

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

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics  
Francis Jeanson



# Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Routes & Ouvrages

# Thème

Conception et étude d'un viaduc sur la ligne minière  
tronçon 02 BOUCHEGOUF Oued KEBRIT ouvrage  
d'art pk101+050 au pk101+270

Présenté par :

BOUHAMADI IBRAHIM FOUAD  
BENCHIKH MOHAMED ESSADEK

Encadré par :

Mr .FERIEKH OMAR  
CO/  
Mr.GUERFI MOUSSA

Promotion 2023/2024

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

# Remerciements

عملا بحديث النبي عليه الصلاة والسلام :  
""من سأل بالله فأعطوه ومن استعاذ بالله فأعينوه ومن دعاكم فأجيبوه ومن صنع إليكم معروفا فكافنوه فإن لم تجدوا ما تكافنونه فادعوا له حتى تروا أنكم قد كافأتموه""

وحديثه عليه الصلاة والسلام  
""

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 encadreurs pour leurs précieux conseils et orientation et tous ce qui font pour nous :

**Mr. FERIEKH Omar**, Ingénieur Senior Ouvrages d'art à COSIDER Engineering.  
**Mr. GUERFI Moussa**, Ingénieur Senior à GCB Boumerdes et formateur MIDAS CIVIL.

Nous remercions également toutes les personnes qui ont contribué à l'élaboration de ce mémoire de près ou de loin particulièrement à notre chef département et enseignant  
**Dr. HEMAIDI-ZOURGUI Nadjib.**

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 depuis, les premières lettres alphabétiques.

Nous tenons à exprimer toutes nos reconnaissances aux membres de jury qui nous ont fait l'honneur de présider et d'examiner ce travail.

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

## *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 **DJAIDJAI .H**, 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 ces précieux conseils, donc je devais incessamment être de grande compétence et motivation.*

*Cependant, Je prie **ALLAH** le Miséricordieux qu'il te portera récompense, car la mienne ne sera guère complète, et te protège et te garde en bonne santé.*

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

*A mes chère sœurs la joie de ma vie.*

*A Mon âme sœur **L.....***

*A mes Neveu **TAHA , ILAF***

*A ma future femme*

*A toute la famille **BENCHIKH**.*

*A toute la famille **DJAIDJAI**.*

*A Mon binôme et confrère **BOUHAMADI FOUAD**.*

*A tout Mes Amis et à tous mes collègue de l'école **ENSTP**.*

*Je n'oublierais jamais aussi **MUSTAPHA, Mme AMINA** notre chères aimées pour vos soutiens le long de la période de préparation.*

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

**BENCHIKH MOHAMED ESSADEK**

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

## Dédicace

Je remercie **ALLAH** le Tout-Puissant, Clément et Miséricordieux de m'avoir aidé à réaliser ce travail.

Je dédie ce modeste travail à ma très chère **mère BOURAHLA.N**, 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 ces précieux conseils, donc je devais incessamment être de grande compétence et motivation. Cependant, Je prie **ALLAH** le Miséricordieux qu'il te portera récompense, car la mienne ne sera guère complète, et te protège et te garde en bonne santé.

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

A mes frères **Mohamed ,Sofiane, Anis** et a toute la famille **BOUHAMADI**.

A mon grand-père **Mr.BOURAHLA ALI** et toute la famille **BOURAHLA**.

A Mon binôme et confrère **BENCHIKH Mohamed Essadek** et son père Ami **NABIL** et toute sa famille.

A tous Mes Amis et à tous mes collègues de l'école **ENSTP**.

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

إِلَيْكَ أَنْتَ أَيُّهَا الْقَارِئُ.  
إلى الذين نحبهم مكانتكم ليست بين الاسطر لان مقامهم اجل واعلى فالقلب سكتناهم.

**Fouad Ibrahim BOUHAMADI**

## ملخص

يهدف هذا العمل الذي يدخل في اطار مشروع نهاية التخرج إلى القيام بتصميم ودراسة جسر يقع بين النقطة الكيلومترية 101+050 والنقطة الكيلومترية 101+270 بطول يمتد على 220 متر، يدخل في إطار إعادة تهيئة وتحديث السكة الحديدية الخاصة بنقل المعادن التي تربط عنابة بتبسة. بدأنا عملنا بتعريف بالمشروع وتقديم المعطيات الخاصة بالمشروع المتحصل عليها ثم توجهنا لاحقا الى التصميم العام للجسر حيث قمنا باقتراح 3 خيارات (كمرات خرسانية مسبقة الصنع بشكل I، العوارض الصندوقية، كمرات معدنية مع بلاطة خرسانية) و اخترنا الأحسن بينهما استنادا 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 الاساسية المكونة للجسر وهذا بالاستناد على المعايير المعمول بها في الجزائر وبالاعتماد على البرنامج الانشائي MIDAS CIVIL وختمنا عملنا ببحث ببيوغرافي حول ظاهرة تعرية أساس أعمدة الجسور.

**كلمات مفتاحية:** تصميم، دراسة، جسر صندوقي، التتابع المتتالي، سابقة الاجهاد.

## RESUME

Ce travail s'inscrit dans le cadre du projet de fin d'études, il présente la conception et l'étude d'un pont ferroviaire du PK 101+050 au PK 101+270 sur une longueur 220 m. Cet ouvrage fait partie de la nouvelle ligne ferroviaire minière électrifiée à double voie qui relie entre Annaba –Tébessa et qui se situe dans le tronçon Bouchegouf à Oued Kebrit.

Nous entamons notre travail par la présentation de projet en présentant les données de projet obtenues. Ensuite, nous continuons avec la conception générale du viaduc pour laquelle nous proposons 3 variantes : (pont à poutre précontrainte, pont caisson en béton armé et pont à poutres métalliques avec dalle en béton armé). Sur la base de choix multicritères, nous avons opté pour la variante pont caisson à hauteur variable construit par encorbellement successive. Ensuite, nous étudions la superstructure et l'infrastructure en passant par le calcul de la précontrainte, l'étude sismique et les éléments principaux constituant le viaduc. Ceci en se basant sur les normes algériennes en vigueur et logiciels de modélisation 3D MIDAS CIVIL. à la fin on termine notre travaille avec une recherche bibéographique sur L'affouillement autour des appuis des ponts.

**Mots clés:** Conception, étude, pont caisson, encorbellement successive , précontrainte.

## ABSTRACT

This work is part of the end of studies project, it presents the design and study of a railway bridge from 101+ 050 to PK 101+ 270 over a length of 220 m. This work is part of the new doubletrack electrified mining railway line that connects Annaba -Tebessa and is located in the Bouchegouf to Oued Kebrit section.

We start our work with the project presentation by presenting the project data obtained. Then, we continue with the general design of the bridge for which we propose three variants: prestressed beams bridge, Reinforced Concrete Box Bridge and steel beams bridge with reinforced concrete slab. Based on a multicriteria selection, we opted for the variable height, cantilevered box-bridge variant. Then, we study the superstructure and the infrastructure, including the calculation of the prestressing, the seismic study and the design of the main elements constituting the bridge based on the Algerian standards and 3D modeling software MIDAS CIVIL. at the end we finish our work with a bibeographic research on scouring around bridge supports.

**Keywords:** design, study, Box Bridge, successive cantilevering, the prestressing.

# Table des matières

<b>I</b>	<b>PRESENTATION DE PROJET</b>	<b>11</b>
I.1	INTRODUCTION . . . . .	11
I.2	PRESENTATION DE L'OUVRAGE . . . . .	11
I.2.1	Objectif du Projet . . . . .	11
I.2.2	Situation du projet . . . . .	12
I.2.3	L'obstacle à franchir . . . . .	13
I.3	LES DONNEES DE PROJET . . . . .	13
I.3.1	Les données fonctionnelles . . . . .	13
I.3.2	Les données naturelles . . . . .	15
I.4	Conclusion . . . . .	17
<b>II</b>	<b>CONCEPTION GENERAL</b>	<b>18</b>
II.1	INTRODUCTION . . . . .	18
II.2	PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES	18
II.2.1	Variante 1 : « pont a poutres en béton précontrainte de type VIPP » . . . . .	18
II.2.2	Variante 2 : « Pont Mixte Bipoutre » . . . . .	21
II.2.3	Variante 3 : « Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs coulé sur place » . . . . .	22
II.3	Analyse Multicritere des variantes . . . . .	25
II.3.1	Analyse des variantes . . . . .	26
II.4	Conclusion . . . . .	26
<b>III</b>	<b>HYPOTHESE DE CALCUL ET ANALYSE DES CHARGES</b>	<b>27</b>
III.1	INTRODUCTION . . . . .	27
III.2	NORMES ET REGLES DE CALCUL . . . . .	27
III.3	CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX . . . . .	27
III.3.1	Béton . . . . .	28
III.3.2	Armatures . . . . .	28
III.3.3	Contraintes admissibles . . . . .	29
III.4	EVALUATION DES ACTIONS . . . . .	30
III.4.1	Evaluation des actions hors trafic . . . . .	30
III.4.2	Les surcharges dues au trafic ferroviaire . . . . .	32
III.4.3	Chargements verticaux . . . . .	33
III.4.4	Transmission des chargesauxstructures . . . . .	34
III.4.5	Effet dynamique . . . . .	34
III.4.6	Forces horizontales . . . . .	36
III.4.7	Actions accidentelles . . . . .	37
III.5	GROUPES DES CHARGES . . . . .	39

III.6	Conclusion . . . . .	40
<b>IV</b>	<b>ETUDE LONGITUDINAL</b>	<b>41</b>
IV.1	Introduction . . . . .	41
IV.2	STABILITÉ EN PHASE DE CONSTRUCTION . . . . .	41
IV.2.1	Différentes phases de construction d'un fléau . . . . .	41
IV.2.2	Charges à prendre en compte . . . . .	42
IV.2.3	Combinaisons d'action . . . . .	44
IV.2.4	Évaluation des efforts . . . . .	45
IV.3	Stabilisation du fléau avec clouage par précontrainte . . . . .	46
IV.3.1	Calcul du nombre des câbles . . . . .	47
IV.3.2	Calcul de la surface des cales . . . . .	49
IV.4	EVALUATION DES EFFORTS EN SERVICE . . . . .	50
IV.4.1	Phases de réalisation du tablier . . . . .	50
IV.4.2	Combinaisons d'action . . . . .	51
IV.4.3	Modélisation . . . . .	52
IV.4.4	Résultats . . . . .	53
IV.5	Conclusion . . . . .	55
<b>V</b>	<b>ETUDE DE LA PRECONTRAINTÉ</b>	<b>56</b>
V.1	INTRODUCTION . . . . .	56
V.2	ETUDE DE LA PRECONTRAINTÉ DU FLEAU . . . . .	56
V.2.1	Détermination du nombre des câbles du fléau . . . . .	56
V.2.2	Position et enrobage des câbles : . . . . .	58
V.2.3	Tracé des câbles en plan : . . . . .	58
V.2.4	Tracé des câbles en élévation : . . . . .	59
V.2.5	Exemple d'étude du tracé des câbles : . . . . .	60
V.3	Etude de la précontrainte de continuité . . . . .	61
V.3.1	Détermination du nombre de câbles de continuité . . . . .	61
V.4	Évaluation des pertes de la précontrainte . . . . .	64
V.4.1	Pertes instantanées . . . . .	65
V.4.2	Perte de tension différée . . . . .	66
V.4.3	Les pertes totales . . . . .	68
V.4.4	Application sur les câbles de fléau . . . . .	68
V.4.5	Vérification des contraintes en phase de service . . . . .	68
V.4.6	Armatures des zones tendues : . . . . .	69
V.5	VERIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFORT TRANCHANT . . . . .	69
V.5.1	Vérification vis-à-vis de l'ELS . . . . .	69
V.5.2	Vérification l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU . . . . .	71
V.6	CONCLUSION . . . . .	73
<b>VI</b>	<b>Etude Transversale</b>	<b>74</b>
VI.1	INTRODUCTION . . . . .	74
VI.2	EVALUATION DES EFFORTS TRANSVERSAUX . . . . .	74
VI.2.1	Modélisation . . . . .	74
VI.2.2	Résultats . . . . .	75
VI.3	FERRAILLAGE . . . . .	76
VI.3.1	Voussoir sur pile . . . . .	76
VI.3.2	Ferraillage passif des voussoirs . . . . .	77

VI.4	Conclusion . . . . .	78
<b>VII</b>	<b>ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENT</b>	<b>79</b>
VII.1	INTRODUCTION . . . . .	79
VII.2	CARACTERISTIQUES DE L'OUVRAGE RELATIVES A L'ETUDE SISMIQUE . . . . .	79
VII.3	METHODE UTILISEES POUR L'ESTIMATION DE L'EFFORT SIS- MIQUE . . . . .	79
	VII.3.1 Méthode monomodale . . . . .	80
	VII.3.2 Méthode spectrale multimodale . . . . .	80
VII.4	EQUIPEMENTS . . . . .	83
	VII.4.1 APPAREIL D'APPUIS . . . . .	84
	VII.4.2 ETANCHEITE DU TABLIER . . . . .	88
	VII.4.3 ÉVACUATION DES EAUX . . . . .	89
VII.5	Conclusion . . . . .	89
<b>VIII</b>	<b>Etude de l'infrastructure</b>	<b>90</b>
VIII.1	INTRODUCTION . . . . .	90
VIII.2	ETUDE DE LA PILE . . . . .	90
	VIII.2.1 Conception de la pile . . . . .	90
	VIII.2.2 Evaluation des efforts agissant sur la pile . . . . .	92
	VIII.2.3 Ferrailage des éléments de la pile . . . . .	93
VIII.3	ETUDE DE LA CULÉE . . . . .	97
	VIII.3.1 Choix de type de culée . . . . .	97
	VIII.3.2 Pré-dimensionnement de la culée . . . . .	98
	VIII.3.3 Évaluation des efforts sollicitant la culée . . . . .	98
	VIII.3.4 Ferrailage des éléments de la culée . . . . .	99
	VIII.3.5 Vérification de la stabilité de la culée . . . . .	104
	VIII.3.6 Etude De Fondation . . . . .	104
VIII.4	Conclusion . . . . .	107
<b>IX</b>	<b>Recherche Bibliographique : L'Influence de l'Eau sur les Piles de Pont</b>	<b>108</b>
IX.1	Introduction . . . . .	108
IX.2	Aspect dynamique du cours d'eau . . . . .	108
	IX.2.1 Hydrodynamique . . . . .	108
	IX.2.2 Effets des structures . . . . .	108
IX.3	Stabilité des cours d'eau . . . . .	109
	IX.3.1 Facteurs naturels . . . . .	109
	IX.3.2 Facteurs anthropiques . . . . .	109
IX.4	Définitions et Classification de l'affouillement . . . . .	109
	IX.4.1 Définitions . . . . .	109
	IX.4.2 Classification de l'affouillement . . . . .	110
	IX.4.3 Types de l'Affouillement et Leur Quantification . . . . .	111
IX.5	Description Schématique du Phénomène de l'Affouillement . . . . .	112
IX.6	Quantification de l'Affouillement . . . . .	112
IX.7	Équations de l'Affouillement Local . . . . .	112
	IX.7.1 Équation d'Ahmad . . . . .	112
	IX.7.2 Équation de Blench-Inglis . . . . .	112

IX.7.3	Équation de Chitale . . . . .	113
IX.7.4	Équation du HEC-18 . . . . .	113
IX.7.5	Équation de Froehlich . . . . .	113
IX.7.6	Équation de Larras . . . . .	113
<b>X</b>	<b>Annexe 1</b>	<b>117</b>
<b>XI</b>	<b>Annexe 2</b>	<b>118</b>
<b>XII</b>	<b>Annexe 3</b>	<b>119</b>
<b>XIII</b>	<b>Annexe 4</b>	<b>120</b>

## Table des figures

I.1	ligne Minière Annaba-Djebel Onk . . . . .	12
I.2	Communes traversées par le projet de la Ligne Minière, Section Centre, Tronçon Bouchegouf – Souk Ahras . . . . .	12
I.3	obstacle franchi par l’ouvrage. . . . .	13
I.4	Vue en plan de la voie portée . . . . .	13
I.5	Coupe Longitudinale de la voie portée . . . . .	14
I.6	Coupe transversale de la voie portée . . . . .	14
I.7	Implantation du projet sur Google maps . . . . .	15
I.8	Courbe Intensité-Duré-Fréquence, station de Souk Ahras. . . . .	17
II.1	Morphologie générale d’un pont a poutres en béton précontrainte VIPP	19
II.2	Notation des dimensions . . . . .	20
II.3	Coupe transversale pont mixte bipoutre . . . . .	22
II.4	Notations des dimensions . . . . .	24
III.1	Limitation des contraintes des sections en B.P . . . . .	30
III.2	Evaluation des compléments de charges permanentes . . . . .	31
III.3	Découpage des voussoirs . . . . .	31
III.4	Modèle de charges 71 et valeurs caractéristiques pour les charges verticales	33
III.5	Modèles de charges SW/0 et SW/2 . . . . .	33
III.6	Répartition de charge sur une bande a2. . . . .	34
III.7	Organigramme permettant de déterminer si une analyse dynamique est requisse ou non . . . . .	35
III.8	situation de calcul 1 – charge équivalente qA1d . . . . .	38
III.9	situation de calcul 2 – charge équivalente qA2d . . . . .	38
IV.1	les phases de construction d’un fléau . . . . .	42
IV.2	Situation temporaire de construction à considérer. . . . .	44
IV.3	Situation accidentelle à considérer . . . . .	44
IV.4	Situation accidentelle à considérer . . . . .	45

IV.5	Géométrie de système de clouage . . . . .	47
IV.6	Basculement de fléau avec surtension des câbles . . . . .	48
IV.7	Aménagement des têtes des piles en phase de construction. . . . .	50
IV.8	Phases de réalisation du tablier. . . . .	51
IV.9	midas Civil . . . . .	52
IV.10	Modèle de calcul du tablier . . . . .	53
IV.11	Mmax à l'ELS sous combinaison S130 . . . . .	53
IV.12	Tmax à l'ELS sous la combinaison S130 . . . . .	54
IV.13	Mmax à l'ELU sous combinaison U130 . . . . .	54
IV.14	Tmax à l'ELU sous combinaison U130 . . . . .	54
V.1	Tracé des câbles en plan . . . . .	59
V.2	Tracé des câbles en élévation . . . . .	59
V.3	DESPOSITION DES CABLES DE FLEAU . . . . .	61
V.4	DESPOSITION DES CABLES DE CONTUINUTE TRAVEE PRIN- CIPALE . . . . .	63
V.5	FROTEMENT . . . . .	65
V.6	ferraillage de zone tondu . . . . .	69
V.7	description d'Effort de précontrainte . . . . .	70
VI.1	Section équivalente sur pile. . . . .	74
VI.2	Section équivalente sur clef . . . . .	75
VI.3	Section à justifier selon le guide SETRA. . . . .	75
VI.4	Ferraillage du voussoir sur pile. . . . .	78
VI.5	Ferraillage du voussoir sur clef. . . . .	78
VII.1	Modele 3D longetudilan . . . . .	80
VII.2	Modele 3D TRANVERSALE. . . . .	81
VII.3	Spectre de réponse élastique Sae (T) - composante horizontale. . . . .	81
VII.4	Spectre de réponse élastique Sae (T) - composante verticale. . . . .	82
VII.5	Effort Vertical en fonction de rotation acceptable pour les 4 grandes familles d'Appareil d'Appui. . . . .	84
VII.6	composition schématique d'un appareil d'appui à pot . . . . .	85
VII.7	type d'appareil d'appui. . . . .	85
VII.8	répartitions d'appareils d'appui. . . . .	86
VII.9	schéma descriptive de dimension . . . . .	87
VIII.1	Vue en plan sur la pile . . . . .	91
VIII.2	coupe tansversale de la pile . . . . .	92
VIII.3	interpolation de WALTER . . . . .	94
VIII.4	interolation DE WALTER . . . . .	94
VIII.5	abaque de WALTER . . . . .	95
VIII.6	abaque de WALTER . . . . .	95
VIII.7	ferraillage longitudinale de la pile . . . . .	97
VIII.8	Dimensions de la culée . . . . .	98
VIII.9	résultats Modele robot Mxx . . . . .	102
VIII.10	résultats Modele robot Myy . . . . .	103
VIII.11	formules des modules de frottement et de résistance en pointe selon fascicule 62. . . . .	104

VIII.12	Modèle 3D semelle sur culée . . . . .	105
VIII.13	PLAN FERRAILLAGE MUR EN RETOUR, SEMELLE ET PIEUX.	106
IX.1	Un exemple d'affouillement autour des piles de pont . . . . .	109
IX.2	L'affouillement-général-de-la-rivière-de-Sg-Jeniang-Kedah-27 . . . . .	110
IX.3	L'évolution de la profondeur d'affouillement en fonction du temps. . .	110
IX.4	Différents types de l'affouillement . . . . .	111
IX.5	Types de l'affouillement . . . . .	111
IX.6	Schéma descriptif de l'affouillement autour d'une pile cylindrique . . .	112
IX.7	comparaison entre les différentes formules d'estimation de la profondeur d'affouillement . . . . .	113

## Liste des tableaux

I.1	Moyenne annuelles et mensuelles des températures au niveau de station Souk Ahras (1978 à 2004) . . . . .	16
I.2	Caractéristiques des paramètres de bassin versant de oued seybousse traversés par le projet. . . . .	17
II.1	implantation des appuis de la variante 1. . . . .	19
II.2	Récapitulatif Pré-dimensionnement de la variante 1. . . . .	20
II.3	implantation des appuis de la variante 2. . . . .	21
II.4	Récapitulatif Pré-dimensionnement de la variante 2 . . . . .	22
II.5	implantation des appuis . . . . .	23
II.6	Récapitulatif de découpage des voussoirs . . . . .	23
II.7	Récapitulatif des ratios usuels et valeurs retenues . . . . .	24
II.8	Avantages et Inconvénients des Variantes . . . . .	25
II.9	Comparaison des critères pour les trois variantes de ponts . . . . .	26
III.1	Caractéristiques du béton . . . . .	28
III.2	Caractéristiques des câbles de précontraint . . . . .	29
III.3	Contraintes admissibles à la compression de béton . . . . .	29
III.4	Contraintes admissibles de traction des armatures passives . . . . .	30
III.5	Charges et poids total . . . . .	31
III.6	Poids du tablier voussoirs . . . . .	32
III.7	Valeurs caractéristiques des charges verticales pour les modèles de charges SW/0 et SW/2 . . . . .	33
III.8	Récapitulatif de calcul des forces de centrifuges . . . . .	36
III.9	Récapitulatif de calcul des forces de démarrage-freinage . . . . .	37
III.10	Evaluation des groupes de charges pour le trafic ferroviaire . . . . .	39
III.11	Groupe des charges dans notre cas. . . . .	40
IV.1	Évaluation de poids propre de chaque demi-fléau. . . . .	43
IV.2	Récapitulatif des combinaisons d'action. . . . .	45

