41	1435.25
V02	4.8	7.2	11.03	52.94	1323
V03	4.8	12	10.2	48.96	1224
V04	4.8	16.8	9.47	45.46	1136.4
V05	4.8	21.6	8.85	42.48	1062
V06	4.8	26.4	8.34	40.03	1008
V07	4.8	33.2	7.92	38.02	950.4
V08	4.8	36	7.61	36.53	913.2
V09	4.8	40.8	7.41	35.57	889.2
V10	4.8	45.6	7.3	35.04	876
VSC	2	/	7.29	14.58	364.5
VC	10.6	/	7.29	77.27	1931.35
Poids d'un demi-fléau : 12063.45 KN					
Poids CP : 53210.3 KN					

L_v : Longueur de voussoir en (m).

S_v : Surface de la section de voussoir en (m²).

V : Volume de voussoir en (m³).

III.3.1.2. Les compléments de charges permanentes CCP

Tableau III.5: Estimation du poids dû aux CCP.

Eléments	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/ml)	Poids (KN)
Trottoir	25	16.5	3880.8
Glissière de Sécurité	/	2 x 0.65	305.76
Garde corps	/	2 x 1.5	705.6
Revêtement en BB	24	13.44	3161.08
Corniches	25	6	1411.2
Poids CCP	/	40.24	9464.44

IV.3.1.3. Poids total du tablier

$$G = CP + CCP$$

$$= 53210.3 + 9416.44$$

$$G = 62674.74 \text{ KN}$$

III.3.2. Charges routières

Les charges définies et prises en considération lors de l'étude sont :

- ✓ Système de charge routière type A(l).
- ✓ Système de charge routière type B (B_c, B_t, B_r).
- ✓ Système de charge militaire Mc 120.
- ✓ Convoi exceptionnel D240.

III.3.2.1. Nombre de voies et la largeur d'une voie

La largeur roulable : $L_r = 7 \text{ m}$ (Pont de 1^{ère} classe)

La largeur chargeable : $L_c = L_r - 2 \times 0.5 = 7 - 1 = 6 \text{ m}$.

Nombre de voies : $N = [L_c / 3] = [6 / 3] = 2 \text{ voies}$.

La largeur de la voie : $L_v = L_c / N = 6 / 2 = 3 \text{ m}$.

III.3.2.2. Système de charge A(l)

$$A(l) = 2.30 + \frac{360}{L+12}$$

Avec :

L : la longueur chargeable

$$A1 = \max \left\{ \begin{array}{l} a_1 A(l) \\ 4 - 0.002 L \end{array} \right.$$

En fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées, la valeur **A(l)** est multipliée par les coefficients **a₁**.

Tableau III.6: Coefficient a₁

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

La charge **A₁** Obtenue est multipliée par un coefficient **a₂ = v₀/v** pour obtenir **A₂**, v étant la largeur d'une voie (3m) et v₀ = 3.50 m, donc **a₂ = 1,16**.

Tableau III.7: Valeurs de A(l)

Cas de charge	L(m)	A(l) (kN/m ²)	a ₁ a ₂ A(l) kN/m ²	a ₁ a ₂ A(l) en fonction de nombre des voies (kN/ml)	
				1 voie	2 voies
1 ^{ère} cas	64.6	7	8.12	24.36	48.72
2 ^{ème} cas	106	5.35	6.2	18.6	37.2
3 ^{ème} cas	129.2	4.85	5.63	16.89	33.78
4 ^{ème} cas	170.6	4.27	4.95	14.85	29.7
5 ^{ème} cas	235.2	3.75	4.35	13.05	26.1

III.3.2.3. Système de charge B

Comporte lui-même trois systèmes à appliquer séparément, et indépendants l'un de l'autre dont il y a lieu d'examiner indépendamment les effets pour chaque élément des ponts :

- Le système **B_c** qui se compose de camions types (300 KN).
- Le système **B_t** se compose de groupes de 2 essieux dits « essieux tandems ».
- Le système **B_r** se compose d'une roue isolée (100 KN).

Les deux premiers systèmes B_c et B_r, s'appliquent à tous les ponts quelle que soit leur classe, le système B_t ne s'applique qu'aux ponts de première ou de deuxième classe.

➤ Système de charges B_c / Article 4.5.1 RCPR

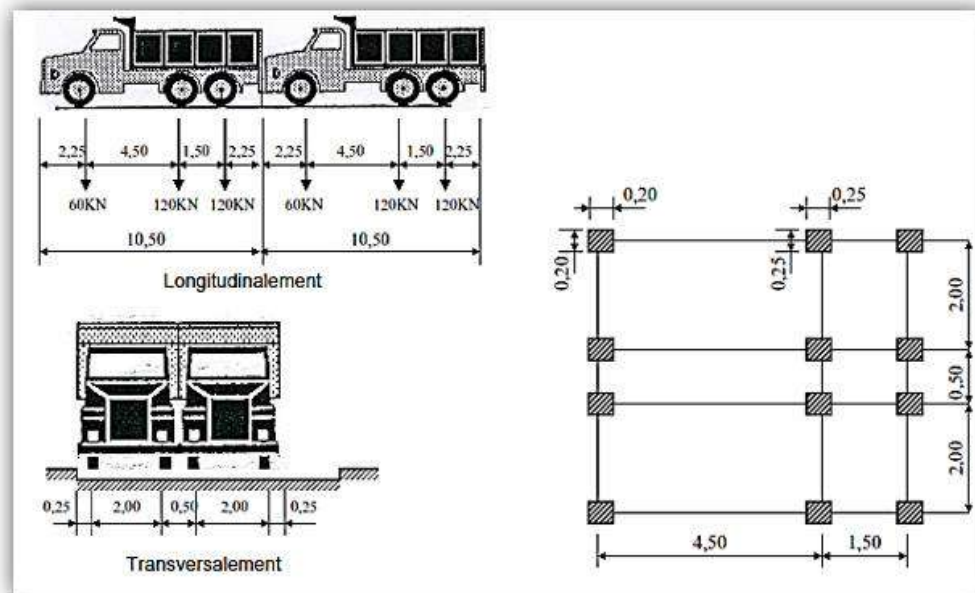


Figure III.2: Système de charge B_c

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 .

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

N : Nombre de voies prises dans le calcul

Tableau III.8: Coefficient b_c .

Classe du pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	5
1	1.20	1.10	0.95	0.80	0.70

Tableau III.9: Valeurs de B_c .

Nbr de voies	B_c (KN)	b_c	$B_c \times b_c$ (KN)
1	600	1.2	720
2	1200	1.1	1320

➤ Système de charges B_t / Article 4.5.3 RCPR

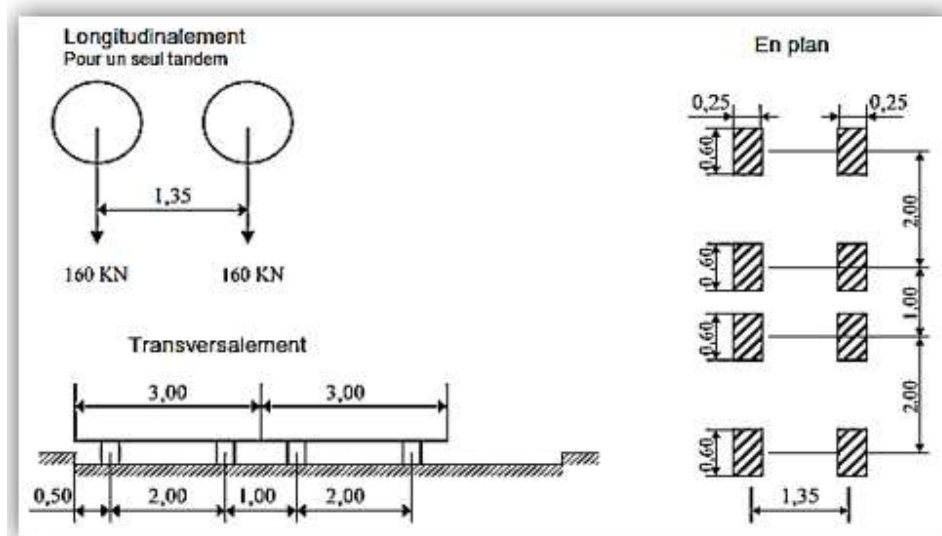


Figure III.3: Système de charge B_t

$$B_t = 2 \times (160 \times N \times b_t)$$

N : Nombre de voies prises dans le calcul

La valeur des charges du système B_t prise en compte est multipliée par le coefficient $b_t = 1.2$ (pont de classe 1)

Tableau III.10: Valeurs de B_t

Nbr de voies	B_t (KN)	b_t	$B_t \times b_t$ (KN)
1	320	1.2	384
2	640	1.2	768

➤ Système de charges B_r / Article 4.5.2 RCPR

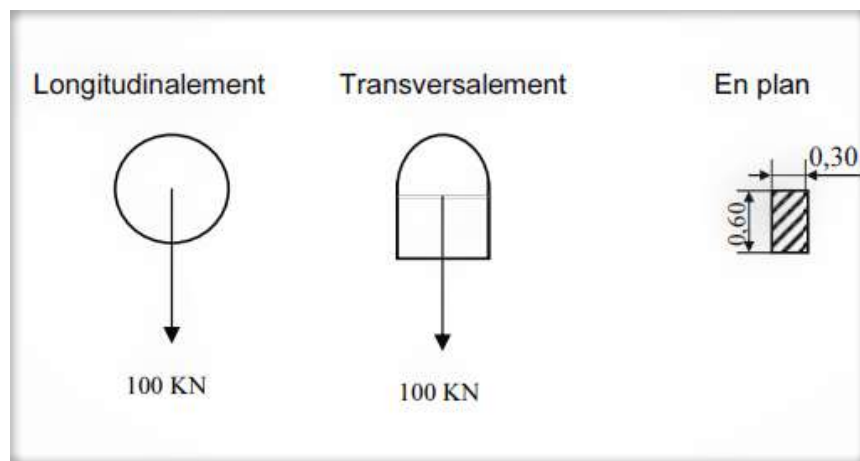


Figure III.4: Système de charge B_r .

III.3.2.4. Charges militaires : Mc 120

Les impacts des chenilles sur la chaussée sont dirigés parallèlement à l'axe de celle-ci et peuvent être disposés sur toute la largeur chargeable sans pouvoir empiéter sur les bandes de 0.50 m réservées le long des dispositifs de sécurité.

Le système **Mc 120** est multiplié par le coefficient δ .

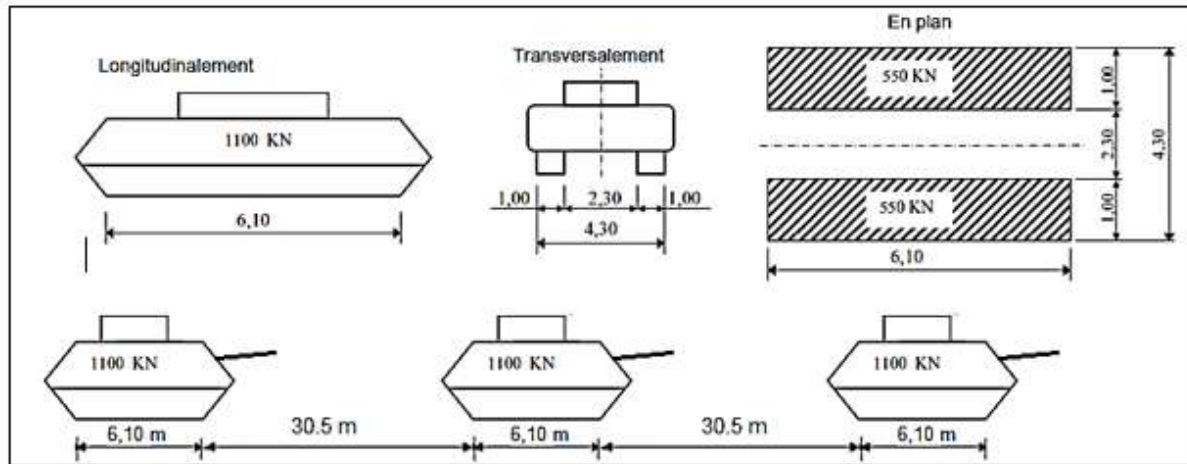


Figure III.5: Charge militaire Mc120

III.3.2.5. Convoi exceptionnel : D240

Le convoi **D240** est supposé circuler seul quel que soit la largeur et la longueur du pont.

Dans le sens transversal, son axe longitudinal est réputé situé à 3.50 m du bord de la largeur chargeable, ce type de convoi est à prendre seul (exclusif de toutes les autres charges). Cette surcharge n'est pas majorée par un coefficient dynamique.

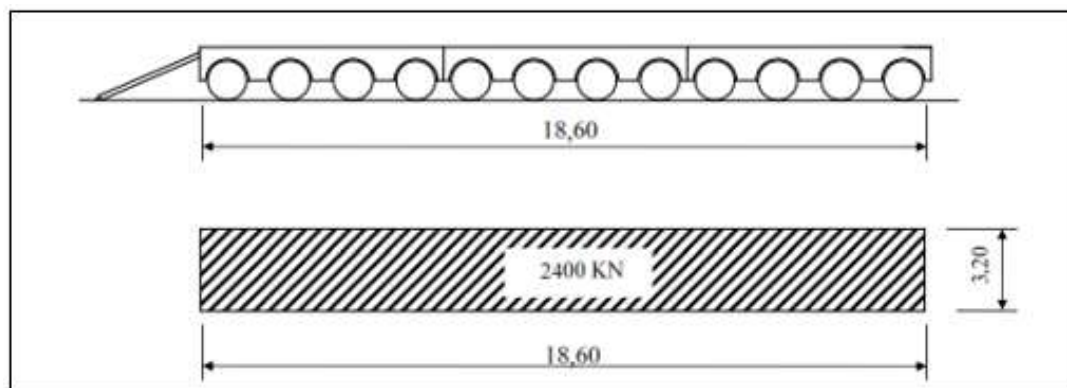


Figure III.6: Convoi exceptionnel D240.

III.3.2.6. Coefficient de majoration dynamique :

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

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

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

G : charge permanente.

S : valeur de la charge roulante.

Les valeurs du coefficient de majoration dynamique pour les deux systèmes de charge sont résumées dans le tableau ci-après.

Tableau III.11: Valeurs de δ .

Cas de charge	L (m)	G (KN)	Bc		Bt		Mc120
			1 voie	2 voies	1 voie	2 voies	
1 ^{ère} cas	64.6	17214,24	1,035	1,040	1,032	1,035	1,038
2 ^{ème} cas	106	28246,27	1,022	1,025	1,020	1,022	1,024
3 ^{ème} cas	129.2	34428,48	1,018	1,021	1,017	1,018	1,020
4 ^{ème} cas	170.6	45460,51	1,014	1,016	1,013	1,014	1,015
5 ^{ème} cas	235.2	62602,96	1,010	1,011	1,009	1,010	1,011

III.3.3. Autres surcharges

III.3.3.1. Surcharges sur trottoirs

Nous appliquons sur les trottoirs une charge uniforme de 1.5 KN/m² réservée exclusivement à la circulation des piétons et des cycles de façon à produire l'effet maximal envisagé.

III.3.3.2. Effort de freinage

➤ **Système de charge B_c** : L'effort de freinage susceptible d'être développé par le système B_c se trouve limité au poids d'un véhicule de 300 KN.

➤ **Système de charge A** :

L'effort de freinage qui correspond au système de charge A est donné par :

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

S : surface chargée en m².

Tableau III.12: Force de freinage

Cas de charge	S (m ²)	A (KN/m ²)	F (KN)
1 ^{ère} cas	387.6	8.12	147.37
2 ^{ème} cas	636	6.2	177.41
3 ^{ème} cas	775.2	5.63	192.15
4 ^{ème} cas	1023.6	4.95	214.95
5 ^{ème} cas	1411.2	4.35	246.15

→ $F_{\max} = 246.15 \text{ kN}$.

→ $F_{\max}(\text{KN/ml}) = 246.15/235.2 = 1.05 \text{ KN/ml}$

III.3.3.3. Action thermique

Le gradient thermique résulte d'un échauffement ou d'un refroidissement unilatéral de courte durée de la structure porteuse.

Selon le tableau 3.2 -RCPR $\Delta T (\Delta \Theta) = \pm 7^\circ\text{C}$ (tablier béton/en service)

On adopte une variation uniforme de température T de : + 35°C / -15°C (En Algérie du Nord, climat tempéré)

III.3.3.4. Actions dues au vent

Les efforts engendrés sont introduits dans les calculs comme des pressions horizontales statiques appliquées aux surfaces frappées. Leur intensité, assimilée à une valeur caractéristique, vaut:

2,00 kN/m² pour les ouvrages en service;

1,25 kN/m² pour les ouvrages en cours de construction.

III.3.3.5. Action sismique

L'ouvrage se situe dans la wilaya de tizi ousou qui est classée dans la zone IIa (sismicité moyenne) selon « RPOA 2008 ».

Le coefficient d'accélération à prendre en considération pour le dimensionnement sera $A = 0.2$ (Groupe 2 : pont important).

III.4. CONCLUSION

L'objectif de ce chapitre était de définir les différents types de charges recommandées par les règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes. En effet, grâce à une meilleure connaissance des charges réellement appliquées et de la résistance effective de la structure porteuse, il est souvent possible d'évaluer la sécurité structurale des ouvrages.

CHAPITRE IV
ETUDE DU TABLIER

IV.1. INTRODUCTION

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

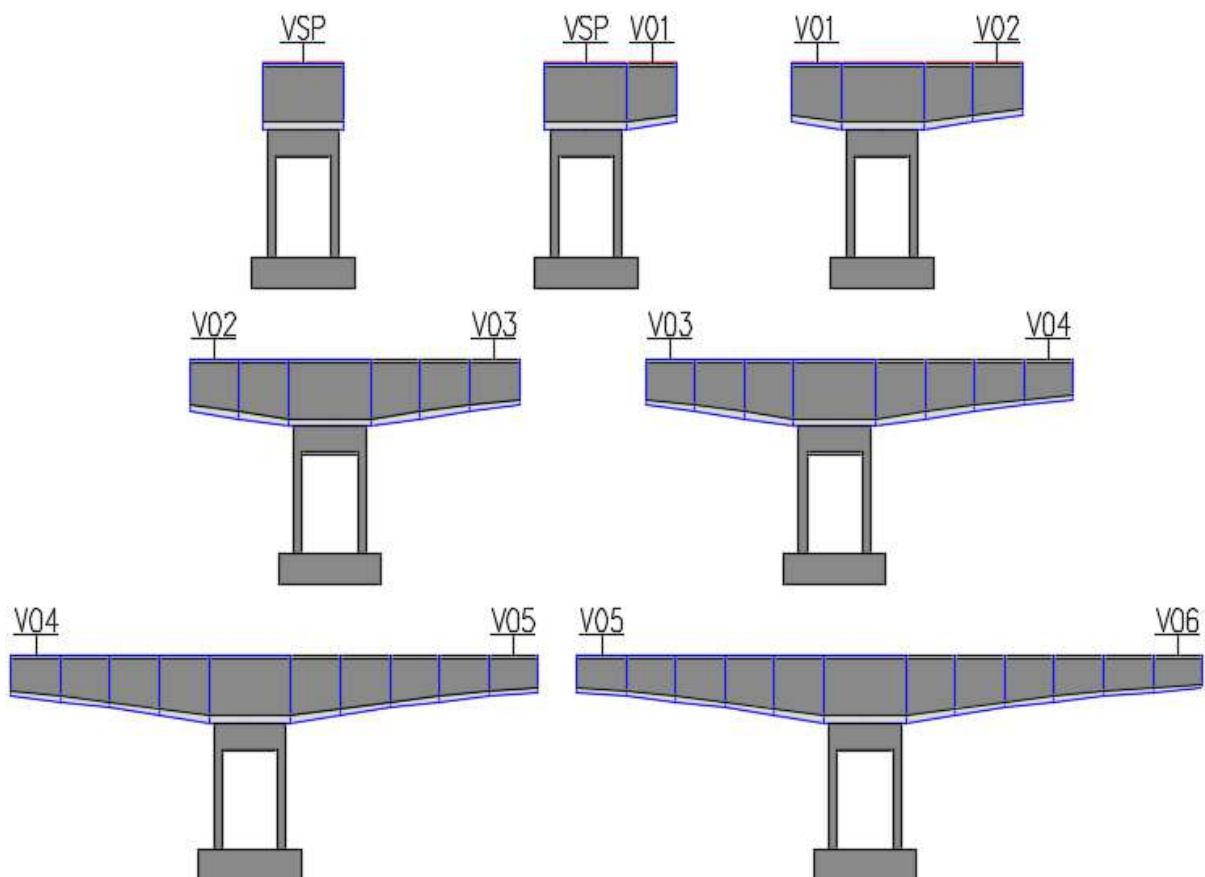
La particularité du calcul des ponts en encorbellements successifs, c'est qu'ils sont calculés tant qu'en phase de construction qu'en phase de service. Dans ce chapitre, on procédera aux calculs de ces deux phases.

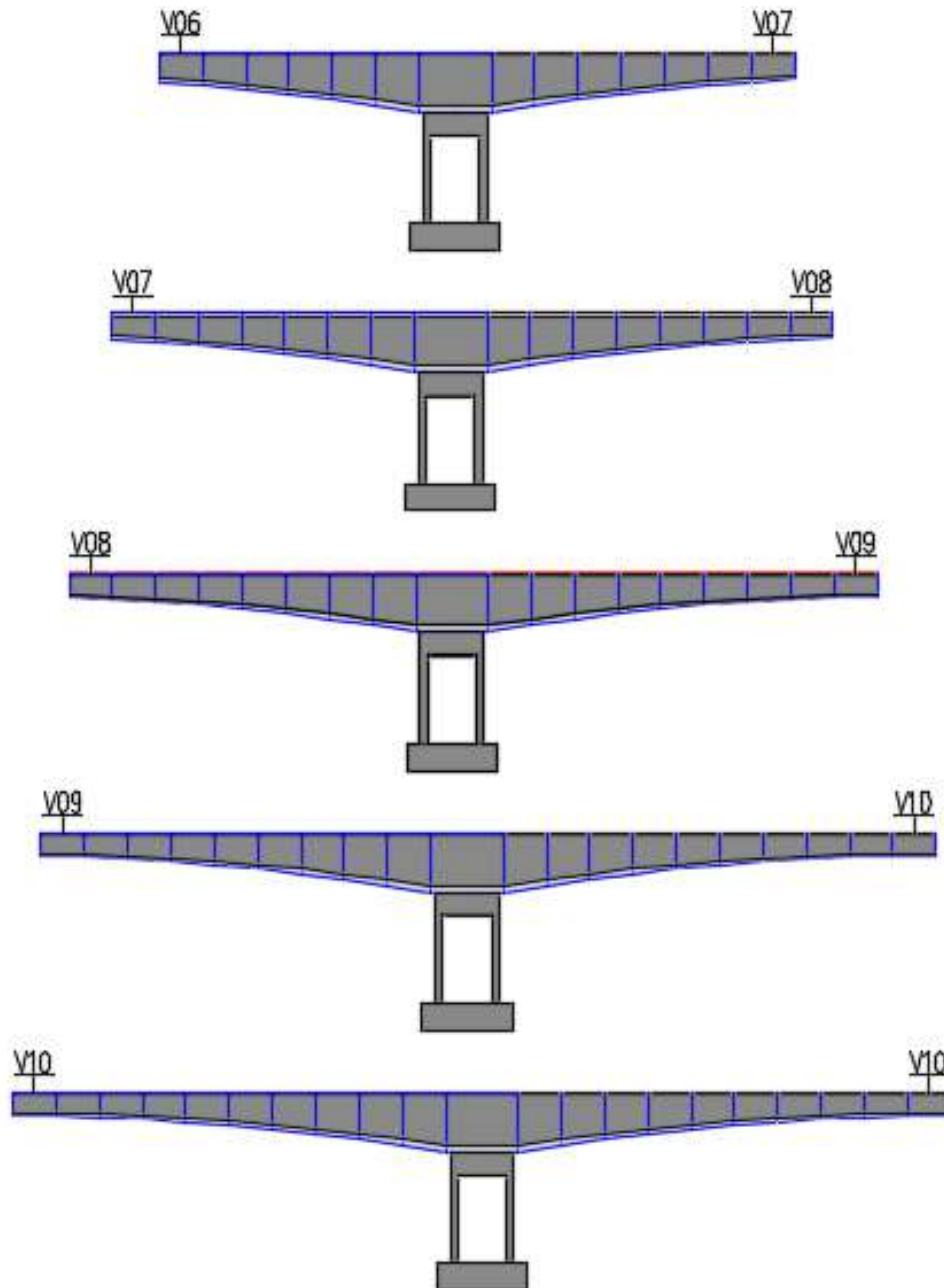
IV.2. ETUDE DE LA SUPERSTRUCTURE

IV.2.1. Stabilité en phase de construction

IV.2.1.1. Différentes phases de construction d'un fléau

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





IV.2.1.2. 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).

- **Poids propre du fléau**

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.

▪ Charges de chantier connues

Pour les ouvrages coulés en place, il s'agit principalement du poids de l'équipage mobile noté Q_{PRC1} . Le poids de l'équipage est égal à 75t (entre 50 et 100t), 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 :

$$Q_{PRC1 \max} = 750 \times 1.06 = \mathbf{795 \text{ KN}}$$

$$Q_{PRC1 \min} = 750 \times 0.96 = \mathbf{720 \text{ KN}}$$

▪ Charges de chantier aléatoire

Les charges de chantier aléatoires correspondent aux personnels et aux matériaux posés sur le fléau en construction, ces charges sont données par deux actions :

- 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 : $B = 10 \text{ m} \rightarrow Q_{PRA1} = 2 \text{ KN/ml}$

- 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 : $B = 10 \text{ m} \rightarrow Q_{PRA2} = (50 + 5B) = 100 \text{ KN}$.

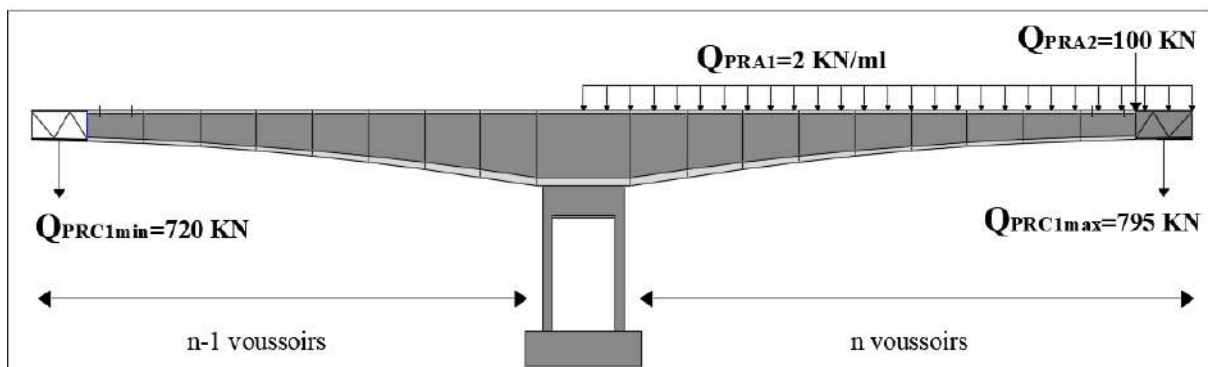


Figure IV.1: Situation temporaire de construction

▪ Actions accidentelles

Pour les voussoirs coulés sur place, elle constitue la chute de l'équipage mobile vide et est majoré avec un coefficient 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 poids de l'équipage $Q_{PRC1 \max}$.

$$F_A = - Q_{PRC1 \max}$$

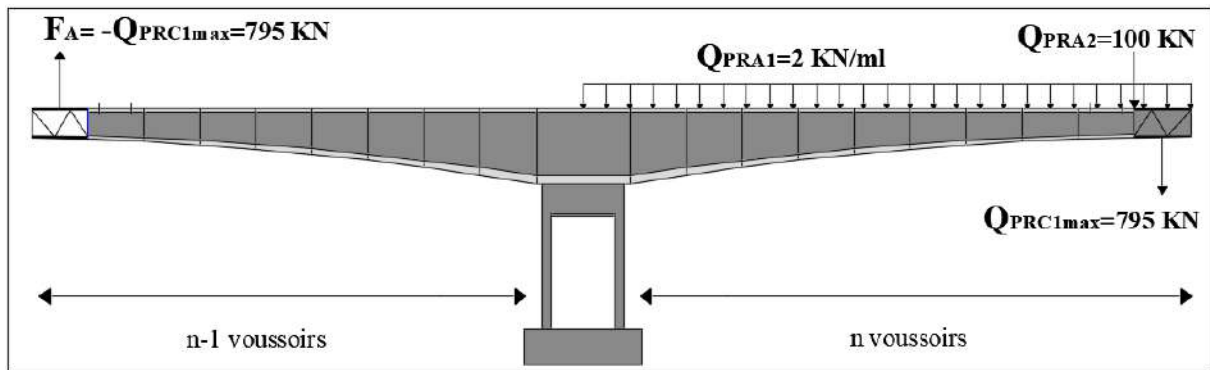


Figure IV.2: Situation accidentelle.

IV.2.1.3. Combinaisons d'action

Selon les documents SETRA, les différentes combinaisons sont résumées dans le tableau ci-après.

Tableau IV.1: Combinaison d'action en phase construction.

Type de 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

IV.2.1.4. 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.

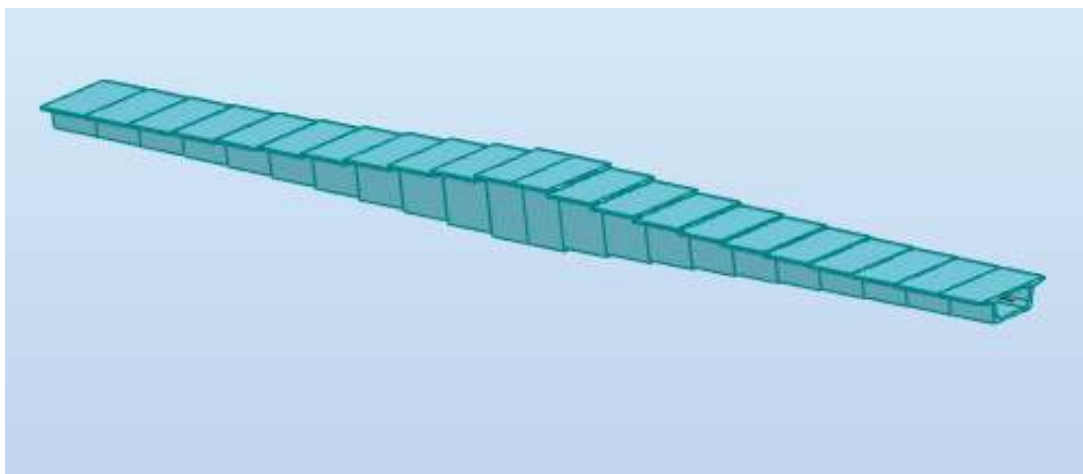


Figure IV.3: Modèle de calcul de fléau.

Tableau IV.2: Evaluation des moments fléchissants (KN.m) de demi-fléau majoré.

Position	Combinaison A1	Combinaison A2	Combinaison B1	Combinaison B2
Axe VSP	363305,25	307898,84	351591,25	296184,84
Fin VSP	308851,57	262441,28	298132,57	251722,28
Fin V01	250515,49	213635,91	240979,93	204100,35
Fin V02	199308,76	170674,11	190945,12	162310,47
Fin V03	154735,83	133150,45	147532,59	125947,21
Fin V04	116331,55	100684,32	110277,19	94629,96
Fin V05	83681,92	72937,03	78764,92	68020,03
Fin V06	56440,95	49625,46	52649,79	45834,3
Fin V07	34329,76	30521,48	31652,92	27844,64
Fin V08	17139,35	15454,05	15565,31	13880,01
Fin V09	4726,31	4305,86	4243,55	3823,1
Fin V10	0,00	0,00	0,00	0,00

Les diagrammes des moments fléchissant de fléau sont représentés dans l'annexe A.

IV.2.2. Evaluation des efforts en service

Lors de la mise en service de notre ouvrage, toutes les charges routiers y seront appliquées, on est donc en phase de service.

Le chargement appliqué est le même que celui défini au préalable dans le chapitre précédent. Les calculs seront procédés par un logiciel de calcul à base d'éléments finis Robot structural Analysis 2019.

IV.2.2.1. Modélisation

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

La modélisation de l'ouvrage comprend :

- Implantation dans l'espace des points nodaux de l'ouvrage.
- Définition de la structure par des éléments barres.
- Définition des différentes sections par importation sous format DXF.

- Affectation des matériaux utilisés (Béton 35)
- Définition des appuis qui sont considérés comme des appuis doubles.
- Définition des charges statiques et roulantes avec leurs combinaisons, selon RCPR.
- Calcul et exploitation des résultats.

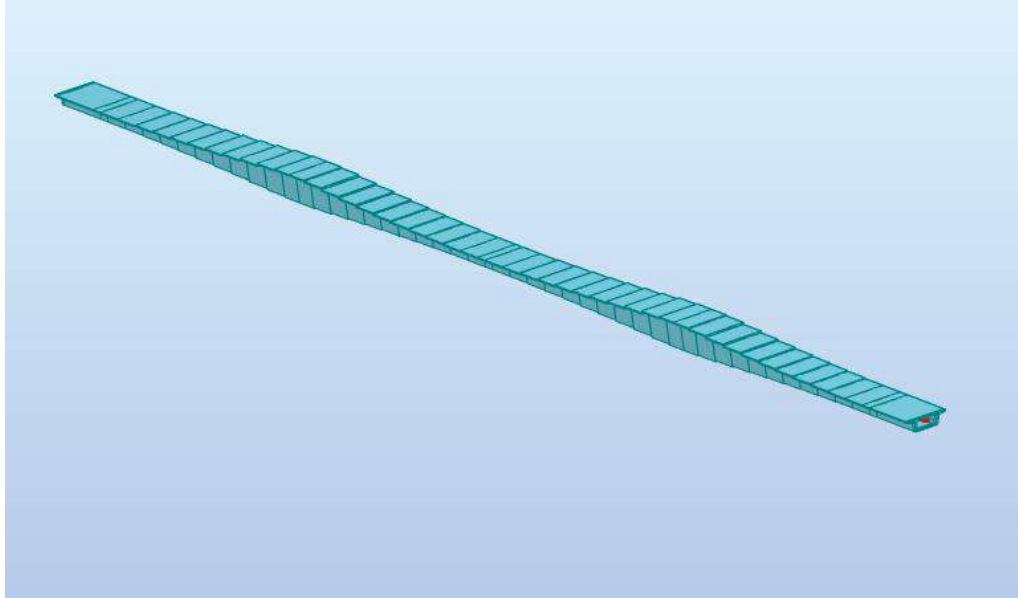


Figure IV.4: Modèle de calcul du tablier.