IV.3	Évaluation des moments fléchissants (KN.m) de demi-fléau majoré . . .	46
IV.4	Evaluation des efforts tranchants (KN) de demi-fléau majoré . . . . .	46
IV.5	Evaluation des réactions. . . . .	46
IV.6	détermination basculement de fléau . . . . .	47
IV.7	calcul de nombre de câble de clouage . . . . .	48
IV.8	Résultat des Réactions . . . . .	49
IV.9	Valeur de $f_{bu}$ . . . . .	49
IV.10	Calcul de dimensions de cales. . . . .	49
V.1	TRACER EN PLAN PRE . . . . .	60
V.2	TRACER EN ELEVATION PRE . . . . .	61
V.3	Détermination de nombre de cables. . . . .	64
V.4	Détermination de nombre de cables. . . . .	68
V.5	Application sur les câbles de tête . . . . .	68
VI.1	Efforts extrêmes dans le voussoir sur pile. . . . .	76
VI.2	Efforts extrêmes dans le voussoir sur clef. . . . .	76
VI.3	Ferraillage passif du VSP. . . . .	77
VI.4	Ferraillage passif du VSC . . . . .	78
VII.1	Modes propres . . . . .	82
VII.2	Modes propres résulta de MIDAS CIVIL . . . . .	83
VII.3	Modeles des appareils d'appuis à pot . . . . .	86
VII.4	modèle des appareils d'appuis à pot . . . . .	86
VII.5	Ferraillage de des d'appuis. . . . .	88
VIII.1	Verification de flambement. . . . .	91
VIII.2	Evaluations des efforts statiques des piles les plus sollicitées . . . . .	92
VIII.3	Combinaison des efforts à la base de la pile . . . . .	93
VIII.4	Vérification des paramètres de la section creuse. . . . .	94
VIII.5	Ferraillage des piles de la partie voussoir (sections rectangulaires creuses). . . . .	96
VIII.6	ferraillage de chevetre. . . . .	97
VIII.7	Récapitulatif des rôles et dimensions des éléments de la culée . . . . .	98
VIII.8	Calcul des coefficients de poussée possibles . . . . .	99
VIII.9	Evaluations des efforts du la culée. . . . .	99
VIII.10	Sollicitations sur mur frontal. . . . .	100
VIII.11	Moment $M_p / K$ dû à une charge locale en fonction de h . . . . .	101
VIII.12	NOMBER DES PIEUX . . . . .	104
VIII.13	Essai pressiométrique Menard (SCP-53 (2)) sur 14 m de profondeur . . . . .	105
VIII.14	Moument agissant sur semelle axe YY . . . . .	105
VIII.15	Moument agissant sur semelle axe XX . . . . .	106
VIII.16	Les valeurs du moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu . . . . .	106

## LISTE DES SYMBOLES ET DES ABREVIATIONS

1. **SETRA** : Service d'études techniques des routes et autoroutes.
2. **CCP** : Complément des charges permanentes.
3. **BAEL** : Béton armé aux Etats limites.
4. **BPEL** : Béton précontrainte aux Etats limites.
5. **VSP** : Voussoir sur pile.
6. **VC** : Voussoir à la clef.
7. **f<sub>clim</sub>** : Contrainte de compression limite.
8. **f<sub>cmax</sub>** : Contrainte maximale de compression, à ne pas dépasser.
9. **f<sub>prg</sub>** : Contrainte de rupture garantie.
10. **f<sub>peg</sub>** : Contrainte de précontrainte élastique garantie.
11.  $\sigma_{sup}$  : Contrainte dans la fibre supérieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
12.  $\sigma_{inf}$  : Contrainte dans la fibre inférieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
13.  $\sigma_{bc}$  : Contrainte de compression admissible.
14.  $\sigma_{bt}$  : Contrainte de traction admissible.
15. **HA** : Haute adhérence.
16. **St** : Espacement des armatures.
17. **NF** : Norme française.
18. **Xr** : Centre de rigidité.
19. **MP** : Masse des piles.
20. **MT** : Masse du tablier.
21. **FL** : Force séismique longitudinale.
22. **FT** : Force séismique transversale.
23. **HT** : Force due au déplacement horizontal induit par la variation de la température.
24. **Hflv** : Force due au déplacement horizontal induit par les effets du retrait et de fluage.
25. **BT** : Aire d'une section de béton.
26. **Es** : Module de Young de l'acier.
27. **E<sub>ij</sub>** : Module de Young instantané à l'âge de j jours.
28. **E<sub>vj</sub>** : Module de Young différé à l'âge de j jours.
29.  $\sigma_{st}$  : La contrainte de calcul des aciers.
30.  $\sigma_{bc}$  : La contrainte de calcul de béton.
31.  $\mu_u$  : Moment résistant réduit.
32. **F** : Force ou action en général.
33. **I** : Moment d'inertie de la section.
34. **M<sub>ser</sub>** : Moment fléchissant de calcul de service.
35. **M<sub>u</sub>** : Moment fléchissant de calcul ultime.
36. **N<sub>ser</sub>** : Effort normal de calcul de service.
37. **N<sub>u</sub>** : Effort normal de calcul ultime.
38. **G** : Action permanente.
39. **Q** : Action d'exploitation.
40. **V<sub>u</sub>** : Effort tranchant de calcul ultime.
41. **W** : Résultante des actions du vent.
42. **f<sub>e</sub>** : Limite d'élasticité de l'acier.
43. **f<sub>cj</sub>** : Résistance caractéristique à la compression du béton à l'âge de j jours.
44. **f<sub>tj</sub>** : Résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge de j jours

- 45. **f<sub>bu</sub>** : Résistance de béton utile.
- 46.  $\epsilon_{st}$  : Déformation d'acier .
- 47.  $\epsilon_{bc}$  : Déformation de béton.
- 48. **V<sub>Ed</sub>** : Valeur de calcul du moment fléchissant.
- 49. **V<sub>él,Rd</sub>** : Le moment résistant de calcul au déversement.
- 50. **AV** : Aire de cisaillement.
- 51. **f<sub>y</sub>** : Moment résistance élastique de section brute.
- 52. **p** : Charge permanente unitaire.
- 53. **h** : Hauteur d'une poutre.
- 54. **As** : Section des aciers tendus.
- 55. **AP** : Section de précontrainte.
- 56. **A0** : Section de précontrainte d'un câble.
- 57.  $\Delta P$  : Perte de tension.
- 58. **l<sub>f</sub>** : Longueur de flambement.
- 59. **n** : Coefficient d'équivalence acier-béton.
- 60. **st** : Espacement des armatures transversales.
- 61. **d** : Hauteur utile de la section en flexion simple.
- 62. **y<sub>1</sub>** : Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELS (État Limite de Service).
- 63. **y<sub>u</sub>** : Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELU (État Limite Ultime).
- 64. **z** : Bras de levier du couple de flexion.
- 65.  $\gamma_s$  : Coefficient partiel de sécurité sur l'acier.
- 66.  $\gamma_b$  : Coefficient partiel de sécurité sur le béton.
- 67. **M<sub>el</sub>** : Moment résistance élastique de section brute.

## INTRODUCTION GÉNÉRALE

Ce projet de fin d'études est le fruit de cinq années de formation en ingénierie à l'École Nationale Supérieure des Travaux Publics. Il nous a permis de mettre en pratique nos connaissances sur la conception et le dimensionnement des ouvrages d'art, en particulier un pont ferroviaire. La construction de tels ouvrages est cruciale pour répondre aux exigences socio-économiques du pays.

Un pont permet de franchir des obstacles naturels ou d'autres voies de circulation. Le dimensionnement des ponts intègre des disciplines telles que la statique, la dynamique, la résistance des matériaux et le calcul des fondations. Le calcul des ponts est spécifique en raison de l'interdépendance des éléments de structure soumis à des sollicitations combinées.

L'ingénieur doit optimiser entre plusieurs paramètres : l'économie, la sécurité, l'esthétique et les délais de réalisation, tout en tenant compte des contraintes naturelles et fonctionnelles.

Notre ouvrage est structuré de la manière suivante :

- **Chapitre I** : Présentation de l'ouvrage et de ses caractéristiques géométriques.
- **Chapitre II** : Conception générale, choix des variantes, pré-dimensionnement et choix multicritère.
- **Chapitre III** : Analyse des charges, matériaux utilisés et hypothèses de calcul.
- **Chapitres IV, V, VI, VII** : Étude du dimensionnement des éléments du tablier.
- **Chapitre VIII** : Étude de l'infrastructure.
- **Chapitre IX** : Recherche bibliographique sur l'influence de l'eau sur les piles des ponts.

Enfin, nous concluons par une conclusion générale qui résume les principales réalisations et les apprentissages tirés de ce projet.

### I.1 INTRODUCTION

La conception d'un pont doit répondre à un certain nombre d'exigences car sa vocation est de rendre des services à ses usagers. Nous distinguons les exigences fonctionnelles, qui sont les caractéristiques d'un pont qui assurent sa fonctionnalité en tant qu'ouvrage de franchissement, et les exigences naturelles, qui incluent l'environnement dans lequel se trouve l'ouvrage et son impact sur la conception. Ces exigences sont détaillées dans ce chapitre.

### I.2 PRESENTATION DE L'OUVRAGE

#### I.2.1 Objectif du Projet

##### Contexte et Motivation

Ce projet de fin d'études s'inscrit dans le cadre de la modernisation de la ligne minière de l'Est, reliant Annaba à Tébessa. Notre objectif principal est la conception et l'étude d'un pont ferroviaire stratégiquement situé dans le tronçon Bouchegouf – Oued Kebrit, s'étendant sur une distance de 130 kilomètres. Cette initiative fait partie intégrante du lot N° 06, une composante majeure du projet de développement régional.

##### Importance du Projet

Le pont conçu jouera un rôle crucial dans le transport de phosphate, facilitant le déplacement annuel de 10 millions de tonnes de matières premières extraites des gisements de Bjebel Onk et de Bled Hedba (Bir Ater). Le but est de relier ces sites d'extraction à l'usine de transformation située à Oued Kebrit (Souk Ahras), optimisant ainsi les flux logistiques et réduisant significativement les coûts et les délais de transport.



FIGURE I.1 – ligne Minière Annaba-Djebel Onk

### I.2.2 Situation du projet

Le viaduc fait partie de la ligne minière reliant la ville de Bouchegouf à Oued Kebril du PK52+550 au PK 129+475. Il se situe au pk 101+050, Commune Mechroha.

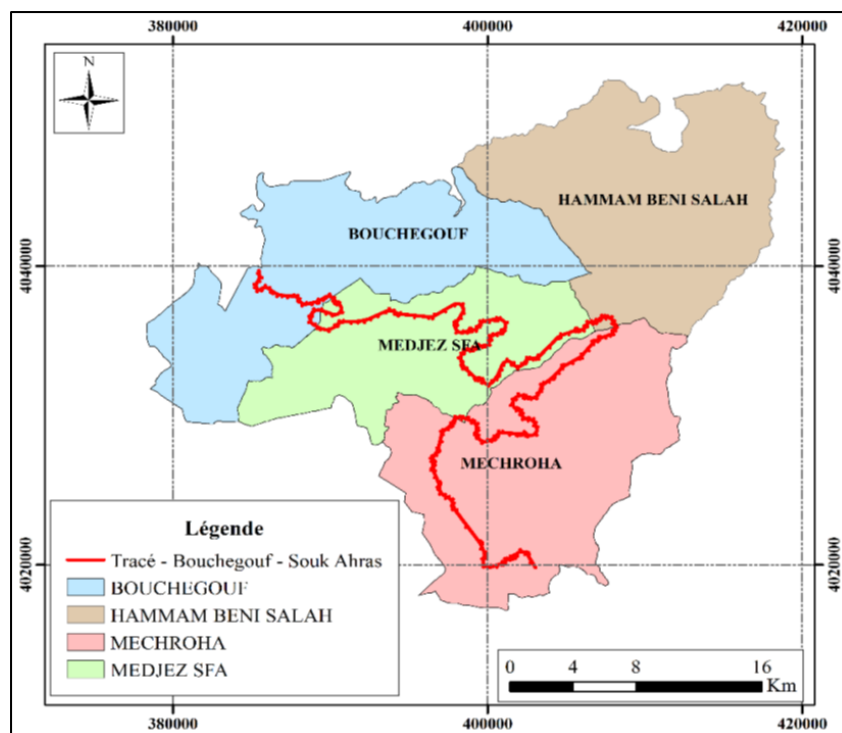


FIGURE I.2 – Communes traversées par le projet de la Ligne Minière, Section Centre, Tronçon Bouchegouf – Souk Ahras

### I.2.3 L'obstacle à franchir

L'obstacle franchi par l'ouvrage, représente une zone vallonnée avec des cours d'eau au niveau de PK 101+050 et PK 101+270.

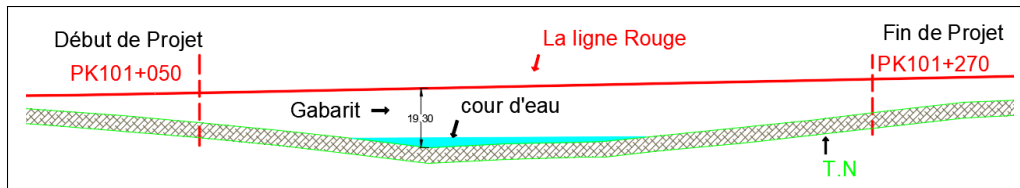


FIGURE I.3 – obstacle franchi par l'ouvrage.

## I.3 LES DONNEES DE PROJET

### I.3.1 Les données fonctionnelles

#### I.3.1.1 Tracé en plan

L'ouvrage mit en étude présente une longueur totale de 220 m d'ont les caractéristiques sont définies ci-dessous :

- Du PK 101+050 (début de projet) au PK 101+182, Ligne droite,  $L=132.182$  m
- Du PK 101+182 au PK 101+232, Clothoïde,  $L= 50$  m.
- Du PK 101+232 au PK 101+270 (fin de projet), Courbe,  $L= 37.82$  m ( $R= 1000$ m).

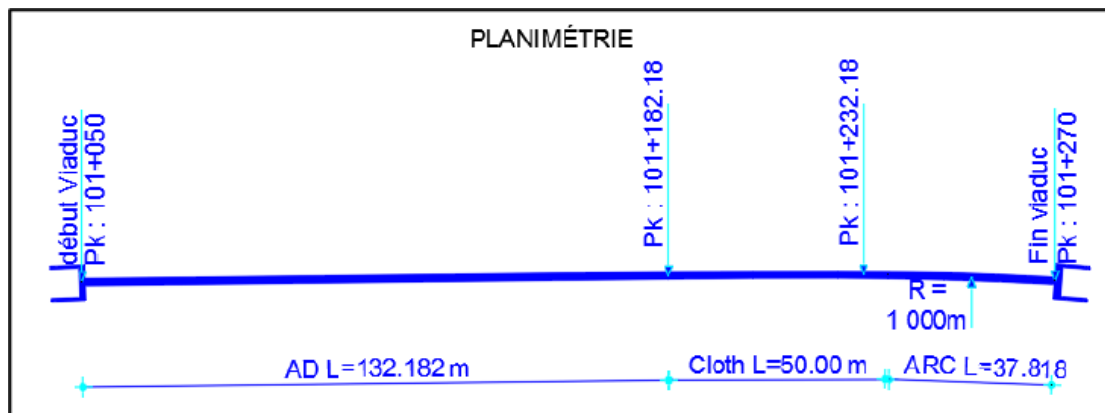


FIGURE I.4 – Vue en plan de la voie portée

#### I.3.1.2 Profile en long

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

- Du PK 101+050 (Début de Projet) au PK 101+76.174 Courbe Vertical,  $L=26.174$ ,  $R=10\ 000$ m .
- Du PK 101+76.174 au PK 101+270 (fin de Projet) Ligne droite de Pente  $P=1.789\%$  et de Longueur  $L= 193.826$ m .

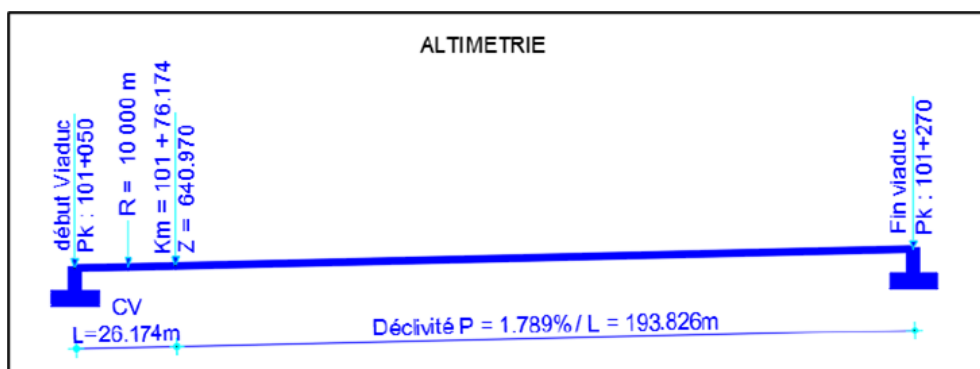


FIGURE I.5 – Coupe Longitudinale de la voie portée

### I.3.1.3 Profile en travers

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

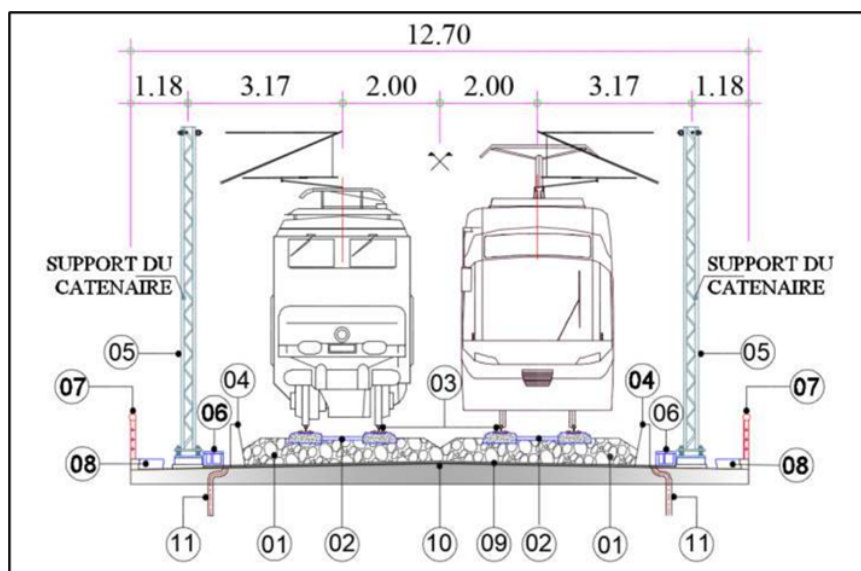


FIGURE I.6 – Coupe transversale de la voie portée

- Largeur du tablier 12.7 m.
- Tablier en toit  $\pm 1.5\%$  de part et d'autre de l'axe du pont.
- 1 : lit de ballaste d'épaisseur 65 cm.
- 2 : traverses bi-blocs espacées de 85 cm.
- 3 : rails.
- 4 : murette trapézoïdale de surface 0.1 m<sup>2</sup>.
- 5 : support caténaire espacé de 60 m.
- 6 : caniveau de hauteur 35 cm.
- 7 : garde-corps de hauteur 110 cm.
- 8 : corniche.
- 9 : étanchéité.
- 10 : la chape de béton d'épaisseur 4 cm.
- 11 : système évacuation d'eau.

### I.3.2 Les données naturelles

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

#### I.3.2.1 Topographie

D'après le lever topographique et les photos satellitaires, on trouve que le projet est implanté dans une zone montagneuse



FIGURE I.7 – Implantation du projet sur Google maps

#### I.3.2.2 Sismicité du site

Selon RPOA 2008, Bouchegouf (SOUK AHRAS) est une zone de sismicité faible (Zone I). L'ouvrage est inclus dans le groupe 1 (Pont stratégique). Donc le coefficient d'accélération de la zone à prendre en compte est  $A = 0.15$  (RPOA, tableau 3.1).

#### I.3.2.3 Géotechnique

La connaissance des caractéristiques géotechniques du sol est essentielle pour l'étude d'un ouvrage. Ces caractéristiques sont indispensables pour déterminer le type de fondation approprié ainsi que pour choisir l'emplacement optimal des fondations, afin d'assurer un bon comportement mécanique de l'ouvrage. Pour l'étude de ce viaduc, le laboratoire chargé de l'étude a procédé à la réalisation des reconnaissances suivantes :

##### 1. In-Situ :

**Forages et essais SPT** : Les travaux de reconnaissance géotechnique sur le terrain ont consisté à effectuer neuf (09) forages dans le but de déterminer la nature et les propriétés des matériaux du sous-sol, ainsi que le niveau de l'eau souterraine à ces emplacements.

**Puit D'exploration** : Les puits d'exploration ont été effectués le long du tracé de la nouvelle ligne ferroviaire à l'aide d'un rétro chargeur (pelle mécanique).

**Penetrometres dynamique** : L'essai consiste à enfoncer dans le terrain sous l'action de chocs répétés par une masse (le mouton de battage) tombant en chute

libre d'une hauteur constante des tiges.

**PRESSIOMETRES** : Quatre (04) sondages pressiométriques ont été réalisés à l'emplacement des ouvrages d'art. Ce type d'essais est effectué à l'intérieur du sol à l'aide d'une sonde comportant une cellule centrale de mesure et deux cellules de garde est gonflée par paliers successifs jusqu'à atteindre un volume injecté de 700 cm<sup>3</sup> ou une pression de 50,00 daN/cm<sup>2</sup>. Il a été réalisé selon la norme NF P94-110.

## 2. ESSAIS DE LABORATOIRE

Type	Norme
Densité sol et roc	NF P94-053/NF P94-064
Teneur en eau naturelle	NF P94-050
Analyse granulométrique moyenne	NF P94-041
Analyse sédimentométrique	NF P94-057
Limite d'Atterberg	NF P94-051
Essai (VBS) valeur de bleu de méthylène	NF P94-068
Proctor normal et modifié	NF P94-093
Portance CBR (3 énergies)	NF P94-078
Essai de cisaillement rectiligne UU	Mode opératoire MS-L3- LCPC
Essai de cisaillement rectiligne CD	NF P94-071-1
Essai oedométrique	NF P94-090-1
Essai de compression uniaxial (sol et roc)	NF P94-077/NF P94-420
Matières organiques	NF P 94-055, P 94-058 et XP P 94-047
Teneur en sulfates	NF ISO 11048
Teneur en carbonate	NF P94-048
Teneur en chlorures	NF EN 196-2

### I.3.2.4 Climatologie

#### 1. Température

La région de l'étude est caractérisée par un climat méditerranéen avec un été chaud et un hiver froid. Les températures moyennes annuelles oscillent entre 15,6°C et 17,6°C au niveau des deux stations de Guelma et de Souk Ahras, pour la période allant de 1978 jusqu'au 2004. La température moyenne annuelle au niveau de la station d'Annaba est estimée à 17,7°C pour la période de 1972 à 2005.

TABLE I.1 – Moyenne annuelles et mensuelles des températures au niveau de station Souk Ahras (1978 à 2004)

Températures moyennes mensuelles													
Stations	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Moy
Souk Ahras	21,6	17,3	11,8	8,5	7,3	8,1	10,1	12,3	16,9	22	25,4	25,6	15,6

Source : ONM

#### 2. Neige

Les effets de la neige ne sont pas pris en considération dans le calcul de pont.

#### 3. Vent

Les efforts engendrés sur la structure par le vent, sont fixés par le RCPR à :

- 2 KN/m<sup>2</sup> pour les ouvrages en service.
- 1.25 KN/m<sup>2</sup> pour les ouvrages en cours de construction.

### I.3.2.5 Hydrologie

Il convient de connaître les niveaux des eaux qui influent sur la conception de l'ouvrage et son implantation dans l'espace et permet d'apprécier l'opportunité de certaines méthodes d'exécution.

- **Bassin versant**

TABLE I.2 – Caractéristiques des paramètres de bassin versant de oued seybousse traversés par le projet.

n°BV	PK	S	P	Lw	Hmax	Hmin	Hmoy	P	Kc	Tc	Qa(Q <sub>100</sub> )
		(km <sup>2</sup> )	(km)	(km)	(m)	(m)	(m)	(m/m)		(h)	(m <sup>3</sup> /s)
50	PK 101+129	0.4	2.7	0.3	640	622	631	0.05	1.27	0.33	3.3

- **Intensité de pluie**

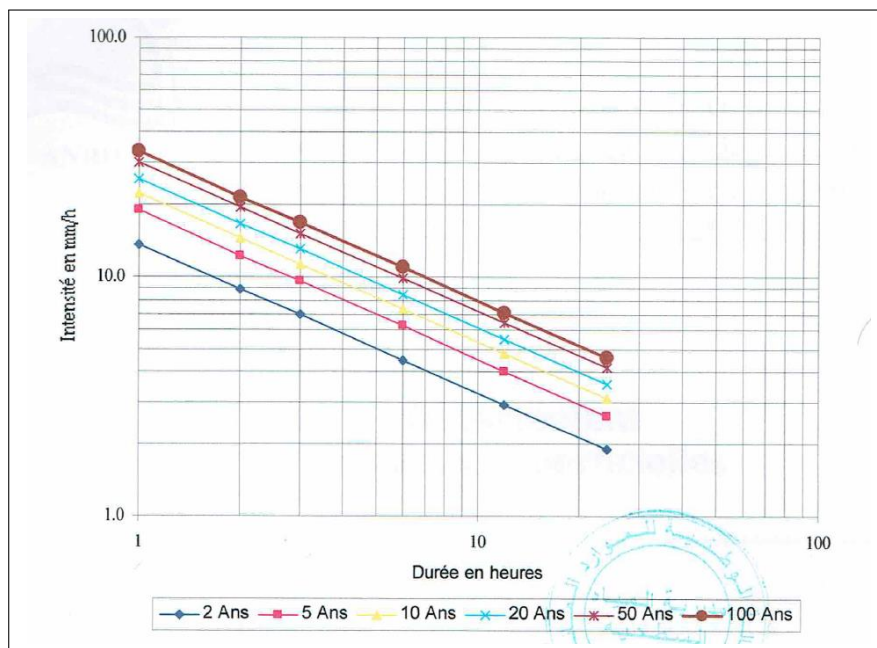


FIGURE I.8 – Courbe Intensité-Durée-Fréquence, station de Souk Ahras.

## I.4 Conclusion

L'analyse du site où l'ouvrage sera implanté est une phase essentielle. Avant d'entamer la conception et l'étude détaillée de l'ouvrage, il est crucial de prendre en compte l'environnement ainsi que les obstacles naturels et fonctionnels présents.

## II.1 INTRODUCTION

Le pré-dimensionnement d'une structure fixe les dimensions des éléments en respectant certaines règles de construction. Pour choisir le type d'ouvrage, on considère la portée, l'élancement, les contraintes de profil en long, les conditions topographiques et géotechniques, le coût (ossature et appuis), et l'esthétique. La conception d'un pont est une démarche itérative visant à optimiser techniquement, économiquement et esthétiquement l'ouvrage en tenant compte des contraintes environnementales et fonctionnelles. Un ingénieur expérimenté dirige cette étude, recherchant des solutions économiques et originales face à des problèmes complexes. Les facteurs clés incluent le profil en long, la position des appuis, la nature du sol, le gabarit, le débit de crue centennale, l'ouverture de l'ouvrage, et les conditions d'exécution et d'accès.

## II.2 PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES

### II.2.1 Variante 1 : « pont a poutres en béton précontrainte de type VIPP »

Les ponts à poutres précontraintes de type VIPP (Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension) sont constitués de poutres précontraintes par post-tension, solidarisées entre elles par des entretoises au niveau des appuis et un hourdi de faible épaisseur supportant la chaussée. Ces poutres sont reliées uniquement au niveau des appuis, ce qui fait de ce type de pont la solution la plus simple et la plus courante pour des ouvrages de même typologie, en raison de leurs nombreux avantages et de leur intérêt économique. Les ouvrages à poutres préfabriquées VIPP sont des structures relativement simples, mais leur conception doit respecter certaines règles techniques et esthétiques pour être optimale.

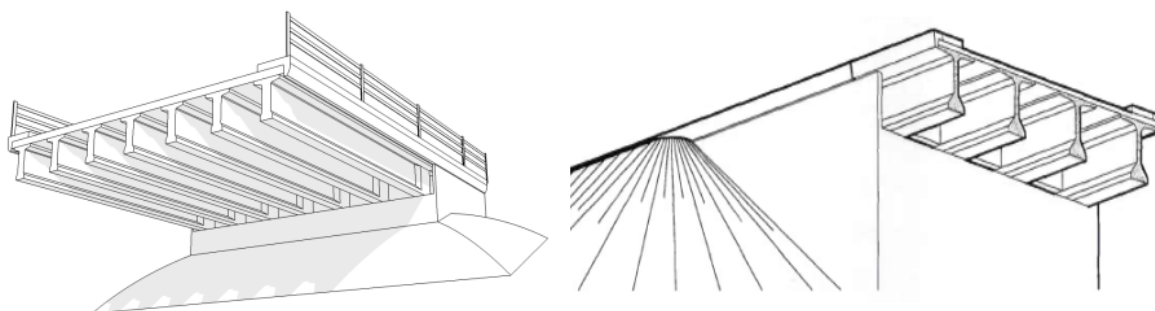


FIGURE II.1 – Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontrainte VIPP

### II.2.1.1 Conception longitudinal

La gamme optimale des portées pour les poutres de type VIPP se situe entre 30 et 45 mètres, pouvant aller jusqu'à 50 mètres dans certains cas exceptionnels. Pour notre projet, nous proposons une variante comprenant 7 travées, avec des poutres de 31,4 mètres de longueur et une portée de 30,4 mètres.

#### — Implantation des appuis

Pour le schéma statique longitudinal, nous optons pour un système isostatique composé de 5 travées de 31,6 mètres et de 2 travées de 31,0 mètres.

Pile/Culée	PK
C1	PK 101+050
P1	PK 101+081
P2	PK 101+112.6
P3	PK 101+144.2
P4	PK 101+175.8
P5	PK 101+207.4
P6	PK 101+239
C2	PK 101+270

TABLE II.1 – implantation des appuis de la variante 1.

#### — Conception transversal

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

TABLE II.2 – Récapitulation Pré-dimensionnement de la variante 1.

Élément	Ration usuel	Valeur retenue
Longueur totale de la poutre	25 - 40	31.4m
La hauteur totale du tablier	$L/20 < H_t < L/17$	2m
L'épaisseur de la dalle	$20 \leq e \leq 30$	30cm
Hauteur de la poutre	$H_p = H_t - e$	1.7m
Entraxe des poutres	En pratique : 1.40 m $< \lambda < 2.00m$	1.70m
Entraxe des poutres de rive	La : dépend de la largeur de l'ouvrage et de l'entraxe des poutres	1.5m
Nombre des poutres	$N = L_a/\lambda + 1$	8m
La largeur de la table de compression	$b \geq 0,6 \times H_p$	1.1m
Épaisseur de la table de compression	$12 \text{ cm} \leq t \leq 15\text{cm}$	15cm
La largeur du talon	$60 \text{ cm} \leq L_t \leq 90\text{cm}$	80cm
Épaisseur du talon	$10 \text{ cm} \leq E_t \leq 20\text{cm}$	20cm
Épaisseur de l'âme $b_o$ à mi-travée	/	25cm
Épaisseur de l'âme $b_o$ en zone d'about	/	80cm
Entretoise d'about	/	$30*110\text{cm}^2$

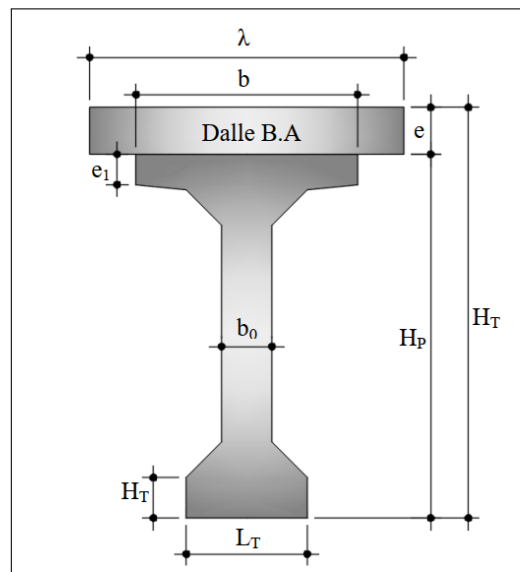
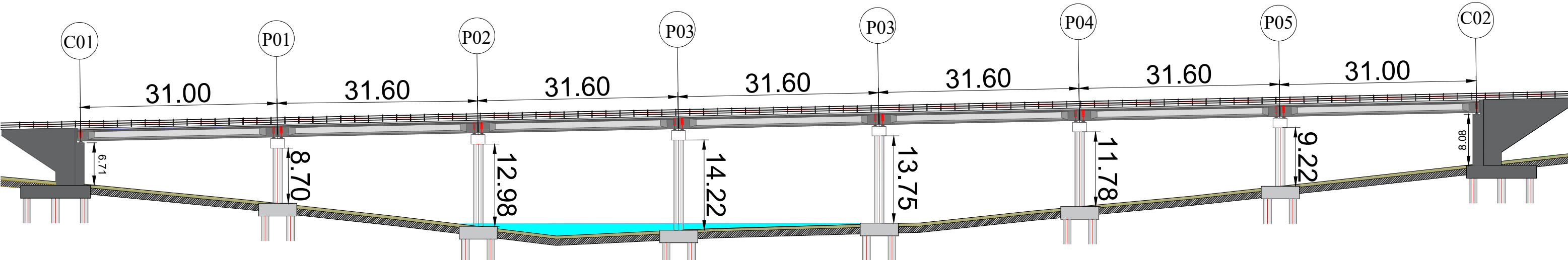
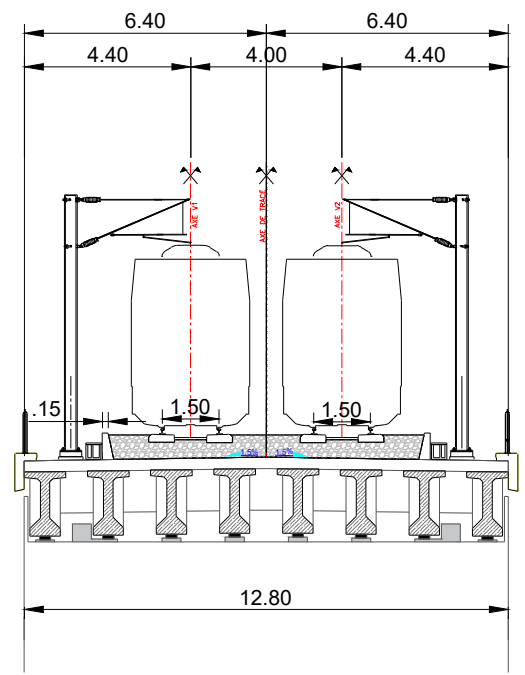


FIGURE II.2 – Notation des dimensions

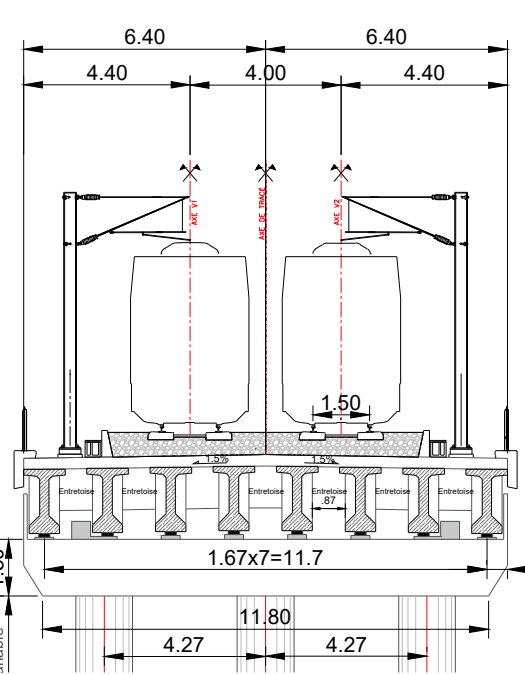
Coupe longitudinal Ech 1:800



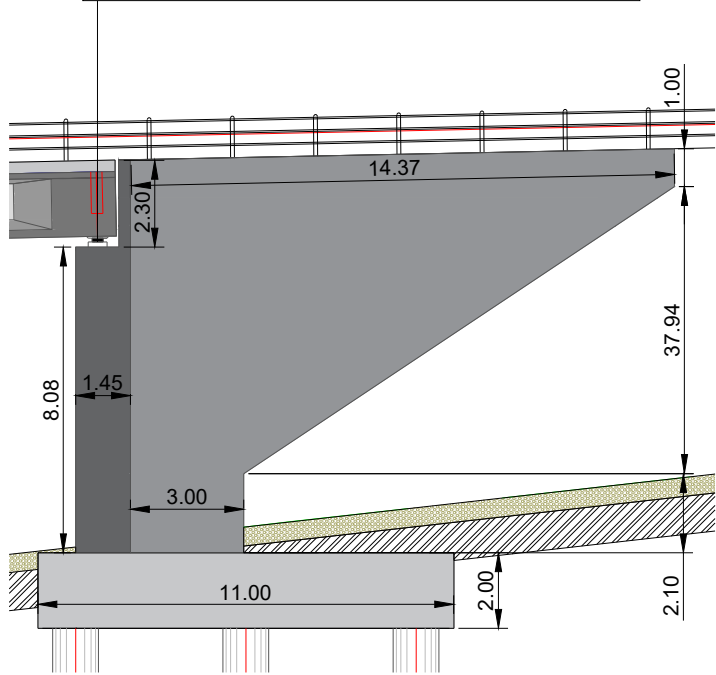
coupe transversal sur culée Ech 1:200



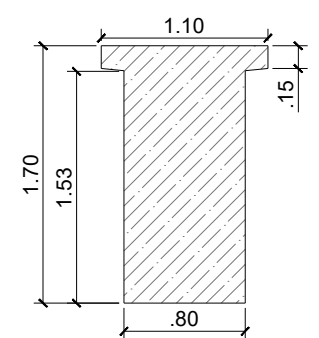
coupe transversal sur pile Ech 1:200



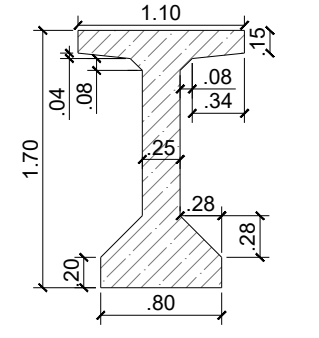
coupe longitudinal sur culée Ech 1:200



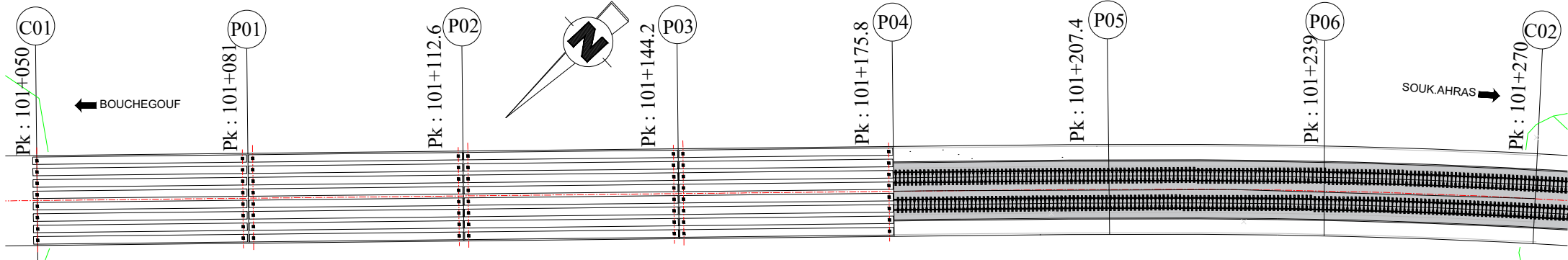
section d'about Ech 1:50



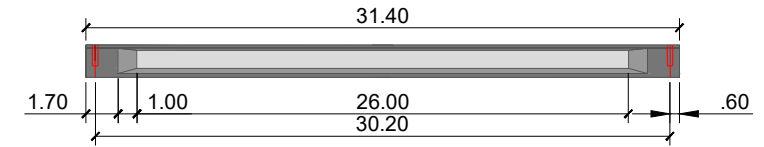
section Mediane Ech 1:50



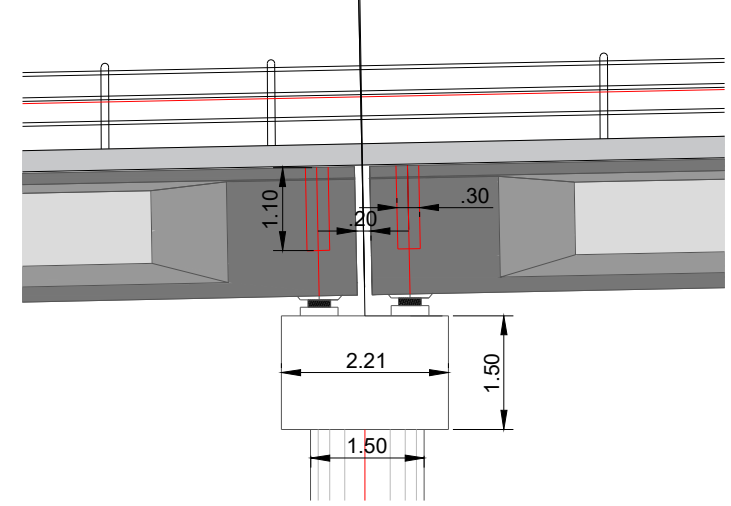
Vue en plan Ech 1:800



coupe longitudinal de la poutre Ech 1:400



coupe longitudinal de la poutre Ech 1:400



PROJET DE FIN D'ETUDES

Conception et étude d'un viaduc sur la ligne minière tronçon 02  
BOUCHEGOUF Oued KEBRIT ouvrage d'art pk101+050 au pk101+270

Variante N°01

Pont à Poutres en Béton Précontrainte de type VIPP

Réalisé par

BOUHAMADI  
Ibrahim Fouad  
BENCHIKH  
Mohamed Essadek

Encadré par

Mr.FERIEKH Omar  
Co/Mr. GUERFI  
Moussa

Chapitre III

CONCEPTION GENERAL

Page

Année universitaire

2023 / 2024

## II.2.2 Variante 2 : « Pont Mixte Bipoutre »

Les ouvrages mixtes en acier-béton à poutres sont constitués de profilés métalliques continus, travaillant principalement en flexion longitudinale. Ces profilés sont reliés par des entretoises, qui servent à maintenir l'écartement des poutres et à résister aux moments de torsion. Une dalle pleine en béton armé, fixée aux semelles supérieures par des connecteurs, repose sur ces profilés. Les portées typiques des ouvrages mixtes à poutres varient de 30 m à 110 m pour les travées continues, et de 25 m à 90 m pour les travées indépendantes. Les ponts mixtes en caissons sont plus adaptés aux ouvrages très élancés ou fortement courbés. Les ponts mixtes multi-poutres sont préférés pour des ouvrages très larges mais relativement courts, ce qui explique le choix fréquent du bipoutre, reconnu comme étant la solution la plus économique.

### II.2.2.1 Conception longitudinal

Dans cette variante, un pont mixte bipoutre à travées continues, avec une hauteur constante, est proposé. L'implantation des culées aboutit à une longueur totale de 220 m. Le projet prévoit deux travées principales de 65,50 m (L) et deux travées de rives de 44,5 m (0,67 L).

#### — Implantation des appuis

TABLE II.3 – implantation des appuis de la variante 2.

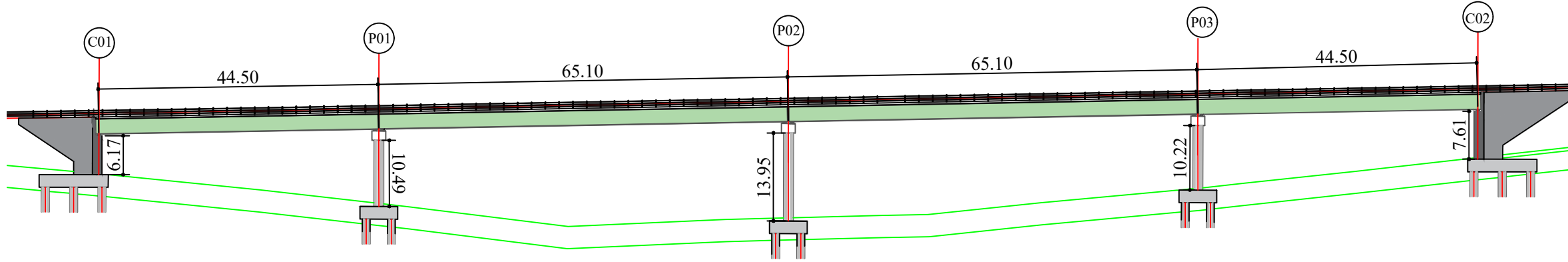
Pile/Culée	PK
C1	PK 101+050
P1	PK 101+094.5
P2	PK 101+160
P3	PK 101+225.5
C2	PK 101+270

### II.2.2.2 Conception transversal

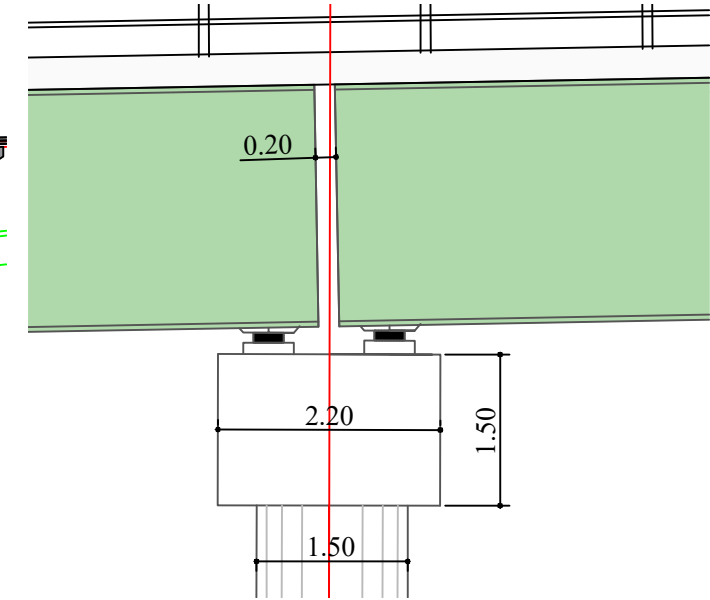
Le pré-dimensionnement des poutres métalliques, selon CALGARO et SETRA, est le suivant : Entraxe des poutres :  $\alpha = 0,55L$ . Nous choisissons  $\alpha = 7,05$  m, ce qui implique  $B = 2,4$  m.