IV.2.2.2. Combinaisons d'action

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

Tableau IV.4: Combinaisons de charge en phase de service.

Combinaisons		G	A(L)	ST	BC	BT	D240	MC120	T	$\Delta\theta$	W
ELS	COMB 1	1	1.2	1	0	0	0	0	0.6	0.5	0
	COMB 2	1	0	1	1.2	0	0	0	0.6	0.5	0
	COMB 3	1	0	1	0	1.2	0	0	0.6	0.5	0
	COMB 4	1	0	1	0	0	1	0	0.6	0.5	0
	COMB 5	1	0	1	0	0	0	1	0.6	0.5	0
	COMB 6	1	0	0	0	0	0	0	1	0	0
	COMB 7	1	0	0	0	0	0	0	0	1	0
	COMB 8	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1

ELU	COMB 1	1.35	1.6	1.6	0	0	0	0	0.9	0.75	0
	COMB 2	1.35	0	1.6	1.6	0	0	0	0.9	0.75	0
	COMB 3	1.35	0	1.6	0	1.6	0	0	0.9	0.75	0
	COMB 4	1.35	0	1.6	0	0	1.35	0	0.9	0.75	0
	COMB 5	1.35	0	1.6	0	0	0	1.35	0.9	0.75	0
	COMB 6	1.35	1.6	1.6	0	0	0	0	0	0	0.9
	COMB 7	1.35	0	1.6	1.6	0	0	0	0	0	0.9
	COMB 8	1.35	0	1.6	0	1.6	0	0	0	0	0.9
	COMB 9	1.35	0	1.6	0	0	1.35	0	0	0	0.9
	COMB10	1.35	0	1.6	0	0	0	1.35	0	0	0.9
	COMB11	1.35	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5

IV.2.2.3. Résultats

Les efforts les plus défavorables sont représentés dans l'**annexe A**.

IV.3. CONCLUSION

Au cours du présent chapitre, nous avons pu voir que l'étude du tablier d'un pont à voussoirs construit en encorbellement successif, est partagée en deux phases :

L'une, avant l'achèvement des fléaux, où l'étude de stabilité de ces derniers est obligatoire, le système mécanique dans cette phase est isostatique, et le moment à l'encastrement sur les piles est maximal.

L'autre, où le schéma statique devient hyperstatique après la réalisation du clavage et la mise en tension des câbles de continuité.

Sachant que toutes les sollicitations sont connues à travers les combinaisons d'actions préalablement définies, nous allons par la suite étudier la précontrainte nécessaire au tablier pour résister à ces sollicitations.

CHAPITRE V
ETUDE DE LA
PRECONTRAINTE

V.1. INTRODUCTION

Le béton précontraint est un matériau de construction composite dans lequel ont été préalablement introduites des tensions opposées à celles qu'il devra subir une fois mis en œuvre.

Cette technique vise à améliorer la résistance du béton face à diverses sollicitations, lorsqu'il sera notamment soumis à des charges et des tractions dangereuses pour son intégrité.

V.2. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

L'application du procédé de précontrainte aux ponts construits par encorbellements successifs se fait principalement en deux étapes :

- 1) La première étant de coller les voussoirs les uns aux autres par une précontrainte horizontale (câbles de fléau).
- 2) La seconde partie consiste à relier les fléaux entre eux et aux parties de rives, qui sont construites sur des cintres par une précontrainte appelée précontrainte de continuité.

V.2.1. Etude de la précontrainte du fléau

V.2.1.1. Détermination du nombre de câbles du fléau

Les câbles du fléau sont dimensionnés en construction pour rependre les moments négatifs dus au poids propre du fléau et aux surcharges du chantier, et en service pour reprendre les moments négatifs dus aux charges permanentes et d'exploitations.

Le nombre de câbles du fléau est déterminé par la relation suivante :

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

P : force de précontrainte.

P₀ : effort de précontrainte limite qu'un câble peut créer.

ΔP : pertes de tension estimées à 25 %

➤ Evaluation de l'effort de précontrainte **P₀** :

f_{prg} = 1860 MPa pour un câble de 1 T15 s.

f_{peg} = 1674 MPa pour un câble de 1 T15 s.

La tension d'origine : **σ_{p0}** = **min (0.8 f_{prg} ; 0.9 f_{peg})** → **σ_{p0}** = 1 488 MPa.

P₀ = **σ_{p0}** × **S_{câble15T15s}**, **S** = 2 250 mm² → **P₀** = 3 348 kN

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

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

M : le moment fléchissant dû au poids propre et les surcharges de construction.

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 :

$M = 363305,25 \text{ kN} \cdot (\text{combinaison A1, phase construction}).$

$I = 73,14 \text{ m}^4$

$S = 12,46 \text{ m}^2$

$v = 3,14 \text{ m}$

P = 74,76 MN

D'où : **$n \geq 29,77$**

On prend : **$n = 32$ câbles de 15T15s**

Tableau V.1: Estimation du nombre de câbles du fléau pour chaque section.

Section	M(KN.m)	H(m)	v'(m)	v (m)	I(m ⁴)	S(m ²)	e(m)	P(MN)	Nbr câbles	Nbr retenus
Axe VSP	363305,25	6,50	3,36	3,14	73,14	12,46	2,99	74,76	29,77	32,00
Fin VSP	308851,57	6,50	3,36	3,14	73,14	12,46	2,99	63,56	25,31	28,00
Fin V01	250515,49	5,74	3,00	2,74	54,89	11,56	2,59	57,95	23,08	24,00
Fin V02	199308,76	5,06	2,68	2,38	40,11	10,75	2,23	52,48	20,90	22,00
Fin V03	154735,83	4,46	2,40	2,06	29,17	10,00	1,91	46,52	18,53	20,00
Fin V04	116331,55	3,94	2,16	1,78	21,18	9,29	1,63	39,97	15,92	16,00
Fin V05	83681,92	3,50	1,95	1,55	15,60	8,69	1,40	32,71	13,03	14,00
Fin V06	56440,95	3,14	1,77	1,37	11,75	8,20	1,22	24,91	9,92	12,00
Fin V07	34329,76	2,86	1,64	1,22	9,21	7,81	1,07	16,86	6,71	8,00
Fin V08	17139,35	2,66	1,54	1,12	7,62	7,53	0,97	9,15	3,64	4,00
Fin V09	4726,31	2,54	1,48	1,06	6,73	7,35	0,91	2,66	1,06	2,00
Fin V10	0,00	2,50	1,46	1,04	6,44	7,29	0,89	0,00	0,00	0,00

NB :

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

V.2.1.2. 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 : $\overline{\sigma_{bt}} \leq \sigma_y \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$$\sigma_y = \frac{P}{B} + (P \times e_0 + M) \times \frac{y}{I}$$

P : effort de précontrainte.

B : surface de la section considérée.

I : inertie de la section considérée.

e₀ : excentricité du câble de précontraint moyen.

M : moment extérieur.

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

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 35 = 21 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bt1} = -1.5 \times f_{t28} = -1.5 \times 2.7 = -4.05 \text{ MPa - Hors section d'enrobage.}$$

$$\sigma_{bt2} = -0.7 \times f_{t28} = -0.7 \times 2.7 = -1.89 \text{ MPa - Section d'enrobage.}$$

$$\overline{\sigma_{bt1}} \leq \sigma_{inf} \leq \overline{\sigma_{bc}} \text{ et } \overline{\sigma_{bt2}} \leq \sigma_{sup} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant (les contraintes sont bien vérifiées) :

Tableau V.2: Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de construction.

Section	M(KN.m)	v'(m)	v (m)	I(m ⁴)	S(m ²)	e(m)	P(MN)	σ_{inf} (MPa)	σ_{sup} (MPa)
Axe VSP	363305,25	3,36	3,14	73,14	12,46	2,99	74,76	12,42	-0,68
Fin VSP	308851,57	3,36	3,14	73,14	12,46	2,99	63,56	10,56	-0,57
Fin V01	250515,49	3	2,74	54,89	11,56	2,59	57,95	10,50	-0,71
Fin V02	199308,76	2,68	2,38	40,11	10,75	2,23	52,48	10,38	-0,87
Fin V03	154735,83	2,4	2,06	29,17	10	1,91	46,52	10,07	-1,01
Fin V04	116331,55	2,16	1,78	21,18	9,29	1,63	39,97	9,52	-1,13
Fin V05	83681,92	1,95	1,55	15,6	8,69	1,40	32,71	8,50	-1,12
Fin V06	56440,95	1,77	1,37	11,75	8,2	1,22	24,91	6,96	-0,99
Fin V07	34329,76	1,64	1,22	9,21	7,81	1,07	16,86	5,06	-0,78
Fin V08	17139,35	1,54	1,12	7,62	7,53	0,97	9,15	2,89	-0,46
Fin V09	4726,31	1,48	1,06	6,73	7,35	0,91	2,66	0,87	-0,14
Fin V10	0	1,46	1,04	6,44	7,29	0,89	0,00	0,00	0,00

V.2.1.3. Disposition et enrobage des câbles

Afin de permettre une mise en place correcte du béton (cheminé de bétonnage) et d'éviter toutes interactions entre les paquets de gaines lors de la mise en tension.

Nous devrions donc respecter la distance minimale entre les conduits et respecter l'enrobage, autrement dit :

- L'espacement horizontal entre axes de deux câbles : $e_h \geq 2 \cdot \Phi_g \rightarrow e_h \geq 20,00 \text{ cm}$.
- L'espacement vertical entre axes de deux câbles : $e_v \geq 2 \cdot \Phi_g \rightarrow e_v \geq 20,00 \text{ cm}$.
- L'enrobage : $C = \max (3/4 a, \Phi, d) \rightarrow C \geq 10 \text{ cm}$.

Avec :

a : la dimension horizontale du rectangle circonscrit au conduit ou au paquet de conduits.

Φ : diamètre de la gaine (**$\Phi = 100 \text{ mm}$**).

d : 5 cm.

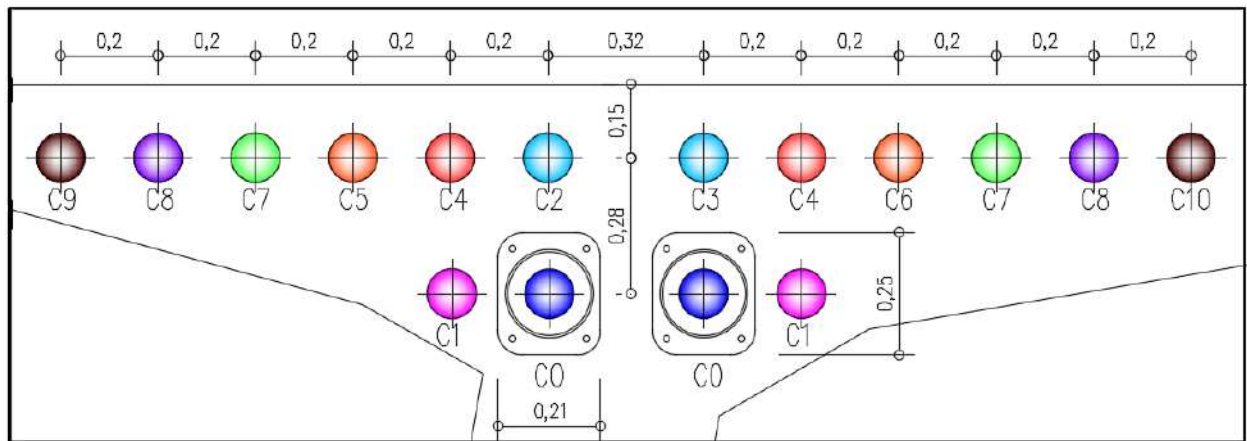


Figure V.1: Disposition des câbles de fléau au niveau de VSP et position des ancrages.

V.2.1.4. Tracé des câbles :

Le tracé des câbles devra satisfaire les conditions suivantes :

Il faut éviter le croisement des câbles au maximum. En particulier au niveau des âmes ;

Les câbles suivront une trajectoire rectiligne jusqu'au dernier voussoir où ils subissent une déviation parabolique.

Allure en plan des câbles du fléau :

L'équation de la parabole : $Z(x) = Z_0 + (Z_1 - Z_0) \left(\frac{x}{l} \right)^2$

Les rayons de courbure 2: $R_i(x) = \frac{(X_i)^2}{2 \times (Z_i - Z_{i+1})}$; $R_{i+1}(x) = \frac{(X_{i+1})^2}{2 \times (Z_{i+1} - Z_{i+2})}$

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 : $\beta_{i+1}(x) = \text{Arctg} \frac{2 \times (Z_{i+1})}{X_{i+1}}$

Dans notre cas, les deux courbes auront la même allure, mais en ses opposés : $X_i = X_{i+1}$.

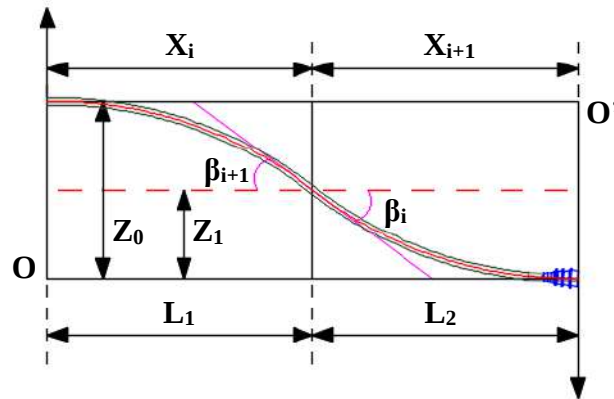


Figure V.2: Tracé en plan des câbles.

Allure en élévation des câbles de fléau

- ✓ L'équation de la parabole : $y = d_0 + (d_1 - d_0) \times \left(\frac{x}{l}\right)^2$
- ✓ Le rayon de courbure en un point d'une distance x : $R_c(x) = \frac{x^2}{2 \times (d_1 - d_0)} \geq R_{\min}$
- ✓ L'angle de déviation : $\alpha_n = \text{Artg}(2 \times (d_1 - d_0)) \times \frac{x}{l^2}$

Avec :

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 pour les câbles 15T15s, $R_{\min}=3\text{m}$.

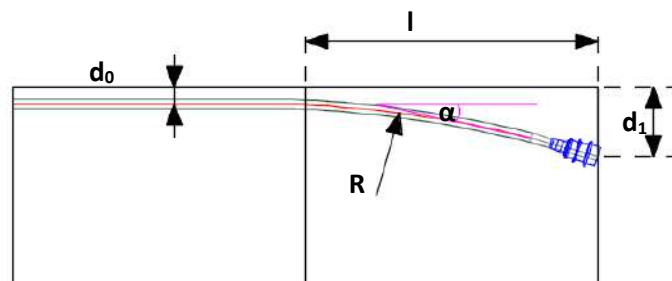


Figure V.3: Tracé en élévation des câbles.

Tableau V.3: Allure du tracé en plan des câbles de fléau.

Câbles	$Z_i(m)$	$Z_{i+1}(m)$	$X_i ; X_{i+1}(m)$	$R(m)$	$\beta(rad)$	$Z(x)$
C0 - C2 - C3	Rectiligne					
C1 - C4	0,2	0,1	2,4	28,80	0,083	$0,2-0,0174 x^2$
C5 - C6	0,4	0,2	4,8	57,6	0,083	$0,4-0,0087 x^2$
C7	0,6	0,3	4,8	38,40	0,124	$0,6-0,013 x^2$
C8	0,8	0,4	9,6	115,20	0,083	$0,8-0,0043 x^2$
C9 - C10	1	0,5	9,6	92,16	0,104	$1-0,0054 x^2$

Tableau V.4: Allure du tracé en élévation des câbles de fléau.

Câbles	$L_{dév}(m)$	$d_0(m)$	$d_1(m)$	$R(m)$	$\alpha(rad)$	$y(x)$
C0 - C1	Rectiligne					
C2 - C3 - C4 - C5 - C6 - C7 - C8 - C9 - C10	4,8	0,15	0,43	41,143	0,1161	$0,15+0,012 x^2$

Les tracés finaux des câbles de fléau sont représentés dans la **figureV.4**.

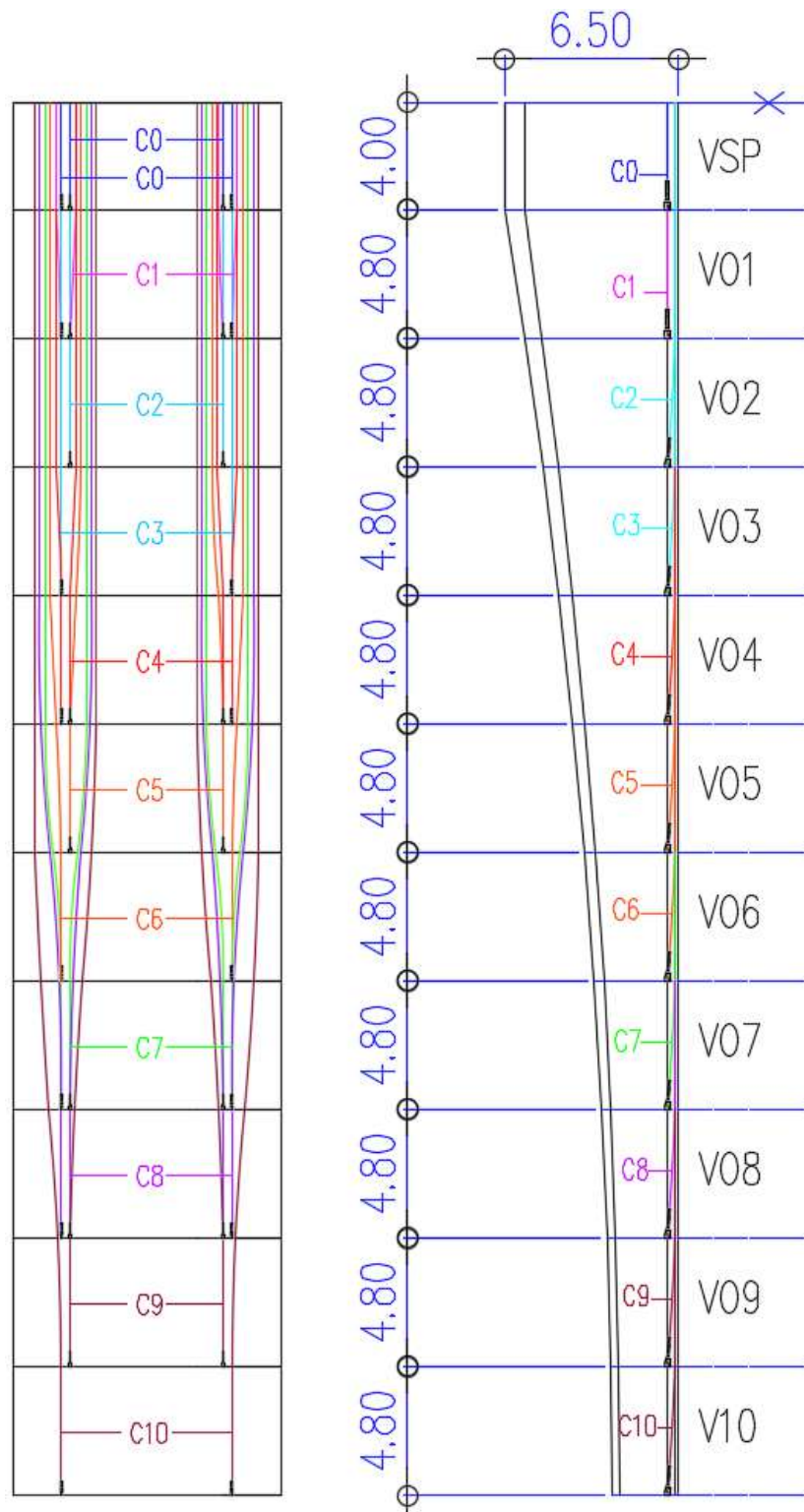


Figure V.4: Tracé en élévation et en plan des câbles des fléaux.

V.2.2. Etude de la précontrainte de continuité

V.2.2.1. Détermination du nombre de câbles de continuité

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 :

$$P = \frac{\frac{M \times v'}{I}}{\left(\frac{e \times v'}{I} + \frac{1}{S}\right)} ; e = v' - d \text{ et } n \geq \frac{P}{(1 - \Delta P)P_0}$$

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

V.2.2.1.1. Détermination du nombre de câbles de continuité en travée principale

Application Numérique :

M = 19459.48 kN.m (combinaisons ELS : G + D240).

I = 15.6 m⁴ ; S = 8.69 m² ; v' = 1.95 m ; e = 1.80 m

ΔP = 25%

P = 7.15 MN

D'où : **n ≥ 2.85** On prend : **n = 6 câbles de 15T15s**

Tableau V.5: Estimation du Nombre de câbles de continuité de travée principale

Section	M(KN.m)	H(m)	v'(m)	v (m)	I(m ⁴)	S(m ²)	e(m)	P(MN)	Nbr câbles	Nbr retenus
Fin V03	-78395,54	4,46	2,40	2,06	29,17	10,00	2,25	-22,62	-9,01	0
Fin V04	-39000	3,94	2,16	1,78	21,18	9,29	2,01	-12,72	-5,07	2
Fin V05	19459,48	3,50	1,95	1,55	15,60	8,69	1,80	7,15	2,85	6
Fin V06	46856,67	3,14	1,77	1,37	11,75	8,20	1,62	19,29	7,68	10
Fin V07	68174,00	2,86	1,64	1,22	9,21	7,81	1,49	30,86	12,29	14
Fin V08	83589,63	2,66	1,54	1,12	7,62	7,53	1,39	40,83	16,26	18
Fin V09	93269,85	2,54	1,48	1,06	6,73	7,35	1,33	47,86	19,06	20
Fin V10	97286,80	2,50	1,46	1,04	6,44	7,29	1,31	50,80	20,23	24
Axe VSC	97409,15	2,50	1,46	1,04	6,44	7,29	1,31	50,86	20,26	24

V.2.2.1.2. Détermination du nombre de câbles de continuité en travée de rive

Application Numérique :

$M = 38126.06 \text{ kN.m}$ (combinaisons ELS : G + D240).

$I = 6.44 \text{ m}^4$; $S = 7.29 \text{ m}^2$; $v' = 1.46 \text{ m}$; $e = 1.31 \text{ m}$;

$\Delta P = 25\%$

P = 19.91 MN

D'ou : $n \geq 7.93$ On prend : **n = 8 câbles de 15T15s**

Tableau V.8: Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée de rive.

Section	M(KN.m)	H(m)	v'(m)	v (m)	I(m ⁴)	S(m ²)	e(m)	P(MN)	Nbr câbles	Nbr retenus
Fin V04	/	3,94	2,16	1,78	21,18	9,29	2,01	/	/	0
Fin V05	-915,14	3,50	1,95	1,55	15,60	8,69	1,80	-0,34	-0,13	4
Fin V06	21205,12	3,14	1,77	1,37	11,75	8,20	1,62	8,73	3,48	6
Fin V07	36518,56	2,86	1,64	1,22	9,21	7,81	1,49	16,53	6,58	8
Fin V08	45083,30	2,66	1,54	1,12	7,62	7,53	1,39	22,02	8,77	10
Fin V09	46978,65	2,54	1,48	1,06	6,73	7,35	1,33	24,11	9,60	10
Fin V10	42143,65	2,50	1,46	1,04	6,44	7,29	1,31	22,01	8,76	10
Fin VC	38126,06	2,50	1,46	1,04	6,44	7,29	1,31	19,91	7,93	8
A 3.5m de VC	28199,93	2,50	1,46	1,04	6,44	7,29	1,31	14,73	5,86	6
A 7m de VC	14577,7	2,50	1,46	1,04	6,44	7,29	1,31	7,61	3,03	4
A 10.6m de VC	0	2,50	1,46	1,04	6,44	7,29	1,31	0,00	0,00	0

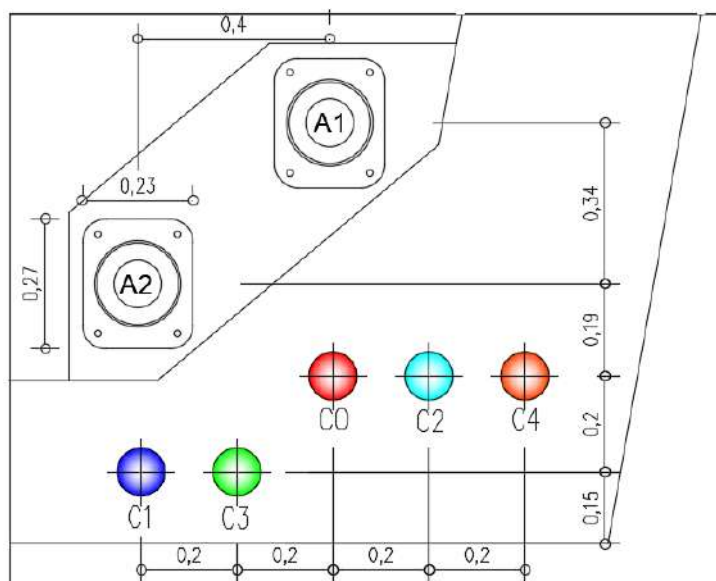


Figure V.7: Disposition des câbles de continuité de travée de rive au niveau de V9.

Tableau V.9: Allure du tracé en plan des câbles de continuité de la travée de rive.

Câbles	$Z_i(m)$	$Z_{i+1}(m)$	$X_i ; X_{i+1} (m)$	$R (m)$	$\beta (rad)$	$Z(x)$
C0 - C1	Rectiligne					
C2 - C3	0,2	0,1	2,4	28,80	0,083	$0,2-0,0174 x^2$
C4	0,4	0,2	2,4	14,40	0,165	$0,4-0,0347 x^2$

Tableau V.10: Allure du tracé en élévation des câbles de continuité de la travée de rive

Câbles	Voussoirs	$L_{dév} (m)$	$d_0 (m)$	$d_1 (m)$	$R (m)$	$\alpha (rad)$	$y(x)$
C0	V7	4,80	0,35	0,90	20,945	0,2253	$0,35+0,024 x^2$
	VC	2	0,35	0,88	3,7736	0,4874	$0,35+0,133 x^2$
C1	V6	4,80	0,15	0,59	26,182	0,1813	$0,15+0,019 x^2$
	à 3.5m de VC	3,5	0,15	0,54	15,705	0,2193	$0,15+0,032 x^2$
C2	V5	4,8	0,35	0,97	18,581	0,2528	$0,35+0,027 x^2$
	à 7m de VC	3,5	0,35	0,88	11,557	0,2941	$0,35+0,043 x^2$
C3	V4	4,8	0,15	0,68	21,736	0,2173	$0,15+0,023 x^2$
	Fin VSC	3,6	0,15	0,54	16,615	0,2134	$0,15+0,03 x^2$
C4	V4	4,8	0,35	1,02	17,194	0,2722	$0,35+0,029 x^2$
	Fin VSC	3,6	0,35	0,88	12,226	0,2864	$0,35+0,041 x^2$

Les tracés finaux des câbles de continuité de travée de rive sont représentés dans la **figure V.8**.

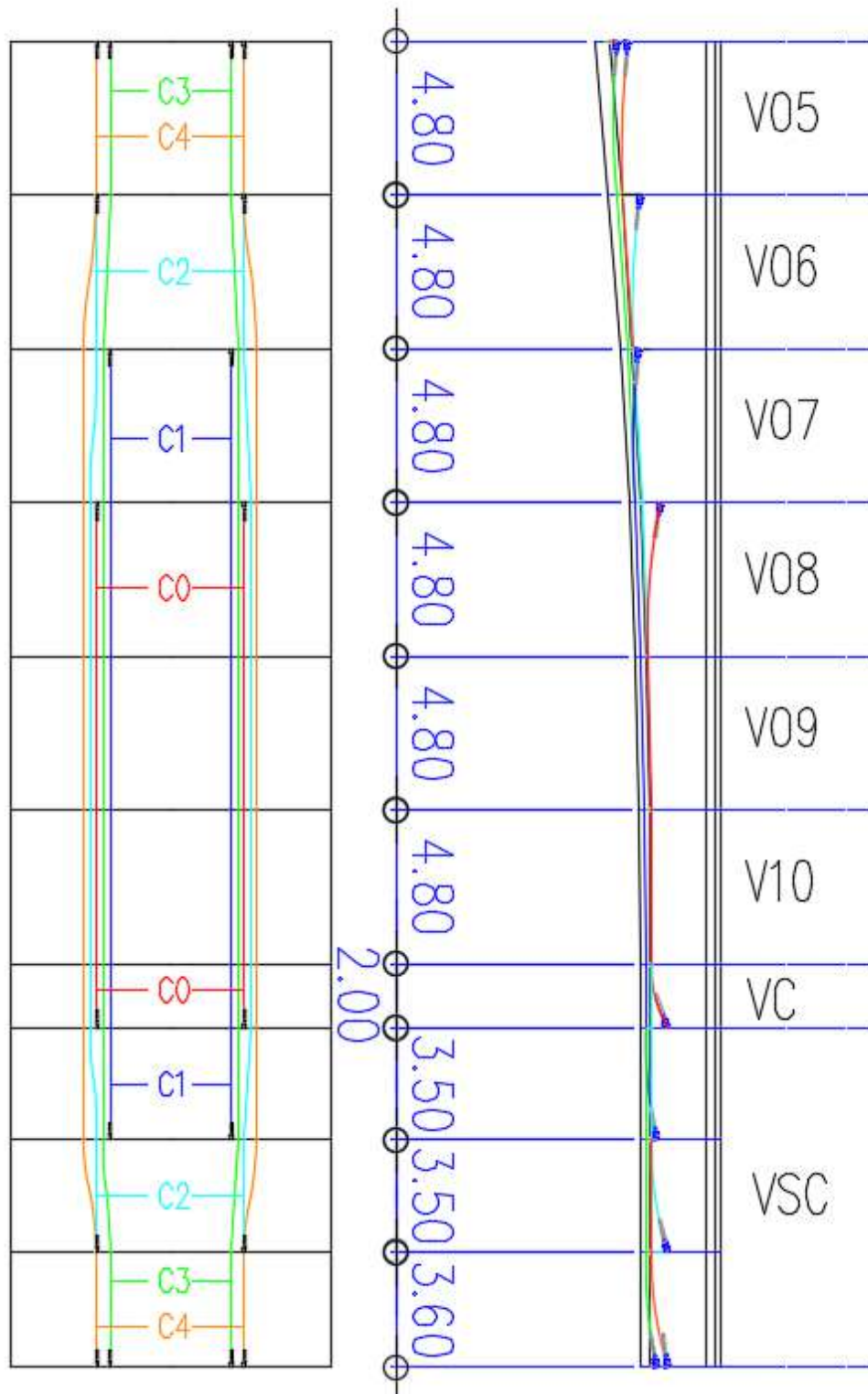


Figure V.8: Tracé en élévation et en plan des câbles des continuités de rive.

V.2.3. 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 25% de la tension initiale. Ils peuvent être rangés sous deux catégories : pertes instantanées et pertes différées.

V.2.3.1. Pertes 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.
- Pertes de tension par recul de l'ancrage.
- Pertes de tension par déformations instantanées du béton.

V.2.3.1.1. Pertes de tension par frottement

Cette catégorie de perte se manifeste suite à un frottement des câbles sur la gaine lors de la mise en tension.

Effectivement, le déplacement du câble à l'intérieur de la gaine est gêné par sa courbure en plan ainsi qu'en élévation. Tandis que dans la partie linéaire, le tracé réel du câble présente des déviations parasites dans les gaines. Cela est résumé par la formule :

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

Avec :

- σ_{p0} : la tension à l'origine.
- e : la base des logarithmes népériens.
- f : coefficient de frottement en courbe (rd⁻¹).
- β : somme des déviations angulaires arithmétiques du câble sur la distance x (rd).
- φ : coefficient de frottement droit (m⁻¹).
- x : l'abscisse à partir de l'ancrage (m).
- θ : la variation angulaire à l'abscisse x (rd).

Si les déviations α en élévation et β en plan se succèdent, la déviation totale à considérer est la somme : $\theta = \alpha + \beta$.

Si les déviations ont lieu simultanément, on aura la formule approchée : $\theta = \sqrt{tg^2\beta + tg^2\alpha}$

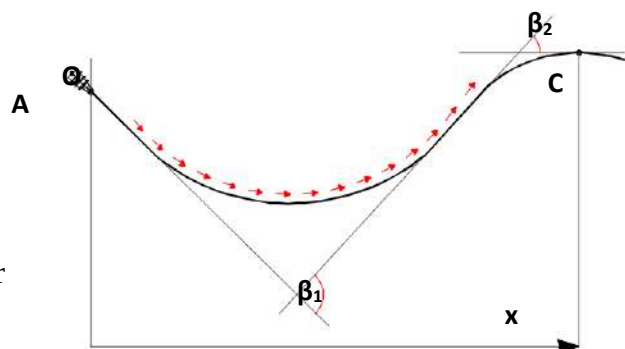


Figure V.9: Frottement le long du câble lors de la mise en tension.

V.2.3.1.2. Pertes de tension par recul de l'ancrage

Ces pertes de tension résultent du glissement de l'armature par rapport à son ancrage, du tassement ou de la déformation de l'ancrage. Son influence diminue à partir de l'ancrage jusqu'à s'annuler à une distance « d », ils sont définis comme suit :

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

Avec :

k : fonction croissante.

d : longueur dans laquelle s'effectue le recul d'ancrage.

σ_{p0} : contrainte initiale.

g : Coefficient de recul d'ancrage, **g = 4 mm**.

E_p : module d'élasticité des câbles, **$E_p = 190\,000\text{ MPa}$** .

V.2.3.1.3. 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 $\Delta\sigma_{pi}$.

Le BPEL donne la perte moyenne par câble :

$$\Delta\sigma_e = \frac{1}{2} \times \frac{E_p}{E_{bi}} \sigma_b \quad \text{avec } \frac{E_p}{E_{bi}} = 5.28$$

$$\Delta\sigma_e(x) = 2.64 \times \sigma_b(x), \quad \text{avec : } \sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_G} - \frac{M_p \times e}{I_G}$$

Avec :

σ_b : contrainte finale (après stabilisation des pertes : $\Delta P = 25\%$) du béton au niveau des câbles dans l'ouvrage soumis à ses seules charges permanentes ;

P : effort de précontrainte, **$P = P_0 (1 - \Delta P)$** .