Épaisseur de la dalle en béton armé :  $e = 0,13 + (Lt-1)/26 = 35$  cm au droit des poutres et  $e = 0,12 + L/50 = 26$  cm à mi-portée.

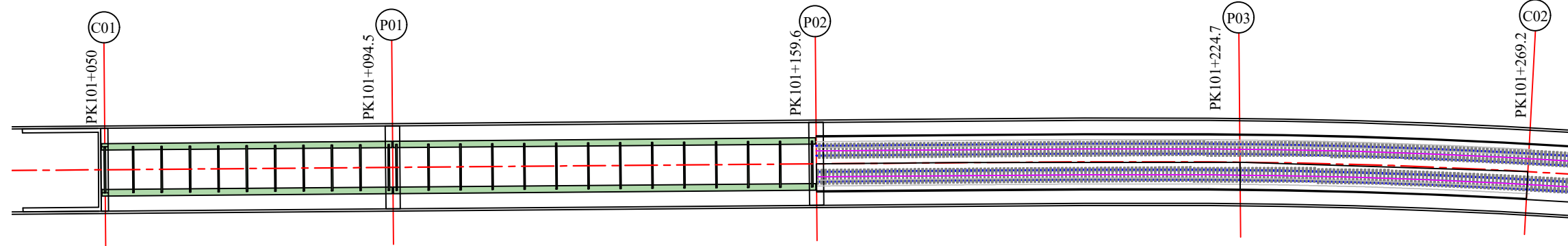
COUPE LONGITUDINALE Ech 1:800



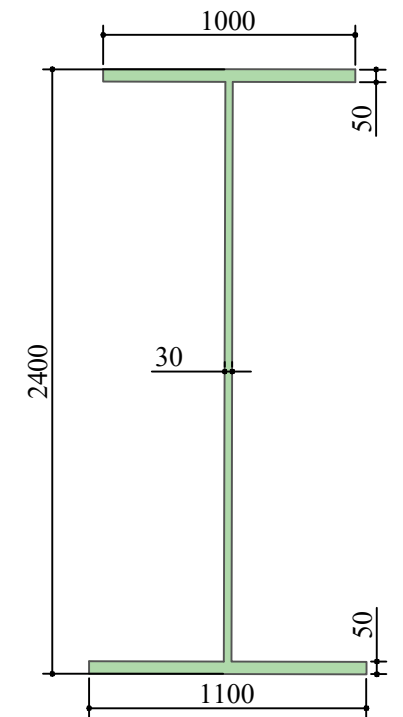
COUPE LONGITUDINALE SUR PILE Ech 1:75



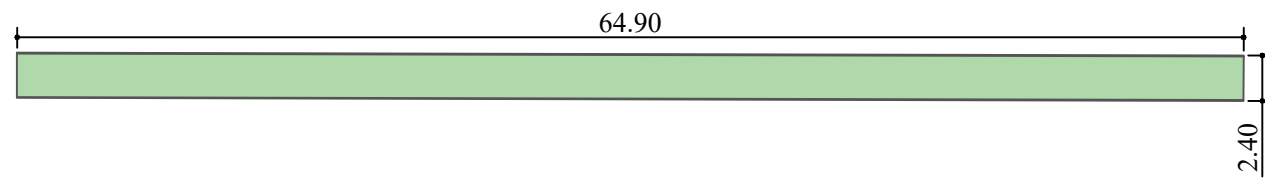
VUE EN PLAN Ech 1:800



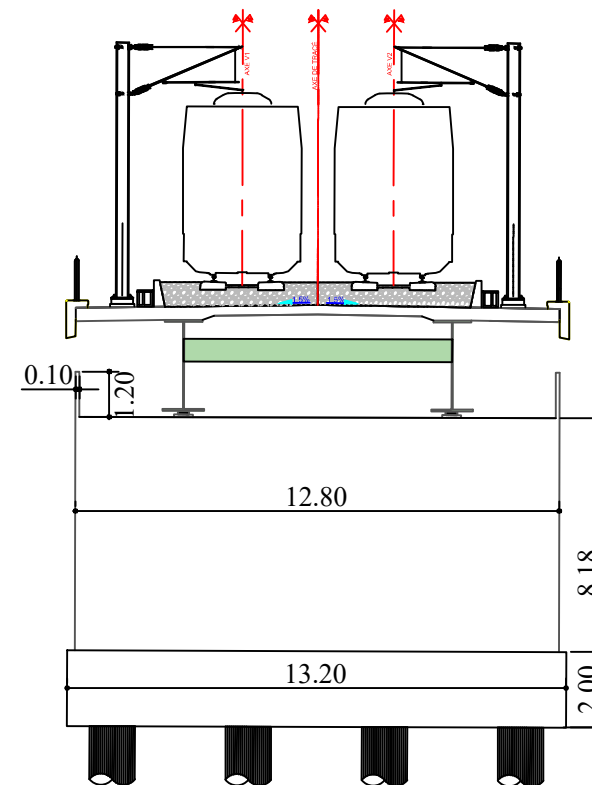
COUPE TRANS POUTRE Ech 1:30



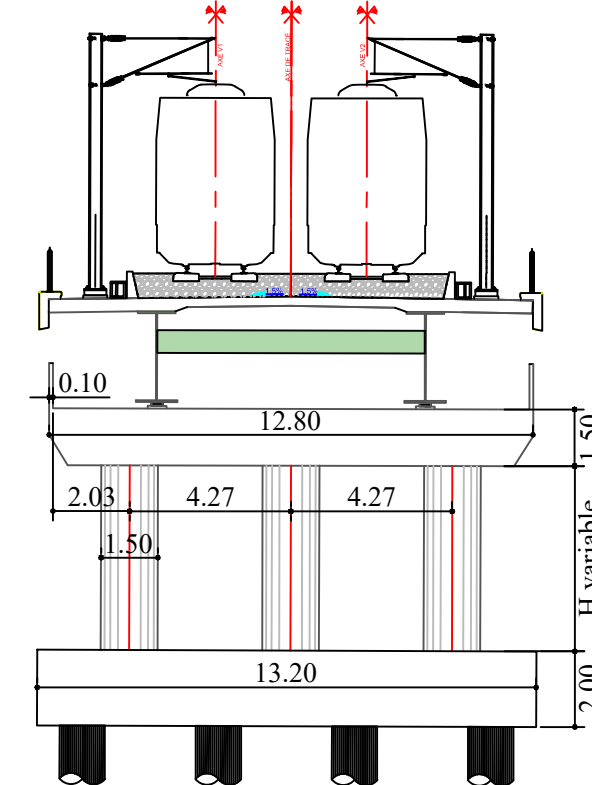
VUE LONG POUTRE INTERMEDIAIR Ech 1:400



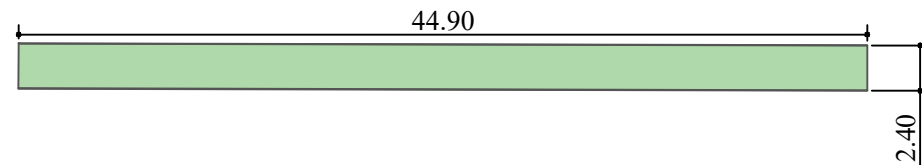
COUPE TRANSVERSAL SUR CULEE Ech 1:200



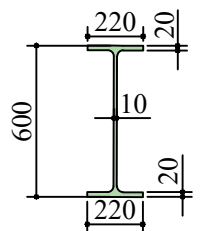
COUPE TRANSVERSAL SUR PILE Ech 1:200



VUE LONG POUTRE DE RIVE Ech 1:400



ENTRETOISE COURANTE Ech 1:30



PROJET DE FIN D'ETUDES

Conception et étude d'un viaduc sur la ligne minière tronçon 02  
BOUCHEGOUF Oued KEBRIT ouvrage d'art pk101+050 au pk101+270

Variante N°02

Pont Mixte acier-béton Bipoutre avec Entretoise

Réalisé par

BOUHAMADI  
Ibrahim Fouad  
BENCHIKH  
Mohamed Essadek

Encadré par

Mr.FERIEKH Omar  
Co/Mr. GUERFI  
Moussa

Chapitre III

CONCEPTION GENERAL

Page

Année universitaire

2023 / 2024



Éléments	Ration usuel	Valeur (m)
Hauteur	$H = L/28$	2.4m
Épaisseur de l'âme	$t_w \geq 12 \text{ mm}$	30mm
Épaisseur semelle supérieure	$20 \leq t_s \leq 150 \text{ mm}$ et $b_s/t_s \leq 21 \text{ à } 22$	50mm
Épaisseur de la semelle inférieure	$20 \leq t_i \leq 150 \text{ mm}$ et $b_i/t_i \leq 21 \text{ à } 22$	50mm
Largeur semelle supérieure	$500\text{mm} \leq b_i \leq 1200 \text{ mm}$	1.1m
Largeur semelle supérieure	$b_s = b_i - 0.1$	1m

TABLE II.4 – Récapitulation Pré-dimensionnement de la variante 2

— **Entretoises**

Les entretoises, constituées de poutres secondaires en I, relient les deux poutres principales et jouent un rôle essentiel dans la rigidification de la structure ainsi que dans l'absorption des efforts transversaux. Parmi les sections disponibles, nous avons choisi une IPE600 en acier de nuance S355.



FIGURE II.3 – Coupe transversale pont mixte bipoutre

**II.2.3 Variante 3 : « Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs coulé sur place »**

Un pont en voussoirs est un pont en béton précontraint constitué d'une succession de pièces appelées voussoirs, reliées entre elles par précontrainte selon diverses méthodes d'exécution. Les voussoirs peuvent être coulés in-situ ou préfabriqués, en fonction des moyens disponibles et des capacités de l'entreprise de réalisation. Lorsque les portées principales d'un ouvrage sont supérieures à 65-70 mètres, le tablier le plus économique est généralement de hauteur variable. La construction par encorbellement consiste à avancer

le tablier par tranches successives, chaque nouvelle tranche étant supportée par la précédente et solidarisée dès qu'elle atteint une résistance suffisante. Cette méthode assure la stabilité de la console à chaque étape grâce à des câbles de précontrainte disposés dans la membrure supérieure de la poutre. Les voussoirs peuvent être bétonnés en place dans des coffrages mobiles ou préfabriqués, transportés et mis en place avec des dispositifs appropriés.

### II.2.3.1 Conception longitudinal

On propose pour cette variante a projeter un pont voussoirs de hauteur variable de trois travées, une travée principale de 100 m et deux travées de rive de 60 m.

TABLE II.5 – implantation des appuis

Pile/culée	PK
C0	PK101+050
P1	PK101+110
P2	PK101+210
C1	PK101+270

### II.2.3.2 Découpage des voussoirs

Pour un ouvrage dont les voussoirs coulés sur place on distingue quatre types de voussoir

TABLE II.6 – Récapitulation de découpage des voussoirs

Type de voussoirs	Ratio usuel	Valeur rete- nue	Nombre des vous- soirs
Voussoirs sur pile	7 à 10 m	7 m	2
Voussoirs de clavage	1.5 à 3 m	2 m	3
Voussoirs courants	2.5 à 5 m	4.55 m	2 (2 × 10) = 40
Voussoirs coulé en encintre	$\geq 0.05L$	4.8 m	2

### II.2.3.3 Conception transversal

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

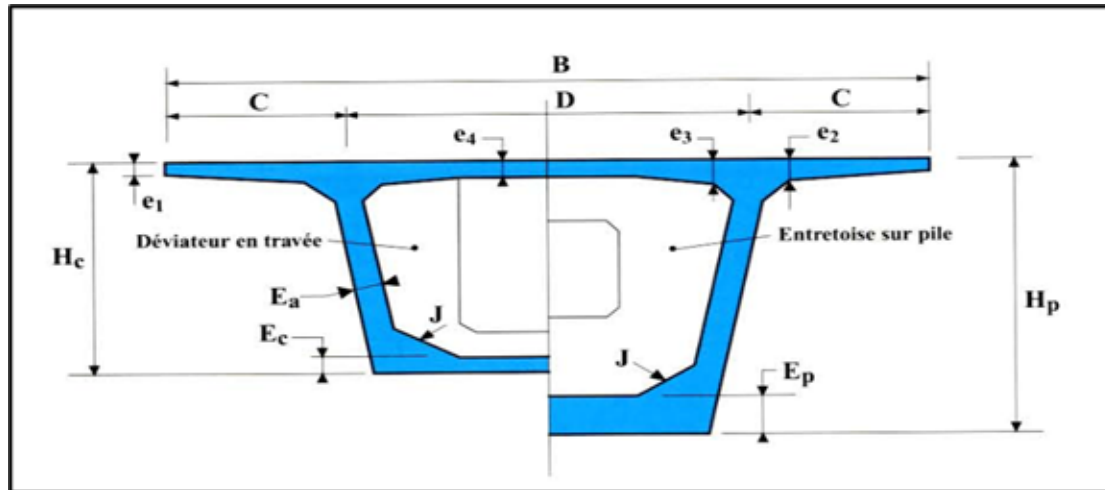
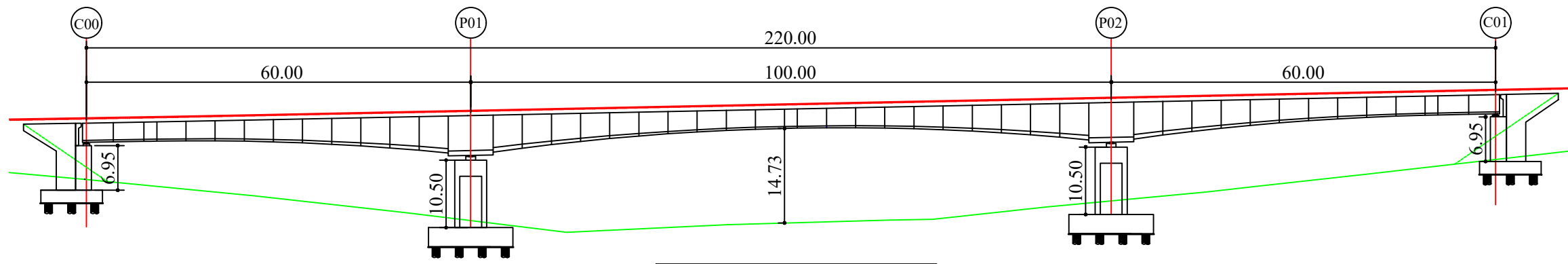


FIGURE II.4 – Notations des dimensions

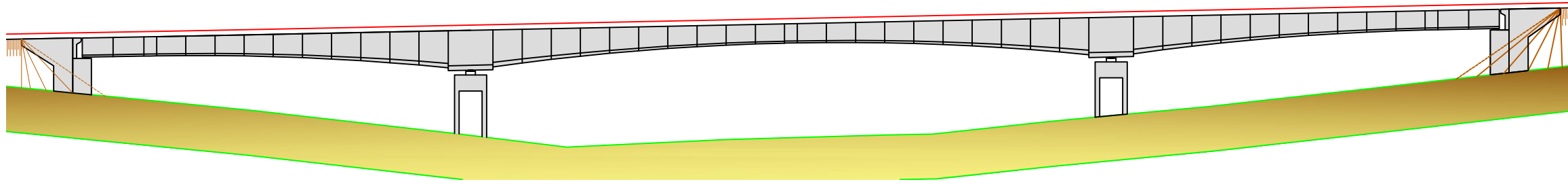
TABLE II.7 – Récapitulation des ratios usuels et valeurs retenues

Élément	Ratio usuel	Valeur retenue
largeur de voussoir	B	12.7 m
largeur d'encorbellement	$C = B/4$	3.175 m
Entraxes des âmes	$D = B - 2C$	6.35 m
épaisseur de l'ourdis supérieur $e_1$	$e_1 \geq 16 \text{ à } 18 \text{ cm}$	0.25 m
épaisseur de l'ourdis supérieur $e_2$	$C/8 \leq e_2 \leq C/7$	0.46 m
épaisseur de l'ourdis supérieur $e_3$	$e_3 = 10 + D/25$	0.30 m
Inclinaison de l'âme	$10\% \leq \alpha \leq 30\%$	17.63% ( $10^\circ$ )
Gousset supérieur	$30^\circ \leq \beta \leq 45^\circ$	$30^\circ$
Gousset inférieur	(jusqu'à $10^\circ$ ) $40^\circ \leq \gamma \leq 45^\circ$	$30^\circ$
loi de variation (parabolique)	$y(x) = y_c + (y_p - y_c) \left(\frac{2x}{L}\right)^2$	
hauteur de voussoir sur pile	$\frac{L}{h_p} = 14 + \frac{L}{45}$	6.2 m
hauteur de voussoir sur clef	$\frac{L}{h_c} = 19 + \frac{L}{7}$	3 m
épaisseur de l'âme	$E_a \geq 26 + \frac{L}{500}$	0.5 m
Épaisseur de l'ourdis inf sur pile	$35 \leq E_p \leq 80$	0.75 m
Épaisseur de l'ourdis inf A la clef	$E_c \geq 18 \text{ à } 22 \text{ cm}$	0.30 m

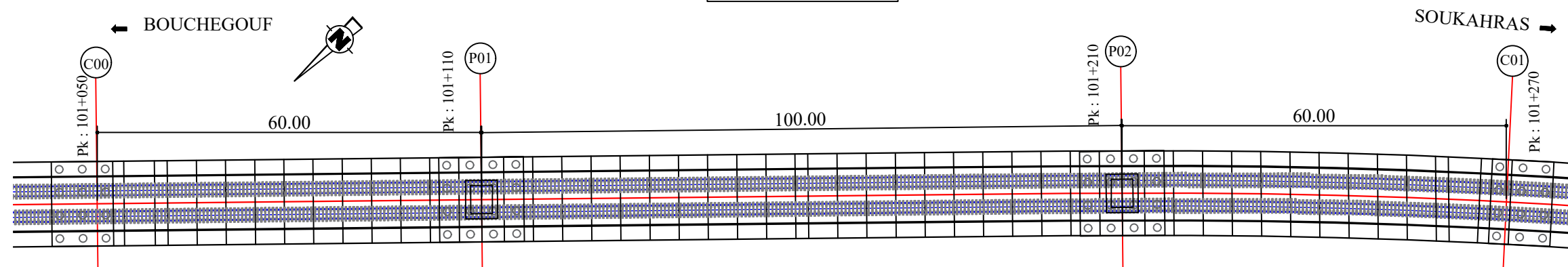
COUPE LONGITUDINALE Ech 1:800



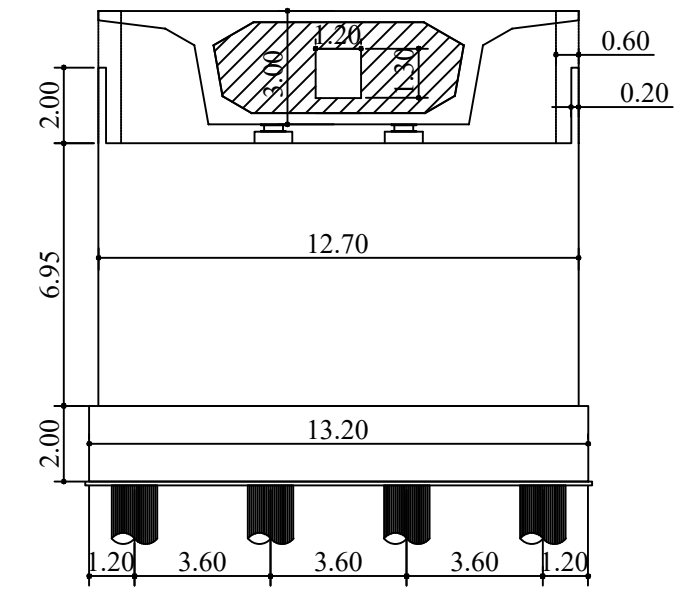
VUE EN ELEVATION Ech 1:800



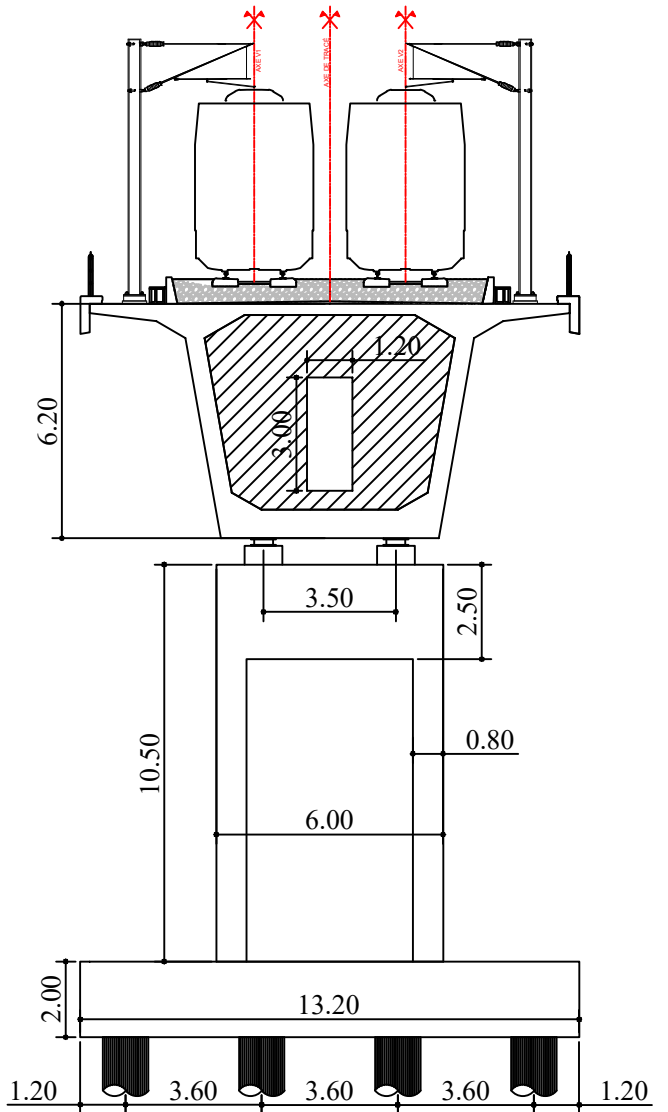
VUE EN PLAN Ech 1:800



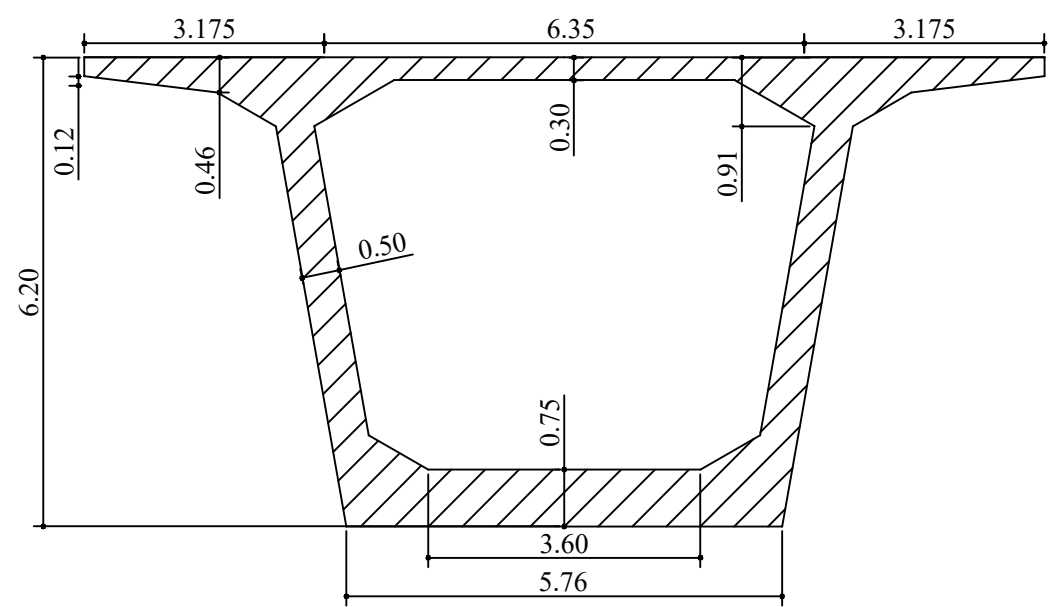
COUPE TRANSVERSALE SUR CULEE Ech 1:200



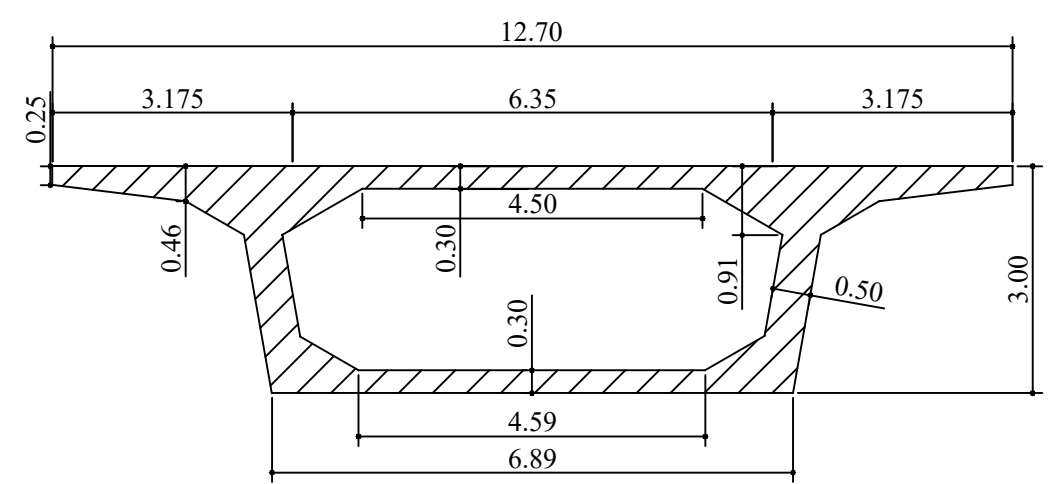
COUPE TRANSVERSALE SUR PILE Ech 1:200



COUPE VOUSOIR SUR PILE Ech 1:100



COUPE VOUSOIR SUR CLEF Ech 1:100



PROJET DE FIN D'ETUDES

Conception et étude d'un viaduc sue la ligne minière tronçon 02  
BOUCHEGOUF Oued KEBRIT ouvrage d'art pk101+050 au pk101+270

Variante N°03

Pont Voussoirs en Béton Précontraint Construit  
par Encorbellements Successifs Coulé Sur Place

Réalisé par

BOUHAMADI  
Ibrahim Fouad  
BENCHIKH  
Mohamed Essadek

Encadré par

Mr.FERIEKH Omar  
Mr. GUERFI Moussa

Chapitre III

CONCEPTION GENERAL

Page

Année universitaire

2023 / 2024



## II.3 Analyse Multicritere des variantes

TABLE II.8 – Avantages et Inconvénients des Variantes

Variantes	Avantages	Inconvénients
<p> Variante 1 : Pont à poutres en béton précontraint de type VIPP</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>— Construction rapide : Les éléments préfabriqués permettent une mise en œuvre rapide, réduisant les délais de construction.</li> <li>— Réduction des coûts indirects : Moins de temps sur site réduit les coûts indirects comme la gestion du trafic.</li> <li>— Moins d'interruptions de trafic : Installation rapide minimise les perturbations pour les usagers de la route.</li> <li>— Préfabrication assure une bonne qualité : Contrôle de qualité plus rigoureux en usine.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>— Coût initial élevé pour la grue : Besoin de grues de grande capacité pour l'installation des poutres.</li> <li>— Dépendance à la qualité de fabrication : La qualité dépend fortement de l'atelier de préfabrication.</li> <li>— Maintenance des joints entre les poutres : Nécessite une inspection et une maintenance régulière des joints.</li> </ul>
<p> Variante 2 : Pont Mixte à poutres hauteur constante</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>— Haute capacité de charge : Capacité à supporter des charges lourdes grâce à la combinaison de l'acier et du béton.</li> <li>— Rigidité exceptionnelle : Excellente rigidité due à la structure mixte.</li> <li>— Faible entretien : Peu de joints, facile d'accès pour les inspections.</li> <li>— Bonne durabilité : Protection de l'acier par le béton augmente la durabilité.</li> <li>— Adaptabilité et flexibilité de conception : Peut être ajusté pour répondre à divers besoins de conception.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>— Complexité modérée de construction : Nécessite des compétences pour travailler à la fois avec l'acier et le béton.</li> <li>— Besoin de compétences en acier et béton : Main-d'oeuvre qualifiée nécessaire pour une bonne réalisation.</li> <li>— Coût des matériaux (acier et béton) : Coût élevé des deux matériaux.</li> <li>— Nécessite des installations pour acier et béton : Infrastructure nécessaire pour travailler avec les deux matériaux.</li> </ul>
<p> Variante 3 : Pont voussoir en béton précontraint</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>— Excellente durabilité : Béton précontraint offre une durabilité supérieure.</li> <li>— Capacité à couvrir de longues portées : Idéal pour les longues travées et environnements difficiles.</li> <li>— Faible entretien : Structure monolithique réduit les points faibles nécessitant une maintenance.</li> <li>— Idéal pour des environnements difficiles : Adapté aux zones où les méthodes de construction traditionnelles sont difficiles à appliquer.</li> <li>— Moins de points faibles grâce à la structure monolithique : Réduit les risques de défauts structurels.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>— Coût initial élevé : Techniques de précontrainte et encorbellement successif sont coûteuses.</li> <li>— Technique de construction complexe : Nécessite des compétences spécifiques et une planification détaillée.</li> <li>— Temps de construction plus long : Méthodes plus lentes par rapport à d'autres types de ponts.</li> <li>— Impact environnemental variable : Peut être élevé selon les méthodes et matériaux utilisés.</li> </ul>

### II.3.1 Analyse des variantes

TABLE II.9 – Comparaison des critères pour les trois variantes de ponts

Critères	Variante 1	Variante 2	Variante 3
Coût initial de construction	Modéré	Modéré à élevé	Élevé
Durabilité	Bonne	Très bonne	Excellente
Entretien	Modéré	Faible	Faible
Capacité de charge	Bonne	Très bonne	Excellente
Rigidité	Modérée	Excellente	Très bonne
Impact environnemental	Modéré	Modéré	Variable
Complexité de construction	Faible à modérée	Modérée	Élevée
Esthétique	Faible	Bonne	Excellente

## II.4 Conclusion

La variante optimale dépendra de nos priorités spécifiques pour le projet. Par exemple, si le coût initial et la rapidité de construction sont les plus importants, la Variante 1 (VIPPP) pourrait être la meilleure option. Si la durabilité et la capacité de charge sont primordiales, la Variante 3 (Voussoirs Précontraint par encorbellement successifs) pourrait être plus appropriée. Le pré-dimensionnement des trois variantes et leur analyse multicritères nous orientent vers la solution la plus avantageuse, représentée par la Variante N° 3 : le pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs. Cette variante fera désormais l'objet d'une étude plus détaillée dans la suite de ce mémoire.

## CHAPITRE III

# HYPOTHESE DE CALCUL ET ANALYSE DES CHARGES

### III.1 INTRODUCTION

Au présent de ce chapitre, on va présenter les charges et les hypothèses de calcul définis par les normes et les règlements applicables dans le domaine des ouvrages d'art, afin d'assurer le fonctionnement du pont sous l'effet de différentes actions (naturel, fonctionnel) de telle sorte doit être capable de résister tout le long de sa durée de service et en phase de construction.

### III.2 NORMES ET REGLES DE CALCUL

Le dimensionnement l'ouvrage sera effectué conformément aux règles appliquées en Algérie :

- **Règles B.A.E.L 91 modifié 99** : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limites.
- **Règles B.P.E.L.91 modifié 99** : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint, suivant la méthode des états limites.
- **Eurocode 1** : actions sur les structures, densités, poids propre et charges d'exploitation.
- **RPOA 2008** : règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art.
- **Fascicule 62** : règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.
- **UIC 776-1** : : charges à prendre en considération dans de calcul des ponts-rails.
- **Guides SETRA**

### III.3 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

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

### III.3.1 Béton

TABLE III.1 – Caractéristiques du béton

	Superstructure	Infrastructure
$f_{c28}$ (MPa)	50	30
$f_{t28}$ (MPa)	3.6	2.4

NB : la densité du béton armé est de 25 kN/m<sup>3</sup>.

### III.3.2 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.3.2.1 Armatures passives

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

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

**8 10 12 14 16 20 25 32 40**

Les longueurs courantes de livraison sont :

- De 12 m pour les barres droites

#### III.3.2.2 Armatures de précontrainte

Les armatures actives sont des câbles Freyssinet dont les détails sont montrés dans le tableau III.2 ci-dessous.

TABLE III.2 – Caractéristiques des câbles de précontraint

Caractéristique		Clouage	Fléau	Continuité
Toron	T	T15	T15s	T15s
Section de toron	$A_p$ (mm <sup>2</sup> )	<b>140</b>	<b>150</b>	<b>150</b>
Nombre de toron par câble	$n_T$	15	19	19
Section d'un câble	$S$ (mm <sup>2</sup> )	2100	2850	2850
Diamètre de la gaine	$\Phi$ (mm)	100		
Résistance ultime	$f_{prg}$ (MPa)	1860		
Limite élastique	$f_{peg}$ (MPa)	1674		
Contrainte à l'origine	$\sigma_{p0}$ (MPa)	1488		
Coef de frottement droite	$\phi$ (m <sup>-1</sup> )	0.003		
Coef de frottement de courbure	$f$ (rd <sup>-1</sup> )	0.2		
Module d'élasticité	$E_p$ (MPa)	190 000		
Coefficient de relaxation maximale des câbles à 1 000 h	$\rho$ (%)	2.5		
Coefficient de recul d'ancrage	$g$ (mm)	2		

### III.3.3 Contraintes admissibles

#### III.3.3.1 Béton

— **Contraintes admissibles à la compression :**

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

Le coefficient  $\theta$  est fixé à 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24 h, à 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24 h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1 h.

TABLE III.3 – Contraintes admissibles à la compression de béton

État	Contrainte limite	Superstructure	Infrastructure
ELU	$f_{bu}$ (MPa) $\gamma_b = 1.5$	28.33	17
ELU	$f_{bu}$ (MPa) $\gamma_b = 1.15$	36.96	22.17
ELS	$f_{bc}/\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	30	18

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{situation transitoire} \\ 1.5 & \text{situation durable} \\ 1.15 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

— **Déformation longitudinale du béton**

— Module de déformation instantanée (courte durée < 24h) :  $E_{ij} = 11\,000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$

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

### III.3.3.2 Armatures

— Contrainte limite de traction des aciers :

TABLE III.4 – Contraintes admissibles de traction des armatures passives

Fissuration	Contrainte limite (MPa)		Super	Infr
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	500
Préjudiciable	$\sigma_s = \max \{0.5 \times f_e; 110 \sqrt{n \times f_{tj}}\}; n = 1.6$		250	250
Très Préjudiciable	$\sigma_s = \max \{0.4 \times f_e; 88 \sqrt{n \times f_{tj}}\}; n = 1.6$		200	200

— Classe de justification de la précontrainte :

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

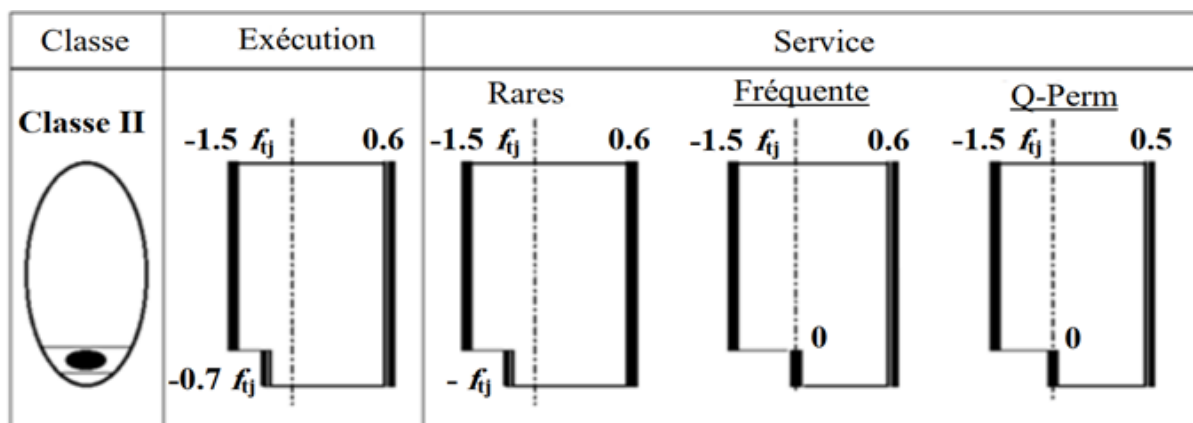


FIGURE III.1 – Limitation des contraintes des sections en B.P

## III.4 EVALUATION DES ACTIONS

### III.4.1 Evaluation des actions hors trafic

#### III.4.1.1 Actions permanentes

— Les compléments de charges permanentes CCP :

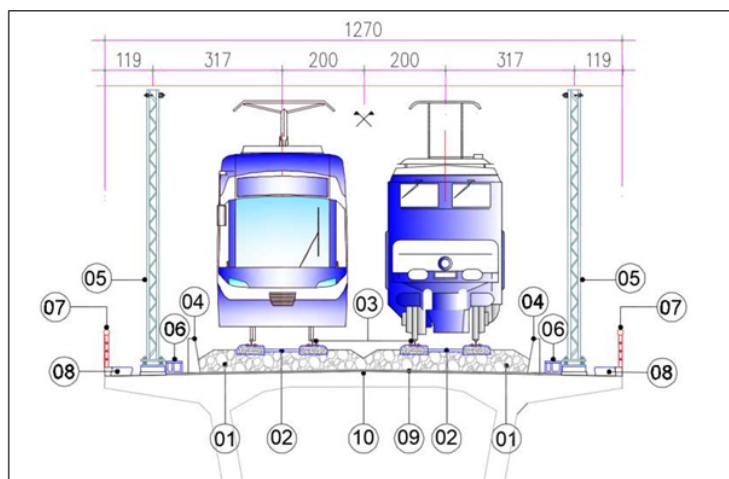


FIGURE III.2 – Evaluation des compléments de charges permanentes

TABLE III.5 – Charges et poids total

Élément	Charges	Poids (kN/ml)	total
1. Ballast	20 kN/m <sup>3</sup>	106.6	
2. Traverses bi-blocs	4.2 kN/ml	8.4	
3. Rails	0.6 kN/ml	2.4	
4. Murette	4 kN/ml	8	
5. Support caténaire + caténaire	2.4 kN/m	4.8	
6. Caniveau	2.05 kN/ml	4.1	
7. Garde-corps	0.5 kN/ml	1	
8. Corniche	7.7 kN/ml	15.4	
9. Étanchéité	25 kN/m <sup>3</sup>	25.4	
10. La chape de béton	25 kN/m <sup>3</sup>	12	
Somme CCP		165.95	

— Poids des voussoirs :

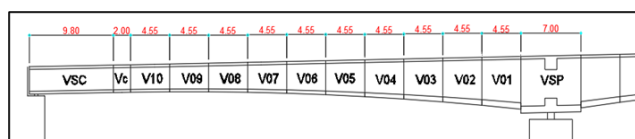


FIGURE III.3 – Découpage des voussoirs

TABLE III.6 – Poids du tablier voussoirs

N° Vrs	x	S(x) m <sup>2</sup>	L (m)	V (m <sup>3</sup> )	P (kN)
Vcl	1.00	10.09	2	20.18	504.48
V10	3.28	10.11	4.55	46.00	1149.96
V9	7.83	10.21	4.55	46.47	1161.72
V8	12.38	10.40	4.55	47.32	1183.12
V7	16.93	10.67	4.55	48.57	1214.17
V6	21.48	11.03	4.55	50.19	1254.85
V5	26.03	11.47	4.55	52.21	1305.18
V4	30.58	12.00	4.55	54.61	1365.14
V3	35.13	12.61	4.55	57.39	1434.75
V2	39.68	13.31	4.55	60.56	1514.00
V1	44.23	14.09	4.55	64.12	1602.89
Vsp	48.78	15.21	7	106.44	2660.93
Vsc	/	10.09	9.8	98.88	2471.96
Poids d'un demi-fléau					14516.27
Poids propre total des voussoirs					64522.435
Poids total du tablier (poids propre + CCP)					64688.38

### III.4.1.2 Action thermique

On prend en compte les fluctuations de la température ambiante sous forme d'une variation de  $\pm 35^{\circ}\text{C}$  autour de la température d'origine prise égale à  $10^{\circ}\text{C}$

### III.4.1.3 Action du vent

Vent compatible avec les circulations : le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la voie. Il se développe sur toute surface frappée normalement d'une pression de  $1.5\text{ kN/m}^2$ . Sur une surface partiellement masquée.

## III.4.2 Les surcharges dues au trafic ferroviaire

On définit les modèles de charges ferroviaires, où l'on représente d'une part le trafic normal des lignes principales (modèle de charge 71), et d'autre part les charges lourdes exceptionnelles (modèle de charge SW) On prend en compte trois types de trains, selon le EC-1 : Modèle de charge UIC-71, SW/0, et le SW/2, qui présentent la configuration suivante :

— **Modèle de charges « LM71 »**

Le modèle de charge LM71 représente l'effet statique d'un chargement vertical, résultant du trafic ferroviaire normal.

La disposition et les valeurs caractéristiques des charges verticales y sont définies comme indiquées à la figure suivante :

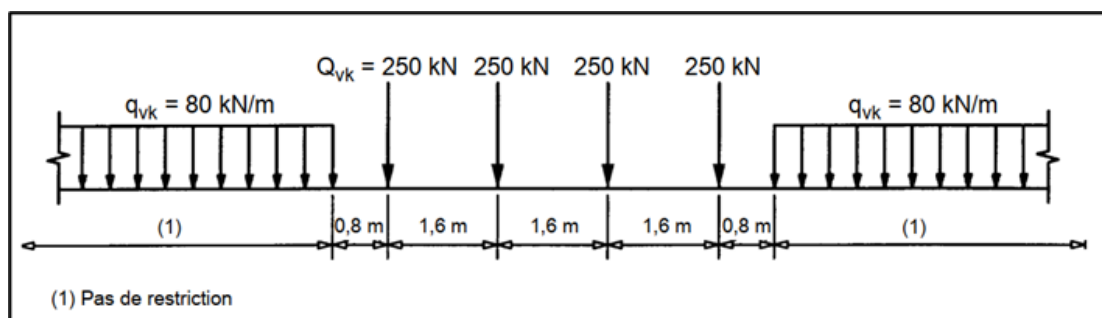


FIGURE III.4 – Modèle de charges 71 et valeurs caractéristiques pour les charges verticales

— Schémas de charges SW/0 et SW/2

Le modèle de charges SW/0 représente l'effet statique de chargement vertical résultant d'un trafic ferroviaire normal sur les poutrelles continues.

Le modèle de charges SW/2 représente l'effet statique de chargement vertical généré par un trafic ferroviaire lourd.

La disposition des charges correspond au schéma de la Figure III 4, les valeurs caractéristiques des charges verticales étant celles qui figurent au Tableau III 7.

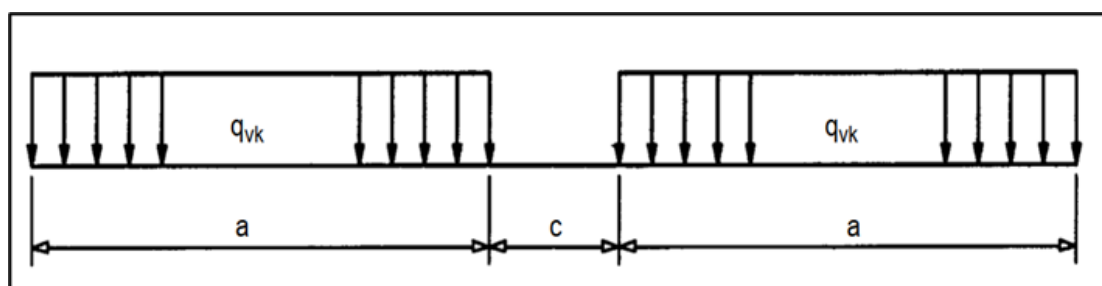


FIGURE III.5 – Modèles de charges SW/0 et SW/2

TABLE III.7 – Valeurs caractéristiques des charges verticales pour les modèles de charges SW/0 et SW/2

Modèle de charges	$q_{vk}$ [kN/m]	$a$ [m]	$c$ [m]
SW/0	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0

### III.4.3 Chargements verticaux

Les chargements verticaux à prendre en compte systématiquement sont les trois :

- LM71 + SW/0
- SW/2

Tous les effets des chargements doivent être déterminés en considérant les charges et les forces positionnées de la façon la plus défavorable. Il ne faut pas tenir de celles qui ont un effet de déchargement sauf pour les schémas de charge SW et le train à vide (Ces

schémas ne devant pas être fractionnés. les effets de déchargement doivent être pris en compte).

**NB** : LM71 + SW/0 : signifie qu'il faut retenir l'enveloppe des effets LM71 et de SW/0 .

### III.4.4 Transmission des charges aux structures

Le pont reçoit des charges ponctuelles de 250 kN qui se répartissent sur une bande longitudinale continue de largeur  $a_2 = 0.30 + e/2$ .