M_p : moment dû au poids propre.

V.2.3.1.4. Pertes instantanées totales

Pour la même abscisse x, la valeur de pertes instantanées est calculée à partir de la formule suivante :

$$\Delta\sigma_i = \Delta\sigma_\varphi + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_e$$

V.2.3.2. 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, **$\Delta\sigma_f$** .
- Perte de tension due à la relaxation d'acier, **$\Delta\sigma_p$** .

V.2.3.2.1. Pertes par retrait

Au cours de son durcissement le béton subit une diminution de volume dû à une évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le béton et à des réactions chimiques, il aura lieu dans les premiers mois après le coulage du béton.

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 : $\epsilon_r [1 - r(t_0)]$.

La perte finale de tension par retrait est donc : $\Delta\sigma_r = E_p \epsilon_r [1 - r(t_0)]$

Très souvent, on peut négliger $r(t_0)$ devant 1, ce qui conduit à la formule simplifiée :

$$\Delta\sigma_r \approx E_p \times \epsilon_r$$

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

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

V.2.3.2.2. Pertes par fluage

Le fluage dans le béton est une déformation dans le temps qui se produit sous l'effet d'une contrainte constante. Par contre au retrait, le fluage commence au moment du chargement et se développe au cours de temps. La perte due au fluage vaut : $\Delta\sigma_f = E_p \times \epsilon_f$

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

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

D'où : $\Delta\sigma_f = 2.5 \times \sigma_b(x) \times \frac{E_p}{E_{ij}}$

σ_b : contrainte finale dans le béton au niveau du câble.

E_{ij} : module d'élasticité instantanée du béton.

V.2.3.2.3. 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 :

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

Avec :

$\rho_{1000} (\%) = 2,5 \%$: coefficient de relaxation garantie à 1 000 h.

μ_0 : coefficient valant 0,43 pour les armatures à très basse relaxation.

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

V.2.3.2.4. Pertes différées totales

Afin de tenir compte de l'interaction du retrait et du fluage avec la relaxation des armatures, les pertes différées finales seront évaluées par la formule :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \Delta\sigma_p$$

V.2.3.3. Les pertes totales

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

V.2.3.4. Application sur les câbles de fléau

Le tableau ci-dessous est le résultat d'un calcul plus détaillé dans l'Annexe B.

Tableau V.11: 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	11,05	1,16	1,29	13,5	2,55	5,88	3	11,87	24,93
Fin VSP	10,30	2,20	1,24	13,74	2,55	5,31	3,20	11,06	24,8
Fin V01	10,23	2,01	1,07	13,31	2,55	5,22	3,43	10,62	23,94
Fin V02	10,47	1,48	1,10	13,05	2,55	5,33	3,46	10,77	23,82
Fin V03	9,21	2,12	1,12	12,46	2,55	5,47	3,55	10,98	23,44
Fin V04	7,46	3,04	0,90	11,40	2,55	4,40	3,71	10,04	21,44
Fin V05	7,22	2,15	0,95	10,32	2,55	4,66	3,87	10,43	20,76
Fin V06	5,43	3,23	0,97	9,63	2,55	4,77	3,97	10,63	20,26
Fin V07	3,63	5,70	0,65	9,98	2,55	3,20	3,92	9,02	19
Fin V08	2,44	7,21	0,32	9,97	2,55	1,59	3,92	7,41	17,38
Fin V09	1,85	8,66	0,20	10,70	2,55	0,98	3,81	6,71	17,41
Fin V10	0	12,35	0,00	12,35	2,55	0,00	3,57	5,52	17,88

V.2.4. Vérification des contraintes en phase de service

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

- **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 :

$$\Delta P = 24.93 \%$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 21 \text{ MPa} ;$$

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

$$\sigma_{bt2} = 1.0 \times f_{t28} = 2.7 \text{ MPa} ; \text{ Section d'enrobage.}$$

Les résultats sont résumés dans l'annexe B (Toutes les contraintes sont vérifiées)

V.2.5. 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.

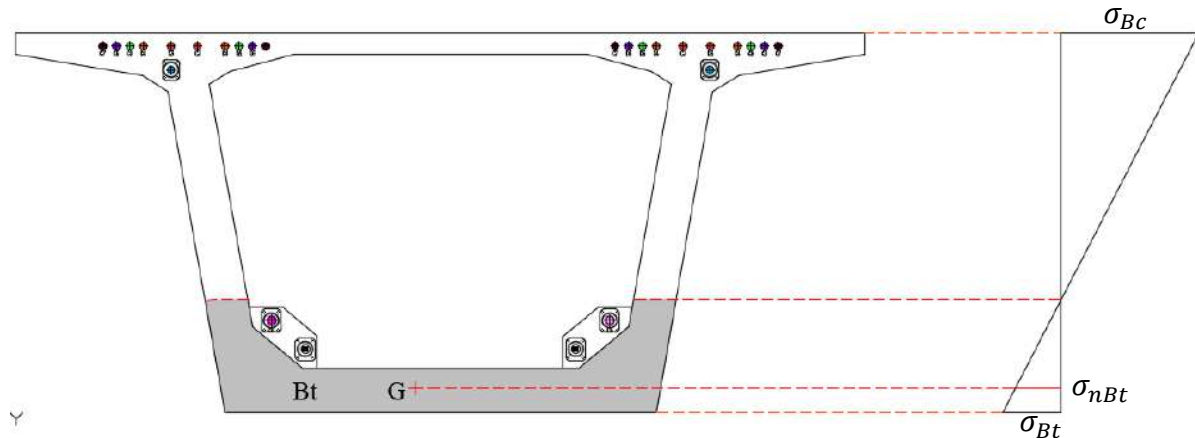


Figure V.10: Diagramme des contraintes (Fin V03).

On a : $B_t = 3.76 \text{ m}^2$; $\sigma_{bt} = 2.75 \text{ MPa}$; $\sigma_{nBt} = 2.52 \text{ MPa}$; donc : $N_{bt} = 9.47 \text{ MN}$ et
 $\rightarrow A_s = 223.56 \text{ cm}^2$ ($15.73 \text{ cm}^2/\text{ml}$) $\rightarrow$ on prend : 8HA16/ml ($A_s = 16.08 \text{ cm}^2$)

V.2.6. Vérification des contraintes tangentielles

V.2.6.1. 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.

V.2.6.1.1. Détermination de l'effort tranchant

➤ Effort tranchant dû aux charges extérieures :

Pour une poutre continue, il est considéré comme inutile de vérifier les sections situées à une distance inférieure à « $h/2$ » d'un appui intermédiaire, car elles transmettent directement les charges à cet appui.

L'effort tranchant réduit : $V_{red} = V_{ext} + V_p$.

V_p : La composante verticale de la précontrainte $V_p = V_f - V_c$.

Avec :

V_f : La composante verticale due au câbles de fléau.

V_c : La composante verticale due au câbles de continuité.

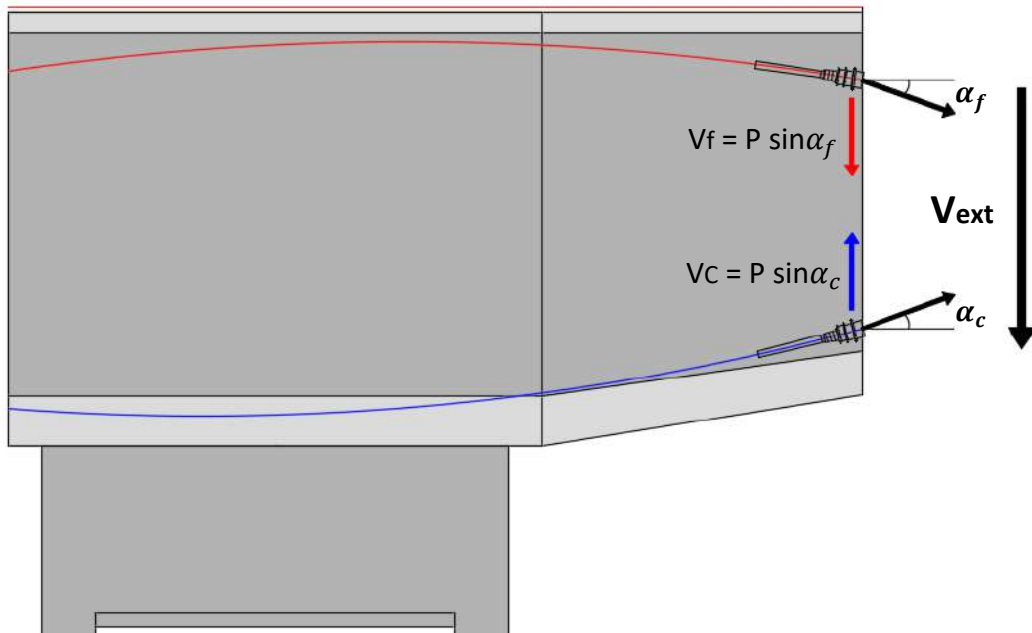


Figure V.11: Effort de précontrainte.

V.2.6.1.2. Vérification de la contrainte de cisaillement

Nous devrions vérifier la condition suivante :

$$\tau_{\max} < (\bar{\tau}_1 ; \bar{\tau}_2), \text{ avec : } \tau = \frac{V_{\text{red}}}{z \cdot b_n}$$

$$\bar{\tau}_1^2 = 0,4 \times f_{tj} \times [f_{tj} + \sigma_x] ; \bar{\tau}_2^2 = 2 \times \frac{f_{tj}}{f_{cj}} [0,6 \times f_{cj} - \sigma_x] \times [f_{tj} + \sigma_x]$$

Avec :

$\tau_{\max}$: contrainte de cisaillement maximale réduite de service

σ_x : contrainte normale longitudinale au centre de gravité de la section nette :

$$\sigma_x = \frac{P \cos \alpha}{B_n}$$

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

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

z : le bras de levier ($z = I_n / S_n$)

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.

ρ : le rendement mécanique de la section vaut : $\rho = \frac{I}{B \cdot v \cdot v'}$.

b_n : épaisseur nette de l'âme, elle est égale à la différence entre l'épaisseur totale de l'âme et les diamètres des câbles qui traversent cette âme : $b_n = 2(b_0 - nk\Phi)$.

b_0 : l'épaisseur brute de l'âme.

n : nombre de câbles.

k : injection de coulis de ciment, **k = 0,5**.

Φ : diamètre de la gaine.

Application Numérique :

$$P_0 = 3.35 \text{ MN}; \Delta P = 24,93 \% ; n = 24 \text{ câbles} \rightarrow P = n P_0 (1 - \Delta P) = \mathbf{60.36 \text{ MN}}$$

$$\alpha_{\text{moy}} = 0.2346 \text{ rad} \rightarrow V_c = P \sin \alpha = \mathbf{14.03 \text{ MN}}$$

$$B_n = \mathbf{12.3 \text{ m}^2}$$

$$n = 32 \text{ câbles} \rightarrow \mathbf{P = 80.48 \text{ MN}}$$

$$\alpha_{\text{moy}} = 0.087 \text{ rad} \rightarrow V_f = P \sin \alpha = \mathbf{7 \text{ MN}}$$

$$h/2 = 3.25 \text{ m} ; V_{\text{ELS}}(3.25) = 16.72 \text{ MN} \rightarrow V_{\text{red}} = V_{\text{ELS}} - V_c + V_f = \mathbf{9.7 \text{ MN}}$$

$$B_n = 12.30 \text{ m}^2 \rightarrow \sigma_x = \mathbf{6.36 \text{ MN}}$$

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2.7 \text{ MPa} \rightarrow \bar{\tau}_1 = 3.13 \text{ MPa} ; \bar{\tau}_2 = 4.52 \text{ MPa}$$

$$I_n = 73.14 \text{ m}^4 ; S_n = 22.19 \text{ m}^3 ; b_n = 1 \text{ m} \rightarrow \tau_{\text{max}} = \mathbf{2.94 \text{ MPa}} < \bar{\tau}$$

V.2.6.2. Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU

La justification des éléments d'une pièce vis-à-vis de l'état-limite ultime comporte la vérification, d'une part, de la résistance des armatures transversales et, d'autre part, celle des bielles comprimées.

V.2.6.2.1. La résistance des bielles comprimées

Elles consistent 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 G. $\sigma_x = P \times \cos \alpha / B_n$ et $\sigma_y = 0$.

τ_u : contrainte tangentielle ultime, $\tau_u = \frac{V_{u_{\text{red}}}}{z \times b_n}$

$V_{u_{\text{red}}}$: 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 :

$$\tau_u \leq \frac{0.85}{3\gamma_b} f_{c28} \sin 2\beta_u ;$$

Application Numérique :

$$V_{\text{ELU}}(3.25) = 22.75 \text{ MN} ; V_P = 7.03 \text{ MN} \rightarrow V_{u_{\text{red}}} = \mathbf{15.72 \text{ MN}}$$

$$I_n = 73.14 \text{ m}^4 ; S_n = 22.19 \text{ m}^3 ; b_n = 1 \text{ m} \rightarrow \tau_u = \mathbf{4.77 \text{ MPa}}$$

$$\beta_u = 28.15^\circ ; \text{ on prend } \mathbf{\beta_u = 30^\circ}$$

$$\tau_u = 4.77 \text{ MPa} < \frac{35}{6} = 5.83$$

Les bielles comprimées de béton sont bien vérifiées. ✓

V.3. CONCLUSION

Le béton précontraint est un matériau composite du génie civil permettant de concevoir et de réaliser des structures performantes, économiques et élégantes.

L'étude de la précontrainte, nous a permis de vérifier que le câblage choisi satisfait les conditions exigées de sécurité et de confort.

CHAPITRE VI
ETUDE TRANSVERSALE

VI.1. INTRODUCTION

Au cours de ce chapitre, il y a lieu de déterminer les armatures transversales (armatures passives) pour les sections d'âmes ainsi que pour celles des hourdis inférieur et supérieur.

Pour les ouvrages construits par encorbellements successifs, la section tubulaire (caisson) est la structure transversale la mieux adaptée du fait de sa grande rigidité à la torsion et de la raideur en flexion des deux membrures, supérieure et inférieure.

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).

VI.2. ÉVALUATION DES EFFORTS TRANSVERSAUX

VI.2.1. Modélisation et combinaison

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.

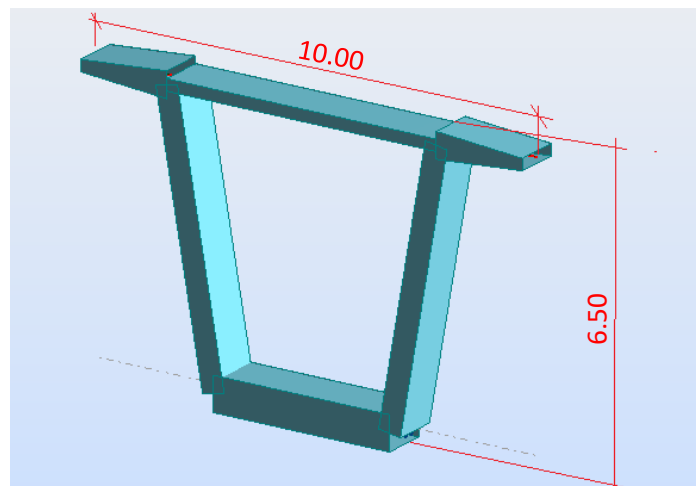


Figure VI.1: Vue en 3D du voussoir sur pile modélisé sur le logiciel.

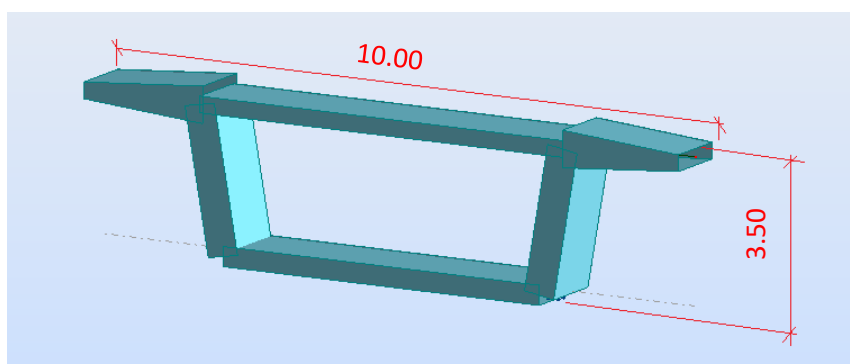


Figure VI.2: Vue en 3D du voussoir à la clef modélisé sur le logiciel.

VI.2.2. Détermination des sollicitations

Les charges à considérer sont définies au préalable dans le chapitre IV.

Le voussoir devra être ferrailé sous un moment propre à la combinaison la plus défavorable, donnée par RCPR.

Tableau VI.1: Combinaisons des charges appliquées.

Cas	Combinaisons
ELS	$G + 1.2 A(l) + ST$
	$G + D240 + ST$
	$G + Mc\ 120 + ST$
	$G + 1.2 Bc + ST$
	$G + 1.2 Bt + ST$
ELU	$1.35G + 1.6A(l) + 1.6 ST$
	$1.35 G + 1.35 D240 + 1.6 ST$
	$1.35 G + 1.35 Mc\ 120 + 1.6 ST$
	$1.35 G + 1.6 Bc + 1.6 ST$
	$1.35 G + 1.6 Bt + 1.6 ST$

VI.2.3. Résultats

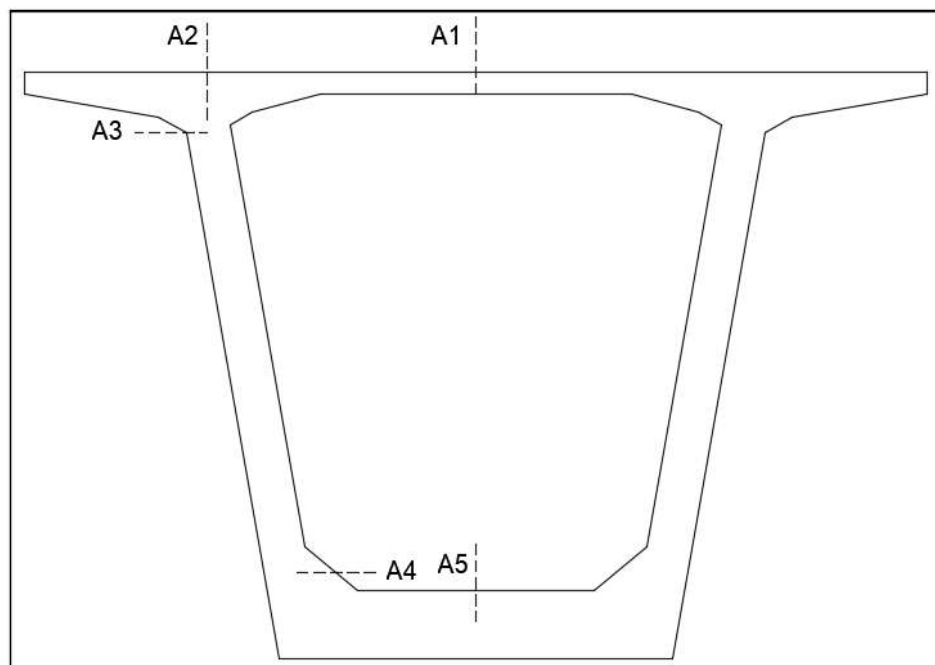


Figure VI.3: Sections à justifier.

Les résultats sont résumés dans les deux tableaux suivants :

Tableau VI.2: Efforts extrêmes dans le voussoir sur pile.

Elément	Section	M _{ult} (KN.m)	M _{ser} (KN.m)	N _{ult} (KN)	N _{ser} (KN)
Hourdis supérieure	A1	186,5	139,75	/	/
	A2	-285,45	-213,74		
Ames	A3	233,1	175,43	495,66	369,6
	A4	-150	-112,55		
Hourdis inférieure	A5 _{Sup}	-150	-112,55	/	/
	A5 _{Inf}	55,71	41,4		

Tableau VI.3: Moments extrêmes dans le voussoir à la clef.

Elément	Section	M _{ult} (KN.m)	M _{ser} (KN.m)	N _{ult} (KN)	N _{ser} (KN)
Hourdis supérieure	A1	175,46	131,55	/	/
	A2	-289,85	-216,95		
Ames	A3	237,62	181,46	421,65	312,17
	A4	-45,83	-34,24		
Hourdis inférieure	A5 _{Sup}	-45,83	-34,24	/	/
	A5 _{Inf}	16,21	12,04		

VI.3. FERRAILLAGE

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.

VI.3.1. Exemple de ferrailage de l'hourdis supérieur de VSP

➤ Nappe supérieure :

Les fissurations sont préjudiciables, alors, le dimensionnement de la section rectangulaire sera à l'ELU.

$b = 1.00 \text{ m}$; On calcule le ferrailage par mètre linéaire.

$h = 0.56 \text{ m}$; $c = 0.05 \text{ m}$; $M_{ult} (\text{sup}) = 285,45 \text{ KN.m}$

$\bar{\sigma}_{bc} = 21 \text{ MPa}$; $\bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa}$; $d = 0.9 h = 0.9 \times 56 = 50.4 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{285,45 \times 10^{-3}}{1 \times 0.504 \times 19.85} = 0.0285$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{285.45}{213.74} = 1.33$$

$$\mu_c = 0.3366 \gamma - 0.1712$$

$$\mu_c = 0.2779 > \mu \rightarrow \text{Section sans armatures comprimées (S.S.A.C).}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.0361$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.4967 \text{ m}$$

$$\text{On a : } \mu < 0.186 \rightarrow \varepsilon_s = 10.10^3$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 434.78$$

$$\rightarrow A_s = \frac{M_u}{z \sigma_s} = 13.22 \text{ cm}^2$$

VI.3.2. Ferrailage passif des voussoirs

Tableau VI.4: Ferrailage passif du VSP.

Elément	Nappe	h (cm)	Transversal			Longitudinal		
			As(cm ²)	Ø(mm)	e(cm)	As(cm ²)	Ø(mm)	e(cm)
Hourdis supérieure	Sup	56	18.5	8HA20	12,5	6.17	5HA14	20
	Inf	25	33.6	8HA25	12,5	11.2	5HA20	20
Ames	Interne	50	6.21	8HA12	12,5	6.21	5HA14	20
	Externe	50	10	8HA14	12,5	6.21	5HA14	20
Hourdis inférieure	Sup	75	9.32	8HA14	12,5	9.32	5HA16	20
	inf	75	9.32	8HA16	12,5	9.32	5HA16	20

Tableau VI.5: Ferrailage passif du VC.

Elément	Nappe	h (cm)	Transversal			Longitudinal		
			As(cm ²)	Ø(mm)	e(cm)	As(cm ²)	Ø(mm)	e(cm)
Hourdis supérieure	Sup	56	18.8	8HA20	12,5	6,95	5HA14	20
	Inf	25	31.5	8HA25	12,5	10.5	5HA20	20
Ames	Interne	50	6.21	8HA14	12,5	6.21	5HA12	20
	Externe	50	11.7	8HA16	12,5	6.21	5HA14	20
Hourdis inférieure	Sup	30	5.9	5HA14	20	3.73	5HA12	20
	inf	30	3.73	5HA12	20	3.73	5HA12	20

NB : Pour quelques sections du voussoir, on a calculé le ferrailage par la section minimale.

$$A_{smin} = 0.23 \times h \times b \times \frac{f_{t28}}{F_e}$$

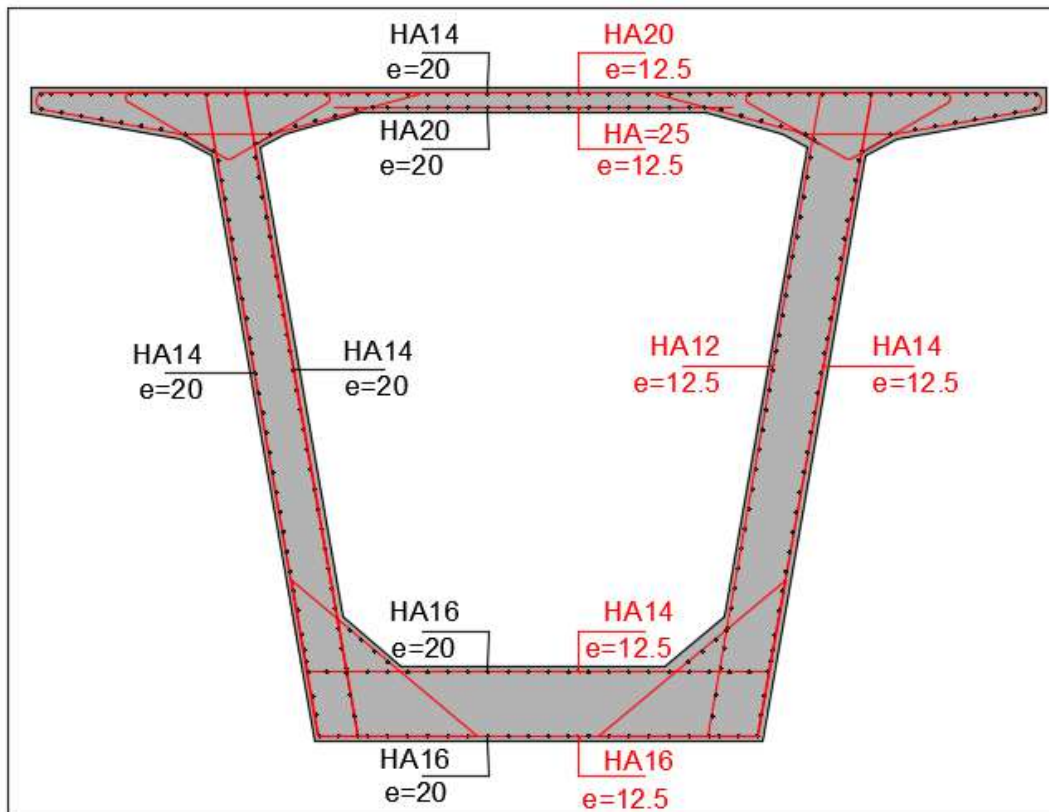


Figure VI.4: Ferrailage du voussoir sur pile.

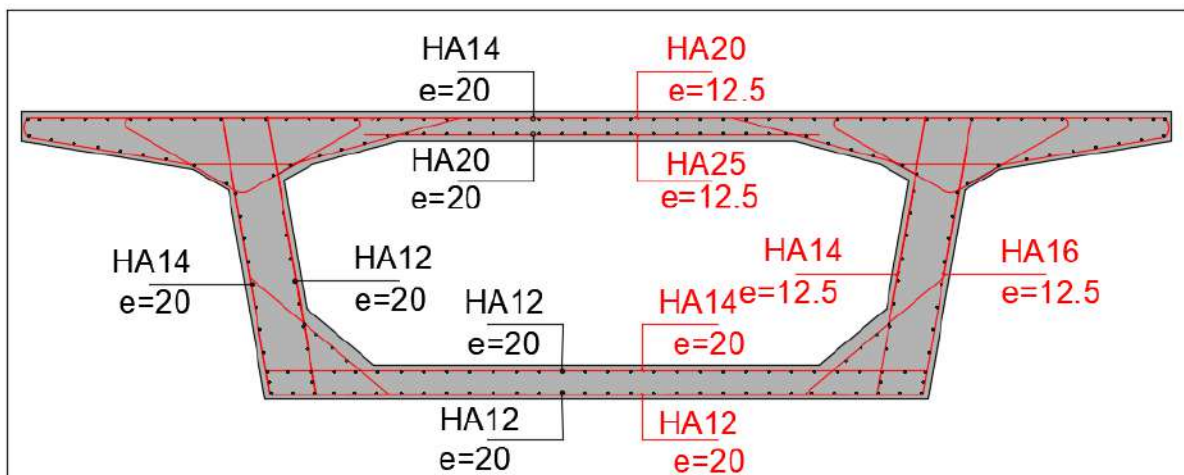


Figure VI.5: Ferrailage du voussoir à la clef.

VI.4. CONCLUSION

L'étude transversale présentée dans ce chapitre, a pour but de déterminer les différentes sollicitations agissantes sur les voussoirs ainsi que sur ses éléments tels que l'âme, hourdis supérieur et hourdis inférieur, afin de pouvoir déterminer les sections d'armatures et leurs dispositions.

CHAPITRE VII
ETUDE SISMIQUE
ET EQUIPEMENTS

VII.1. INTRODUCTION

Pour évaluer l'effort sismique dans l'ouvrage, l'action sismique résultant d'une translation d'ensemble (tous les points de sol se déplacent en phase) dans chacune des trois directions est prise en compte pour le calcul.

Cette action est fonction de l'accélération de la zone. Donc, un spectre de réponse horizontal pour les deux composantes horizontales de mouvement et un spectre de réponse vertical pour la composante verticale de mouvement, sont utilisés pour l'estimation de la réponse maximale de l'ouvrage.

VII.2. CARACTERISTIQUES DE L'OUVRAGE RELATIVES A L'ETUDE SISMIQUE

Le RPOA 2008 donne un ensemble de classifications nécessaires à la définition de la situation sismique de l'ouvrage étudié et constituent un préalable indispensable pour le choix du modèle, de la méthode de calcul et des paramètres à utiliser :

- Le pont est classé selon l'importance en **groupe 2** (pont important).
- L'ouvrage se trouve dans une zone sismique **IIa** (sismicité moyenne).
- Le coefficient d'accélération de zone **A = 0.2** (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 pour le cas sismique est : **G = 1.2 MPa**.

VII.3. METHODE UTILISEES POUR L'ESTIMATION DE L'EFFORT SISMIQUE

Deux méthodes sont utilisées pour chaque direction, pour évaluer l'effort sismique dans l'ouvrage :

VII.3.1. Méthode monomodale

La méthode dite du mode fondamental, est une méthode applicable dans le cas où le comportement dynamique de la structure peut être défini avec une approximation suffisante par un modèle à un seul degré de liberté dynamique. Elle est adaptée pour les ponts rectilignes et à tablier continu.

➤ **Conditions à vérifier pour que la méthode soit applicable**

- 1) La masse modale (la masse mise en mouvement) doit être supérieur à 70%. Cette condition est vérifiée pour le séisme longitudinal (dans le cas où le tablier est isolé de toutes les piles par des appareils en élastomère freiné ou glissants) si :
 $M_p \leq 0.43M_t$.

MP : la masse de l'ensemble des piles hors fondations.

MT : la masse totale du tablier.

- 2) Le biais (Angle de l'axe du tablier avec l'axe des appuis) est supérieur à 70 grade.

- 3) La distance entre le centre de masse et le centre élastique des appuis ne doit pas excéder 5% de la distance entre extrémités du tablier.

4) Les raideurs des appuis dans le sens longitudinal et transversal ne doit pas varier plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans biais.

Application Numérique :

$$M_P = \rho \times \sum (s_i \times h_i) = 25 \times ((20.7 \times 38) + (4 \times 3 \times 34.8) + (20.7 \times 35))$$

$$\rightarrow M_P = 48217.5 \text{ KN}$$

$$\rightarrow G = 62442.18 \text{ KN}$$

$$M_P > 0.43 M_T \rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

→ On applique « la méthode du spectre de réponse » car la 1^{ère} condition n'est pas vérifiée.

VII.3.2. Méthode spectrale multimodale

L'analyse par le spectre de réponse est une analyse élastique des réponses dynamiques maximales de tous les modes significatifs de la structure. La méthode se base sur un calcul dynamique multimodal spectral et tient compte de façon statique des déplacements différentiels. La réponse globale est obtenue par des combinaisons statistiques des contributions modales maximales. Les effets de l'action sismique doivent être déterminés partir d'un modèle linéaire dynamique complet, en accord avec les lois de la mécanique et avec les principes de l'analyse structurale.

Pour faire notre calcul multimodal, on est besoin d'un logiciel de calcul. Pour cela, on réutilisera le modèle longitudinal, en modélisant les piles et les appareils d'appuis et en appliquant une analyse modale spectrale.

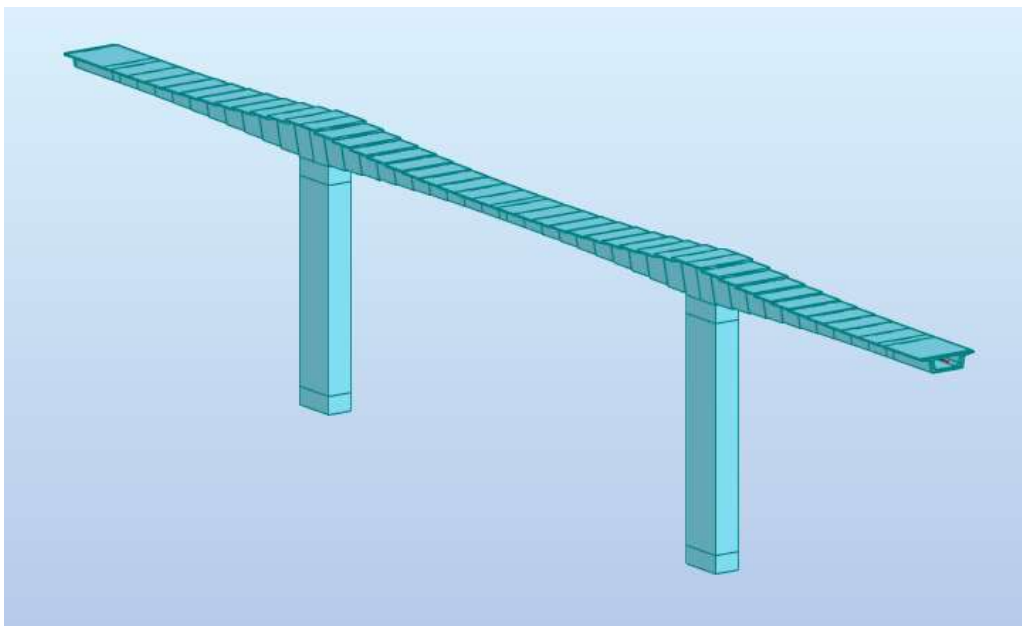


Figure VII.1: Modèle de calcul multimodal.

VII.3.2.1. Les spectres de réponse

On réutilisera un modèle en 3D, par ROBOT2019, pour l'évaluation des efforts sismiques dans les trois directions ainsi que les périodes propres.

On a considéré dans le calcul des modes propres, la masse du tablier, des piles et la masse des équipements.