La charge sur la bande est uniforme et égale à :  $P = \frac{250}{1.6 \times 2 \times a_2}$

Avec :  $e = 0.6\text{m}$ ,  $a_2 = 0.6\text{m}$

$P = 130.21 \text{ kN}$

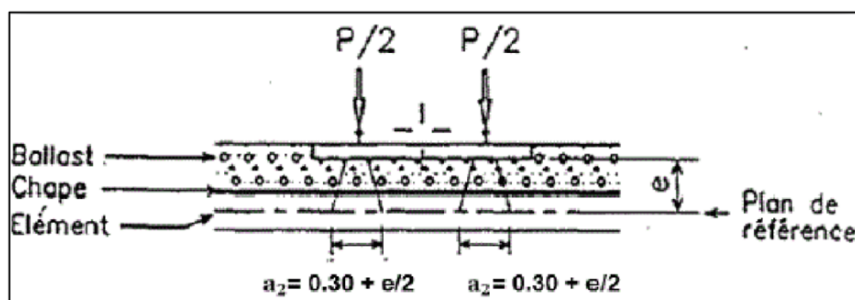


FIGURE III.6 – Répartition de charge sur une bande  $a_2$ .

### III.4.5 Effet dynamique

Les contraintes et déformations statiques d'un pont dues aux circulations (et l'accélération du tablier associée) sont augmentées et diminuées par les phénomènes suivants :

- La vitesse à laquelle la circulation traverse le pont et l'inertie de l'ouvrage engendrent une mise en charge rapide.
- Le passage de charges successives, à des intervalles plus ou moins réguliers, peut stimuler la structure du pont, pouvant parfois entraîner une résonance. Cela se produit lorsque la fréquence d'excitation ou un de ses multiples coïncide avec la fréquence naturelle de l'ouvrage, augmentant ainsi le risque de vibrations excessives induites par la succession d'essieux traversant le pont.
- Variations des charges de roue résultant des imperfections de la voie ou du véhicule (y compris irrégularités des roues).

Les phénomènes ci-dessus doivent être pris en compte pour déterminer les effets (contraintes, déformations, accélération du tablier, etc.) des actions du trafic ferroviaire. Une analyse statique sera effectuée avec les modèles de charges (LM71 et, si nécessaire, SW/0 et SW/2). Les résultats seront multipliés par le coefficient dynamique  $\varphi$  (et, si nécessaire, multipliés par  $\alpha$ ).

Les exigences pour une analyse dynamique sont résumées dans l'organigramme du chapitre §6.4.4 EN1991-2, en-dessous de, où  $V$  est la vitesse maximale de la ligne sur le site [km/h],  $L$  est la longueur de la travée [m],  $n_0$  est la première fréquence de flexion naturelle du pont chargé par des actions permanentes [Hz],  $n_T$  est la première fréquence naturelle du pont chargé par des actions permanentes [Hz],  $v$  est la vitesse nominale maximale [m/s].

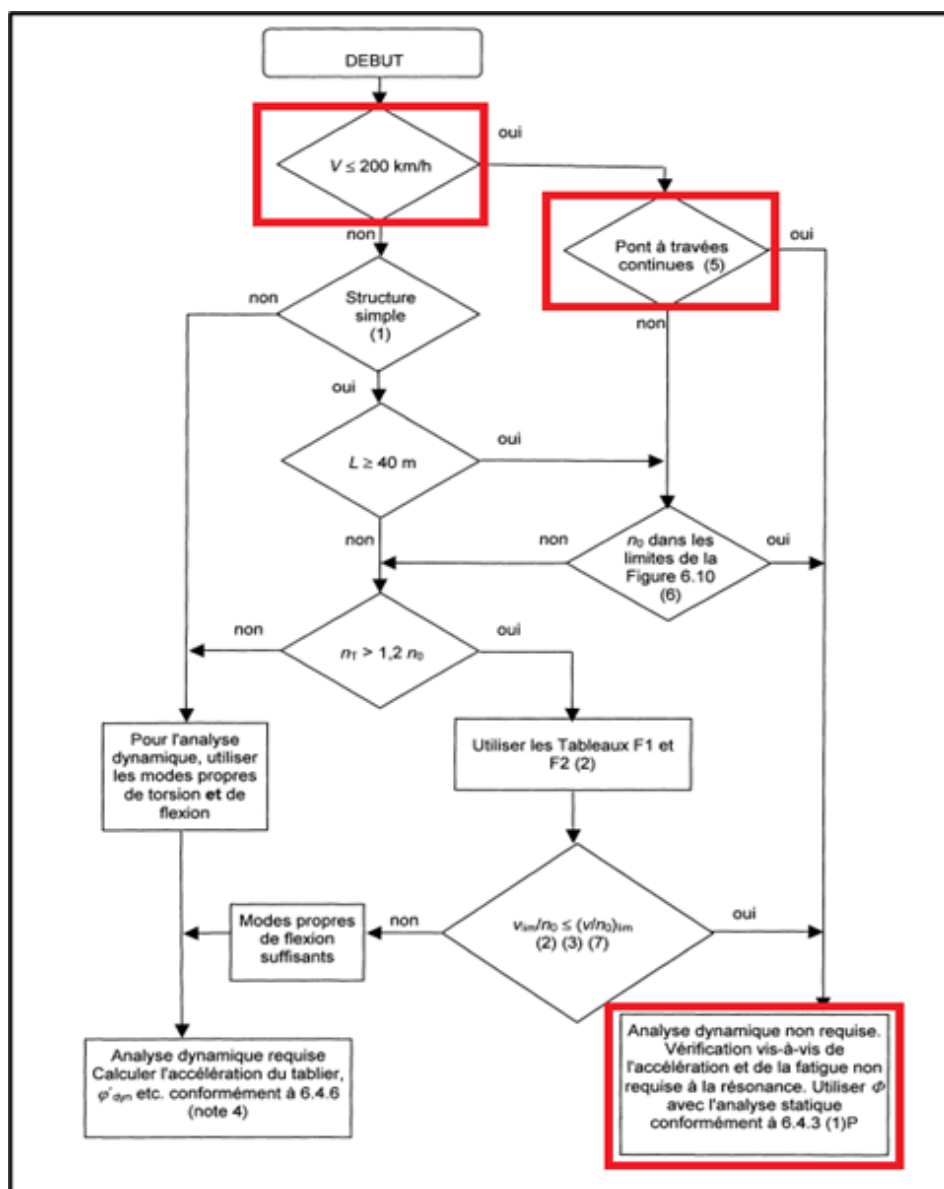


FIGURE III.7 – Organigramme permettant de déterminer si une analyse dynamique est requise ou non

### III.4.5.1 Coefficient dynamique $\phi(\phi_2, \phi_3)$

Le coefficient dynamique  $\Phi$  tient compte de l'amplification dynamique des contraintes et des effets des vibrations de l'ouvrage mais pas des effets de résonance.

Le coefficient dynamique qui augmente les effets de la charge statique dans les modèles de charges 71, SW/0 et SW/2 est défini en tant que  $\Phi_2, \Phi_3$

En général, le coefficient dynamique est défini comme en fonction de la qualité de la maintenance de la voie selon les modalités suivantes :

1. pour une voie bénéficiant d'une maintenance soignée :

$$\Phi_2 = \frac{1.44}{\sqrt{L_\varphi - 0.2}} + 0.82 \text{ avec } 1.00 \leq \varphi_2 \leq 1.67$$

2. pour une voie bénéficiant d'une maintenance standard :

$$\Phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_\varphi - 0.2}} + 0.73 \text{ avec } 1.00 \leq \varphi_2 \leq 2$$

$L_\varphi$  est la longueur "déterminante" (longueur associée à  $\varphi$  en m).

Pour notre cas nous avons des caissons on considère comme une poutre continue à plusieurs travées (EN 1991-2 tableau 6.2)

$$L_m = \frac{1}{n} \times (L1 + L2 + L3) = \frac{1}{3} \times (60 + 100 + 60) = 73.33\text{m}$$

$$L_\varphi = K \times L_m \text{ où } n = 3 \text{ donc } K = 1.3 \Rightarrow L_\varphi = 95.33\text{m}$$

Aucun coefficient dynamique n'est spécifié on utilisera  $\Phi_3$

La valeur de coefficient dynamique est :  $\Phi_3 = 1$

### III.4.6 Forces horizontales

#### III.4.6.1 Forces centrifuges

Lorsque la voie est en courbe sur tout ou partie de la longueur d'un pont, la force centrifuge et le dévers de voie doivent être pris en compte.

Les valeurs caractéristiques de la force centrifuge est déterminée selon les équations suivantes :

$$Q_{tk} = \frac{v^2}{g \times r} (f \times Q_{vk}) = \frac{v^2}{127r} (f \times Q_{vk}) \text{ EN1991-2 eq. (6.17)}$$

$$q_{tk} = \frac{v^2}{g \times r} (f \times q_{vk}) = \frac{v^2}{127r} (f \times q_{vk}) \text{ EN1991-2 eq. (6.18)}$$

Où :

- $Q_{tk}$ ,  $q_{tk}$  : valeurs caractéristiques des forces centrifuges [kN. kN/m]
- $Q_{vk}$ ,  $q_{vk}$  : valeurs caractéristiques des charges verticales pour les modèles de charge LM71, SW/0, SW/2 et « train vide ».
- $f$  : coefficient de réduction.
- $v$  : vitesse maximale en [m/s].
- $V$  : vitesse maximale en [Km/h].
- $g$  : accélération de pesanteur [9.81 m/s<sup>2</sup>]
- $r$  : rayon de courbe en [m].

On a :  $r = 1000$  m et  $V = 60$  Km/h et  $f = 1$  pour les quatre modèles (d'après EN 1991-2 articles 6.5)

TABLE III.8 – Récapitulatif de calcul des forces de centrifuges

	Schéma de charge	LM71	SW/0	SW/2
Charge verticale	$Q_{vk}$ (kN)	250	/	/
	$q_{vk}$ (kN/m)	80	133	150
Force centrifuges	$Q_{tk}$ (kN)	7.09	/	/
	$q_{tk}$ (kN/m)	2.27	3.77	4.25

### III.4.6.2 Effort de lacet

L'effort de lacet doit être considéré comme une force concentrée agissant horizontalement au niveau supérieur des rails et perpendiculairement à l'axe de la voie. Il doit être appliqué aussi bien dans le cas des voies en alignement que dans celui des voies en courbe. La valeur caractéristique de l'effort de lacet doit être prise égale à  $Q_{sk} = 100$  kN. Elle ne doit pas être multipliée par le coefficient  $\Phi$  ni par le coefficient  $f$ .

### III.4.6.3 Effort dû au freinage et au démarrage

Les forces de freinage et de démarrage agissent au niveau supérieur des rails suivant l'axe longitudinal de la voie.

Les valeurs caractéristiques des forces d'accélération et de freinage doivent être prises égales à :

— **Force de démarrage :**

$$Q_{lak} = 33 \text{ (kN/m)} \times L_{a,b} \leq 1\,000 \text{ kN pour les schémas de charges LM71 et SW}$$

— **Force de freinage :**

$$Q_{lbk} = 20 \text{ (kN/m)} \times L_{a,b} \leq 6\,000 \text{ kN pour les schémas de charges LM71 et SW/0}$$

TABLE III.9 – Récapitulatif de calcul des forces de démarrage-freinage

	Schéma de charge	LM71	SW/0	SW/2
	La,b	100	35.3	57
<b>Force de démarrage</b>	$Q_{lak}$ (kN)	1 000	1 000	1 000
<b>Force de freinage</b>	$Q_{lbk}$ (kN)	2 000	706	1 995

## III.4.7 Actions accidentelles

### III.4.7.1 Action dues au déraillement d'un train sur le pont

Les structures ferroviaires doivent être conçues de telle manière qu'en cas de déraillement, les dommages en résultant pour le pont (renversement ou effondrement de la structure dans son ensemble, notamment) soient limités le plus possible.

Le déraillement d'un train sur un pont ferroviaire doit être considéré comme une situation de projet Accidentelle.

Deux situations de calcul sont à considérer :

**Situation de calcul 1 :** les véhicules déraillés demeurent dans la zone de la voie sur le tablier du pont.

**Situation de calcul 2 :** les véhicules déraillés demeurent dans la zone de la voie sans tomber du pont mais restant en équilibre sur le bord.

**Pour le cas 1 :** on doit éviter la ruine d'éléments principaux de la structure, mais on peut tolérer des dommages localisés. Les parties de la structure concernées doivent être dimensionnées à l'ELU pour les charges équivalentes suivantes :

Deux charges linéaires d'intensité,  $q_{A1d} = 50$  kN/ml disposées sur une longueur de 6.40 m, écartées de 1.40 m parallèles à la voie et se trouvant dans la position la plus

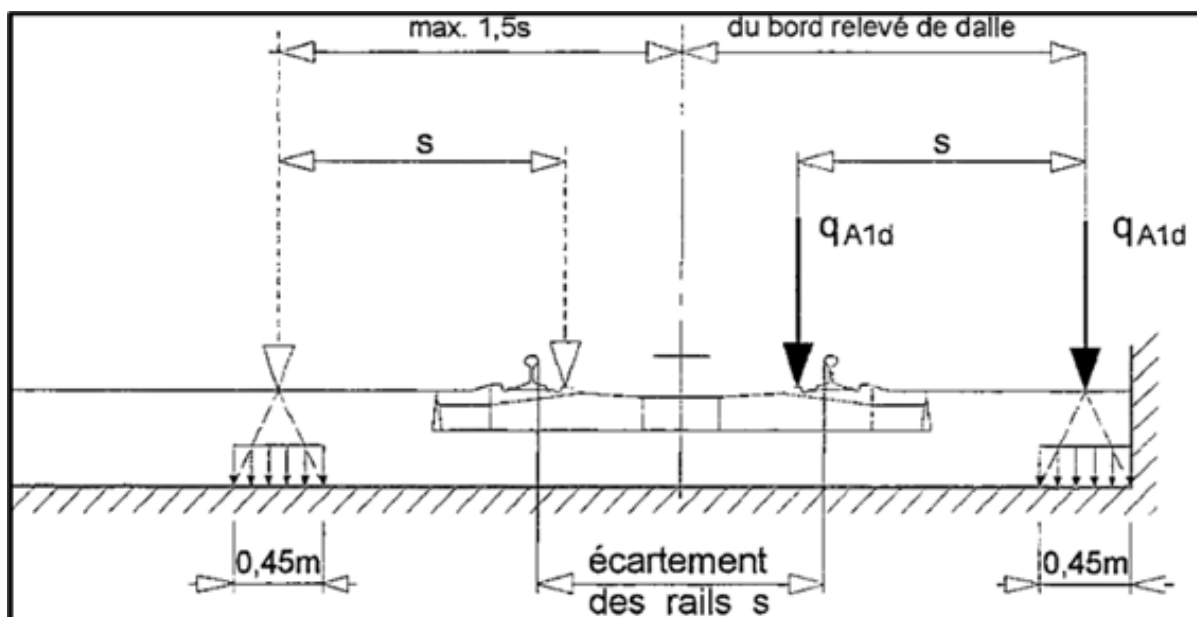


FIGURE III.8 – situation de calcul 1 – charge équivalente  $q_{A1d}$

défavorable dans une zone de largeur égale à 1.5 fois l'écartement des rails, s'étendant de part et d'autre de l'axe de la voie.

**Pour le cas 2 :** il convient d'éviter à la fois le renversement et l'effondrement du pont. Pour la détermination de la stabilité globale, on doit considérer une charge linéaire verticale uniforme s'exerçant sur le bord de la structure considérée soit à une distance maximale de 1.5 fois l'écartement des rails sur une longueur totale maximale de 20 m, et égale à  $q_{A2d} = 80 \text{ kN/m}$ .

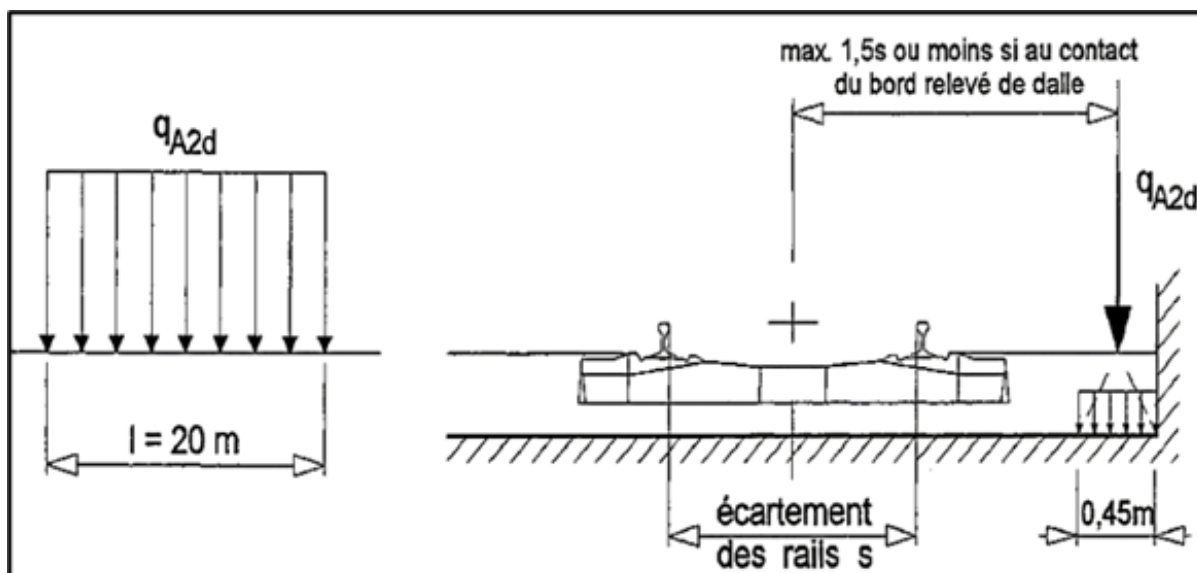


FIGURE III.9 – situation de calcul 2 – charge équivalente  $q_{A2d}$

### III.4.7.2 Charges sismiques

On se référera aux règles énoncées dans règlement parasismique algérien des ouvrages d'art (R.P.O.A).

## III.5 GROUPES DES CHARGES

Après avoir défini les actions élémentaires dues aux circulations pour une voie, on procède à leurs assemblages. Les actions résultantes sont appelées groupes de charges. Ils tiennent compte d'une simultanéité des diverses charges élémentaires sur une voie et deux voies. Chacun de ces groupes de charges, qui s'excluent l'un à l'autre doit être considéré comme définissant une action d'exploitation pour les combinaisons avec les autres charges que de circulation ferroviaire.

TABLE III.10 – Evaluation des groupes de charges pour le trafic ferroviaire

		LM 71 <sup>(1)</sup> +SW/0 <sup>(1) (2)</sup>	SW/2 <sup>(1). (3)</sup>	Train à Vide (TV)	Freinage(F) Démarrage <sup>(1) (D)</sup>	Force Centrifuge <sup>(1)(C)</sup>	Lacet <sup>(1)</sup> (L)	
1V	Gr11	1	0	0	1 <sup>(5)</sup>	0.5 <sup>(5)</sup>	0.5 <sup>(5)</sup>	
	Gr12	1	0	0	0.5 <sup>(5)</sup>	1 <sup>(5)</sup>	1 <sup>(5)</sup>	
	Gr13	1 <sup>(4)</sup>	0	0	1	0.5 <sup>(5)</sup>	0.5 <sup>(5)</sup>	
	Gr14	1 <sup>(4)</sup>	0	0	0.5 <sup>(5)</sup>	1	1	
	Gr15	0	0	1	0	1 <sup>(5)</sup>	1 <sup>(5)</sup>	
	Gr16	0	1	0	1 <sup>(5)</sup>	0.5 <sup>(5)</sup>	0.5 <sup>(5)</sup>	
	Gr17	0	1	0	0.5 <sup>(5)</sup>	1 <sup>(5)</sup>	1 <sup>(5)</sup>	
2V	Gr21	V1	1	0	0	1 <sup>(5)</sup>	0.5 <sup>(5)</sup>	0.5 <sup>(5)</sup>
		V2	1	0	0	1 <sup>(5)</sup>	0.5 <sup>(5)</sup>	0.5 <sup>(5)</sup>
	Gr22	V1	1	0	0	0.5 <sup>(5)</sup>	1 <sup>(5)</sup>	1 <sup>(5)</sup>
		V2	1	0	0	0.5 <sup>(5)</sup>	1 <sup>(5)</sup>	1 <sup>(5)</sup>
	Gr23	V1	1 <sup>(4)</sup>	0	0	1	0.5 <sup>(5)</sup>	0.5 <sup>(5)</sup>
		V2	1 <sup>(4)</sup>	0	0	1	0.5 <sup>(5)</sup>	0.5 <sup>(5)</sup>
	Gr24	V1	1 <sup>(4)</sup>	0	0	0.5 <sup>(5)</sup>	1	1
		V2	1 <sup>(4)</sup>	0	0	0.5 <sup>(5)</sup>	1	1
	Gr26	V1	0	1	0	1 <sup>(5)</sup>	0.5 <sup>(5)</sup>	0.5 <sup>(5)</sup>
		V2	1	0	0	1 <sup>(5)</sup>	0.5 <sup>(5)</sup>	0.5 <sup>(5)</sup>
	Gr27	V1	0	1	0	0.5 <sup>(5)</sup>	1 <sup>(5)</sup>	1 <sup>(5)</sup>
		V2	1	0	0	0.5 <sup>(5)</sup>	1 <sup>(5)</sup>	1 <sup>(5)</sup>

1. Tous les coefficients appropriés ( $\alpha, f, \Phi \dots$ ) doivent être pris en compte.
2. SW/0 ne doit être pris en compte que pour les ponts à travées continues.
3. SW/2 ne doit être pris en compte que si cela est stipulé pour la ligne considérée.
4. Le coefficient peut être réduit à 0.5 si l'effet est favorable; Il ne peut être égal à zéro.
5. Dans les cas favorables, ces valeurs non dominantes peuvent être prises égales à zéro.

La procédure à suivre pour les ouvrages ou parties d'ouvrage supportant deux voies est présentée dans le tableau suivant :

TABLE III.11 – Groupe des charges dans notre cas.

<b>Gr11</b>		LM 71 + SW/0 + F & D
<b>Gr12</b>		LM 71 + SW/0 + 0.5 (F & D)
<b>Gr13</b>		LM 71 + SW/0 + (F & D)
<b>Gr14</b>		LM 71 + SW/0 + 0.5 (F & D) + C + L
<b>Gr16</b>		SW/2 + F & D
<b>Gr17</b>		SW/2 + 0.5 (F & D)
<b>Gr21</b>	<b>V1</b>	LM 71 + SW/0 + F & D
	<b>V2</b>	LM 71 + SW/0 + F & D
<b>Gr22</b>	<b>V1</b>	LM 71 + SW/0 + 0.5 (F & D)
	<b>V2</b>	LM 71 + SW/0 + 0.5 (F & D)
<b>Gr23</b>	<b>V1</b>	LM 71 + SW/0 + F & D
	<b>V2</b>	LM 71 + SW/0 + F & D
<b>Gr24</b>	<b>V1</b>	LM 71 + SW/0 + 0.5 (F & D) + C + L
	<b>V2</b>	LM 71 + SW/0 + 0.5 (F & D) + C + L
<b>Gr26</b>	<b>V1</b>	SW/2 + F & D
	<b>V2</b>	LM 71 + SW/0 + (F & D)
<b>Gr27</b>	<b>V1</b>	SW/2 + 0.5 (F & D)
	<b>V2</b>	LM 71 + SW/0 + 0.5 (F & D)

## III.6 Conclusion

Dans ce chapitre, on a évalué les différentes charges et surcharges ferroviaire agissant sur l'ouvrage en se basant sur l'Eurocode 12. Une bonne définition de chargement nous amène à déterminer les sollicitations les plus réalistes possibles appliquées sur notre ouvrage

### IV.1 Introduction

Les ponts construits par encorbellements successifs sont généralement réalisés en érigeant les voussoirs de part et d'autre de la pile considérée, ce qui nécessite une approche en deux phases d'étude distinctes :

Dans la première phase, qui précède l'achèvement des travées, l'étude de stabilité des fléaux est essentielle. À ce stade, le système mécanique est isostatique, et le moment à l'encastrement sur les piles est maximal.

Dans la seconde phase, le schéma statique évolue vers l'hyperstatisme après la réalisation de clavages entre les extrémités des fléaux adjacents et la mise en tension des câbles de continuité. Ces câbles assurent la liaison des voussoirs clavés avec les consoles voisines, rendant ainsi le système hyperstatique.

### IV.2 STABILITÉ EN PHASE DE CONSTRUCTION

#### IV.2.1 Différentes phases de construction d'un fléau

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

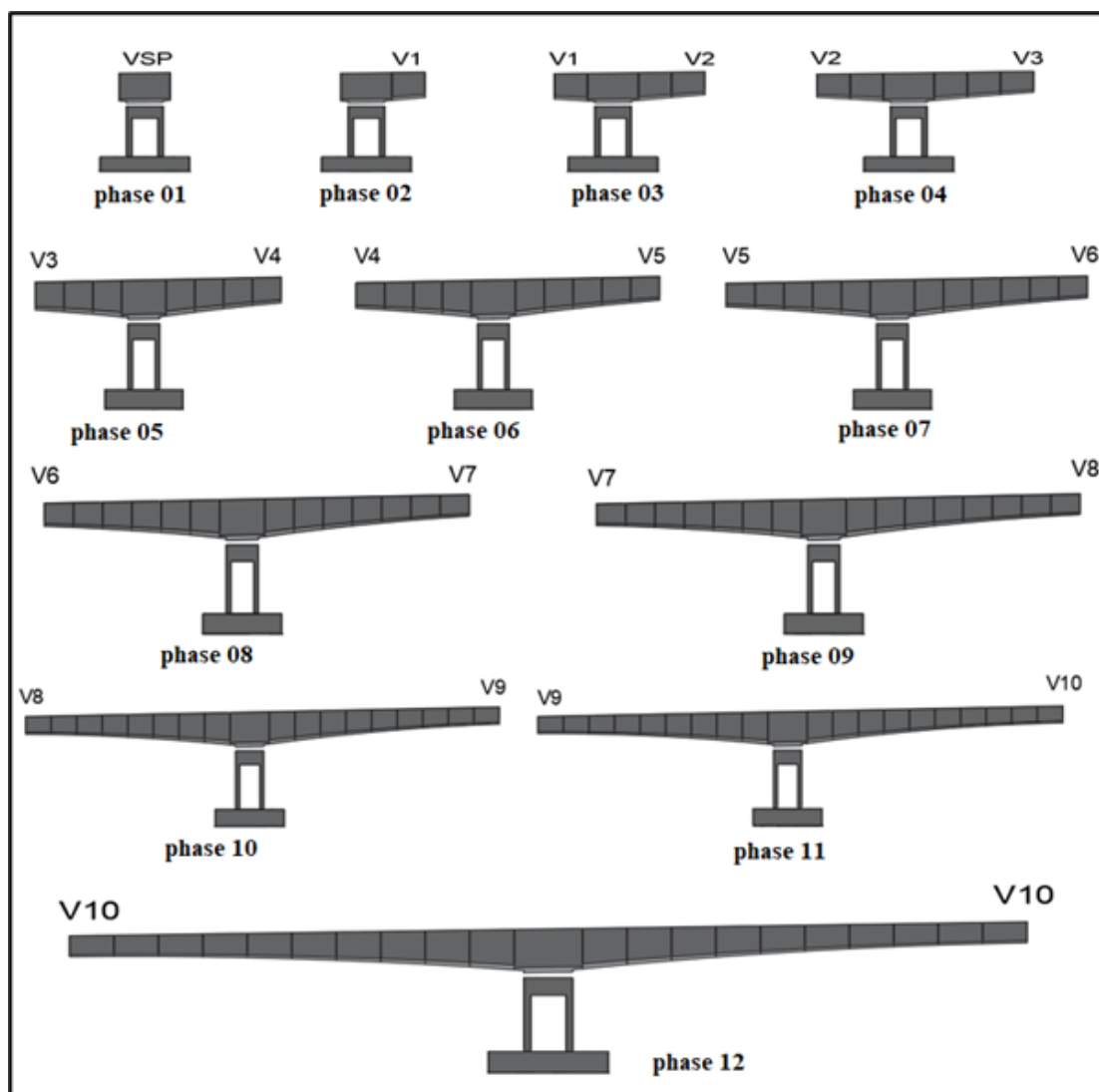


FIGURE IV.1 – les phases de construction d'un fléau

## IV.2.2 Charges à prendre en compte

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

### IV.2.2.1 Poids propre du fléau

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  $G_{\min}$  une façon d'obtenir le cas le plus défavorable en relation avec l'action variable ou accidentelle considérée.

$$G_{\max} = G \times 1.02 \quad \text{et} \quad G_{\min} = G \times 0.98$$

TABLE IV.1 – Évaluation de poids propre de chaque demi-fléau.

Phase	Demi-Fléau minoré		Demi-Fléau majoré	
	G (KN)	G_min (KN)	G (KN)	G_max (KN)
Phase 1	1330.4638	1303.85448	1330.4638	1357.073
Phase 2	1330.4638	1303.85448	2933.3585	2992.0257
Phase 3	2933.36	2874.69136	4447.3619	4536.3092
Phase 4	4447.36	4358.41471	5882.1154	5999.7577
Phase 5	5882.12	5764.47307	7247.2369	7392.0006
Phase 6	7247.26	7102.31498	8552.4378	8723.4865
Phase 7	8552.44	8381.38901	9807.2895	10003.435
Phase 8	9807.29	9611.14368	11214.886	11439.583
Phase 9	11204.55	10990.588	12204.547	12448.638
Phase 10	12204.58	11960.489	13360.226	13627.431
Phase 11	13366.30	13098.9771	14516.265	<b>14806.591</b>
Phase 12	14516.27	<b>14225.9399</b>	14516.27	<b>14806.591</b>

#### IV.2.2.2 Charges de chantier connues

Pour les ouvrages coulés en place, il s'agit principalement du poids de l'équipage mobile noté QPRC1. On considère que le poids de l'équipage peut être égal à la moitié du voussoir le plus lourd est égal à (poids de voussoir V1)/2 (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 :

$$QPRC1 = \left( \frac{Pv1}{2} \right) = 801.45 \text{ KN}$$

$$QPRC1 \text{ max} = 801.45 \times 1.06 = 849.53 \text{ KN}$$

$$QPRC1 \text{ min} = 801.45 \times 0.96 = 769.39 \text{ KN}$$

#### IV.2.2.3 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 QPRA1 = 0.2 KN/m<sup>2</sup> 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 = 12.7 m ⇒ QPRA1 = 2.54 KN/ml
- Une charge concentrée notée QPRA2 = 50 + 5B (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 = 12.7 m ⇒ QPRA2 = (50 + 5B) = 113.5 KN

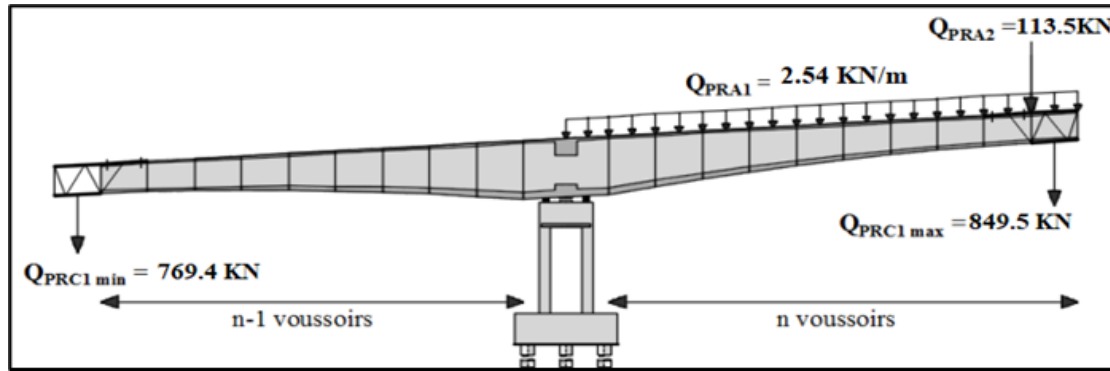


FIGURE IV.2 – Situation temporaire de construction à considérer.

#### IV.2.2.4 Charge due au vent

##### — Effet vertical du vent

La charge de vent incluse dans la charge  $Q_{pral}$  pour les ouvrages de portée inférieure à 120 m

##### — Effet horizontal du vent

L'effet horizontal de vent n'est à prendre en compte que dans des cas particuliers, pour des ouvrages de grande hauteur dans des sites exposés à des vents importants et irréguliers du fait de la morphologie des lieux, ce n'est pas le cas pour notre projet.

#### IV.2.2.5 Actions accidentelles

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

$$F_A = -Q_{PRC1 \text{ max}} = -849.53 \text{ KN}$$

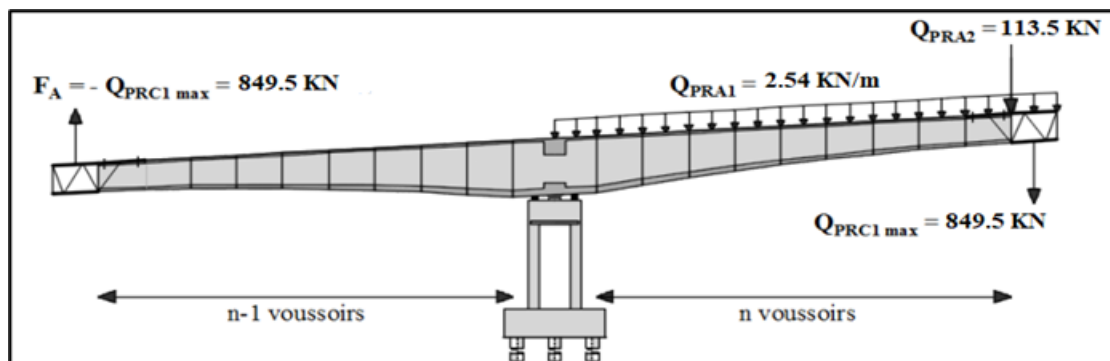


FIGURE IV.3 – Situation accidentelle à considérer

#### IV.2.3 Combinaisons d'action

Selon le guide de conception SETRA, on distingue deux combinaisons d'actions à prendre en compte au cours de réalisation, fondamentales de type A et accidentelles de

type B qui seront détaillées ci-dessous.

- **Fondamentales de type A** : une justification vis-à-vis l'état limite ultime d'équilibre statique, le fléau ne doit pas décoller de ses cales.
- **Accidentelles de type B** : une justification vis-à-vis l'état limite de résistance sous la combinaison accidentelle, le fléau peut décoller de ses cales, mais la sécurité est assurée.

TABLE IV.2 – Récapitulatif des combinaisons d'action.

type de combinaison		Gmax	Gmin	Qprc1max	Qprc1min	Qpra1	Qpra2	Fa
Type A	A1	1.1	1.1	1.25	1.25	1.25	1.25	0
	A2	0.9	0.9	1.25	1.25	1.25	1.25	0
Type B	B1	1.1	1.1	1	0	1	1	1
	B2	0.9	0.9	1	0	1	1	1

#### IV.2.4 Évaluation des efforts

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

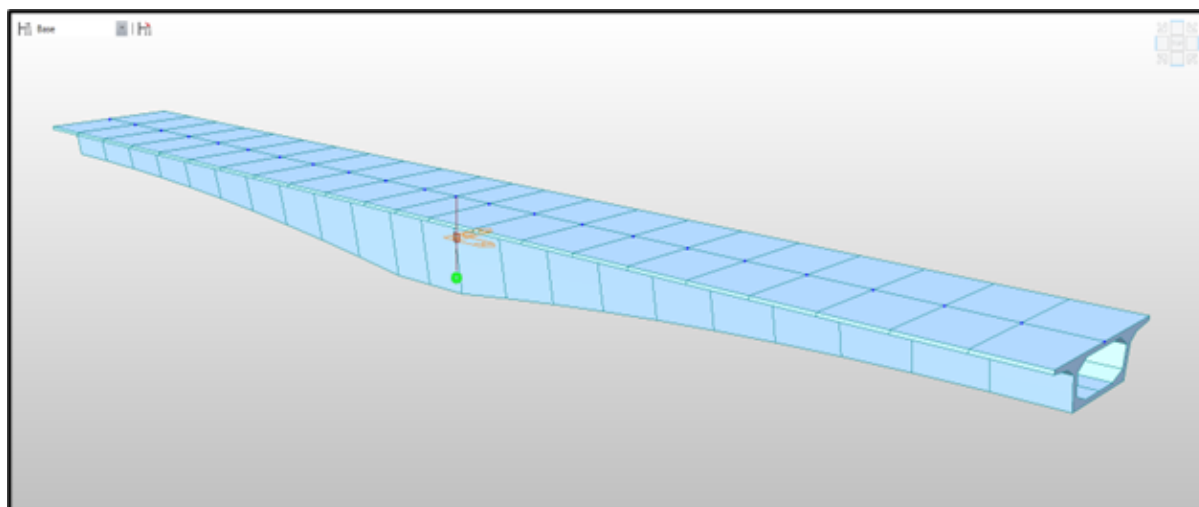


FIGURE IV.4 – Situation accidentelle à considérer

La 11ème phase qui donne le maximum d'effort, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-dessous

TABLE IV.3 – Évaluation des moments fléchissants (KN.m) de demi-fléau majoré

Position	Combinaison A1	Combinaison A2	Combinaison B1	Combinaison B2
Axe VSP	-430988.71	-363488.18	-419041.55	-351541.02
Fin VSP	-371384.23	-313859.37	-360384.74	-302859.87
Fin V01	-301538.46	-255603.43	-291759.3	-245824.27
Fin V02	-239910.11	-204082.79	-231338.14	-195338.8
Fin V03	-186023.18	-158907.92	-178645.16	-151530.04
Fin V04	-139453.79	-119732.22	-133953.3	-113953.89
Fin V05	-99831.84	-86252.67	-95732.43	-82278.39
Fin V06	-66842.49	-55181.52	-64431.45	-52250.66
Fin V07	-44891.47	-33396.03	-42602.2	-30764.44
Fin V08	-19788.81	-16465.45	-18634.59	-15404.66
Fin V09	-5384.54	-4804.75	-4987.43	-4301.21
Fin V10	0	0	0	0

TABLE IV.4 – Evaluation des efforts tranchants (KN) de demi-fléau majoré

Position	Combinaison A1	Combinaison A2	Combinaison B1	Combinaison B2
Axe VSP	-17768.3	-14784.86	-17496.43	-14512.98
Fin VSP	-16245.91	-13536.56	-15907.01	-13267.66
Fin V01	-14398.08	-12022.23	-14131.9	-11756.05
Fin V02	-12656.89	-10595.13	-12393.45	-10331.69
Fin V03	-11011.7	-9246.55	-10751.02	-8985.87
Fin V04	-9451.45	-7967.45	-9211.4	-7709.56
Fin V05	-7964.71	-6748.46	-7709.63	-6493.39
Fin V06	-6539.6	-5579.89	-6287.36	-5327.65
Fin V07	-5163.86	-4451.69	-4914.47	-4202.3
Fin V08	-3824.77	-3353.47	-3578.25	-3106.95
Fin V09	-2367.37	-2132.64	-2152.1	-1917.37
Fin V10	0	0	0	0

TABLE IV.5 – Evaluation des réactions.

Reaction	combinaison A1	combinaison A2	combinaison B1	combinaison B2
M(KN.m)	17888.67	17888.67	139886.09	139886.09
N(KN)	37131.10	31044.88	33712.91	27625.97

### IV.3 Stabilisation du fléau avec clouage par précontrainte

Il est choisi d'utiliser la méthode des organes d'ancrage qui reposent sur deux files de cales provisoires et sont clouées sur leur pile par deux files de câbles. On suppose que le voussoir sur la pile est indéformable.

- $M$  et  $N$  : sollicitations résultantes des combinaisons A et B.
- $R_a$  et  $R_b$  : les réactions.
- $F_i$  : force de « n » câbles d'une file.
- $e$  : entraxe des cales,  $ec$  : entraxe des câbles

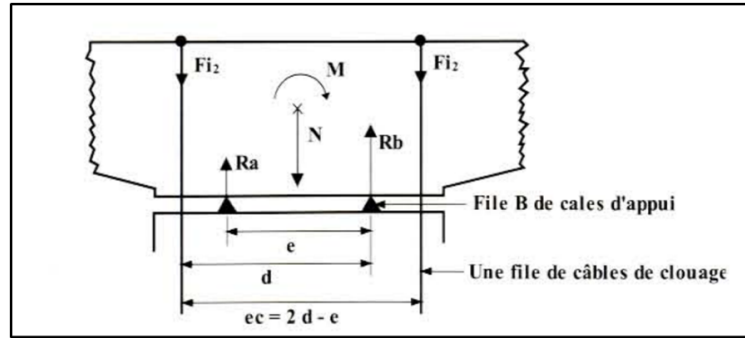


FIGURE IV.5 – Géométrie de système de clouage

—  $d$  : entraxe (cale câble).

### IV.3.1 Calcul du nombre des câbles

On calcule tout d'abord l'excentricité de la résultante des efforts :  $M/N$  de chaque combinaison A et B

- Si  $M/N < e/2$  : Le fléau ne risque pas de basculer, les câbles de clouage ne sont donc théoriquement pas nécessaires (par mesure de sécurité, on dispose au minimum de deux paires de câbles).
- Si  $M/N > e/2$  : Les câbles de clouage doivent rétablir l'équilibre du fléau, pour calculer le nombre « n » de câbles à disposer, on distingue le cas des combinaisons de type A et B.

D'après l'aménagement de la tête de pile, on a :

L'excentricité géométrique :  $e = 3 \text{ m}$ ,  $e/2 = 1.5 \text{ m}$ , on prend :  $d = 3.8 \text{ m}$ .

TABLE IV.6 – détermination basculement de fléau

Comb	M(KN.m)	N(KN)	M/N(m)	e/2(m)	Obs
A1	17888.67108	37131.10	0.48	1.5	pas de risque
A2	17888.67109	31044.88	0.58	1.5	pas de risque
B1	139886.0927	33712.19	4.15	1.5	risque de basculement
B2	139886.0927	27625.97	5.06	1.5	risque de basculement

— **Situation temporaire de construction (combinaisons A) :**

$M/N < e/2$  Pas risque de basculement, d'après guide SETRA théoriquement les câbles de clouage ne sont pas nécessaires, pour la sécurité on dispose une paire de câble 12T15 par file de cale.

Maintenant, on vérifie s'il y a bien un soulèvement de la cale, pour cela, on doit calculer la réaction  $R_a$  :

$$R_a = \frac{N}{2} - \frac{M}{e} + F_i; f_{P0} = \min(0.8f_{prg}; 0.9f_{peg}); \text{ avec : } F_i = (1 - P) \times n \times f_{P0}$$

$f_{P0}$  : la contrainte à l'origine.

$f_{peg}$  : contrainte limite élastique.

$f_{prg}$  : contrainte limite de rupture.

$R_a > 0$  Il n'y a pas de soulèvement de la cale, le calcul de  $R_b$  se fait comme suit :

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

— **Situation accidentelle (combinaisons B) :**

$M/N > e/2$ , Il y a un risque de basculement, il est nécessaire de poser des câbles

de clouage.

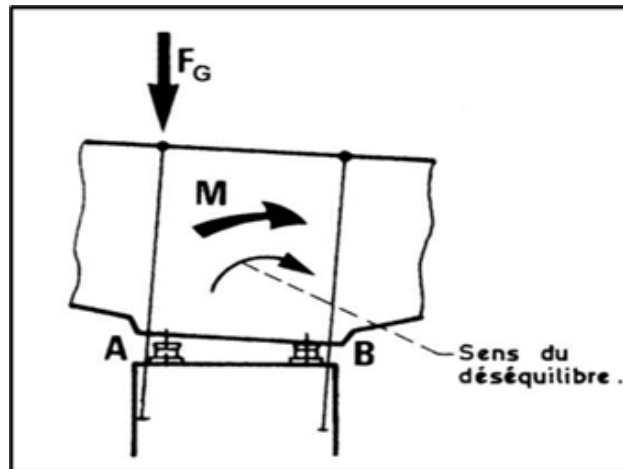


FIGURE IV.6 – Basculement de fléau avec surtension des câbles

Pour calculer le nombre de câbles à disposer, on utilise la formule suivante :

$$n \times s = (M - \frac{N}{2}) \times \frac{d}{K} \text{ avec :}$$

$n$  : nombre des câbles

$s$  : section d'un câble

$$K = (1 - p) \times f_{p0} \times (2d - e) \times (e - d) + \frac{f_{peg}}{Y_p} \times [d^2 + (d - e)^2]$$

$$K = 21\,137.04 \text{ MN}$$

Avec :

$f_{peg}$  :: limite élastique.

$P$  : la perte est estimée à 25  $f_{p0}$  : la contrainte à l'origine.

$e$  : entraxe des cales.

$d$  : entraxe (cale câble).

$Y_p$  : coefficient de sécurité est égale 1 pour les combinaisons accidentelles.

TABLE IV.7 – calcul de nombre de câble de clouage

combinaison	M(MN.m)	N(MN)	M/N (m)	E/2	n
A1	14.80	35.14	0.42	1.50	/
A2	14.80	29.17	0.51	1.50	/
B1	87.48	33.06	2.65	1.50	4.06
B2	87.48	27.09	3.23	1.50	5.01

→ On opte pour 6 câbles de 12T15 par ligne de cales.

Maintenant, on vérifie s'il y a bien un soulèvement de la cale, pour cela, on doit calculer  $R_{ap}$  par la relation précédente.