Les spectres de réponses utilisées pour le calcul montré dans les deux figures :

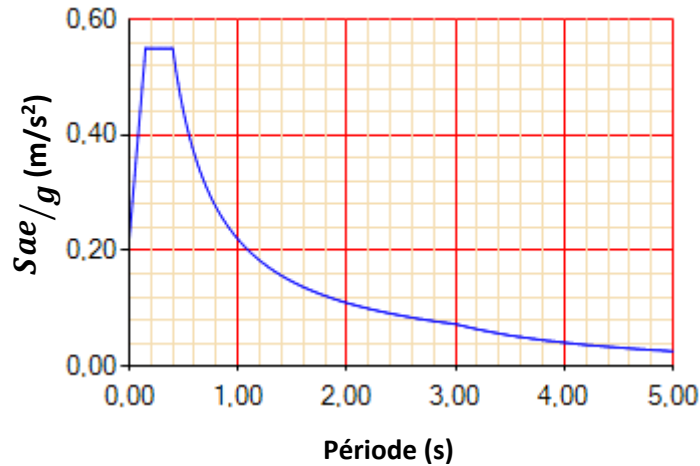


Figure VII.2: Spectre de réponse élastique Sae (T) - composante horizontale.

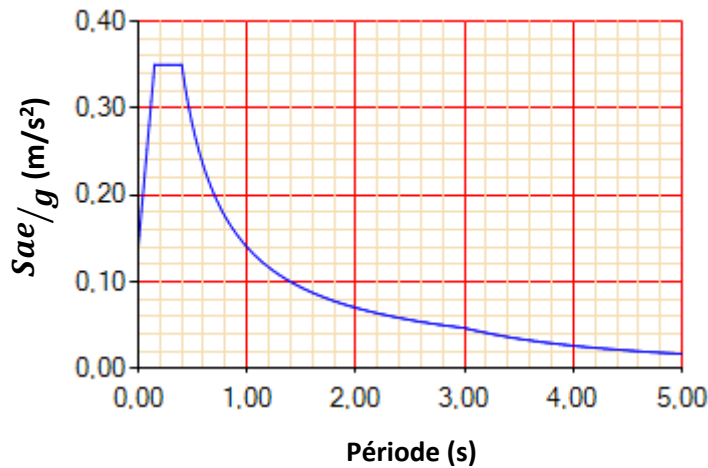


Figure VII.3: Spectre de réponse élastique Sae (T) - composante verticale.

VII.3.2.2. Modes significatifs

Tous les modes qui ont une contribution importante à la réponse structurale totale doivent être pris en compte. Autrement dit, on tient en compte les modes pour lesquels la somme des masses modales effectives $\Sigma(M_i)$ atteint au moins **90%** de la masse totale du pont MT.

Les résultats de calcul des modes propres sont donnés ci-dessous (le reste des modes est donné en **(Annexe B)** :

Tableau VII.1: Modes propres.

Modes	Période (s)	Participation de masse (%)			Cumul de participation (%)		
		UX	UY	UZ	Cumul X	Cumul Y	Cumul Z
1	1,34	0	71,6	0	0	71,6	0
2	0,77	0	0,19	0	0	71,79	0
3	0,41	0	7,74	0	0	79,54	0
4	0,23	0	0	0	0	79,54	0
5	0,16	0	0,62	0	0	80,16	0
6	0,15	0	1,45	0	0	81,61	0
7	0,15	0	0,2	0	0	81,81	0
8	0,15	77,37	0	0	77,37	81,81	0
9	0,12	0	1,29	0	77,37	83,1	0
10	0,12	0	0,07	0	77,37	83,17	0
11	0,1	0	0,31	0	77,37	83,48	0
...	...	...	...	...	...	...	...
60	0.01	0	0	0	90,08	93,73	0

VII.3.2.3. Combinaison des composantes de l'action sismiques

Selon le RPOA (article 4.3.2.5), 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 :

$$E1 = \pm E_x \pm 0.3 E_y \pm 0.3 E_z$$

$$E2 = \pm E_y \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_z$$

$$E3 = \pm E_z \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_y$$

E_x , E_y et E_z sont les effets des actions sismiques dans chacune des directions respectives X, Y et Z.

VII.4. EQUIPEMENTS

VII.4.1. APPAREILS D'APPUIS

Les appareils d'appuis sont des éléments utilisés pour permettre la rotation entre deux parties d'une structure et transmettre les charges définies dans les spécifications appropriées ainsi que pour éviter les déplacements (appareils d'appui fixes), permettre des déplacements dans une seule direction (appareils d'appui guidés) ou dans toutes les directions d'un plan (appareils d'appui libres).

VII.4.1.1. 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 : pour les ouvrages routiers urbains.

Nous avons choisi les appareils d'appui en élastomère fretté AAEF et on a fait la vérification.

Les dimensions des AAEF sont résumées ci-après :

5 Feuilles d'élastomère : $t_i = 16 \text{ mm}$.

6 Frettes métalliques de : $t_s = 2 \text{ mm}$

Enrobage des chants : 4 mm

Enrobage extérieur : 8 mm

Dimensions : **$800 \times 700 \times 108 \text{ mm}^3$**

La rigidité d'un appareil d'appui **$K = 7 \text{ MN/m}$**

Pour notre cas on ne peut pas utiliser l'appareil d'appui en élastomère frété car les efforts sismique sont très grand (déplacement au niveau des culées dans le cas sismique est très grand).

On constate que l'appareil d'appui à pot est le type le plus compatible à notre ouvrage.

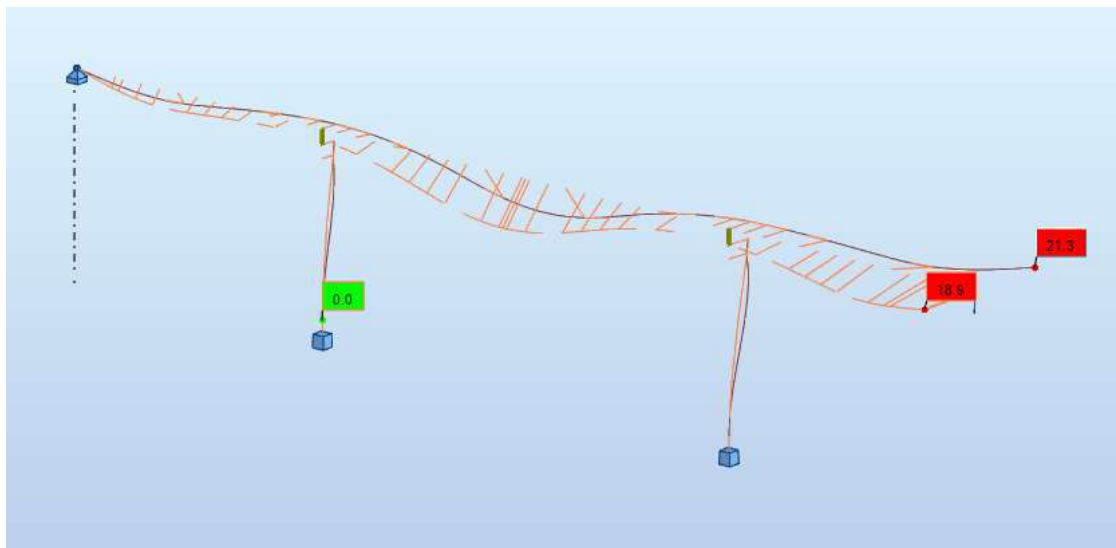


Figure VII.4: déplacement transversale.

VII.4.1.2. Appareil d'appui à pot

Les appareils d'appui à pot ont été très largement employés et ils constituent le type d'appareil d'appui le plus utilisé après les appareils d'appui en élastomère fretté. Cette place importante est due à leur principe qui permet une forte descente de charge pour un encombrement réduit, notamment en épaisseur. Un autre avantage est leur simplicité de conception qui permet de rationaliser la fabrication.



Figure VII.5: Appareil d'appui de type à pot.

Le principe d'un appareil d'appui à pot est d'avoir un coussin cylindrique d'élastomère enfermé dans un pot et qui reçoit la charge par l'intermédiaire d'un piston formant couvercle du pot. L'élastomère ne peut se déformer qu'à volume constant ce qui lui permet de transmettre des charges élevées et d'autoriser les rotations imposées par la structure.

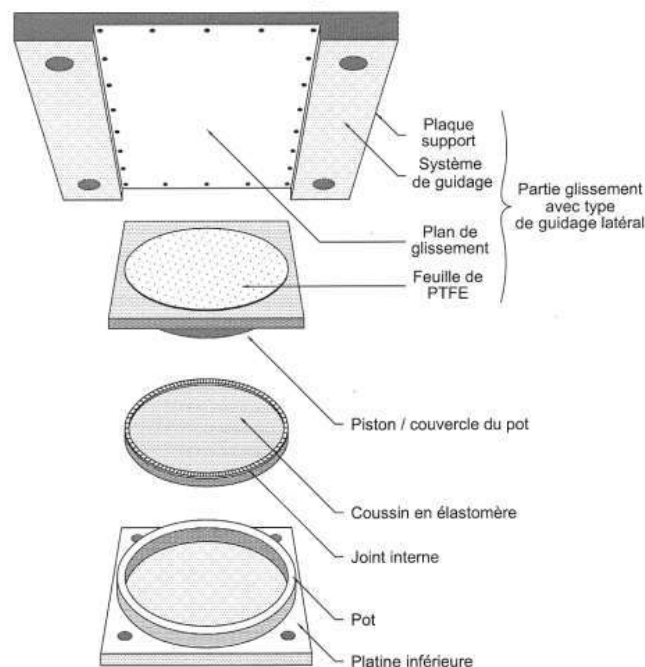


Figure VII.6: Composition schématique d'un appareil d'appui à pot.

➤ Avantages

- 1) Ces appareils d'appui permettent des descentes de charges élevées sous un encombrement limité. Les capacités courantes vont de 5 000 à 30 000 kN, mais d'autres capacités sont possibles.
- 2) Ils réalisent, grâce à la pression hydrostatique développée, une répartition presque uniforme des charges sur la structure.
- 3) Ils engendrent des forces de rappel élastique beaucoup moins importantes que pour d'autres types d'appareils d'appui.
- 4) Ils présentent une sécurité de fonctionnement satisfaisante.

➤ Evaluation des efforts appliqués sur les appareils d'appuis

Les réactions seront calculées à l'ELA :

$$\text{Culée 01 : } \begin{cases} F_y = 1412.80 \text{ kN} \\ F_z = 4585.58 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{Culée 02 : } \begin{cases} F_y = 1574.93 \text{ kN} \\ F_z = 5027.30 \text{ kN} \end{cases}$$

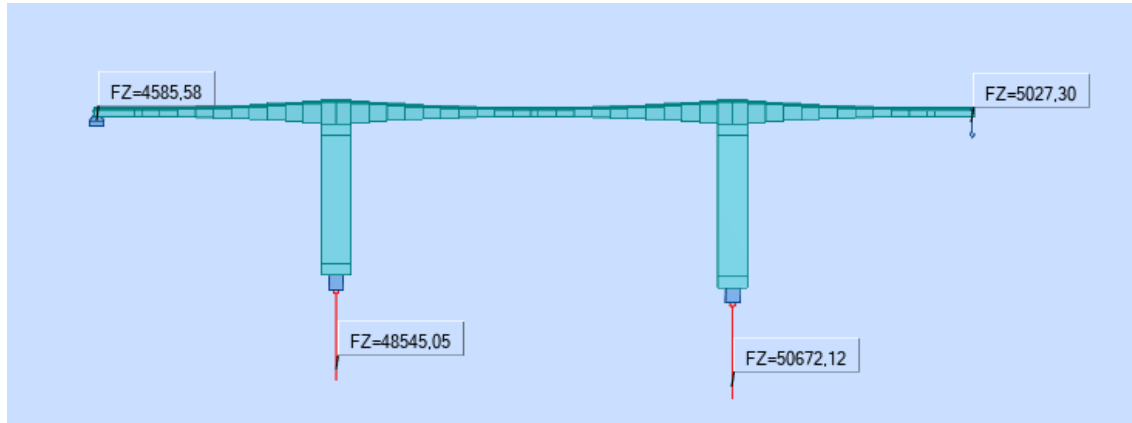


Figure VII.7: Réactions verticales sur chaque appui.

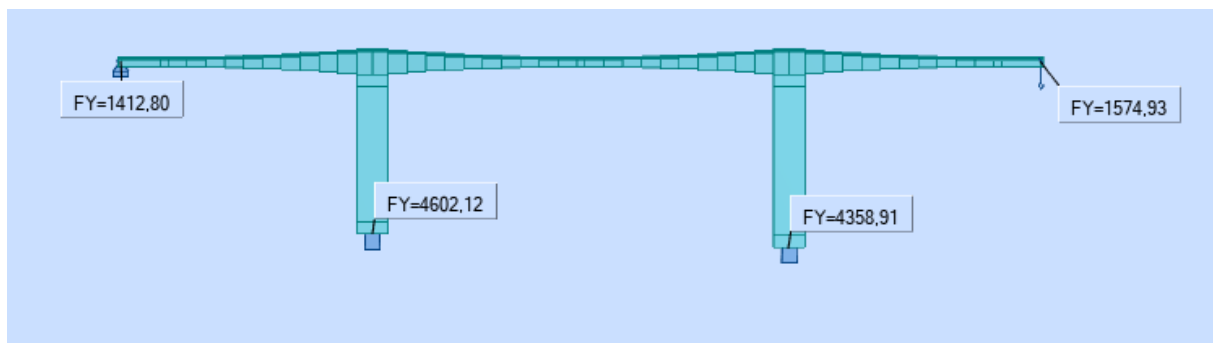


Figure VII.8: Réactions transversales sur chaque appui.

➤ Choix du modèle

On choisit pour la culée 01 un appui fixe du type **P-FX 1.00-00** et pour la 2ème culée un appareil d'appui du type **P-SGT 11.00-100**.

Figure VII.2 : Modèle des appuis à pot.

Modèle	Capacité de charge verticale (kN)	Capacité de charge horizontale (kN)
P-FX 1.00-00	11 000	1 650
P-SGT 11.00-100	11 000	1 650

VII.4.2. 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.

VII.4.2.1. Dimensionnement

On les dimensionne avec la combinaison suivante d'après le RPOA (Art7.5.2) :

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

Avec :

W : souffle total du joint.

W_D : souffle des déformations différées (retrait + fluage).

W_T : souffle thermique.

W_S : souffle sismique.

- souffle thermique :

$$W_T = \Delta L_T = \varepsilon_T \times |X_i|, \text{ où : } \varepsilon_T = \Delta T \times \alpha$$

$$\Delta T = 35 \text{ }^\circ\text{C et } \alpha = 10^{-5}; \varepsilon_T = 3.5 \times 10^{-4}.$$

$$|X_i| = 117.6 \text{ m}$$

$$W_T = 4.12 \text{ cm}$$

- souffle due au fluage et retrait :

$$W_D = \Delta L_{r+f} = \varepsilon_{r+f} \times |X_i|, \text{ où : } \varepsilon_{r+f} = K_{r+f} \times 10^{-4}$$

K_{r+f} : coefficient du fluage à $t = 0$ au moment où il subit la contrainte σ_b est de 2 à 3.

$$\text{On prend : } K_{r+f} = 2 \rightarrow \varepsilon_{r+f} = 2.10^{-4}$$

$$\varepsilon_r = 2 \times 10^{-4}, \text{ coefficient de retrait.}$$

$$\varepsilon_{r+f} = \varepsilon_{r+f} + \varepsilon_r = 5.5 \times 10^{-4}$$

$$W_D = 6.47 \text{ cm}$$

Le souffle sismique a été calculé lors du calcul des efforts séismiques ($W_s = 2.5 \text{ cm}$).

Donc : $W = 8.95 \text{ cm}$.

VII.4.2.2. Type de joint

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 8.95 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 VII.3: Capacité de souffle des joints Wd en fonction du biais de l'ouvrage.

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 transversaux admissibles en service, et des déplacements longitudinaux de 50 à 210 mm.

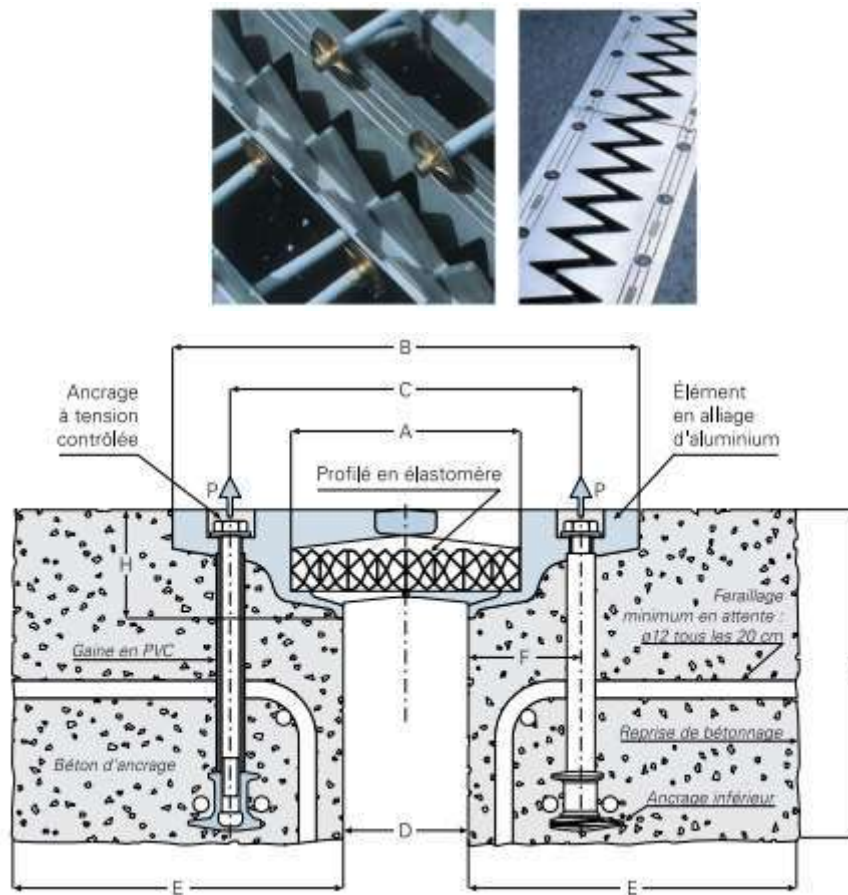


Figure VII.9: Modèles des joints Wd.

Tableau VII.4: Modèle Wd 110 (dimensions en mm).

Type	A min	A max	B min.	B max	Cmin	Cmax	D min	D max	H	E	L
Wd110	120	230	300	410	210	320	40	150	82	250	250

VII.4.3. ETANCHEITE DU TABLIER

L'étanchéité des tabliers a pour objectif d'augmenter la durabilité de l'hourdis par intermédiaire de la prévention contre la corrosion des armatures et de la détérioration du béton.

Pour l'étanchéité des tabliers, on pourrait faire appel à différentes techniques telles que l'étanchéité à base d'asphalte coulé et l'étanchéité par film mince adhérent. Pour le présent projet, l'étanchéité par film mince est choisie, ce qui est plus efficace et économique pour un pont à poutre-caisson en béton précontraint.

VII.4.4. ÉVACUATION DES EAUX

L'imperméabilisation du tablier est un détail de construction lié soit à l'évacuation de l'eau de plateforme et soit, en général, à la durabilité de l'ouvrage. L'imperméabilisation du tablier est réalisée au moyen d'une double chape d'étanchéité avec épaisseurs respectivement de 4 mm et 3 mm, protège du ballast et des agents atmosphériques par une couche de matériel bitumineux avec épaisseur de 4 cm. L'évacuation de l'eau de la plateforme est réalisée à l'aide des tuyaux de drainage (ou gargouilles), en utilisant des tuyaux de diamètre de 120 mm en acier galvanisé, avec une grille de drainage spécifique et une protection verticale avec fonction par ballast, nécessaires pour les profils en travers en courbe.

VII.5. CONCLUSION

On a vu dans ce chapitre le rôle de chacun des équipements du tablier ainsi que leurs méthodes de dimensionnement, afin d'assurer le confort des usagers ainsi que la durabilité de l'ouvrage.

CHAPITRE VIII
ETUDE DE
L'INFRASTRUCTURE

VIII.1. INTRODUCTION

L'étude de l'infrastructure d'un ouvrage 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. Dans le présent, on va étudier les appuis et les fondations sous l'ouvrage.

VIII.2. ETUDE DE LA PILE

Les piles servent d'appuis intermédiaires au tablier : elles reprennent les efforts exercés par le tablier. Dans notre cas les piles sont totalement encastrées donc elles reçoivent les efforts verticaux et horizontaux. Les efforts sismiques et de freinage sont pris en considération.

VIII.2.1. Conception de la pile

La conception des piles est en fonction du milieu d'implantation, du mode de construction du tablier, de la nature du site. Nous avons opté pour la solution d'une pile caissons (section rectangulaire évidée), qui permet d'économie de la matière.

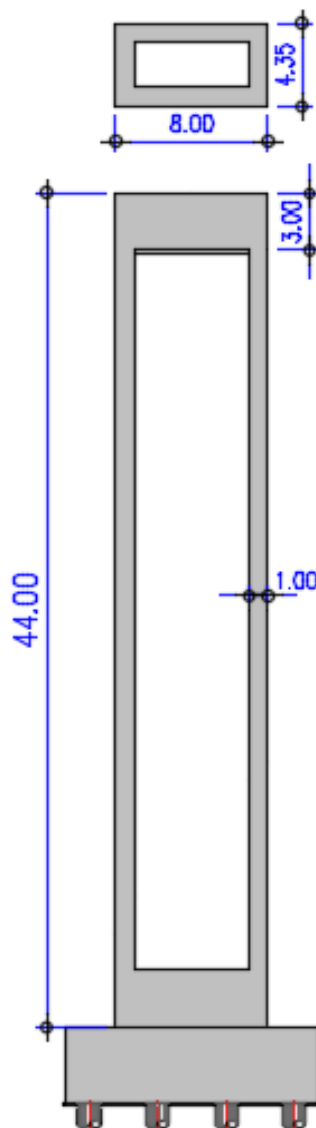


Figure VIII.1: Dimensions de la pile la plus haute.

VIII.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.

VIII.2.2.1. Efforts statiques :

Tableau VIII.1: Evaluations des efforts statiques des piles.

Sollicitation	Charge	Pile 1	Pile 2
Verticale (KN)	G (chevêtre)	2610	2610
	G (voile)	20792.5	22351
	G (tablier)	62442.19	62442.19
	A(I)	2545.11	2545.11
	Bc	1375.42	1375.42
	Bt	803.37	803.37
	Mc120	1202.43	1202.43
	D240	2475.04	2475.04
	ST	462.54	462.54
Horizontale longitudinal (KN)	Freinage Bc	150	150
	Freinage A(I)	92.54	92.54
	Température	274.17	274.17
	Fluage + Retrait	603.17	603.17
Moment longitudinal (KN.m)	Freinage Bc	6055.50	6055.50
	Freinage A(I)	3735.84	3735.84
	Température	11068.11	11068.11
	Fluage + Retrait	24349.84	24349.84

VIII.2.2.2. Efforts sismiques

Tableau VIII.2: Réactions et moments dus au séisme à la base de chaque pile.

Réactions	Pile 01	Pile 02
F _z (KN)	48881.32	50599.47
F _x (KN)	2393.54	3545.41
F _y (KN)	4602.15	4358.93
M _x (KN.m)	182156.12	182933.67
M _y (KN.m)	29707.75	59351.50

VIII.2.2.3. Combinaisons des efforts

Tableau VIII.3: Combinaisons à l'ELS pour la pile 02.

	N (KN)	H (KN)	M _H (KN.m)	M _V (KN.m)	ΔM
G	87403,19	767,67	30990,70	0,00	30990,70
G+ 1.2A(l) + 0.6ΔT	90919,86	878,71	35473,71	0,00	35473,71
G+ 1.2Bc+ 0.6ΔT	89516,23	947,67	42740,31	0,00	42740,31
G+ 1.2Bt + 0.6ΔT	88829,77	767,67	30990,70	0,00	30990,70
G+ Mc120 + 0.6ΔT	88605,62	767,67	30990,70	0,00	30990,70
G+ D240 + 0.6ΔT	89878,23	767,67	30990,70	0,00	30990,70

Tableau VIII.4: Combinaisons à l'ELU pour la pile 02.

	N (KN)	H (KN)	M _H (KN.m)	M _V (KN.m)	ΔM
1.35 G	117994,31	1061,03	42833,58	0,00	42833,58
1.35G+ 1.6A(l) + 0.9ΔT	122806,55	1209,09	48810,92	0,00	48810,92
1.35G+ 1.6Bc + 1.6ST + 0.9ΔT	120935,04	1301,03	52522,38	0,00	52522,38
1.35G+ 1.6Bt + 1.6ST + 0.9ΔT	120019,76	1061,03	42833,58	0,00	42833,58
1.35G+ 1.35Mc120 + 0.9ΔT	119617,59	1061,03	42833,58	0,00	42833,58
1.35G+ 1.35D240 + 0.9ΔT	121335,61	1061,03	42833,58	0,00	42833,58

Les combinaisons les plus défavorables sont les suivants :

ELS: G+ 1.2Bc + 0.6ΔT

ELU: 1.35G+ 1.6Bc + 1.6ST + 0.9ΔT

ELA: G + E + 0.4ΔT + D + ΨQ (Ψ=0.2)

Tableau VIII.5: Combinaison des efforts à la base de chaque pile.

Réactions	Combinaison	Pile 01	Pile 02
F _z (KN)	ELS	85347.73	89516.23
	ELU	115307.57	120935.04
	ELA	48881.32	50599.47
F _x (KN)	ELS	947.67	947.67
	ELU	1301.03	1301.03
	ELA	2393.54	3545.41
F _y (KN)	ELA	4602.15	4358.93
M _y (KN.m)	ELS	40231.16	42740.31
	ELU	49438.95	52522.38
	ELA	29707.75	59351.50
M _x (KN.m)	ELA	182156.12	182933.67

VIII.2.3. Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis du flambement

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

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 70$$

Avec :

l_f : la longueur du flambement de la pile la plus haute : $l_f = 0.5 \times l_0$.

i : rayon de giration de la section de la pile la plus haute.

S : la section transversale de la pile.

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{S}} ; i_x = \sqrt{\frac{I_x}{S}}$$

Résultats :

$$I_y = 48.9 \text{ m}^4 ; I_x = 143.99 \text{ m}^4 ; S = 20.78 \text{ cm}^2.$$

$$l_f = 0.5 \times 44 = 22 \text{ m.}$$

$$\rightarrow i_y = 1.534 \text{ m et } i_x = 2.63 \text{ m}$$

$$\lambda_x = l_f/i_x \rightarrow \lambda_x = 14.38 < 70, \text{ donc pas de risque de flambement autour de x-x.}$$

$$\lambda_y = l_f/i_y \rightarrow \lambda_y = 8.37 < 70, \text{ donc pas de risque de flambement autour de y-y}$$

VIII.2.4. Calcul du ferrailage

➤ Sous moment de flexion oblique :

La section est toujours orientée de manière à satisfaire la condition suivante :

$$\frac{t_y}{h} \leq \frac{t_x}{b} \rightarrow 0.125 < 0.22, \text{ donc la condition d'orientation est vérifiée.}$$

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

h, b : sont les grandes dimensions de la section.

La base de la pile est soumise à une flexion oblique avec un effort normal (N) et deux moments de flexion M_x et M_y . Pour le calcul de la section des armatures on utilise les Abaques pour le dimensionnement des sections en béton armé : sections creuse (Auteur : WALTHER). Avec :

$$\eta = m_x/m_y$$

η : rapport des moments relatifs (sans dimension).

m_x, m_y, n : efforts intérieurs relatifs.

$$m_x = \frac{M_x}{b \times h^2 \times f_{c28}} ; m_y = \frac{M_y}{b \times h^2 \times f_{c28}} ; n = \frac{N}{b \times h \times f_{c28}}$$

Application Numérique :

$$\begin{aligned} m_x &= \frac{182933.67}{8^2 \times 4.35 \times 27 \times 10^3} = 0.024 \\ m_y &= \frac{59351.5}{4.35^2 \times 8 \times 27 \times 10^3} = 0.0145 \\ n &= \frac{50599.47}{4.35 \times 8 \times 27 \times 10^3} = 0.054 \end{aligned}$$

A partir les abaques de WALTHER ci-dessous on tire « w ».

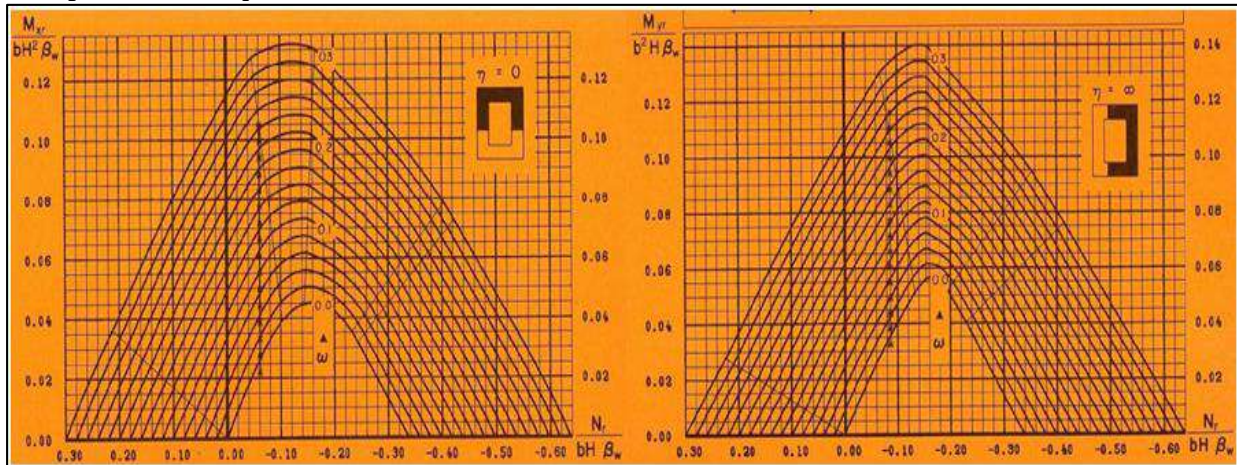


Figure VIII.2: Abaques de WALTHER.

- Direction longitudinale ($\eta = 0$ et $\omega = 0.115$) :

$$F_a = \frac{\omega \times b \times h \times f_{c28}}{\sigma_s} = \frac{0.115 \times 4.35 \times 8 \times 27 \times 10^4}{500} = 2161.08 \text{ cm}^2$$

$$\text{As (coté b)} : 0.2 \times F_a = 432.22 \text{ cm}^2$$

$$\text{As (coté h)} : 0.3 \times F_a = 648.32 \text{ cm}^2$$

- Direction transversale ($\eta = \infty$ et $\omega = 0.095$) :

$$F_a = \frac{0.095 \times 4.35 \times 8 \times 27 \times 10^4}{500} = 1785.24 \text{ cm}^2$$

$$\text{As (coté b)} : 0.2 \times F_a = 357.05 \text{ cm}^2$$

$$\text{As (coté h)} : 0.3 \times F_a = 535.57 \text{ cm}^2$$

La section de ferrailage qui doit être adoptée est la section maximale :

As = 432.22 cm² pour le coté b (transversal).

As = 648.32 cm² pour le coté h (longitudinal).

➤ Choix des barres :

- Coté b (transversal)

A la base de la pile jusqu'à la hauteur H = 65Ø (H = 1.625 m) : 4 nappes de 23HA25/coté, avec St = 19 cm.

A H = 1.625 m jusqu'à la tête de cheville : 2 nappes de 23HA25/coté, avec St = 19 cm.

- Coté h (longitudinal)

A la base de la pile jusqu'à la hauteur $H = 1.625$ m : 4 nappes de 36HA25/coté, avec $S_t = 22.5$ cm.

A $H = 1.625$ m jusqu'à la tête de cheville : 2 nappes de 36HA25/coté, avec $S_t = 22.5$ cm.

- Condition de non fragilité :

$$A_{s-min} \geq 0.23 h \times b \times f_{tj}/f_e \rightarrow A_{s-min} \geq 355.38 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

➤ **Ferraillage transversal**

La section A_t d'une barre transversale assurant le maintien d'une barre longitudinale ou d'un groupe de barres de section A_L , doit satisfaire la condition suivante :

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

S_t : l'espacement des armatures transversales en mm. Selon R.P.O.A (article 7.2.1.2)

$$S_t = \text{Min} (12.\phi_l ; d ; 200\text{mm}) \rightarrow S_t = 20 \text{ cm.}$$

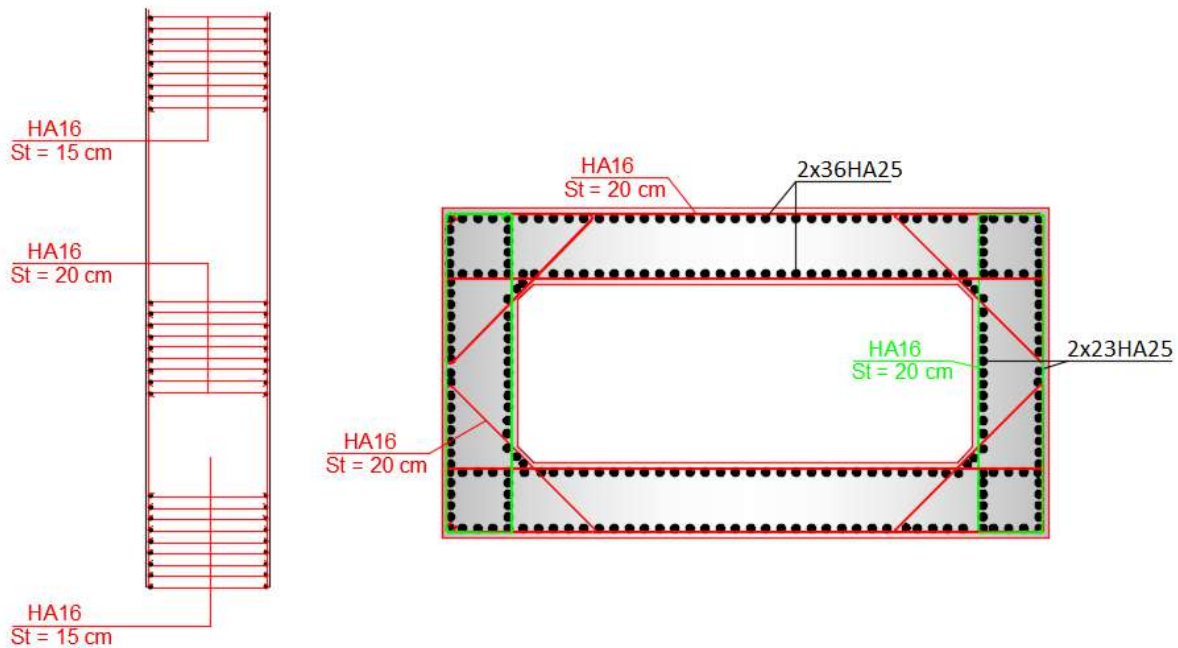


Figure VIII.3: Ferraillage de la pile.

➤ **Ferraillage de cheville :**

$$2 \times 2 \text{ nappes } 36\text{HA}25 + 2 \times 2 \text{ nappes } 23\text{HA}25 = 1158.46 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 0.23 \times h \times b \times \frac{f_{t28}}{F_e} = 355.78 \text{ cm}^2 < A_s = 1158.46 \text{ cm}^2$$

➔ **La condition est vérifiée.**

VIII.3.2. Descente des charges

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VIII.6: Evaluations des efforts de la culée.

Désignation	N (kN)	H (kN)	X(x/o)	Y(y/o)	M _{FV/o}	M _{FH/o}
Mur frontal	2587,50	/	0	2,29	0	/
DDT	130,5	/	1,6	6,34	208,8	/
Mur en retour	0	/	0	0	0	/
Corbeau	55,4625	/	1,58	6,01	87,63075	/
MGG	345,00	/	1,2	5,92	414	/
Poids des terres sur DDT	527,74	/	1,6	6,34	844,3872	/
Poussée des terres	/	1392,092	/	-2,45	/	-3405,98
Poussée DDT	/	0	/	0,00	/	0
Poids Q (10 kN/m ²)	0	/	2,5	/	0	/
Poussée (10 kN/m ²)	/	210,7314	/	-3,67	/	-773,384

Tableau VIII.7: Evaluations des efforts dus au tablier.

Désignation	N (kN)	H (kN)	X(x/o) (m)	Y(y/o) (m)	M _{FV/o} (kN.m)	M _{FH/o} (kN.m)
Rg	3290,62	/	-0,35	/	-1151,72	/
R(Al)	543,46	/	-0,35	/	-190,21	/
RBc	330,30	/	-0,35	/	-115,61	/
RMc120	1097,95	/	-0,35	/	-384,28	/
RD240	1943,01	/	-0,35	/	-680,05	/
RST	66,66	/	-0,35	/	-23,33	/
Hf+r	/	603,17	/	-4,50	/	-2714,25
Hr	/	274,17	/	-4,50	/	-1233,75
Frein(Al)	/	92,54	/	-4,50	/	-416,43
Frein(Bc)	/	150,00	/	-4,50	/	-675,00

VIII.3.3. Ferrailage des éléments de la culée

VIII.3.3.1. Mur frontal

Pour le ferrailage du mur frontal, on calcule les efforts appliqués sur ce dernier en considérant qu'il est encastré dans la semelle. Le détail de calcul est présenté dans le tableau suivant :

Tableau VIII.8: Sollicitations sur mur frontal.

Désignation	N (kN)	H (kN)	X(x/o) (m)	Y(y/o) (m)	M _{FV/o} (kN.m)	M _{FH/o} (kN.m)
Mur F	2587,50	/	0	2,29	0	/
DDT	130,5	/	1,6	6,34	208,8	/
Mur en retour	0	/	0	0	0	/
Corbeau	55,4625	/	1,58	6,01	87,63075	/
MGG	345,00	/	1,2	5,92	414	/
Poussée des terres	/	1392,092	/	-2,45	/	-3405,98
Poids des terres sur DDT	527,74	/	1,6	6,34	844,3872	/
Poussée DDT	/	0	/	0,00	/	0

➤ Sollicitations les plus défavorables :

ELS : $G + 0.6T + 1.2Bc + ST$

$M_{max} = -742.94 \text{ kN/ml}$; $N_{cors} = 739.98 \text{ kN.m/ml}$.

➤ Calcul de la section d'acier :

Le ferrailage vertical est effectué par ROBOT-Expert en considérant une section rectangulaire (1 × 2.3) m en flexion composée, sous le cas de chargement le plus défavorable.

Résultats :

$A_s = 23 \text{ cm}^2$, donc : on opte 5HA25/ml pour ($A_s = 24.54 \text{ cm}^2$) / coté remblai, avec un espacement de 20 cm.

Armature de construction :

$A's = A_s/3 = 7.67 \text{ cm}^2$, donc : on opte pour 5HA14 ($A's = 7.7 \text{ cm}^2$) / coté tablier avec un espacement de 20 cm.

Armatures transversales :

$A_t = A_s/4 = 5.75 \text{ cm}^2$, donc : on opte pour 4HA14 ($A_s = 6.16 \text{ cm}^2$) avec $e = 25 \text{ cm}$.

VIII.3.3.2. Mur garde grève

Le mur garde grève est calculé en flexion simple sous l'effet des charges horizontales suivantes :

- Poussée des terres.
- Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève.
- Force de freinage dû à la charge d'exploitation.

➤ Calcul des sollicitations :

Le moment d'encastrement total dû aux forces horizontales appliquées sur le mur garde grève est la combinaison des sollicitations suivantes :

- Moment dû à la poussée des terres :

En tenant compte de la présence de la chaussée le moment à l'encastrement à pour expression :

$$M_P = \frac{P \times H}{3}, \text{ avec : } P = \frac{1}{2} K_{ah} \times \gamma \times H^2 \times L$$

k_a : coefficient de poussée des terres, $k_a = 0.33$.

γ : poids volumique du remblai, $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$.

h : hauteur du mur garde grève, $h = 2.84 \text{ m}$.

L : longueur du remblai, ($L=10 \text{ m}$) on fait le calcul par 1 ml.

Résultats :

$$P = 23.95 \text{ Kn / ml} \rightarrow M_P = 22.68 \text{ kN.m /ml}$$

$$\begin{cases} M_{P,ult} = 30.61 \text{ kN.m} \\ M_{P,ser} = 22.68 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- Moment dû à la force de freinage du camion Bc :

$$M_f = \frac{2\mu \times P \times h}{0.25 + 2h}$$

μ : coefficient de pondération ($\mu = 1.2$ à l'ELS) ;

P : charge due au système Bc, $P = 60 \text{ kN}$.

h : hauteur du mur, $h = 2.84 \text{ m}$

$$\begin{cases} M_{f,ult} = 91.95 \text{ kN.m} \\ M_{f,ser} = 68.96 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- Poussée d'une charge locale située à l'arrière du mur :

Le moment fléchissant à l'encastrement dû à la surcharge à pour expression :

$$M_p = \frac{12K}{0.75 + 2h} \times \int_0^h \frac{h-x}{0.25+x} dx, \text{ avec : } k = K_a \times bc \times \delta \times \gamma$$

δ : coefficient de majoration dynamique ($\delta = 1.04$)

γ : coefficient de pondération ($\gamma = 1.6$ à l'ELU et $\gamma = 1.2$ à l'ELS).

bc : coefficient de pondération du système Bc. ($bc = 1.2$)

h : hauteur du mur garde grève, $h = 2.84 \text{ m}$.

Tableau VIII.9: Moment M_p /K dû à une charge locale en fonction de h.

h(m)	0,5	0,75	1	1,5	2	2,5	3
$M_p/k \text{ (t.m/ml)}$	2,23	3,4	4,41	6,11	7,45	8,56	9,49

Pour $h = 2.84 \rightarrow M_{p/k} = 9.19 \text{ t.m/ml}$

$$\begin{cases} K_u = 1.6 \times \delta \times K_a \times b_c = 0.66 \\ K_s = 1.2 \times \delta \times K_a \times b_c = 0.49 \end{cases}$$

$$\rightarrow \begin{cases} M_{pc,ult} = K_u \times M_{p/k} \times 10 \rightarrow M_{pc,ult} = 60.57 \text{ kN.m} \\ M_{pc,ser} = K_s \times M_{p/k} \times 10 \rightarrow M_{pc,ser} = 45.43 \text{ kN.m} \end{cases}$$

➤ Combinaisons d'actions :

A l'ELU : $M_u = 1.35M_G + 1.6 M_Q$

$\rightarrow M_u = 183.14 \text{ kN.m}$

A l'ELS : $M_s = M_G + 1.2 M_Q$

$\rightarrow M_s = 137.07 \text{ kN.m}$

➤ Calcul de la section d'acier :

$A_s = 17.5 \text{ cm}^2$, donc : on opte 5HA25/ml pour ($A_s = 24.54 \text{ cm}^2$) / coté remblai, avec un espacement de 20 cm.

Armature de construction :

$A'_s = A_s/3 = 5.83 \text{ cm}^2$, donc : on opte pour 5HA14/ml ($A'_s = 7.7 \text{ cm}^2$) / coté tablier avec un espacement de 20 cm.

Armatures transversales :

$A_t = A_s/4 = 4.38 \text{ cm}^2$, donc : on opte pour 5HA12/ml ($A_s = 5.65 \text{ cm}^2$) avec $e = 20 \text{ cm}$.

VIII.3.3.3. Dalle de transition

Elle se calcule comme une dalle rectangulaire supposée simplement appuyée, sachant que réellement elle est reposée sur des appuis élastique sur toute sa surface (contact direct avec le sol).

Elle est soumise à son poids propre, aux surcharges et le poids du remblai au-dessus de la dalle.

➤ Evaluation des efforts :

Remblais : $h = 0.84 \text{ m}$; $\gamma = 18 \text{ kN/m}^2$

La dalle : $L = 4 \text{ m}$; $e = 0.3 \text{ m}$; $\gamma_b = 25 \text{ kN/m}^3$

Revêtement : $e = 0.08 \text{ m}$; $\gamma_{bb} = 24 \text{ kN/m}^3$

Surcharges : $Q = 10 \text{ kN/m}^2$

Tableau VIII.10: Evaluations des efforts de la dalle de transition.

Type de charge	Q (kN/ml)	M (kN.m/ml)	V (kN)
Poids propre	7,5	15	15
Revêtement	1,92	3,84	3,84
Remblai	15,12	30,24	30,24
Surcharges	10	20	20

➤ **Combinaisons d'actions :**

A l'ELU: $M_u = 1.35M_G + 1.6 M_Q \rightarrow \mathbf{M_u = 98.26 \text{ kN.m/ml}}$

$V_u = 1.35V_G + 1.6 V_Q \rightarrow \mathbf{V_u = 98.26 \text{ kN/ml}}$

A l'ELS: $M_s = M_G + 1.2 M_Q \rightarrow \mathbf{M_s = 73.08 \text{ kN.m/ml}}$

$V_s = V_G + 1.2 V_Q \rightarrow \mathbf{V_s = 73.08 \text{ kN/ml}}$

➤ **Calcul de la section d'acier :**

$A_s = 22.5 \text{ cm}^2$, donc : on opte 8HA20/ml pour ($A_s = 25.13 \text{ cm}^2$) avec un espacement de 12.5 cm.

Armature de construction :

$A'_s = A_s/3 = 7.5 \text{ cm}^2$, donc : on opte pour 8HA12/ml ($A'_s = 9.05 \text{ cm}^2$) avec un espacement de 12.5 cm.

Armatures transversales :

$A_t = A_s/4 = 5.63 \text{ cm}^2$, donc : on opte 5HA12/ml ($A_s = 5.65 \text{ cm}^2$) avec $e = 20 \text{ cm}$.

VIII.3.3.4. Corbeau d'appui de la dalle de transition

➤ **Evaluation des efforts :**

Le corbeau c'est un appui pour la dalle de transition, il est soumis à la réaction de cette dernière.

- Réaction due au poids des charges - Permanentes :

La réaction due au poids des charges permanentes est donnée par la formule suivante :

$$R_{\text{Rem}} = \frac{ql}{2}$$

Avec :

L : longueur de la dalle de transition.

q : charges permanentes ; $q = q_{\text{remblais}} + q_{\text{revêtement}} + q_{\text{p dalle}}$.

➔ $R_{\text{Rem}} = \frac{24.54 \times 4}{2} = 49.08 \text{ kN.m/ml}$

Réaction des surcharges sur remblais :

La réaction due aux surcharges sur remblais est donnée par la formule ci-après :

$$R = \frac{ql}{2}$$

q : Surcharges.

$$\rightarrow R = \frac{10 \times 4}{2} = 20 \text{ kN.m/ml}$$

➤ Combinaison d'actions sur le corbeau :

A l'ELU : $R_{ELU} = 1.35 \times R_G + 1.6 \times R_Q$

$$\rightarrow R_{ELU} = 86.59 \text{ kN.m/ml}$$

A l'ELS : $R_{ELS} = R_G + 1.2 \times R_Q$

$$\rightarrow R_{ELS} = 64.44 \text{ kN.m/ml}$$

➤ Ferrailage du corbeau :

Le corbeau est sollicité par une compression simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

Section d'acier : $A_s = 11.2 \text{ cm}^2$; On prend : 5HA20/ml ($A_s = 15.71 \text{ cm}^2$) avec $e = 20 \text{ cm}$.

VIII.3.3.5. MUR EN RETOUR

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès du pont.

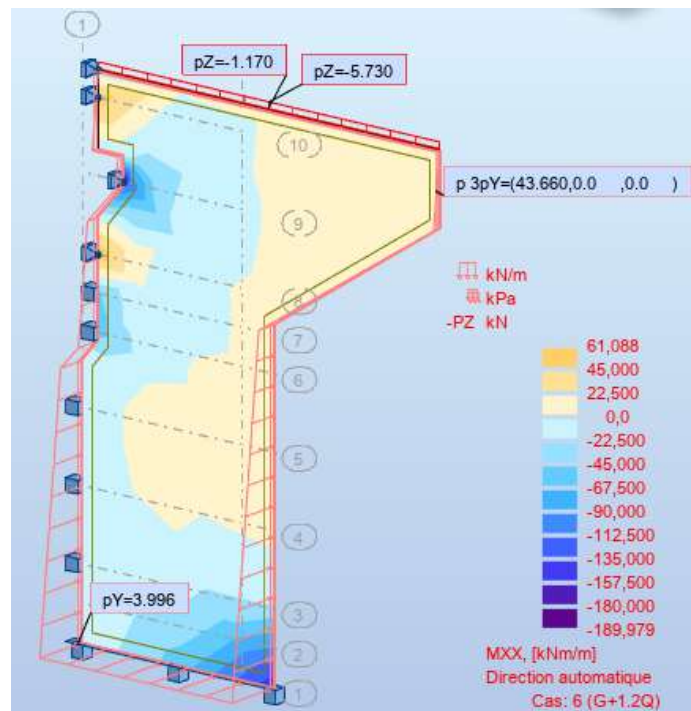


Figure VIII.6: Les moments M_{xx} sur le mur en retour.

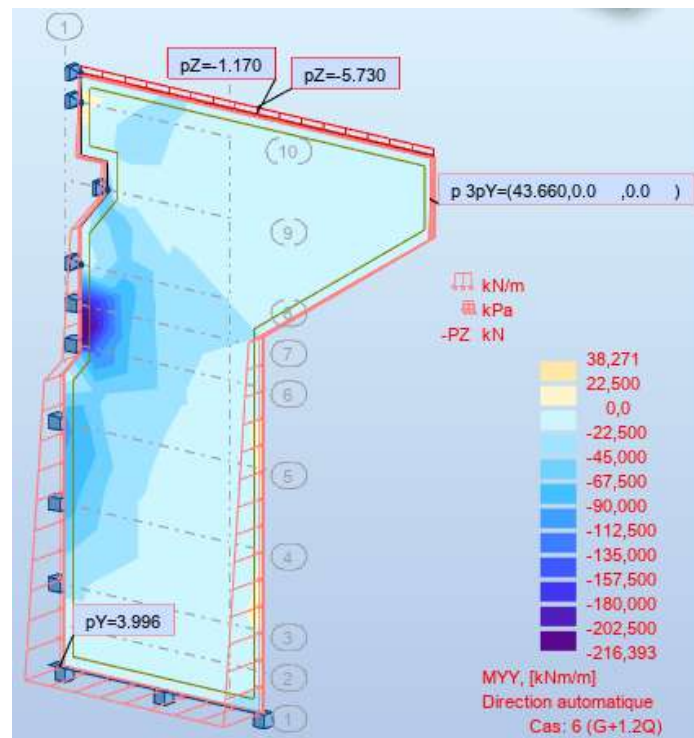


Figure VIII.7: Les moments M_{YY} sur le mur en retour.

➤ **Résultats à l'ELS :**

$$\begin{cases} M_{XX} = 135 \text{ kN.m/ml} \\ M_{YY} = 157.50 \text{ kN.m/ml} \end{cases}$$

➤ **Ferraillage de mur frontal :**

Le ferraillage du mur suivant les deux directions sur la zone intérieur (remblai) et extérieur est effectué par le logiciel ROBOT Expert en considérant une section rectangulaire (1×0.65) m en flexion composée. Sachant que :

▪ **Le ferraillage horizontal :**

Section d'acier :

Avec Robot expert $A_s = 9.6 \text{ cm}^2$; Donc : on opte pour 5HA16/ml ($A_s = 10.05 \text{ cm}^2$) / coté remblai avec un espacement de 20 cm.

Armatures de constructions :

$A'_s = A_s/3 = 3.2 \text{ cm}^2$; Donc : on opte pour 5HA12/ml ($A'_s = 5.65 \text{ cm}^2$) / coté tablier avec un espacement de 20 cm.

▪ **Le ferraillage vertical :**

Section d'acier :

Avec Robot expert $A_s = 11.3 \text{ cm}^2$; Donc : on opte pour 3HA16 + 2HA20 /ml ($A_s = 12.32 \text{ cm}^2$) / coté remblai avec un espacement de 20 cm.

Armature de constructions :

$A_{s'} = A_s/3 = 3.76 \text{ cm}^2$; Donc : on opte pour 5HA12 /ml ($A_{s'} = 5.65 \text{ cm}^2$) / coté tablier avec un espacement de 20 cm.

VIII.3.4. Détermination des sollicitations sismiques

Le calcul dynamique de la culée prend en considération : les charges d'inertie, les poussées dynamiques et les charges dues au tablier.

VIII.3.4.1. Calcul des efforts sismiques d'inertie sur la culée :

D'après le RPOA, pour ce calcul on décompose la culée en volumes élémentaires sur lesquels on applique l'accélération horizontale.

On détermine les sollicitations au pied du mur frontal et au niveau inférieur de la semelle.

Les forces sismiques horizontales et verticales sont calculées avec :

$$F_H = P_p \times K_H ; F_V = P_p \times K_V .$$

Avec :

$K_H = A = 0.2$ où A est le coefficient d'accélération dynamique égale à 0.2 dans notre cas.

$$K_V = 0.3 K_H$$

P_p : le poids propre de l'élément.

Et donc les charges statiques calculées précédemment deviennent dans le cas dynamique :

Tableau VIII.11: Calcul des efforts dû à la culée dans le cas dynamique.

Désignation	N (kN)	H (kN)	X(x/o) (m)	Y(y/o) (m)	M _{FV/o} (kN.m)	M _{FH/o} (kN.m)
Mur frontal	367,20	1224,00	0,00	1,20	0,00	1468,80
DDT	155,25	517,50	0,37	4,69	57,44	2427,08
Mur en retour	7,83	26,10	3,76	8,75	29,44	228,38
Corbeau	50,04	166,79	3,54	6,48	177,13	1080,80
MGG	3,33	11,09	1,93	8,41	6,42	93,29
Poids des terres sur DDT	20,70	69,00	1,55	8,32	32,09	574,08
Poids des terres amot	196,85	656,15	3,30	5,43	649,59	3562,92
Semelle	31,66	105,55	3,90	9,32	123,49	983,71
Somme	832,86	2776,18	/	/	1075,61	10419,04

Les réactions :

$$\text{On pose : } R = G + 0.4 \Delta T + 0.2Q$$

Tableau VIII.12: les réactions

Réaction	N (KN)	V (KN)	M (kN.m)
R_{max}	14269,53	742,83	5125,55
R_{min}	13960,32	731,34	5046,26

VIII.3.4.2. Evaluation des charges Sismique

Calcul des poussées dynamiques :

Selon le RPOA, sous un séisme, la poussée dynamique globale comporte à la fois les effets statiques et dynamiques de la poussée active des terres et elle a pour valeur :

$$F_{ad} = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm K_v) H^2 k_{ad} ; K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \cdot \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos \beta \cdot \cos \theta}} \right]^2} ; \operatorname{tg} \theta = \frac{K_H}{1 \pm K_v}$$

Avec :

γ : poids volumique des terres.

H : la hauteur totale de la culée.

φ : l'angle de frottement interne du remblai.

β : l'angle fait la surface du remblai avec l'horizontale, $\beta = 0$.

Tableau VIII.13: Coefficient de calcul de la poussée dynamique.

γ (kN/m ³)	18	$\theta_1^\circ (1+K_v)$	10.68
φ°	30	$\theta_2^\circ (1-K_v)$	12.01
K_H	0.2	K_{ad}(1+K_v)	0.46
K_v	0.06	K_{ad}(1-K_v)	0.48

Les poussées dynamiques agissant sur la culée, pour les deux cas, sont égales à :

Tableau VIII.14: Calcul des poussées dynamiques

Désignation	N (kN)	H (kN)	IFV(x/o) (m)	IFH(y/o) (m)	M _{FV/o} (kN.m)	M _{FH/o} (kN.m)
P_{ad} (1+K_v)	/	4281.06	/	3.247	/	13899.17
P_{ad} (1-K_v)	/	3964.51	/	3.247	/	12871.43

Evaluation des charges Sismique due au tablier

Les efforts dus au tablier dans le cas d'un séisme sont déterminés, par la méthode du spectre de réponse, avec le logiciel de calcul « Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019 ».

Les résultats de calcul sont définis dans le tableau suivant :

Tableau VIII.15: Les efforts sismiques dus au tablier.

	Nt (kN)	Vt (kN)	Mv (kN.m)	Mh (kN.m)
Total	0,00	27983,0	0,00	193083

Combinaisons des actions sismiques de la culée :

L'évaluation de l'action sismique totale se fait pour trois cas :

- 1^{ère} cas : cas de séisme horizontal (1+kv).
- 2^{ème} cas : cas de séisme horizontal (1-kv).
- 3^{ème} cas : cas de séisme vertical.

Les actions inertielles étant toutes dans la même direction, il est intéressant de les considérer en même temps, ces actions sont celles de la masse de la culée, du sol sur la semelle (efforts sismiques d'inertie et les poussées dynamiques).

La combinaison des actions se fait comme suit :

- Les actions inertielles se cumulent directement : $F_{inertielles} = \Sigma F$, F étant les forces d'inertie de la culée, du sol, de la semelle et les poussées dynamiques.

- Les actions par direction se cumulent quadratiquement : $F = \sqrt{F_{tablier}^2 + F_{inertielles}^2}$

Tableau VIII.16: L'évaluation des actions sismiques de la culée.

	N (kN)	H (kN)	M (kN.m)
Cas 01	0,00	28859,2	194608,1
Cas 02	0,00	28783,4	194482
Cas 03	832,86	0,00	1075,61

Il est important d'identifier les combinaisons critiques afin de limiter les calculs. On s'intéresse aux combinaisons suivantes :

Tableau VIII.17: Les combinaisons des actions sismiques totales de la culée.

	N (kN)	V (kN)	M (kN.m)
P_{max} – H + 0.3V	14519,38	-28116,36	-199331,7
P_{min} – H - 0.3V	13710,46	-28052,08	-199930,6
P_{max} + V - 0.3H	15102,38	-7914,92	-62353,07
P_{min} – V - 0.3H	13127,46	-7903,68	-64545,85

VIII.4. ETUDE DES FONDATION

VIII.4.1. Etude de la semelle

La semelle est sollicitée par un moment M et un effort normal N.

➤ **Ferraillage de la semelle**

Pour le ferraillage de la semelle on utilise la méthode des bielles. Conditionnée par :

$$\begin{cases} \alpha \geq 45^\circ \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases} ; h = H - d'$$

L : entraxe entre les pieux.

b : épaisseur de la pile ou le mur frontal.

Tableau VIII.18: La vérification des conditions de la méthode des bielles.

	Cas de la pile	Cas de la culée
L (m)	10.8	7.6
b (m)	8	2.3
H (m)	4	2.4
h (m)	3.9	2.3
$\frac{L}{2} - \frac{b}{4}$ (m)	3.4	3.225
$\alpha_1 = \alpha_2 = \text{Arctg} \left(\frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} \right) (^\circ)$	54.35°	39.44°

NB:

La méthode des bielles n'est pas applicable dans la culée, donc en utilisant la méthode des moments.

➤ **Pour la semelle sous la pile :**

D'après le document « SETRA » la section d'armature transversale inférieure est déterminée par la méthode des bielles est égale à :

$$A_s = \frac{N_{\max}}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h}$$

Tableau VIII.19: Ferraillage de la pile.

	Condition normal	Condition sismique
N_{max} (MN)	6.34	7.35
$\bar{\sigma}_a$ (MPa)	333.33	500
A_s (cm²)	75.59	58.42
A_s/ml (cm²)	14.53	11.23

Selon le RPOA (article 7.6.1.2) le pourcentage minimum des armatures sollicitées en traction est de :

$$0.15\% B < \rho_g < 1.5\% B$$

B : section du béton

On prend : $\rho_g = 0.0015 \times B = 0.0015 \times 1 \times 4 = 60 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Armatures transversales inférieures :

On prend la section maximale, avec Robot expert $A_s = 60 \text{ cm}^2$. Donc : on opte pour $2 \times 7\text{HA}25/\text{ml}$ ($A_s = 68.72 \text{ cm}^2$). Avec $e = 15 \text{ cm}$.

Armatures longitudinales inférieures :

$A_s = 60 \text{ cm}^2$. Donc : on opte pour $2 \times 7\text{HA}25/\text{ml}$ ($A_s = 68.72 \text{ cm}^2$). Avec $e = 15 \text{ cm}$.

Armatures transversales supérieures :

$A_{s2} = A_s/3 = 20 \text{ cm}^2/\text{ml}$; Soit : $7\text{HA}20/\text{ml}$ ($A_s = 34.36 \text{ cm}^2$), avec $e = 15 \text{ cm}$.

Armatures longitudinales supérieures :

$A_{s2} = A_s/3 = 20 \text{ cm}^2/\text{ml}$; Soit : $7\text{HA}20/\text{ml}$ ($A_s = 34.36 \text{ cm}^2$), avec $e = 15 \text{ cm}$.

Armatures latérales :

Soit : $\text{HA}14$, avec un espacement de 25 cm .

➤ **Pour la semelle sous la culée :**

Armatures longitudinales inférieures :

$$M_u = \frac{R_{max}}{2} (a' - 0.7a)$$

a' : entraxe des pieux extrêmes.

a : épaisseur de mur frontal.

$$M_u = \frac{10.35}{2} (7.6 - 0.7 \times 2.3) = 31 \text{ MN.m}$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z \times \sigma_a} = \frac{31}{0.9 \times 2.4 \times 500} = 28.7 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Fissuration préjudiciable $\rightarrow A_s = 1.1 A_u = 31.57 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Selon le RPOA : $\rho_g = 0.0015 \times B = 0.0015 \times 1 \times 4 = 36 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

On prend la section maximale, avec Robot expert $A_s = 36 \text{ cm}^2$. Donc : on opte pour $8\text{HA}25/\text{ml}$ ($A_s = 39.27 \text{ cm}^2$). Avec $e = 15 \text{ cm}$.

Armatures transversales supérieures :

$A_{s2} = A_s/3 = 12 \text{ cm}^2/\text{ml}$; Soit : $8\text{HA}14/\text{ml}$ ($A_s = 12.32 \text{ cm}^2$), avec $e = 12.5 \text{ cm}$.

Armatures longitudinales supérieures :

$A_{s2} = A_s/3 = 12 \text{ cm}^2/\text{ml}$; Soit : $8\text{HA}14/\text{ml}$ ($A_s = 12.32 \text{ cm}^2$), avec $e = 12.5 \text{ cm}$.

Armatures latérales :

Soit : $\text{HA}14$, avec un espacement de 25 cm .

VIII.4.2. Etude des pieux

VIII.4.2.1. Actions sur les pieux

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement comme une équation différentielle :

$$EI = \frac{d^4 y}{d^4 x} + C_u b y = 0$$

Avec :

b : diamètre du pieu.

C_u : module de réaction du sol.

y : déplacement en tête du pieu.

La solution de l'équation précédente est de la forme :

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_u b}}$$

Avec :

α : longueur élastique du pieu ;

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section. Ce moment est déterminé par la méthode WERNER. Le pieu étant encastré en tête. Ce qui implique que les déplacements ou les rotations sont nuls.

➤ **Calcul du Coefficient d'amortissement du module de WARNER λ :**

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_u b}{4EI}}$$

➤ Application Numérique :

$$C_u = 30 \text{ MN/m}^3$$

$$E = 33\,000 \text{ MPa}$$

$$b = 1.20 \text{ m}$$

$$I = 0.102 \text{ m}^4$$

$$\lambda = 0.228$$

D'où : **λL = 5.70**, on tire les valeurs de (X_ϕ^H ; X_ϕ^M) partir du tableau WERNER.

$$L = 20 \rightarrow \begin{cases} X_\phi^H = 1.31 \\ X_\phi^M = 1.57 \end{cases}$$

➤ **Moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu :**

Le moment en tête du pieu donné par la relation suivante :

$$\bar{M} = - \frac{X_{\phi}^H}{X_{\phi}^M} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

Tableau VIII.20: Les valeurs du moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu.

Etat	Cas de la pile			Cas de la culée		
	$\bar{P}$ (kN)	N (kN/pieu)	$\bar{M}$ (kN.m)	$\bar{P}$ (kN)	N (kN/pieu)	$\bar{M}$ (kN.m)
ELS	47,38	4778,57	175,24	394,95	2793,36	1448,38
ELA	399,03	7351,87	1475,71	1866,91	1613,26	6846,49
ELU	65,05	6544,52	240,58	535,30	3778,51	1963,08

VIII.4.2.2. Ferrailage des pieux :

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée.

➤ **Cas de la pile :**

Section d'acier :

Avec Robot expert $A_s = 113,10 \text{ cm}^2$. Donc, on prend 24 HA25.

Armatures transversales :

On prend des cerces de HA16 avec un espacement de 12.5 en zone critique et 20 cm en zone courante.

➤ **Cas de la culée :**

Section d'acier :

Avec Robot expert $A_s = 326,50 \text{ cm}^2$. Donc, on prend 2*20HA32.

Armatures transversales :

On prend des cerces de HA16 avec un espacement de 12.5 en zone critique et 20 cm en zone courante.



CHAPITRE IX

EFFET DE VARIATION DE LA PARTIE PLEINE DES PILES CAISSONS SUR LEUR COMPORTEMENT DYNAMIQUE

IX.1. INTRODUCTION

Dans ce chapitre, nous étudierons le comportement des piles dans le cas sismique à mesure que la hauteur de la section pleine à la base et à la tête change, en utilisant les logiciels « seismo-struct », « Bilin » et « origin ».

Le logiciel « seismo-struct » pour tracer la courbe Pushover (force ; déplacement) et la courbe de déplacement sismique $U = f(t)$.

Le logiciel « Bilin » pour bilinéariser la courbe Pushover.

Le logiciel « origin » pour calculer l'énergie absorber par les piles.

IX.2. LES ETAPES DE CALCUL

1/ Définie les matériaux

Dans la 1^{ère} étape on définit les deux matériaux béton et acier avec ses caractéristiques.

Béton : avec une résistance à la compression $f_{c28} = 27$ MPa.

L'acier : Ce sont des aciers à haute adhérence de nuance Fe E500

- La limite d'élasticité : $f_e = 500$ MPa
- Module de la déformation élastique : $E_s = 200$ GPa

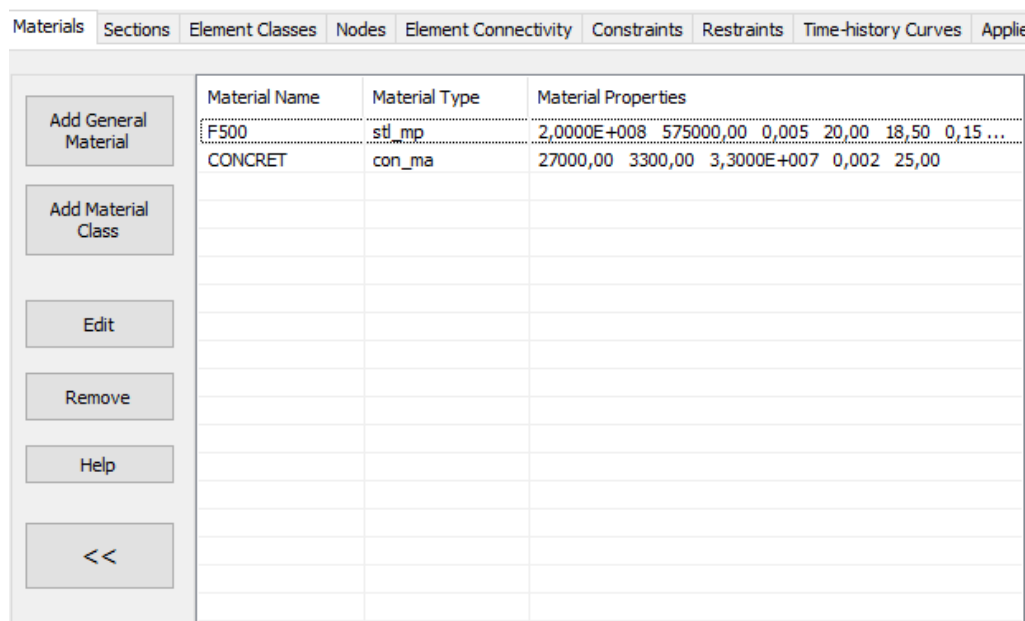


Figure IX. 1: Matériaux utilisés.

2/ Définie les sections de la pile

Une fois l'identification des matériaux, les sections sont définies (section pleine et section évidée) avec leur ferrailage.

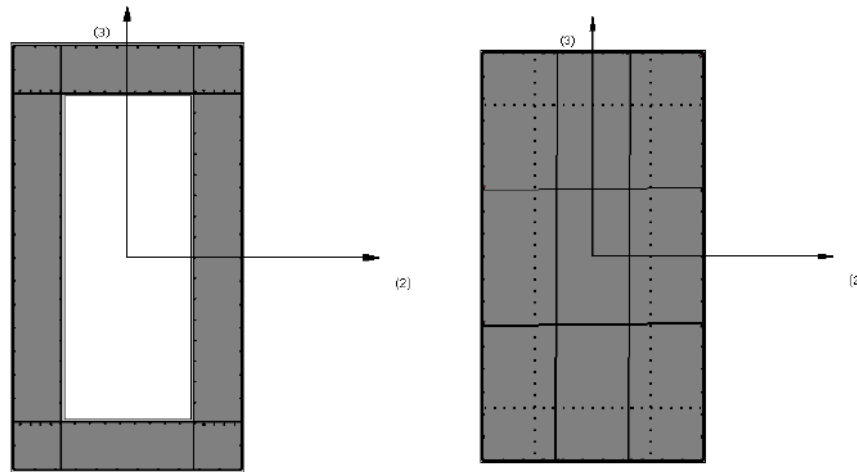


Figure IX. 2: Les sections d'une pile.

3/ Définie les nœuds de la pile

Dans cette étape on définit les nœuds avec ses coordonnées pour entrer les trois sections :

Nœuds 1-2 : section pleine 1 « SP1 » à la base de pile

Nœuds 2-3 : section évidée « SE »

Nœuds 3-4 : section pleine 2 « SP2 » à la tête de pile

On prend 4 cas :

1^{ère} cas : $H_{SP1} = 2 \text{ m}$; $H_{SP2} = 2 \text{ m}$; $H_{SE} = 40 \text{ m}$

2^{ème} cas : $H_{SP1} = 3 \text{ m}$; $H_{SP2} = 2 \text{ m}$; $H_{SE} = 39 \text{ m}$

3^{ème} cas : $H_{SP1} = 2 \text{ m}$; $H_{SP2} = 3 \text{ m}$; $H_{SE} = 39 \text{ m}$

4^{ème} cas : $H_{SP1} = 3 \text{ m}$; $H_{SP2} = 3 \text{ m}$; $H_{SE} = 38 \text{ m}$

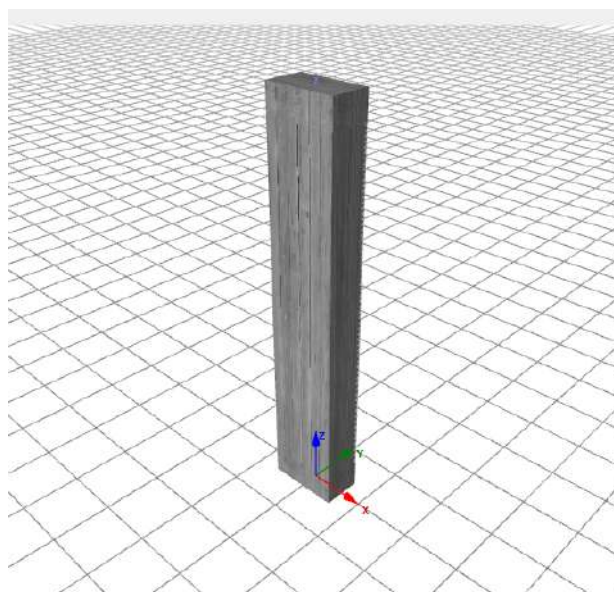


Figure IX. 3: Vue 3d de la pile.

4/ Définie la charge

Une force est appliquée sur la tête de pile qui représente la réaction du cas sismique, le déplacement du nœud 4 est suivi par incréments. Puis on trace la courbe force-déplacement pour chaque cas.

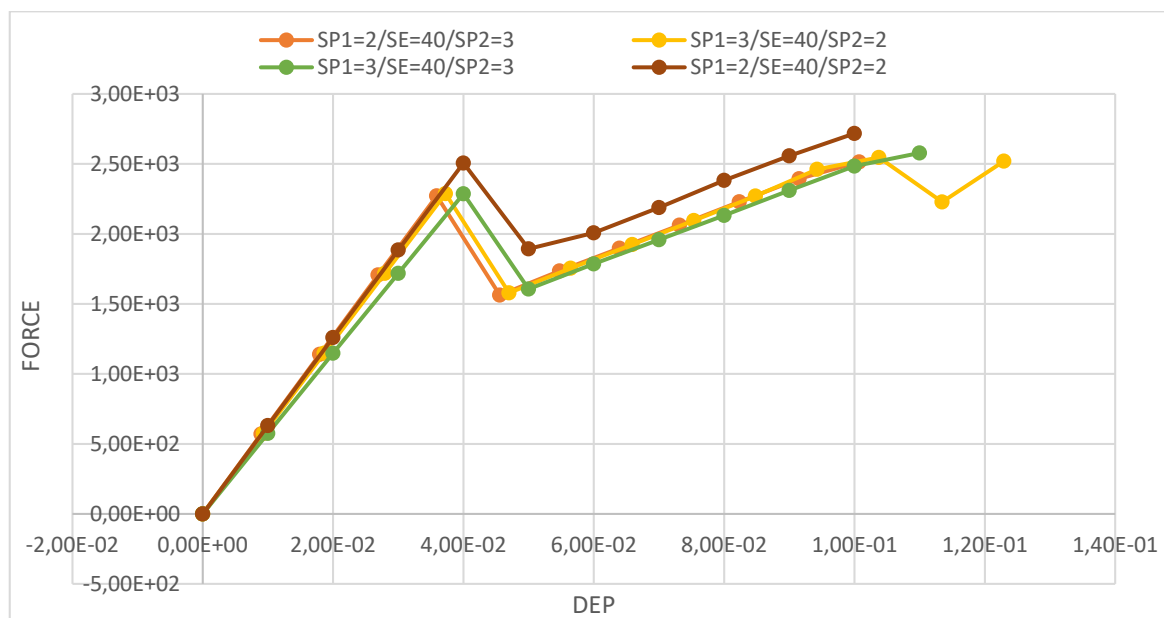


Figure IX. 4: Les courbes Pushover pour les quatre cas.

5/ En utilisant le logiciel « Bilin » pour bilinéariser les courbes Pushover

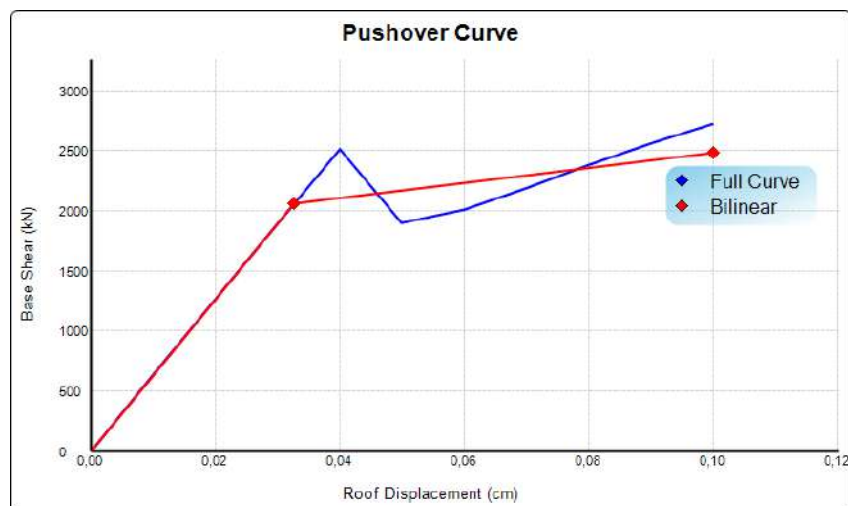


Figure IX. 5: La courbe Pushover bilinéaire cas N°01.

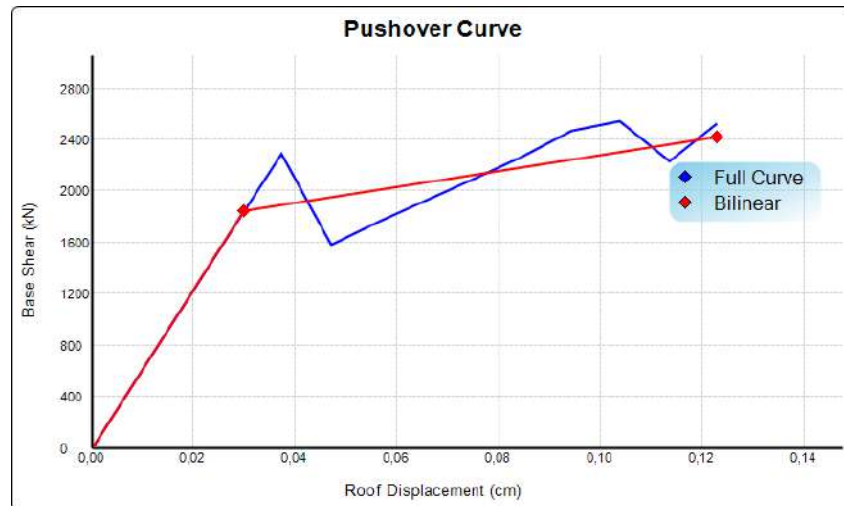


Figure IX. 6: La courbe Pushover bilinéaire cas N°02.

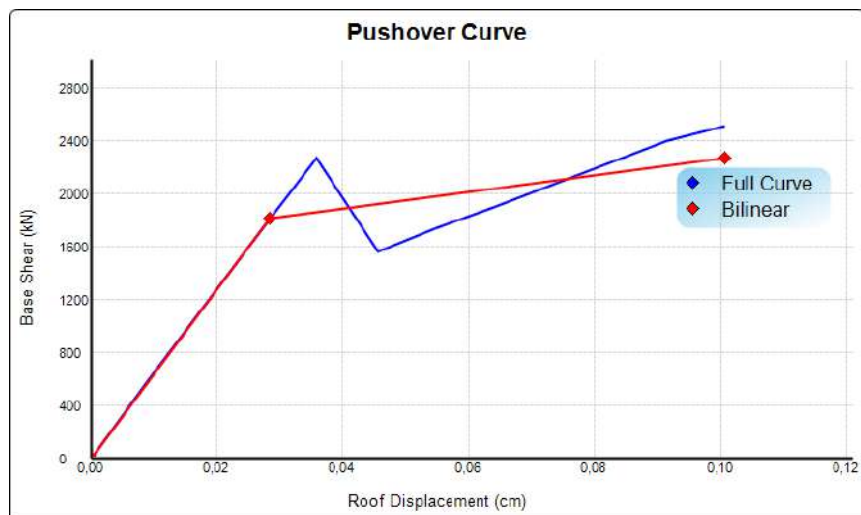


Figure IX. 7: La courbe Pushover bilinéaire cas N°03.

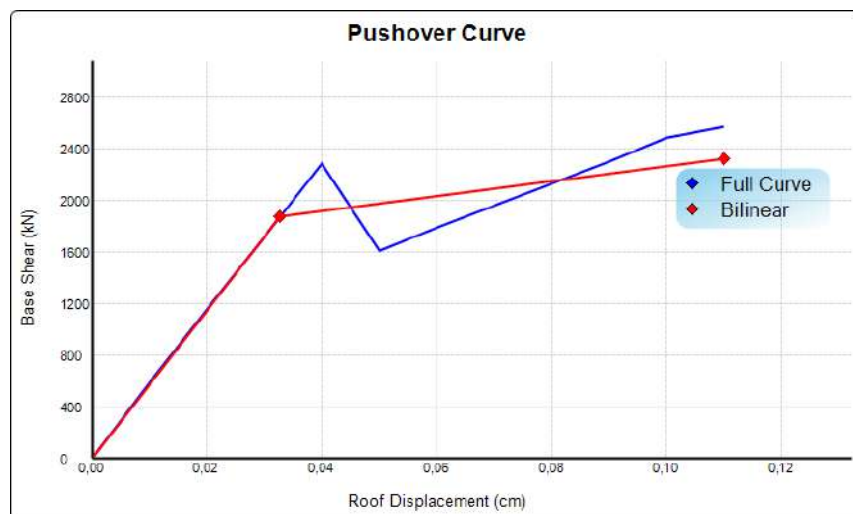


Figure IX. 8: La courbe Pushover bilinéaire cas N°04.

On résume les quatre courbes dans ce graphe :

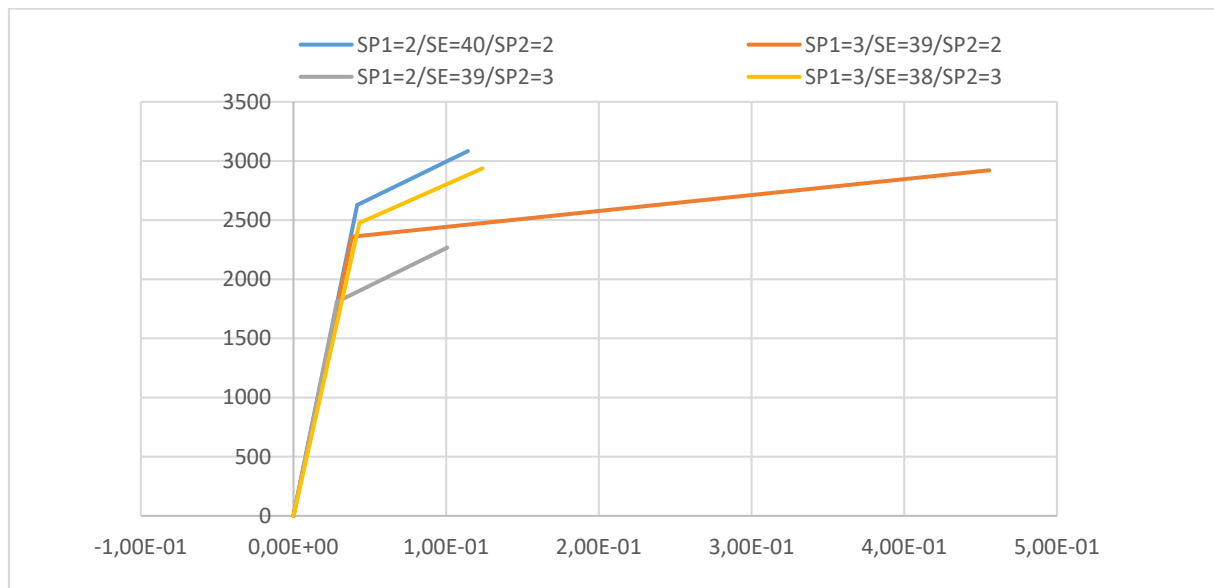


Figure IX. 9: Les courbes Pushover bilinéaires pour les quatre cas.

6/ Nous entrons l'accélérogramme dans logiciel, pour obtenir les courbes de déplacement $U=f(t)$

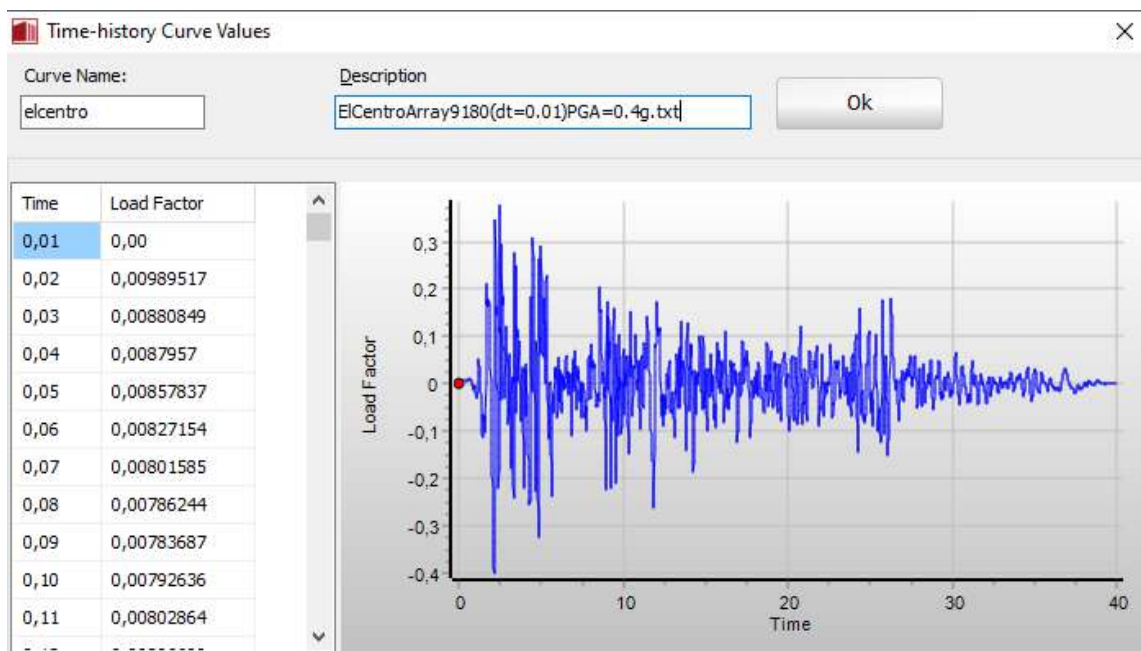


Figure IX. 10: L'accélérogramme utilisé.

Les courbes sont représentées dans les figures suivantes :

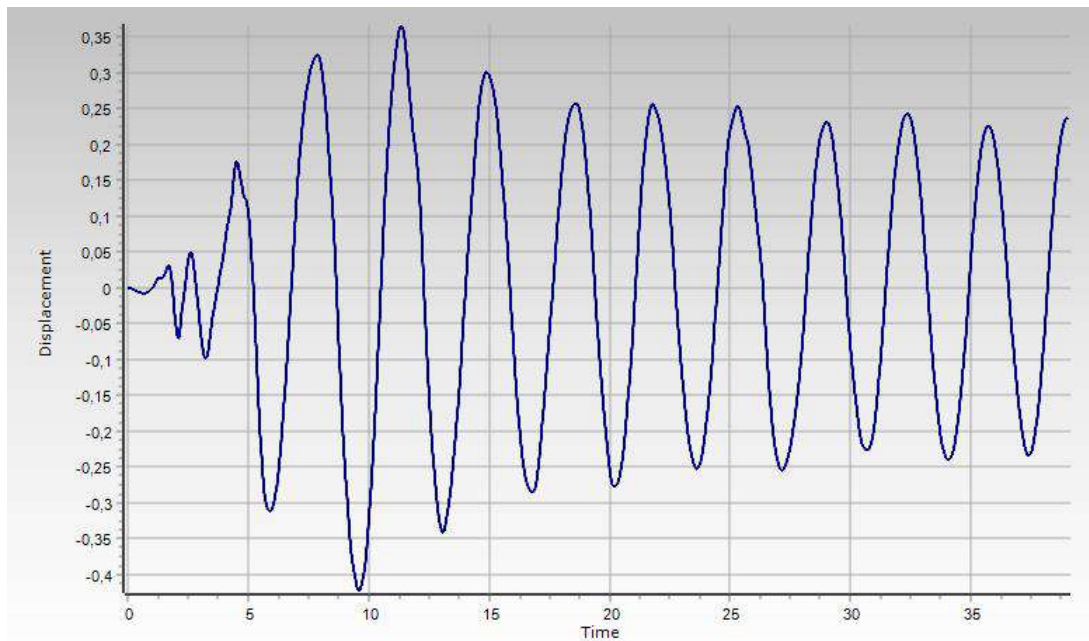


Figure IX. 11: La courbe $U= f(t)$ pour le 1^{ère} cas.

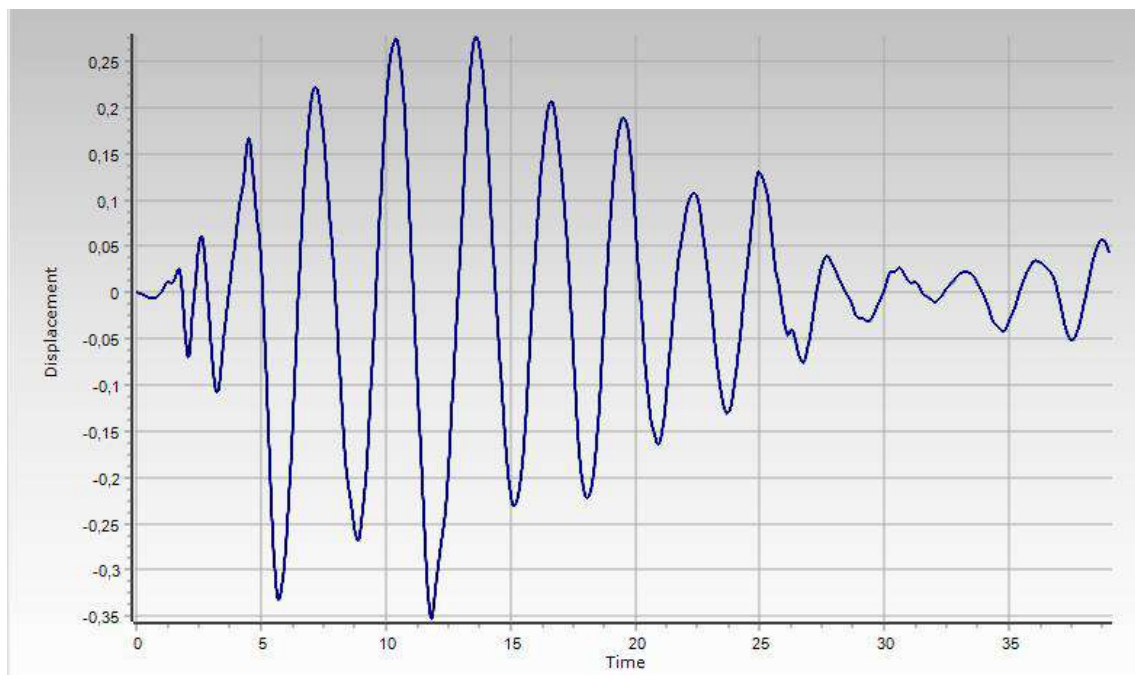


Figure IX. 12: La courbe $U= f(t)$ pour le 2^{ème} cas.

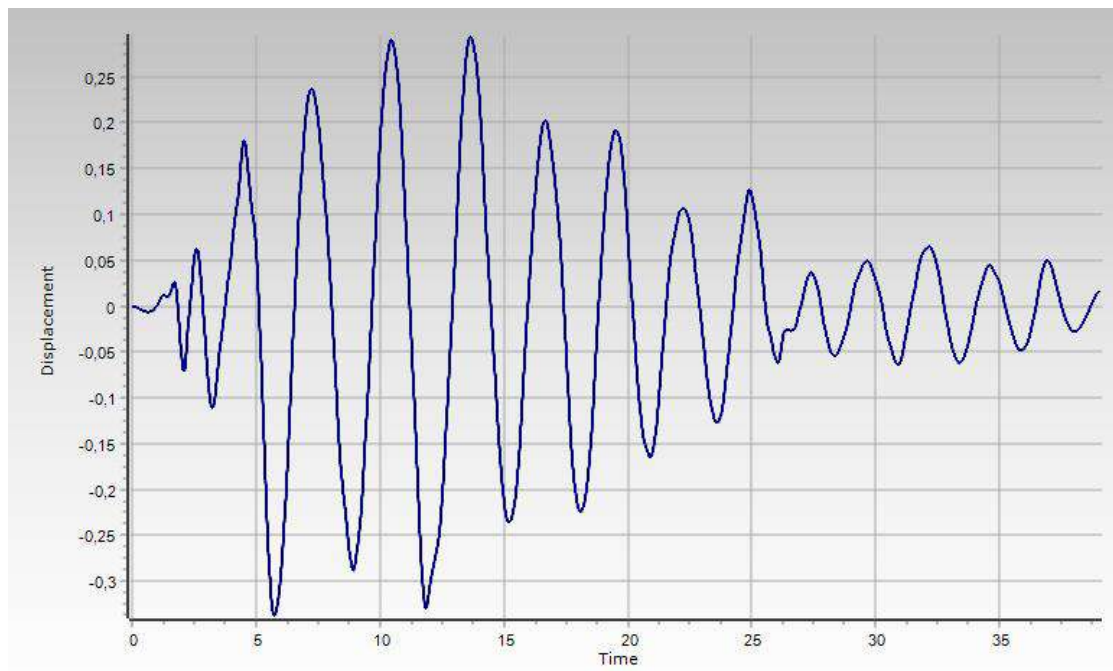


Figure IX. 13: La courbe $U = f(t)$ pour le 3^{ème} cas.

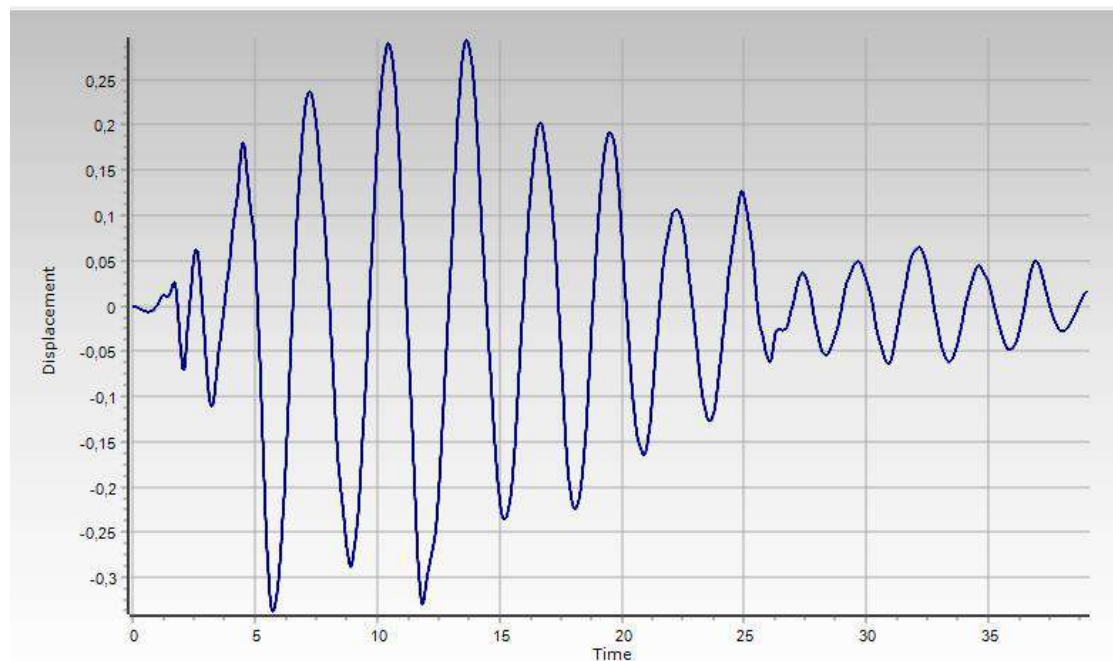


Figure IX. 14: La courbe $U = f(t)$ pour le 4^{ème} cas.

On résume les quatre courbes dans ce graphe :

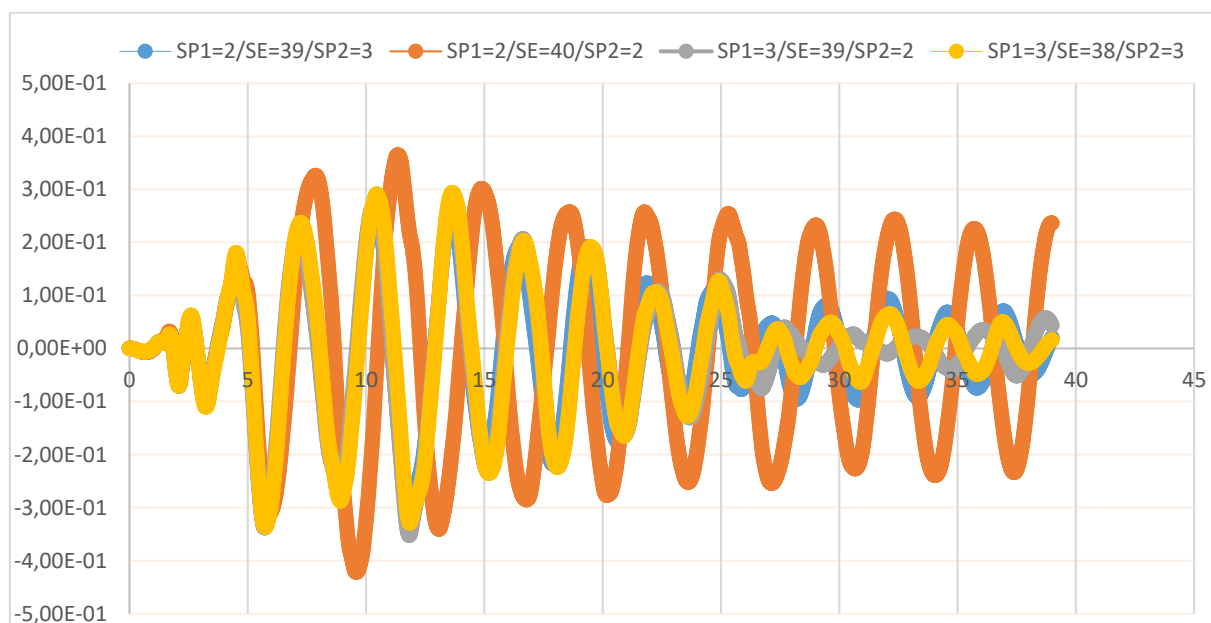


Figure IX. 15: Les courbes $U = f(t)$ des différents cas.

Les déplacements max et min des différents cas sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IX. 1: Les déplacements max et min des différents cas.

Cas	Déplacement	
	Min	Max
SP1=2/SE=39/SP2=3	0,256	-0,338
SP1=3/SE=38/SP2=3	0,293	-0,337
SP1=3/SE=39/SP2=2	0,277	-0,352
SP1=2/SE=40/SP2=2	0,364	-0,421

L'énergie du séisme absorbé par les piles pour chaque cas :

Tableau IX. 2: L'énergie dissipé pour chaque cas.

Cas	W (joules)
SP1=2/SE=39/SP2=3	2021,45
SP1=3/SE=38/SP2=3	2218,05
SP1=3/SE=39/SP2=2	2186,85
SP1=2/SE=40/SP2=2	1900,44

IX.3. Discussion des résultats obtenus

- Si nous voulons concevoir de sorte que la pile est ductile, on choisit la courbe qui donne un palier de ductilité long. Pour notre cas le cas N°02 (SP1=3 m ; SE=39 m ; SP2=2 m) qui donne le palier le plus long, avec un déplacement maximum de 0.352 m et un déplacement min de 0.277 m pour une énergie de $W= 2186.85J$.
- Si nous voulons limiter le déplacement on choisit le 4ème cas, car il donne le déplacement le plus petit $U= 0.337m$ pour une énergie absorber de $W= 2218.05J$.
- Pour éviter de beaucoup d'absorption d'énergie par la pile on doit minimiser la hauteur des sections pleines, le 1^{ère} cas (SP1=2 m ; SE=40 m ; SP2=2 m) représente la meilleure conception pour cela car il donne l'énergie la plus petite $W= 1900.44J$.
- La conception N°03 a une petite capacité, elle ne résiste pas le séisme.

IX.4. CONCLUSION

Cette petite recherche concernant l'influence de la hauteur et la position de la section pleine nous a permis, après interprétation des résultats d'analyse statique non linéaire et analyse dynamique non linéaire, de s'orienter vers une conception optimale.

CONCLUSION GENERALE

Cette étude nous a permis de mettre en pratique sur un cas réel les notions fondamentales concernant la conception et le dimensionnement d'une structure particulière que j'ai acquis pendant mes trois années à l'Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics.

L'approche a été effectuée en énonçant préalablement les contraintes liées à l'ouvrage et au site proprement dit dans le but de mettre en avant des principes conceptuels. La suite a consisté à utiliser ces principes pour concevoir un pont respectant au mieux les contraintes énoncées précédemment.

Vu la complexité géométrique et mécanique de la structure, la conception et le dimensionnement de cet ouvrage ont nécessité une modélisation en trois dimensions par le logiciel ROBOT. Cette modélisation nous a permis non seulement d'étudier le comportement global mais aussi le comportement local de chaque élément le constituant en termes de déformations et d'efforts.

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.

Enfin pour que le comportement réel de l'ouvrage construit soit conforme à ce qui est prédit par l'analyse, une surveillance serrée et rigoureuse est requise lors de sa réalisation.

ANNEXE A
DIAGRAMMES DES
EFFORTS INTERNES

➤ Diagrammes des efforts internes du fléau en phase de construction :

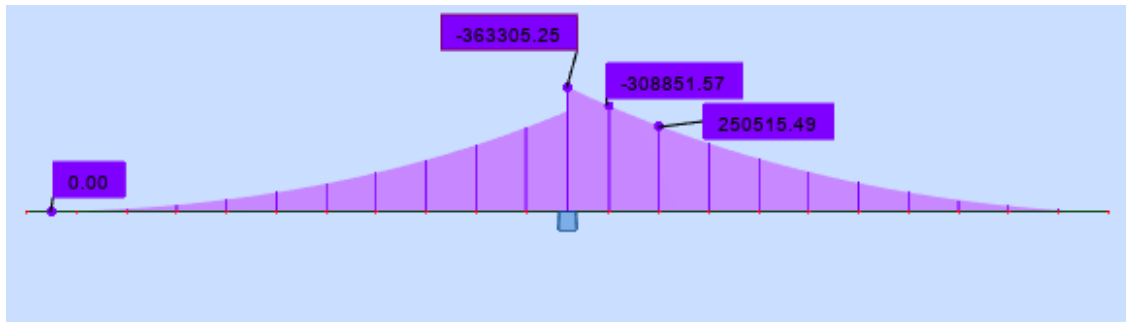


Figure A1: Diagrammes des moments sous l'effet de la combinaison (A1).

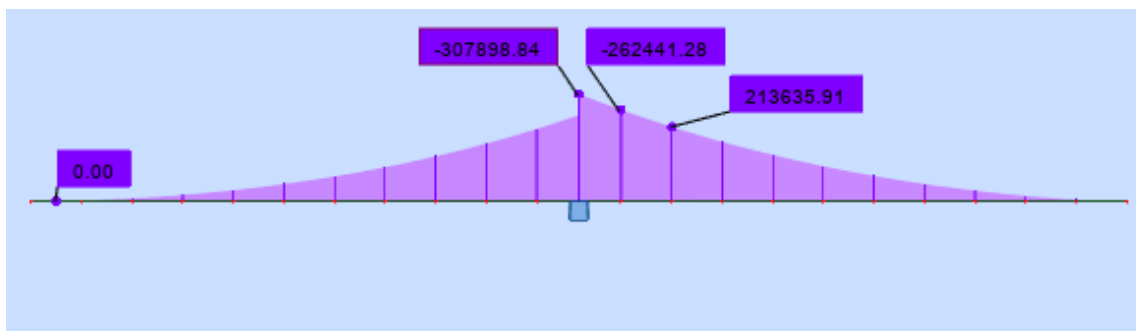


Figure A2: Diagrammes des moments sous l'effet de la combinaison (A2).

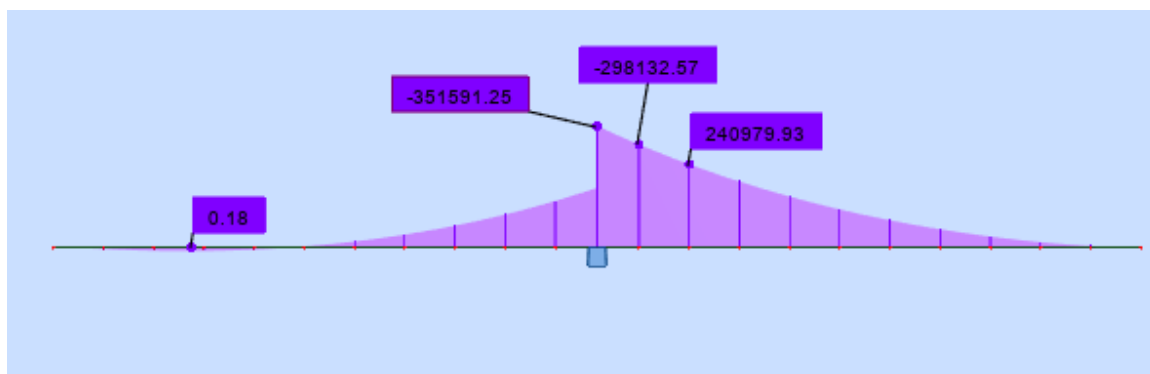


Figure A3: Diagrammes des moments sous l'effet de la combinaison (B1).

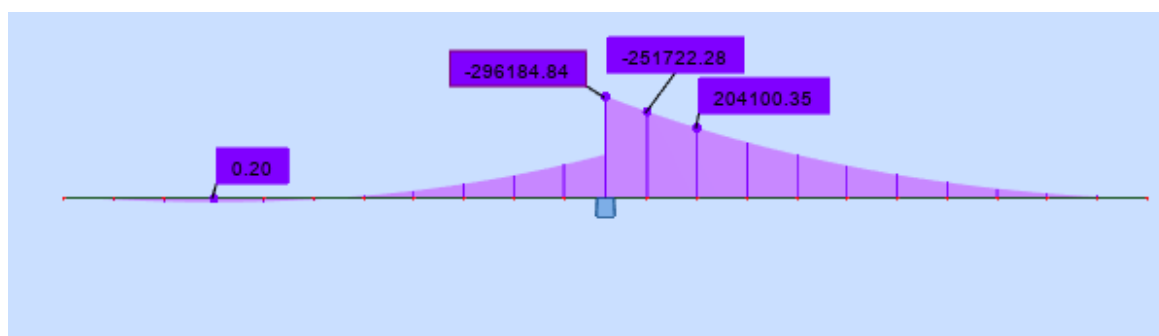


Figure A4: Diagrammes des moments sous l'effet de la combinaison (B2).

➤ Diagrammes des efforts internes du tablier en phase de service :

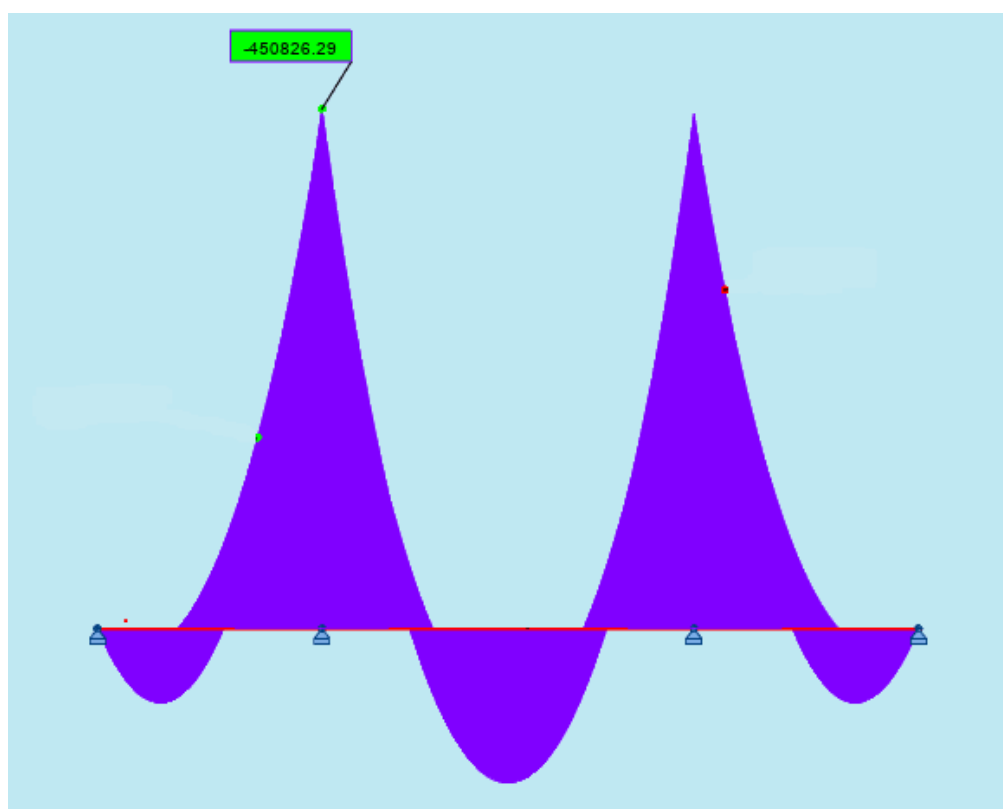


Figure A5: Moment maximum à l'ELU.

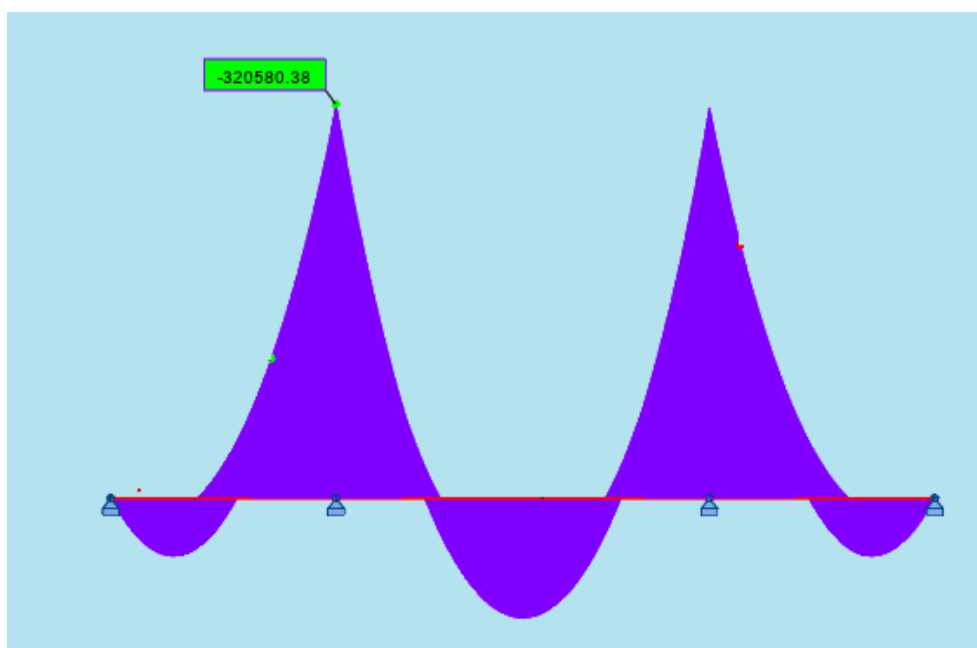


Figure A6: Moment maximum à l'ELS.

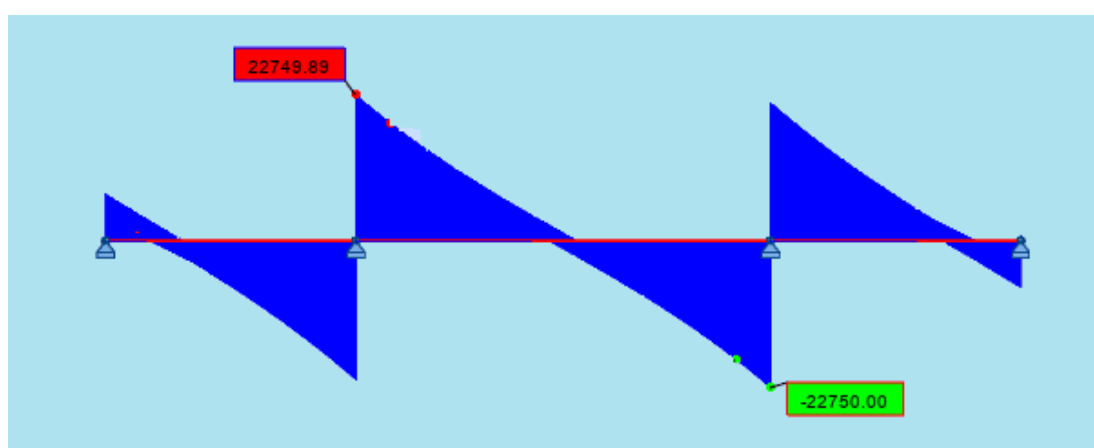


Figure A7: Effort tranchant maximum à l'ELU.

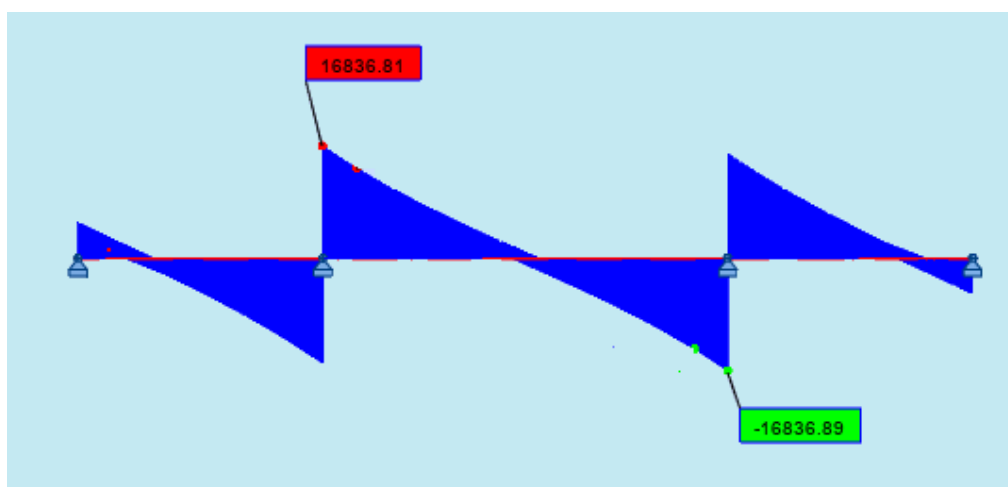


Figure A8: Effort tranchant maximum à l'ELS.

➤ Diagrammes des efforts internes transversaux :

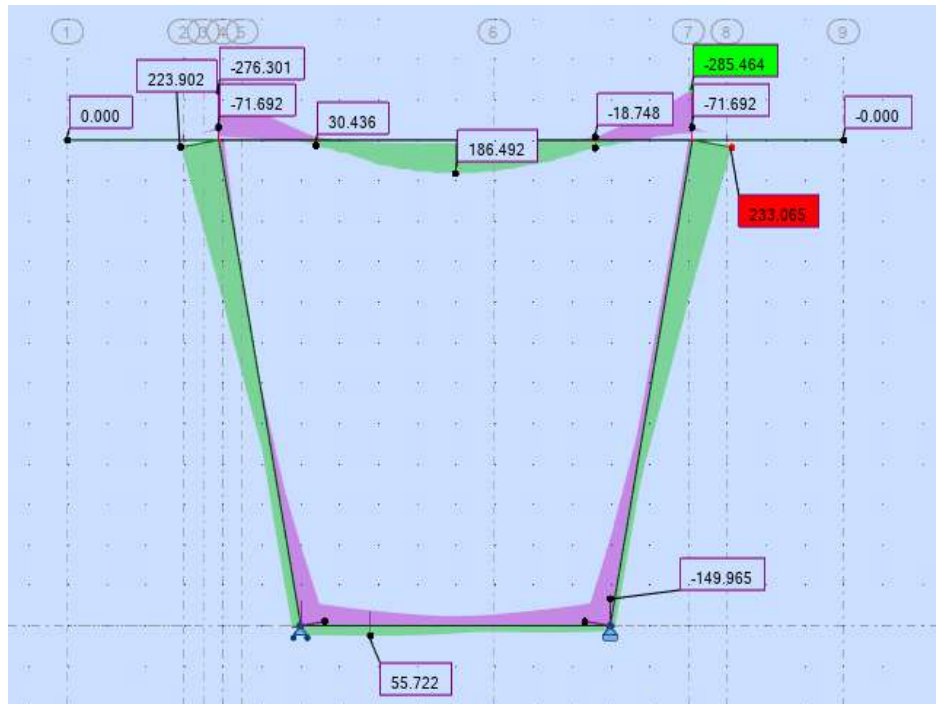


Figure A9: Diagramme des moments à l'ELU pour le VSP.

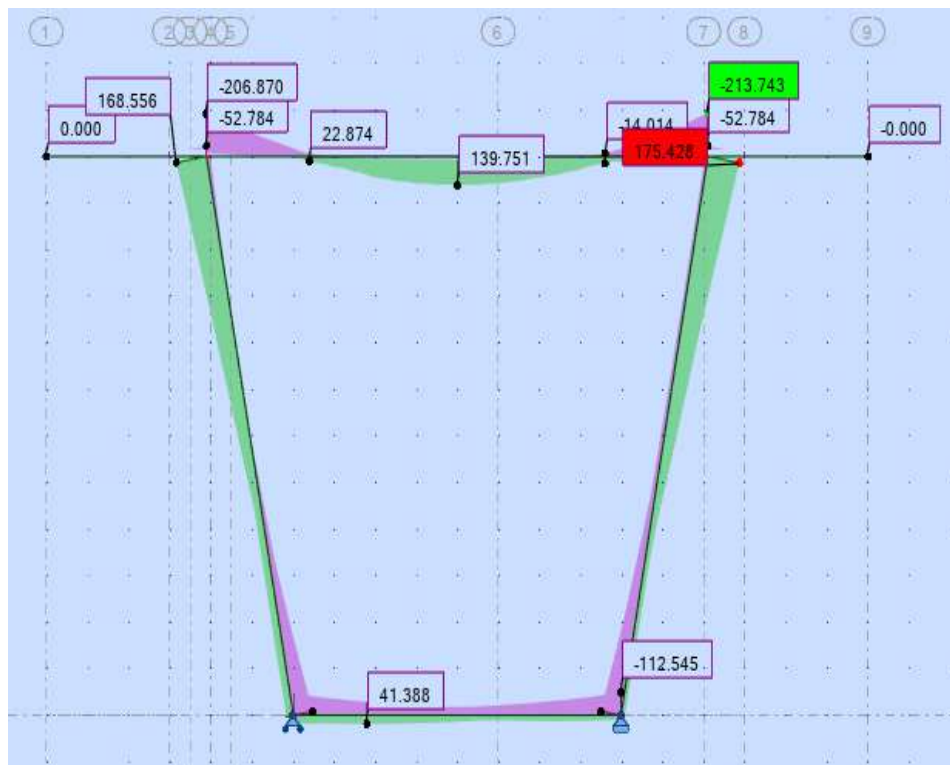


Figure A10: Diagramme des moments à l'ELS pour le VSP.

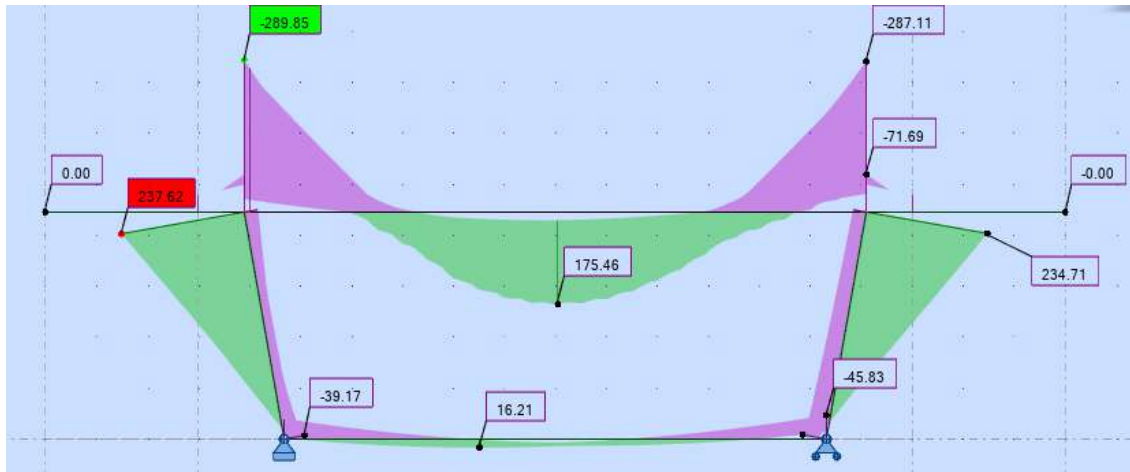


Figure A11: Diagramme des moments à l'ELU pour le VC.

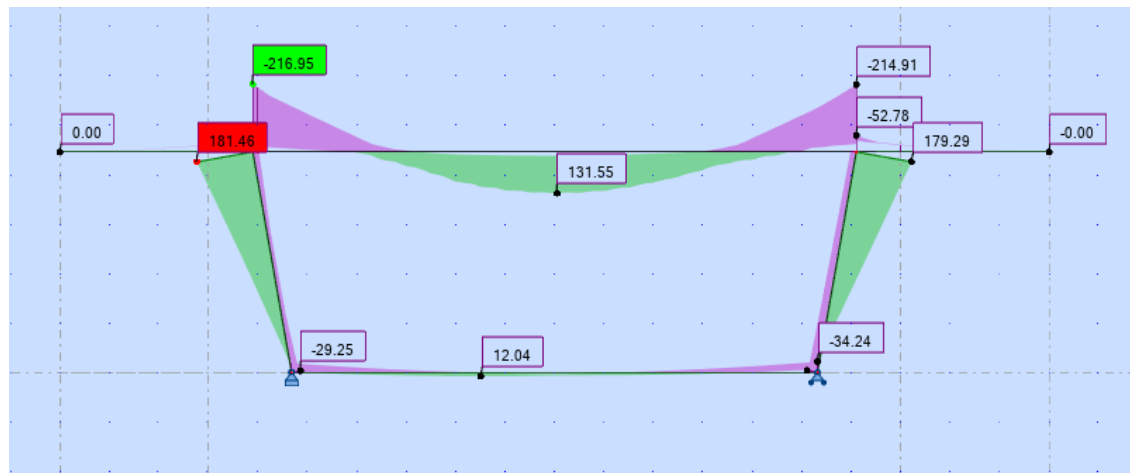


Figure A12: Diagramme des moments à l'ELS pour le VC.

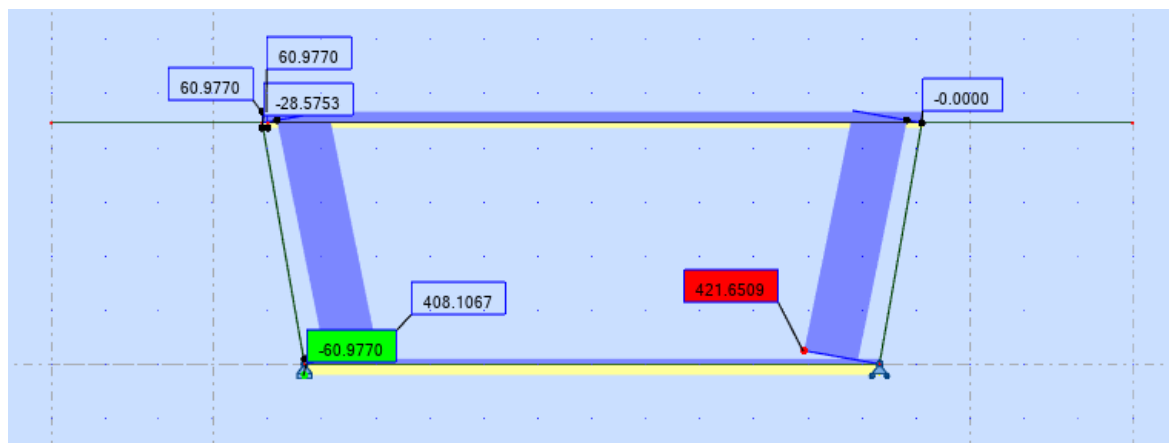


Figure A13: Diagramme des efforts normaux à l'ELU pour le VC.

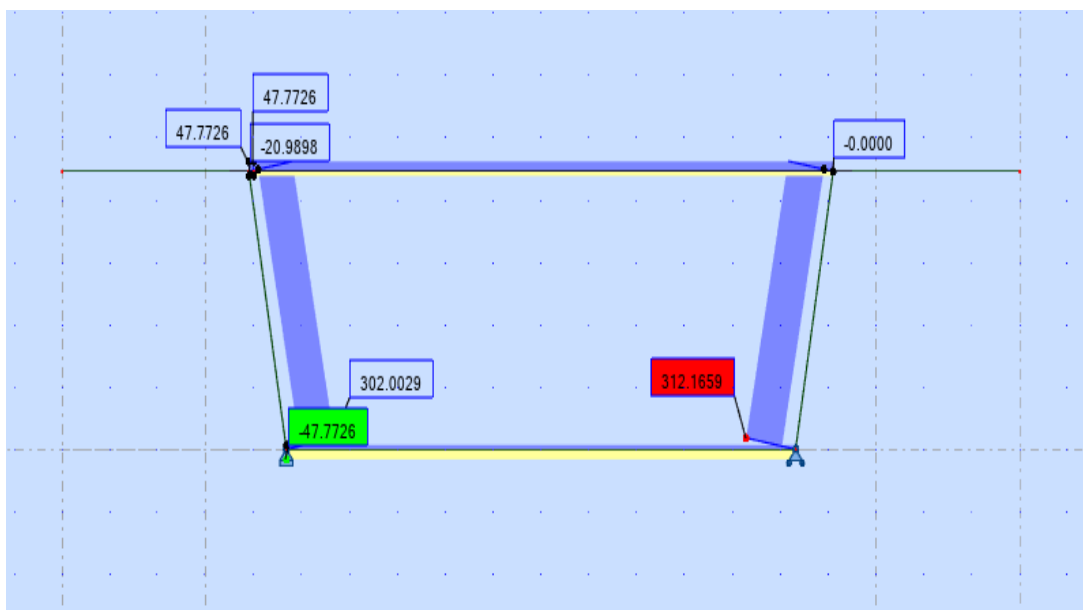


Figure A14: Diagramme des efforts normales à l'ELS pour le VC.

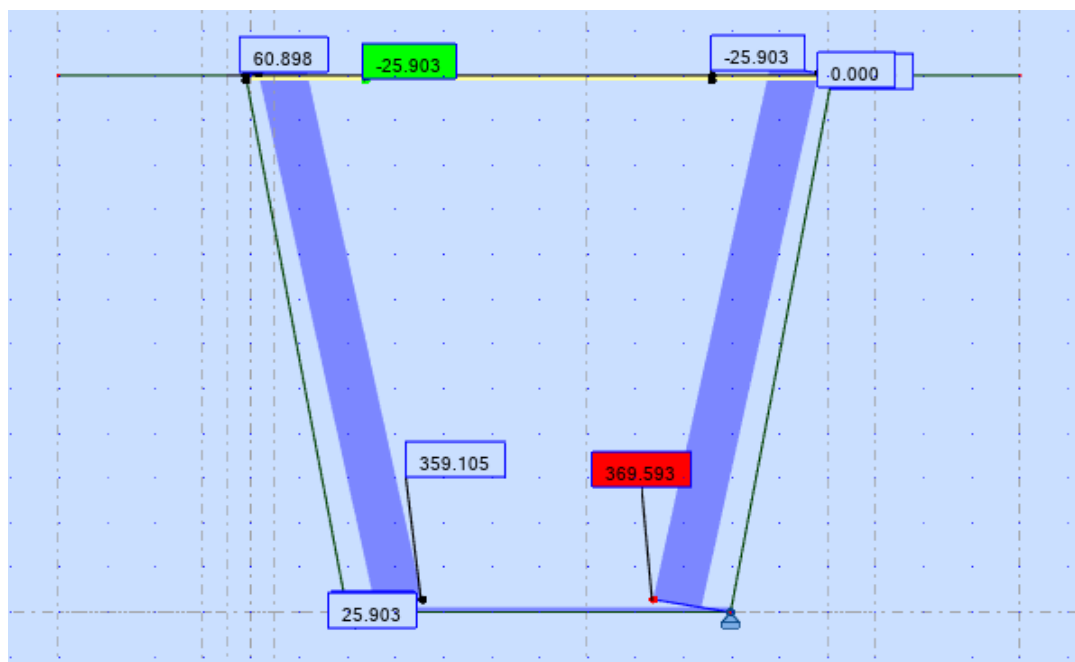


Figure A15: Diagramme des efforts normales à l'ELS pour le VSP.

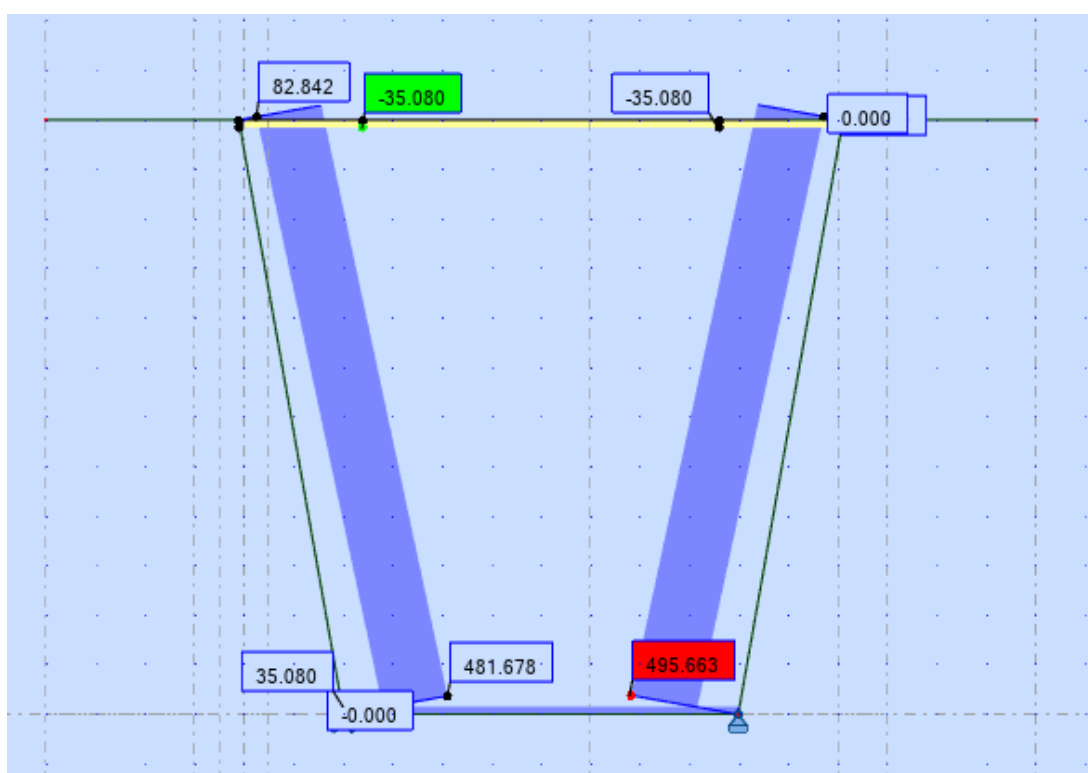


Figure A16: Diagramme des efforts normales à l'ELU pour le VSP.

ANNEXE B
TABLEAUX DE CALCUL

Tableau B.1: L’allure du tracé en élévation des câbles de continuité de travée principale

Voussoirs	Câbles	L _{dév} (m)	d ₀ (m)	d ₁ (m)	R (m)	α (rad)	y(x)
V9	C0	4,80	0,35	0,88	21,736	0,2173	0,35+0,023 x ²
	C1	4,80	0,15	0,54	29,538	0,1611	0,15+0,017 x ²
V8	C2	4,8	0,15	0,54	29,538	0,1611	0,15+0,017 x ²
V7	C3	4,8	0,15	0,9	15,36	0,3029	0,15+0,033 x ²
	C4	4,8	0,15	0,56	28,098	0,1692	0,15+0,018 x ²
V6	C6	4,8	0,15	0,59	26,182	0,1813	0,15+0,019 x ²
	C7	4,8	0,35	0,93	19,862	0,2371	0,35+0,025 x ²
V5	C5	4,8	0,15	0,97	14,049	0,3292	0,15+0,036 x ²
	C8	4,8	0,15	0,63	24	0,1974	0,15+0,021 x ²
V4	C9	4,8	0,35	1,02	17,194	0,2722	0,35+0,029 x ²
	C11	4,8	0,15	0,68	21,736	0,2173	0,15+0,023 x ²
V3	C10	4,8	0,15	1,08	12,387	0,3697	0,15+0,04 x ²

Tableau B.2: Pertes par frottements

X	Cables	L	θ(rad)	θ _d (rad)	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8	FIN V9	FIN V10
4	C0	4,00	0,0000	0,0000	17,75	0,00										
4	C0	4,80	0,0000	0,0000	17,75	0,00										
8,8	C1	4,80	0,1660	0,0000	86,09	69,170	0,00									
8,8	C1	4,80	0,1660	0,0000	86,09	69,17	0,00									
13,6	C2	4,80	0,1161	0,1161	92,28	75,43	54,94	0,00								
18,4	C3	4,80	0,1161	0,1161	112,23	95,62	75,43	54,94	0,00							
23,2	C4	4,80	0,2821	0,1161	176,18	160,35	141,09	121,55	54,94	0,00						
23,2	C4	4,80	0,2821	0,1161	176,18	160,35	141,09	121,55	54,94	0,00						
28	C5	4,80	0,2821	0,1161	194,94	179,33	160,35	141,09	98,6821	54,94	0,00					
32,8	C6	4,80	0,2821	0,1161	213,42	198,04	179,33	160,35	141,09	98,68	54,94	0,00				
37,6	C7	4,80	0,3641	0,1161	252,08	237,16	219,02	200,62	181,94	129,73	110,03	54,94	0,00			
37,6	C7	4,80	0,3641	0,1161	252,08	237,16	219,02	200,62	181,94	129,73	110,03	54,94	0,00			
42,4	C8	4,80	0,2821	0,1161	249,61	234,66	216,48	198,04	179,33	149,28	118,54	87,10	54,94	0,00		
42,4	C8	4,80	0,2821	0,1161	249,61	234,66	216,48	198,04	179,33	149,28	118,54	87,10	54,94	0,00		
47,2	C9	4,80	0,3241	0,1161	277,52	262,91	245,14	227,12	208,83	190,27	157,69	124,28	90,04	54,94	0,00	
52	C10	4,80	0,3241	0,1161	294,83	280,43	262,91	245,14	227,12	208,83	190,27	157,69	124,28	90,04	54,94	0,00
Pertes par frottement moyennes				MPa	171,791	155,90	152,23	155,75	137,10	111,07	107,51	80,87	54,03	36,25	27,47	0,00
				(%)	11,05	10,30	10,23	10,47	9,21	7,46	7,22	5,43	3,63	2,44	1,85	0,00

θ_d : variation d’angle au dernier voussoir de chaque câble.
θ : variation d’angle de chaque câble à l’avant dernier voussoir.
L : longueur de déviation pour une seule pente (par défaut est la longueur du dernier voussoir).

Tableau B.3: Pertes par recul d'ancrage.

X	Cables	L	θ	k	d	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8	FIN V9	FIN V10
4	C0	4,0	0,000	0,003	13,05	172,14	207,86										
4	C0	4,0	0,000	0,003	13,05	172,14	207,86										
8,8	C1	4,8	0,083	0,006	8,89	1,80	78,68	170,93									
8,8	C1	4,8	0,083	0,006	8,89	1,80	78,68	170,93									
13,6	C2	4,8	0,116	0,008	9,46	-	-	76,33	188,29								
18,4	C3	4,8	0,116	0,008	11,80	-	-	-	76,33	188,29							
23,2	C4	4,8	0,199	0,011	7,67	-	-	-	-	79,61	189,49						
23,2	C4	4,8	0,199	0,011	7,67	-	-	-	-	79,61	189,49						
28	C5	4,8	0,199	0,011	8,80	-	-	-	-	-	72,97	182,84					
32,8	C6	4,8	0,199	0,011	8,80	-	-	-	-	-	-	72,97	182,84				
37,6	C7	4,8	0,240	0,013	8,14	-	-	-	-	-	-	-	76,70	186,58			
37,6	C7	4,8	0,240	0,013	8,14	-	-	-	-	-	-	-	76,70	186,58			
42,4	C8	4,8	0,199	0,011	9,85	-	-	-	-	-	-	-	-	67,73	177,61		
42,4	C8	4,8	0,199	0,011	9,85	-	-	-	-	-	-	-	-	67,73	177,61		
47,2	C9	4,8	0,220	0,012	9,46	-	-	-	-	-	-	-	-	-	73,92	183,80	
52	C10	4,8	0,220	0,012	9,46	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	73,92	183,80
Pertes par recul d’encrage moyennes				MPa		21,74	35,82	29,87	22,05	31,59	45,19	31,98	48,03	84,77	107,3	128,86	183,80
				(%)		1,16	2,2	2,01	1,48	2,12	3,04	2,15	3,23	5,70	7,21	8,66	12,35

Tableau B.4: Pertes de tension dues aux non-simultanéités de la mise en tension

Section	N° cables	v (m)	dmoy (m)	emoy (m)	I (m4)	S (m2)	Mg (MN.m)	P (MN)	σbi (MPa)	Δσf+ Δσg (MPa)	Δσe (MPa)	Δσe (%)
Axe VSP	32	3,140	0,2200	2,920	73,1400	12,4600	276,83400	93,202	7,29	13,01	19,26	1,29
FIN VSP	28	3,140	0,2200	2,920	73,1400	12,4600	227,50100	81,666	6,99	12,88	18,46	1,24
FIN V1	24	2,740	0,1900	2,550	54,8900	11,5600	180,78200	70,518	6,056	12,24	15,99	1,07
FIN V2	22	2,380	0,1730	2,207	40,1100	10,7500	140,36500	64,855	6,19	11,95	16,33	1,10
FIN V3	20	2,060	0,1750	1,885	29,1700	10,0000	105,81000	59,369	6,33	11,34	16,72	1,12
FIN V4	16	1,780	0,2060	1,574	21,1800	9,2900	76,70200	47,942	5,07	10,50	13,38	0,90
FIN V5	14	1,550	0,1850	1,365	15,6000	8,6900	52,67100	42,478	5,35	9,37	14,13	0,95
FIN V6	12	1,370	0,1900	1,180	11,7500	8,2000	33,40900	36,696	5,47	8,66	14,44	0,97
FIN V7	8	1,220	0,2430	0,977	9,2100	7,8100	18,66800	24,286	3,65	9,33	9,63	0,65
FIN V8	4	1,120	0,2900	0,830	7,6200	7,5300	8,26100	12,100	1,80	9,65	4,76	0,32
FIN V9	2	1,060	0,2900	0,770	6,7300	7,3500	2,06100	6,0	1,11	10,51	2,92	0,20
FIN V10	0	1,040	0,2150	0,825	6,4400	7,2900	0,00000	0,000	0,00	12,35	0,00	0,00

Tableau B.5: Pertes par retrait

Zone climatique	εr	Ep (MPa)	Δσr (MPa)	Δσr (%)
A	0,0002	190 000	38	2.55

Tableau B.6: Pertes par fluage

Abcs	N° cables	v (m)	d (m)	e _{moy} (m)	I (m4)	S (m2)	Mg (MN.m)	P (MPa)	Δσ _{fl} (MPa)	Δσ _{fl} (%)
Axe VSP	32	3,140	0,22	2,920	73,1400	12,4600	276,834	91,815	92,67	5,88
FIN VSP	28	3,140	0,220	2,920	73,1400	12,4600	227,501	80,503	89,28	5,31
FIN V1	24	2,740	0,190	2,550	54,8900	11,5600	180,782	69,655	77,60	5,22
FIN V2	22	2,380	0,173	2,207	40,1100	10,7500	140,365	64,046	79,37	5,33
FIN V3	20	2,060	0,175	1,885	29,1700	10,0000	105,810	58,617	81,37	5,47
FIN V4	16	1,780	0,206	1,574	21,1800	9,2900	76,702	47,461	65,48	4,40
FIN V5	14	1,550	0,185	1,365	15,6000	8,6900	52,671	42,033	69,29	4,66
FIN V6	12	1,370	0,190	1,180	11,7500	8,2000	33,409	36,306	70,95	4,77
FIN V7	8	1,220	0,243	0,977	9,2100	7,8100	18,668	24,112	47,60	3,20
FIN V8	4	1,120	0,290	0,830	7,6200	7,5300	8,261	12,057	23,65	1,59
FIN V9	2	1,060	0,290	0,770	6,7300	7,3500	2,061	5,979	14,58	0,98
FIN V10	0	1,040	0,215	0,825	6,4400	7,2900	0,000	0,000	0,00	0,00

Tableau B.7: Pertes par relaxation

Abcs	N° cables	σ _p	μ	μ ₀	Δσ _{rel} (MPa)	Δσ _{rel} en (%)
Axe VSP	32	1275,21	0,686	0,43	48,89	3,00
FIN VSP	28	1277,82	0,687	0,43	49,26	3,20
FIN V1	24	1289,91	0,693	0,43	50,98	3,43
FIN V2	22	1293,86	0,696	0,43	51,55	3,46
FIN V3	20	1302,59	0,700	0,43	52,82	3,55
FIN V4	16	1318,35	0,709	0,43	55,13	3,71
FIN V5	14	1334,38	0,717	0,43	57,53	3,87
FIN V6	12	1344,66	0,723	0,43	59,09	3,97
FIN V7	8	1339,57	0,720	0,43	58,31	3,92
FIN V8	4	1339,71	0,720	0,43	58,33	3,92
FIN V9	2	1328,75	0,714	0,43	56,68	3,81
FIN V10	0	1304,20	0,701	0,43	53,05	3,57

Tableau B.8: Pertes totales

Section		Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8	FIN V9	FIN V10
Δσ _d	MPa	171,42	168,33	158,09	160,33	163,39	149,42	155,23	158,19	134,20	110,26	99,81	82,21
	(%)	11,52	11,31	10,62	10,77	10,98	10,04	10,43	10,63	9,02	7,41	6,71	5,52
Δσ _i	MPa	212,79	210,18	198,09	194,14	185,41	169,65	153,62	143,34	148,43	148,29	159,25	183,80
	(%)	14,30	14,12	13,31	13,05	12,46	11,40	10,32	9,63	9,98	9,97	10,70	12,35
Δσ _{tot}	MPa	384,21	378,51	356,18	354,46	348,80	319,07	308,84	301,53	282,63	258,55	259,07	266,01
	(%)	24,93	24,8	23,94	23,82	23,44	21,44	20,76	20,26	18,99	17,38	17,41	17,88

Tableau B.9: Vérification des contraintes en phase de service : A vide.

Section	v'(m)	v (m)	I (m4)	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	1,46	1,04	6,44	7,29	0,00	0,00	0,00	0,00	0,89	1,31	0,00	0,00	0,00
à 3.6m	1,46	1,04	6,44	7,29	0,00	4	0,00	7,61	0,89	1,31	8,45	0,80	1,39
à 7.1m	1,46	1,04	6,44	7,29	0,00	6	0,00	14,73	0,89	1,31	15,86	1,47	2,80
Fin VC	1,46	1,04	6,44	7,29	0,00	8	0,00	19,91	0,89	1,31	20,6	1,85	3,97
Fin V10	1,46	1,04	6,44	7,29	0,00	10	0,00	22,01	0,89	1,31	22,09	1,93	4,55
Fin V9	1,48	1,06	6,73	7,35	2,00	10	2,43	24,11	0,91	1,33	22,11	2,39	5,31
Fin V8	1,54	1,12	7,62	7,53	6,00	10	8,37	22,02	0,97	1,39	17,10	3,24	5,12
Fin V7	1,64	1,22	9,21	7,81	10,00	8	15,54	16,53	1,07	1,49	6,95	3,97	4,29

Fin V6	1,77	1,37	11,75	8,20	14,00	6	23,23	8,73	1,22	1,62	-8,56	4,55	3,05
Fin V5	1,95	1,55	15,60	8,69	18,00	4	30,76	-0,34	1,40	1,80	-29,64	4,90	1,75
Fin V4	2,16	1,78	21,18	9,29	20,00	0,00	37,95	0,00	1,63	2,01	-56,57	4,53	3,55
Fin V3	2,40	2,06	29,17	10,00	24,00	0,00	44,65	0,00	1,91	0,00	-89,7	4,15	4,83
Fin V2	2,68	2,38	40,11	10,75	28,00	0,00	50,82	0,00	2,23	0,00	-129,4	3,77	5,80
Fin V1	3,00	2,74	54,89	11,56	30,00	0,00	56,51	0,00	2,59	0,00	-176,11	3,40	6,51
Fin VSP	3,36	3,14	73,14	12,46	32,00	0,00	62,31	0,00	2,99	0,00	-230,32	3,11	7,02
Axe VSP	3,36	3,14	73,14	12,46	38,00	0,00	73,29	0,00	2,99	0,00	-281,48	3,21	8,75
Fin VSP	3,36	3,14	73,14	12,46	32,00	0,00	62,31	0,00	2,99	0,00	-227,32	3,24	6,88
Fin V1	3,00	2,74	54,89	11,56	30,00	0,00	56,51	0,00	2,59	0,00	-169,52	3,73	6,15
Fin V2	2,68	2,38	40,11	10,75	28,00	0,00	50,82	0,00	2,23	0,00	-119,22	4,38	5,12
Fin V3	2,40	2,06	29,17	10,00	24,00	0,00	44,65	-22,62	1,91	2,25	-75,92	6,46	-2,75
Fin V4	2,16	1,78	21,18	9,29	20,00	2,00	37,95	-12,72	1,63	2,01	-39,21	6,77	-2,20
Fin V5	1,95	1,55	15,60	8,69	18,00	6,00	30,76	7,15	1,40	1,80	-8,68	6,50	1,67
Fin V6	1,77	1,37	11,75	8,20	14,00	10,00	23,23	19,29	1,22	1,62	16	6,71	3,21
Fin V7	1,64	1,22	9,21	7,81	10,00	14,00	15,54	30,86	1,07	1,49	35,1	6,70	4,92
Fin V8	1,54	1,12	7,62	7,53	6,00	18,00	8,37	40,83	0,97	1,39	48,85	6,57	6,49
Fin V9	1,48	1,06	6,73	7,35	2,00	20,00	2,43	47,86	0,91	1,33	57,45	6,21	7,72
Fin V10	1,46	1,04	6,44	7,29	0,00	24,00	0,00	50,8	0,89	1,31	61,02	6,08	8,22
VC	1,46	1,04	6,44	7,29	0,00	24,00	0,00	50,86	0,89	1,31	61,13	6,09	8,22

Tableau B.10: Vérification des contraintes en phase de service : en charge.

Section	v'(m)	v (m)	I (m4)	S(m2)	nf	nc	Pf (MN)	Pc (MN)	ef (m)	ec (m)	M(MN.m)	σsup (MPa)	σinf (MPa)
Début VSC	1,46	1,04	6,44	7,29	0	0	0	0	0,89	1,31	0	0	0
à 3.6m	1,46	1,04	6,44	7,29	0	4	0	7,61	0,89	1,31	14,57	1,79	0,001
à 7.1m	1,46	1,04	6,44	7,29	0	6	0	14,73	0,89	1,31	28,2	3,46	0,002
Fin VC	1,46	1,04	6,44	7,29	0	8	0	19,91	0,89	1,31	38,12	4,68	0,002
Fin V10	1,46	1,04	6,44	7,29	0	10	0	22,01	0,89	1,31	42,14	5,17	0,002
Fin V9	1,48	1,06	6,73	7,35	2	10	2,43	24,11	0,91	1,33	46,98	6,31	-0,16
Fin V8	1,54	1,12	7,62	7,53	6	10	8,37	22,02	0,97	1,39	45,08	7,36	-0,53
Fin V7	1,64	1,22	9,21	7,81	10	8	15,54	16,53	1,07	1,49	35,52	7,75	-0,79
Fin V6	1,77	1,37	11,75	8,2	14	6	23,23	8,73	1,22	1,62	21,2	8,02	-1,43
Fin V5	1,95	1,55	15,6	8,69	18	4	30,76	-0,34	1,4	1,8	-47,72	3,10	4,01
Fin V4	2,16	1,78	21,18	9,29	20	0	37,95	0	1,63	2,01	-77,51	2,77	5,68
Fin V3	2,4	2,06	29,17	10	24	0	44,65	0	1,91	0	-113,59	2,47	6,79
Fin V2	2,68	2,38	40,11	10,75	28	0	50,82	0	2,23	0	0	11,45	-2,84
Fin V1	3	2,74	54,89	11,56	30	0	56,51	0	2,59	0	-206,22	1,90	8,16
Fin VSP	3,36	3,14	73,14	12,46	32	0	62,31	0	2,99	0	-263,68	1,68	8,56
Axe VSP	3,36	3,14	73,14	12,46	38	0	73,29	0	2,99	0	-317,65	1,65	10,41
Fin VSP	3,36	3,14	73,14	12,46	32	0	62,31	0,00	2,99	0	-253,47	2,12	8,09
Fin V1	3	2,74	54,89	11,56	30	0	56,51	0,00	2,59	0	-185,57	2,93	7,03
Fin V2	2,68	2,38	40,11	10,75	28	0	50,82	0,00	2,23	0	-128,15	3,85	5,72
Fin V3	2,4	2,06	29,17	10	24	0	44,65	-22,62	1,91	2,25	-78,4	6,28	-2,55
Fin V4	2,16	1,78	21,18	9,29	20	2	37,95	-12,72	1,63	2,01	-39,49	6,74	-2,17
Fin V5	1,95	1,55	15,6	8,69	18	6	30,76	7,15	1,4	1,8	19,47	9,30	-1,85
Fin V6	1,77	1,37	11,75	8,2	14	10	23,23	19,29	1,22	1,62	46,87	10,31	-1,44
Fin V7	1,64	1,22	9,21	7,81	10	14	15,54	30,86	1,07	1,49	68,18	11,08	-0,97
Fin V8	1,54	1,12	7,62	7,53	6	18	8,37	40,83	0,97	1,39	83,59	11,67	-0,53
Fin V9	1,48	1,06	6,73	7,35	2	20	2,43	47,86	0,91	1,33	93,26	11,85	-0,15
Fin V10	1,46	1,04	6,44	7,29	0	24	0	50,8	0,89	1,31	97,28	11,93	0,001
VC	1,46	1,04	6,44	7,29	0	24	0	50,86	0,89	1,31	97,41	11,95	-0,002

Tableau B.11: Modes Propres ; Résultats Robot structural Analysis 2019.

Mode	Fréquence (Hz)	Période (s)	Masse cumulée (Ux)	Masse cumulée (Uy)	Masse cumulée (Uz)	Masse modale Ux (%)	Masse modale Uy (%)	Masse modale Uz (%)	Masse totale Ux (kg)	Masse totale Uy (kg)	Masse totale Uz (kg)
1	0,75	1,34	0	71,6	0	0	71,6	0	8722865,67	8722865,67	0
2	1,3	0,77	0	71,79	0	0	0,19	0	8722865,67	8722865,67	0
3	2,47	0,41	0	79,54	0	0	7,74	0	8722865,67	8722865,67	0
4	4,27	0,23	0	79,54	0	0	0	0	8722865,67	8722865,67	0
5	6,09	0,16	0	80,16	0	0	0,62	0	8722865,67	8722865,67	0
6	6,47	0,15	0	81,61	0	0	1,45	0	8722865,67	8722865,67	0
7	6,6	0,15	0	81,81	0	0	0,2	0	8722865,67	8722865,67	0
8	6,89	0,15	77,37	81,81	0	77,37	0	0	8722865,67	8722865,67	0
9	8,23	0,12	77,37	83,1	0	0	1,29	0	8722865,67	8722865,67	0
10	8,53	0,12	77,37	83,17	0	0	0,07	0	8722865,67	8722865,67	0
11	10,46	0,1	77,37	83,48	0	0	0,31	0	8722865,67	8722865,67	0
12	11,58	0,09	77,37	85,7	0	0	2,22	0	8722865,67	8722865,67	0
13	12,09	0,08	77,37	85,7	0	0	0	0	8722865,67	8722865,67	0

ANNEXE. TABLEAUX DE CALCUL

14	12,48	0,08	77,37	87,79	0	0	2,08	0	8722865,67	8722865,67	0
15	15,48	0,06	77,37	87,79	0	0	0	0	8722865,67	8722865,67	0
16	16,19	0,06	77,37	87,79	0	0	0	0	8722865,67	8722865,67	0
17	17,65	0,06	77,37	88,37	0	0	0,58	0	8722865,67	8722865,67	0
18	18,17	0,06	77,37	88,4	0	0	0,03	0	8722865,67	8722865,67	0
19	18,3	0,05	80,66	88,4	0	3,29	0	0	8722865,67	8722865,67	0
20	19,72	0,05	80,66	88,54	0	0	0,14	0	8722865,67	8722865,67	0
21	20,53	0,05	83,08	88,54	0	2,42	0	0	8722865,67	8722865,67	0
22	22,3	0,04	83,08	88,72	0	0	0,19	0	8722865,67	8722865,67	0
23	23,37	0,04	84,2	88,72	0	1,12	0	0	8722865,67	8722865,67	0
24	24,16	0,04	84,2	88,72	0	0	0	0	8722865,67	8722865,67	0
25	28,44	0,04	84,2	88,82	0	0	0,1	0	8722865,67	8722865,67	0
26	28,64	0,03	84,2	88,88	0	0	0,06	0	8722865,67	8722865,67	0
27	28,74	0,03	84,2	88,9	0	0	0,02	0	8722865,67	8722865,67	0
28	28,92	0,03	84,2	89,23	0	0	0,33	0	8722865,67	8722865,67	0
29	30,35	0,03	84,2	89,23	0	0	0	0	8722865,67	8722865,67	0
30	33,9	0,03	84,2	89,24	0	0	0,01	0	8722865,67	8722865,67	0
31	35,19	0,03	84,2	89,62	0	0	0,38	0	8722865,67	8722865,67	0
32	36,48	0,03	87,58	89,62	0	3,38	0	0	8722865,67	8722865,67	0
33	38,61	0,03	87,58	90,42	0	0	0,81	0	8722865,67	8722865,67	0
34	39,22	0,03	87,58	90,67	0	0	0,25	0	8722865,67	8722865,67	0
35	39,48	0,03	87,58	91,16	0	0	0,49	0	8722865,67	8722865,67	0
36	42	0,02	87,58	91,17	0	0	0,01	0	8722865,67	8722865,67	0
37	43,65	0,02	87,58	91,17	0	0	0	0	8722865,67	8722865,67	0
38	43,98	0,02	87,58	91,25	0	0	0,07	0	8722865,67	8722865,67	0
39	45,09	0,02	87,58	92,28	0	0	1,03	0	8722865,67	8722865,67	0
40	47,67	0,02	87,58	92,53	0	0	0,25	0	8722865,67	8722865,67	0
41	48,75	0,02	87,58	92,63	0	0	0,1	0	8722865,67	8722865,67	0
42	51,31	0,02	87,58	92,68	0	0	0,05	0	8722865,67	8722865,67	0
43	52,08	0,02	88,63	92,68	0	1,05	0	0	8722865,67	8722865,67	0
44	52,31	0,02	88,63	92,71	0	0	0,04	0	8722865,67	8722865,67	0
45	53,5	0,02	88,63	93,23	0	0	0,52	0	8722865,67	8722865,67	0
46	55,08	0,02	88,64	93,23	0	0,02	0	0	8722865,67	8722865,67	0
47	55,1	0,02	88,66	93,23	0	0,02	0	0	8722865,67	8722865,67	0
48	56,15	0,02	88,66	93,24	0	0	0,01	0	8722865,67	8722865,67	0
49	59,01	0,02	88,66	93,24	0	0	0	0	8722865,67	8722865,67	0
50	59,13	0,02	88,66	93,26	0	0	0,02	0	8722865,67	8722865,67	0
51	60,26	0,02	88,66	93,37	0	0	0,1	0	8722865,67	8722865,67	0
52	61,21	0,02	88,66	93,41	0	0	0,04	0	8722865,67	8722865,67	0
53	64,34	0,02	88,66	93,44	0	0	0,03	0	8722865,67	8722865,67	0
54	64,63	0,02	88,66	93,44	0	0,01	0	0	8722865,67	8722865,67	0
55	64,86	0,02	88,66	93,44	0	0	0	0	8722865,67	8722865,67	0
56	65,99	0,02	88,66	93,46	0	0	0,02	0	8722865,67	8722865,67	0
57	67,66	0,01	88,66	93,72	0	0	0,26	0	8722865,67	8722865,67	0
58	71,61	0,01	89,32	93,72	0	0,66	0	0	8722865,67	8722865,67	0
59	74,48	0,01	90,08	93,72	0	0,76	0	0	8722865,67	8722865,67	0
60	75,1	0,01	90,08	93,73	0	0	0	0	8722865,67	8722865,67	0



ANNEXE C
FERRAILLAGE

Ferrailage de VSP Hourdis supérieur (Calcul de Section A1 en Flexion Simple)

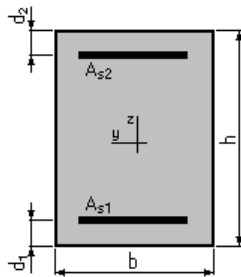
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de 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)

$h = 56,0$ (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)	186,50	0,00
Etat Limite de Service	139,75	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 33,6$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 6,1$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,70$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0,12$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU	$M_{max} = 186,50$	(kN*m)	$M_{min} = 0,00$	(kN*m)
Coefficient de sécurité:	0,00		Pivot: A	
Position de l'axe neutre:	$y = 0,0$	(cm)		
Bras de levier:	$Z = 51,0$	(cm)		
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 0,00$	(‰)		
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 0,00$	(‰)		
Contrainte de l'acier:				

Cas ELS $M_{\max} = 139,75$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0,00

Position de l'axe neutre: $y = 0,4$ (cm)

Bras de levier: $Z = 50,9$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 198,6$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$$

Ferraillage de VSP Hourdis supérieur (Calcul de Section A2 en Flexion Simple)

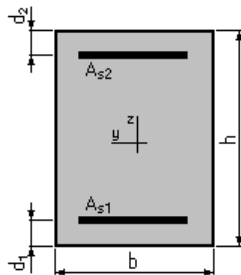
1. Hypothèses:

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:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 25,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	285,45	0,00
Etat Limite de Service	213,74	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 18,5$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 29,5$ (cm²)

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 3,1$ (cm²)

théorique $\rho = 4,84$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0,16 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 285,45 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,26 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 11,2 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 15,5 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50 \text{ (‰)}$

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 2,73 \text{ (‰)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$

comprimée: $\sigma'_s = 388,4 \text{ (MPa)}$

Cas ELS $M_{\max} = 213,74 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 11,2 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 16,3 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 21,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 250,0 \text{ (MPa)}$

comprimée: $\sigma'_s = 173,7 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$

Ferraillage de VSP

Nappe externe de l'âme (Calcul de Section A3 en Flexion Composée)

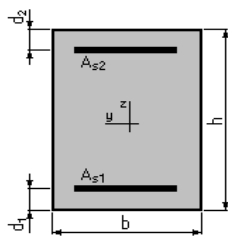
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,0 \text{ (MPa)}$

Acier: $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0 \text{ (cm)}$

$h = 50,0 \text{ (cm)}$

$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$

$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	495,66	233,10
2.	ELS	369,60	175,43

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 10,0 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 10,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 12,0 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section maximum	$A_{s \max} = 250,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
théorique	$\rho = 1,00 \text{ (}\%)$		
minimum	$\rho_{\min} = 0,24 \text{ (}\%)$	maximum	$\rho_{\max} = 5,00 \text{ (}\%)$

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU **N = 495,66 (kN)** **M = 233,10 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,37 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 11,2 \text{ (cm)}$
 Bras de levier: $Z = 40,5 \text{ (cm)}$
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00 \text{ (}\%)$
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 3,33 \text{ (}\%)$
 Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$ comprimée: $\sigma_s' = 369,3 \text{ (MPa)}$

Cas N° 2: Type ELS **N = 369,60 (kN)** **M = 175,43 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00
 Position de l'axe neutre: $y = 17,6 \text{ (cm)}$
 Bras de levier: $Z = 39,1 \text{ (cm)}$
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 10,7 \text{ (MPa)}$
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 250,0 \text{ (MPa)}$
 comprimée: $\sigma_s' = 114,9 \text{ (MPa)}$
 Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \lim} = 250,0 \text{ (MPa)}$

Ferrailage de VSP Nappe interne de l'âme (Calcul de Section A4 en Flexion Composée)

1. Hypothèses:

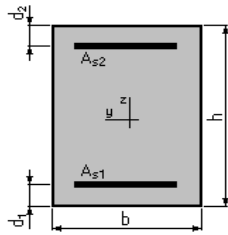
Béton: $f_{c28} = 25,0 \text{ (MPa)}$ **Acier: $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau

ANNEXE C. FERRAILLAGE

- 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	495,66	150,00
2.	ELS	369,60	112,55

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 6,0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 6,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\min} = 12,0$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s\max} = 250,0$ (cm ²)
théorique	$\rho = 0,40$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,24$ (%)	maximum	$\rho_{\max} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N^0 1: Type ELU **N = 495,66 (kN)** **M = 150,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,42 Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = 10,9$ (cm)
Bras de levier: $Z = 40,7$ (cm)
Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)
Déformation du béton: $\epsilon_b = 3,18$ (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa) comprimée: $\sigma_s' = 343,7$ (MPa)

Cas N^0 2: Type ELS **N = 369,60 (kN)** **M = 112,55 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: $y = 16,2$ (cm)
Bras de levier: $Z = 39,6$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 9,3$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 250,0$ (MPa)
comprimée: $\sigma_s' = 96,7$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$

Ferraillage de VSP Hourdis inférieur (Calcul de Section $A_{s \text{ sup}}$ en Flexion Simple)

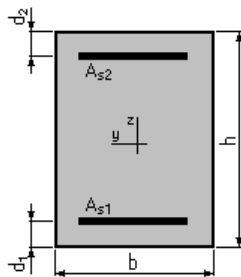
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0 \text{ (MPa)}$

Acier: $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0 \text{ (cm)}$

$h = 75,0 \text{ (cm)}$

$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$

$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$

3. Moments appliqués:

	$M_{\text{max}} \text{ (kN*m)}$	$M_{\text{min}} \text{ (kN*m)}$
Etat Limite Ultime (fondamental)	150,00	0,00
Etat Limite de Service	112,55	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 8,0 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 8,0 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0,14 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,11 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas:

Cas ELU	$M_{\text{max}} = 150,00 \text{ (kN*m)}$	$M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$
Coefficient de sécurité:	1,00	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 2,6 \text{ (cm)}$	
Bras de levier:	$Z = 68,9 \text{ (cm)}$	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 0,39 \text{ (\%)}_0$	

ANNEXE C. FERRAILLAGE

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 112,55$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2,08

Position de l'axe neutre: $y = 12,8$ (cm)

Bras de levier: $Z = 65,7$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0,8$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 9,9$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$$

Ferraillage de VSP Hourdis inférieur (Calcul de Section $A_{s\text{inf}}$ en Flexion Simple)

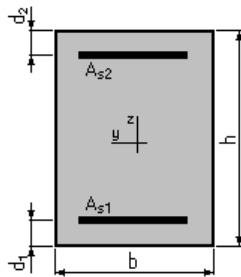
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 25,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	16,21	0,00
Etat Limite de Service	12,04	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 3,6 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 29,5 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 3,1 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 4,84 \text{ (\%)} $		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,16 \text{ (\%)} $		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\text{max}} = 16,21 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 3,60 Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = 0,0 \text{ (cm)}$
Bras de levier: $Z = 20,0 \text{ (cm)}$
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,00 \text{ (\%)}$
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}$
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$

Cas ELS $M_{\text{max}} = 12,04 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 2,76
Position de l'axe neutre: $y = 0,2 \text{ (cm)}$
Bras de levier: $Z = 19,9 \text{ (cm)}$
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0,3 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0 \text{ (MPa)}$
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 90,6 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$

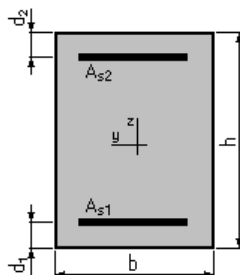
Ferrailage de VC Hourdis supérieur (Calcul de Section A1 en Flexion Simple)

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0 \text{ (MPa)}$ **Acier:** $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0 \text{ (cm)}$

$h = 56,0$ (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)	175,46	0,00
Etat Limite de Service	131,55	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 31,5$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\min} = 6,1$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,71$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,12$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 175,46$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,37 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 10,0$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 47,0$ (cm)
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 2,43$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 131,55$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
 Position de l'axe neutre: $y = 18,8$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 44,7$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 9,7$ (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)

Ferrailage de VC Hourdis supérieur (Calcul de Section A2 en Flexion Simple)

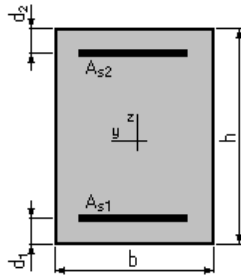
1. Hypothèses:

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:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 25,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	289,85	0,00
Etat Limite de Service	216,95	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 18,8 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 23,2 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 3,1 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 4,31 \text{ (\%)} $		
minimum	$\rho_{\min} = 0,16 \text{ (\%)} $		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 289,85 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,18 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 11,5 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 15,4 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\epsilon_b = 3,50 \text{ (\%)}$

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 2,59 \text{ (\%)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$

comprimée: $\sigma'_s = 395,4 \text{ (MPa)}$

Cas ELS $M_{\max} = 216,95 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 11,2 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 16,3 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 21,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 250,0 \text{ (MPa)}$

comprimée: $\sigma'_s = 173,7 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \lim} = 250,0 \text{ (MPa)}$$

Ferrailage de VC

Nappe externe de l'âme (Calcul de Section A₃ en Flexion Composée)

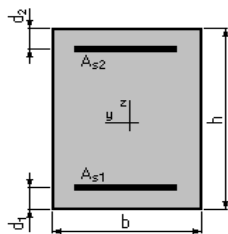
1. Hypothèses:

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	421,65	237,62
2.	ELS	312,17	181,46

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 11,7$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 11,7$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 12,0$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s \max} = 250,0$ (cm ²)
théorique	$\rho = 1,09$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,24$ (%)	maximum	$\rho_{\max} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU **N = 421,65 (kN)** **M = 237,62 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1,41	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 9,5$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 41,2$ (cm)	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10,00$ (‰)	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 2,68$ (‰)	
Contrainte de l'acier:		

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa) comprimée: $\sigma_s' = 254,9$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELS **N = 312,17 (kN)** **M = 181,46 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00
 Position de l'axe neutre: $y = 17,4$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 39,2$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 10,5$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 250,0$ (MPa)
 comprimée: $\sigma_s' = 112,1$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$ (MPa)

Ferrailage de VC

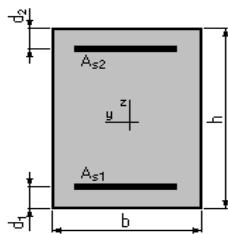
Nappe interne de l'âme (Calcul de Section A4 en Flexion Composée)

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	421,65	45,83
2.	ELS	312,17	34,24

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 6,0 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 6,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 12,0 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section maximum	$A_{s \text{ max}} = 250,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
théorique	$\rho = 0,24 \text{ (\%)}\text{}$		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,24 \text{ (\%)}\text{}$	maximum	$\rho_{\text{max}} = 5,00 \text{ (\%)}\text{}$

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU $N = 421,65 \text{ (kN)}$ $M = 45,83 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 10,02 Pivot: B
 Position de l'axe neutre: $y = 44,0 \text{ (cm)}$
 Bras de levier: $Z = 27,4 \text{ (cm)}$
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0,08 \text{ (\%)}\text{}$
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50 \text{ (\%)}\text{}$
 Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 15,4 \text{ (MPa)}$ comprimée: $\sigma_s' = 434,8 \text{ (MPa)}$

Cas N° 2: Type ELS $N = 312,17 \text{ (kN)}$ $M = 34,24 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 10,53
 Position de l'axe neutre: $y = 52,1 \text{ (cm)}$
 Bras de levier: $Z = 27,7 \text{ (cm)}$
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 2,0 \text{ (MPa)}$
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:
 comprimée: $\sigma_s' = 27,1 \text{ (MPa)}$
 Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$

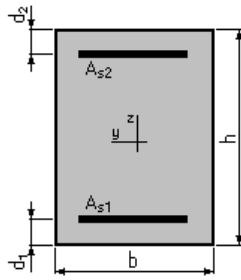
Ferrailage de VC Hourdis inférieur (Calcul de Section $A_{5\text{sup}}$ en Flexion Simple)

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0 \text{ (MPa)}$ **Acier:** $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 35,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	45,83	0,00
Etat Limite de Service	34,24	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 5,9 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 4,1 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0,14 \text{ (\%)} $		
minimum	$\rho_{\min} = 0,14 \text{ (\%)} $		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 45,83$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2,61 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 1,1$ (cm)

Bras de levier: $Z = 29,6$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0,39$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 34,24$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,92

Position de l'axe neutre: $y = 5,5$ (cm)

Bras de levier: $Z = 28,2$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0,7$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 7,5$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \lim} = 250,0$ (MPa)

Ferrailage de VC

Hourdis inférieur (Calcul de Section $A_{s\text{inf}}$ en Flexion Simple)

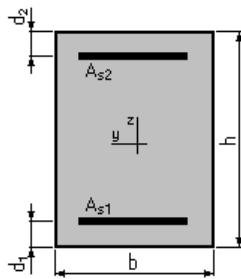
1. Hypothèses:

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:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 35,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	16,21	0,00
Etat Limite de Service	12,04	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 3,6 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s\text{min}} = 3,6 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0,25 \text{ (\%)}\text{}$		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,14 \text{ (\%)}\text{}$		

Analyse par Cas:

Cas ELU	$M_{\text{max}} = 16,21$	(kN*m)	$M_{\text{min}} = 0,00$	(kN*m)
Coefficient de sécurité:	1,37		Pivot: A	
Position de l'axe neutre:	$y = 2,1$	(cm)		
Bras de levier:	$Z = 29,2$	(cm)		
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 0,74$	(‰)		
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10,00$	(‰)		
Contrainte de l'acier:				
tendue:	$\sigma_s = 434,8$	(MPa)		

Cas ELS $M_{\max} = 12,04$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 7,2$ (cm)

Bras de levier: $Z = 27,6$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 2,5$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 25,1$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$$

Ferrailage des pieux (Section en Flexion Déviée Composée)

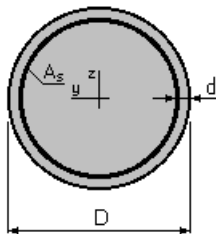
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$D = 120,0 \text{ (cm)}$$

$$d = 7,0 \text{ (cm)}$$

3. Efforts appliqués:

Cas N^0	Type	N (kN)	M_y (kN*m)	M_z (kN*m)
1.	ELU	6544,52	240,58	0,00
2.	ELS	4778,57	175,24	0,00
3.	ELA	7351,87	1475,71	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_s = 113,1$ (cm²)

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 113,1$ (cm²)

Section maximum $A_{s \text{ max}} = 565,5$ (cm²)

ANNEXE C. FERRAILLAGE

théorique $\rho = 1,00$ (%)
minimum $\rho_{\min} = 0,50$ (%)

maximum $\rho_{\max} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU **$N = 6544,52$ (kN)** **$M_y = 240,58$ (kN*m)** **$M_z = 0,00$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 3,65 Pivot: C
Position de l'axe neutre: $y = 138,8$ (cm)
Bras de levier: $Z = 54,6$ (cm)
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,18$ (‰)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0,00$ (‰)
Contrainte de l'acier:
comprimée: $\sigma_s' = 434,8$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELS **$N = 4778,57$ (kN)** **$M_y = 175,24$ (kN*m)** **$M_z = 0,00$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 4,63
Position de l'axe neutre: $y = 322,1$ (cm)
Bras de levier: $Z = 56,2$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 4,5$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)
Contrainte de l'acier:
comprimée: $\sigma_s' = 66,1$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$ (MPa)

Cas N° 3: Type ELA **$N = 7351,87$ (kN)** **$M_y = 1475,71$ (kN*m)** **$M_z = 0,00$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 2,82 Pivot: B
Position de l'axe neutre: $y = 94,3$ (cm)
Bras de levier: $Z = 70,0$ (cm)
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0,68$ (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 136,6$ (MPa)
comprimée: $\sigma_s' = 500,0$ (MPa)