$R_a < 0$  → Il y a un soulèvement de la cale, alors

$$R_b = E \times (F_i \times K_4 + N \times K_3 / (2 \times E) + M) / K_1$$

Avec :

$$K_1 = d^2 + (d - e)^2 = 15.08m^2.$$

$$K_3 = 2d - e^2 = 21.16m^2.$$

$$K_2 = d^3 + e \times (2d - e) \times (d - e) = 65.91m^3$$

TABLE IV.8 – Résultat des Réactions

combinaison	Fi (MN)	R <sub>a</sub> (MN)	R <sub>b</sub> (MN)
A1	11.25	23.89	33.75
A2	11.25	20.90	30.77
B1	11.25	-1.38	56.26
B2	11.25	-4.37	52.07

$$K_4 = (2d - e) \times K_2 / (e \times d^2) = 7.00m$$

Les résultats sont montrés dans le tableau ci-dessous :

### IV.3.2 Calcul de la surface des cales

En supposant qu'on a deux cales de dimensions « a × b » par ligne d'appui, alors la surface des cales est donnée par la formule suivante :

$$S = 2 \times a \times b = \frac{R_b}{f_{bu}}$$

$$f_{bu} = 0.85 \times f_{cf} \theta \times Y_b$$

$$f_{cf} = f_{c28} \times (1 + 2 \times \rho t \times \frac{f_e}{f_{c28}})$$

Avec :

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa}; f_e = 500 \text{ MPa.}$$

$\rho t$  : est le pourcentage de frettes.  $\rho t = 2\%$ .

$f_{cf}$  : est la résistance en compression de béton fretté.pour  $\rho t = 2\%$

$$\rightarrow f_{cf} = f_{c28} + 20 = 50 \text{ MPa.}$$

$f_{bu}$  : est la contrainte limite de compression de béton fretté donné dans le tableau IV.9

TABLE IV.9 – Valeur de  $f_{bu}$

Combinaison	$\theta$	$Y_b$	$f_{bu}$ (MPa)
Temporaire A	1.00	1.50	28.33
Accidentelle	0.85	1.15	43.48

Les résultats sont montrés dans le tableau ci-dessous :

TABLE IV.10 – Calcul de dimensions de cales.

Combinaison	S(m <sup>2</sup> )	S/2(m <sup>2</sup> )	a(m)	b(m)
A1	1.19	0.60	0.8	0.74
A2	1.09	0.54	0.8	0.68
B1	1.29	0.65	0.8	0.81
B2	1.20	0.60	0.8	0.75

On doit augmenter de 5 à 10 cm pour l'enrobage des frettes.

→ On opte pour une section de dimensions 1m × 0.8 m de chaque cale

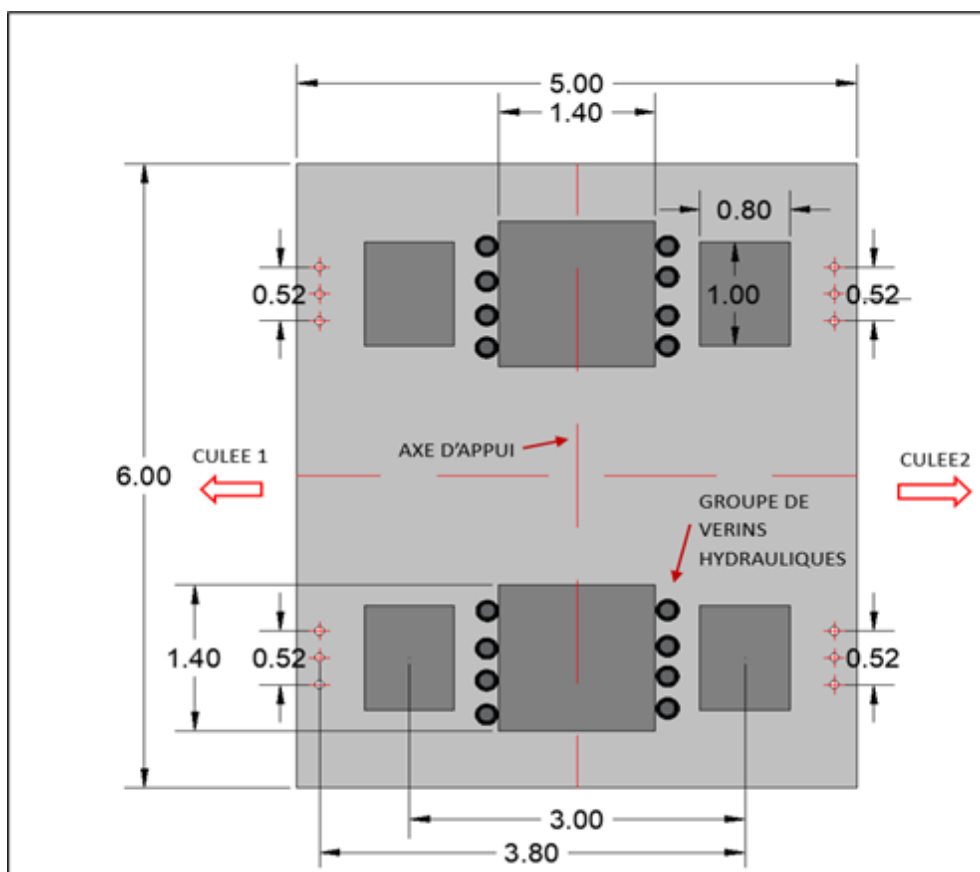


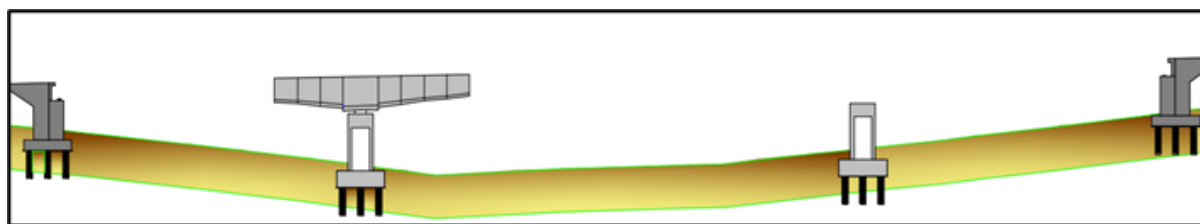
FIGURE IV.7 – Aménagement des têtes des piles en phase de construction.

## IV.4 EVALUATION DES EFFORTS EN SERVICE

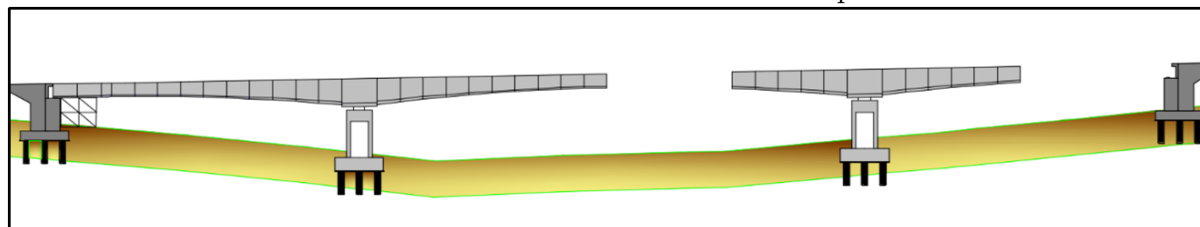
La particularité du calcul des ponts en encorbellement successif réside dans le fait qu'ils sont évalués à la fois pendant la phase de construction et pendant la phase de service. Dans ce chapitre, nous nous concentrerons sur les calculs en phase de service, c'est-à-dire au moment de la mise en service du pont, lorsque toutes les charges ferroviaires sont appliquées. Ces calculs seront effectués à l'aide d'un logiciel spécialisé.

### IV.4.1 Phases de réalisation du tablier

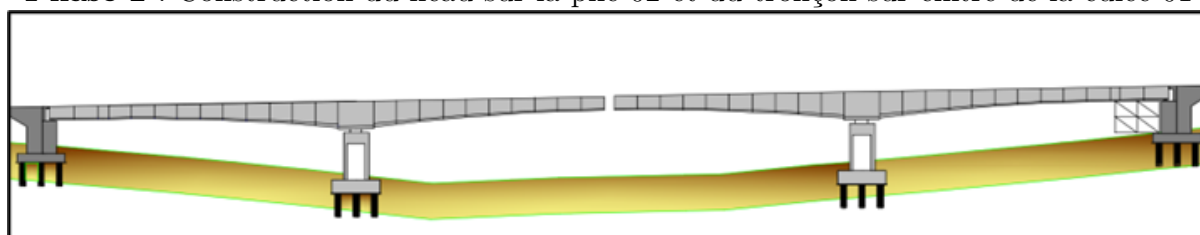
Les phases de construction sont ordonnées comme la montre les figures ci-dessous :



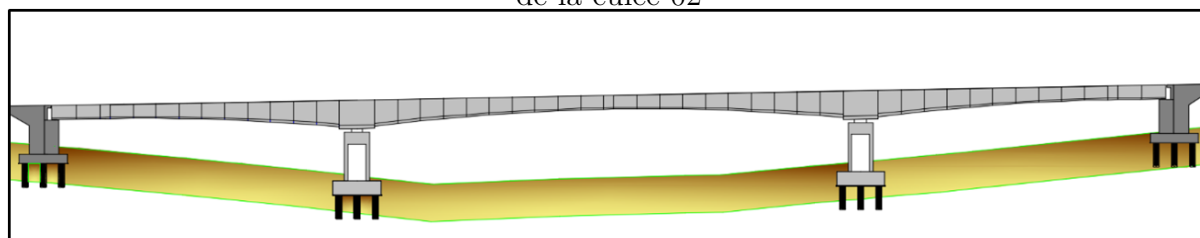
Phase 1 : Construction du fléau sur la pile 01



Phase 2 : Construction du fléau sur la pile 02 et du tronçon sur cintre de la culée 01



Phase 3 : Clavage entre la Culée 01 et la Pile 01 et Construction du tronçon sur cintre de la culée 02



Phase 4 : Clavage du fléau de la pile 02 avec culée 02 et pile 01, détension des câbles de clouage et déposition des cales.

FIGURE IV.8 – Phases de réalisation du tablier.

## IV.4.2 Combinaisons d'action

Selon le Code UIC 776-1, les actions doivent être combinées en respectant les normes nationales et internationales en vigueur, en utilisant des coefficients partiels adaptés pour déterminer les valeurs de calcul. Pour éviter une prudence excessive, il est permis d'appliquer un coefficient supplémentaire qui prend en compte, entre autres, le fait que les valeurs maximales d'une action ne surviennent pas simultanément. Les combinaisons des actions des charges sont définies dans le chapitre III.

La formule utilisée pour calculer les effets des actions, selon les critères d'aptitude au service, est la suivante :

$$E_d = \gamma_G Gk + \gamma_Q Qk + \sum(\psi_0 Qk, i) + P$$

où :

- $E_d$  : est la valeur de calcul des effets des actions correspondant aux critères d'aptitude au service

- $\gamma_G, \gamma_Q$  sont les facteurs de sécurité pour les charges permanentes et variables, respectivement.
- $G_k$  est la charge permanente caractéristique.
- $Q_k$  est la charge variable principale.
- $\psi_0$  est le facteur de combinaison pour les charges variables additionnelles.
- $Q_{k,i}$  sont les charges variables secondaires.
- $P$  charge de précontrainte .

Pour l'intégration de ces 204 combinaisons dans le logiciel MIDAS Civil, la commande MCT a été utilisée, facilitant ainsi l'entrée et la gestion des données de combinaison dans le logiciel.

**La commande MCT :** La commande MCT (MIDAS Command Text) dans le logiciel MIDAS Civil est un format de script utilisé pour automatiser des tâches, exécuter des séries de commandes et contrôler divers aspects de la modélisation, de l'analyse et de la conception des structures. Cela permet aux utilisateurs de MIDAS Civil de manipuler le logiciel de manière programmable.

### IV.4.3 Modélisation

La modélisation est une étape cruciale dans l'étude d'une structure, permettant de créer un modèle capable de décrire, de manière approximative mais fidèle, le comportement de l'ouvrage sous diverses conditions. La modélisation du tablier a été réalisée à l'aide du logiciel MIDAS CIVIL, spécialisé dans le calcul et l'optimisation des structures. Ce logiciel utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour examiner les structures planes et spatiales telles que les treillis, les portiques, les structures mixtes, les grillages de poutres, les plaques, et les coques.



FIGURE IV.9 – midas Civil

Cette modélisation est effectuée comme suit :

- Définition des différentes sections par importation sous format DXF.
- Affectation des matériaux utilisés (Béton 50).
- Définition de la structure par des éléments barres.
- Identification et application des charges statiques (poids propre, charges d'exploitation) et dynamiques (vent, séisme, circulation)
- Définition des appuis et des contraintes imposées à la structure, pour simuler les conditions réelles de fonctionnement.
- Analyse et Interprétation des Résultats

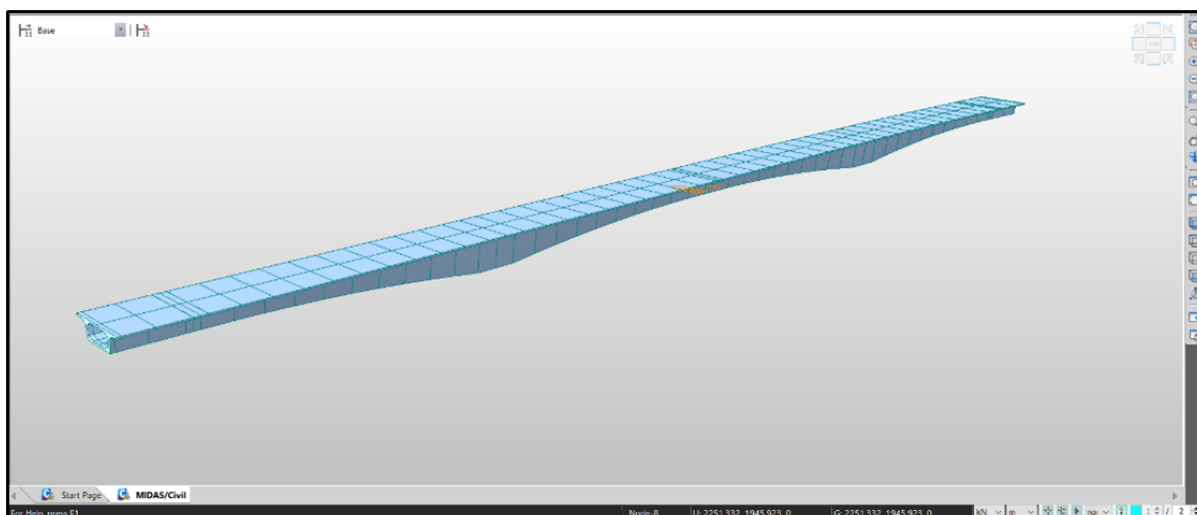


FIGURE IV.10 – Modèle de calcul du tablier

#### IV.4.4 Résultats

Les résultats des sollicitations maximales (V et M) obtenues sont présentés ci-dessous sous forme de diagrammes, en considérant les combinaisons les plus défavorables à l'état limite de service (ELS) et à l'état limite ultime (ELU). Les résultats ci-dessous sont donnés en KN pour l'effort tranchant et en KN.m pour le moment fléchissant.

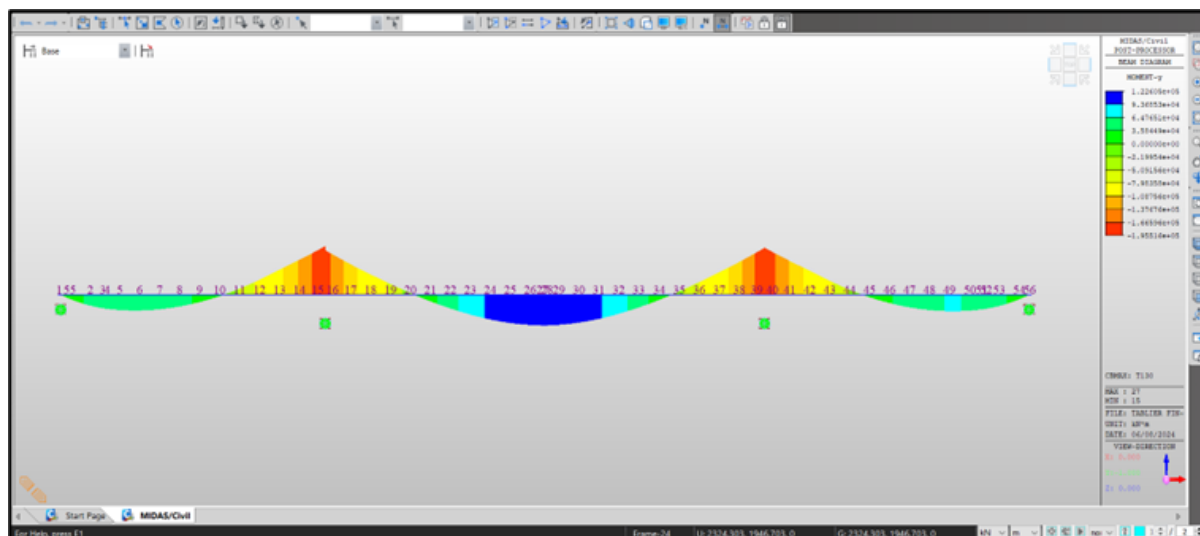


FIGURE IV.11 – Mmax à l'ELS sous combinaison S130

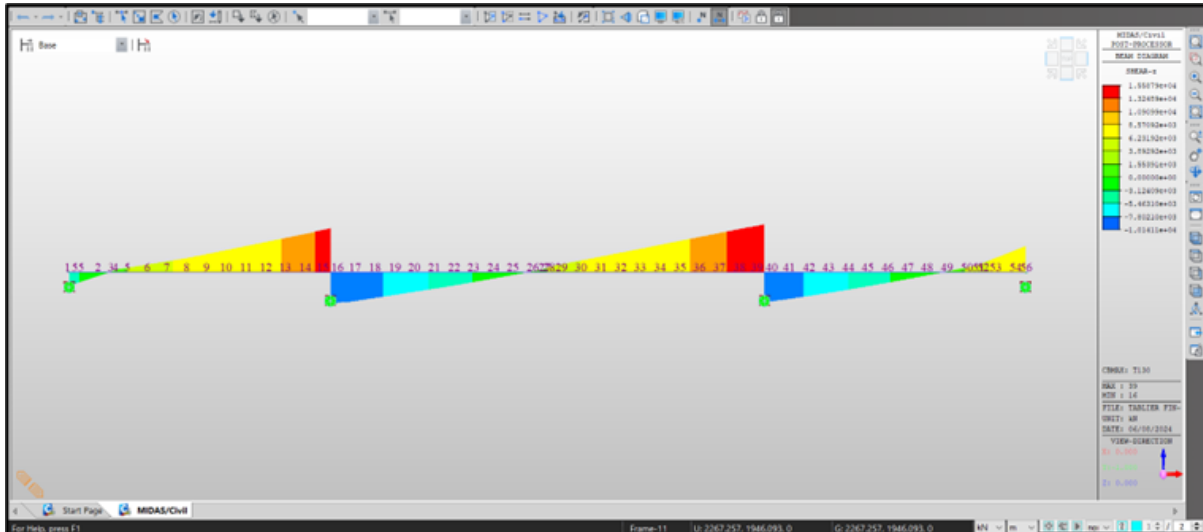


FIGURE IV.12 – Tmax à l'ELS sous la combinaison S130

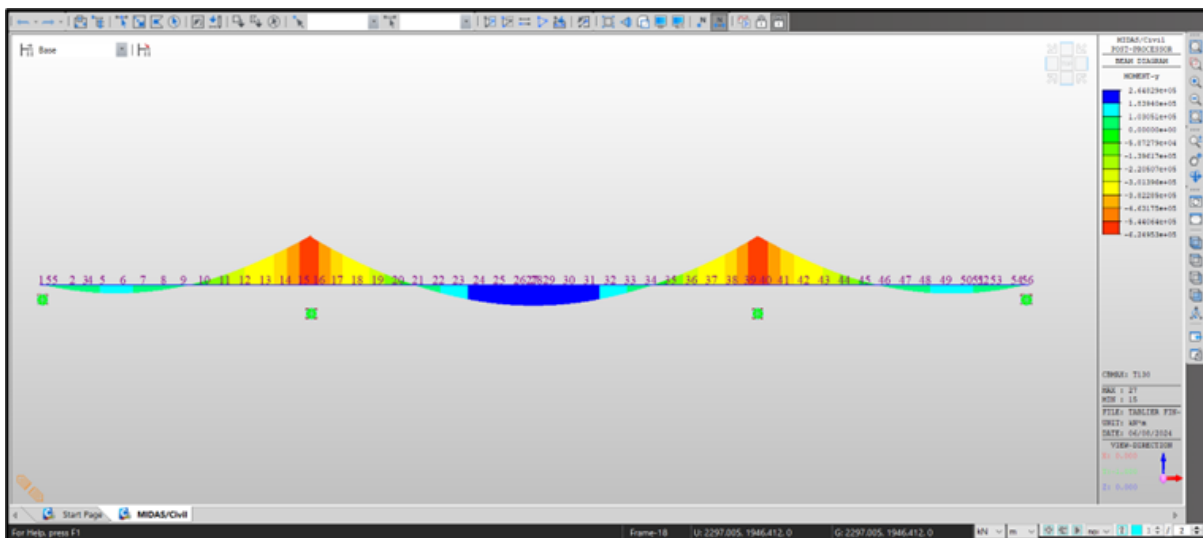


FIGURE IV.13 – Mmax à'ELU sous combinaison U130

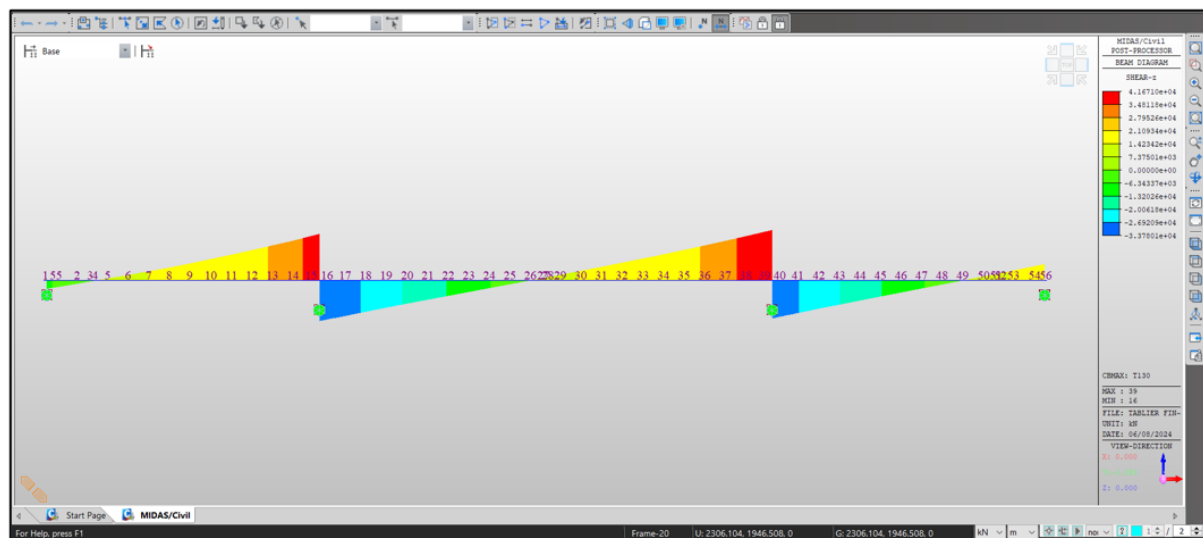


FIGURE IV.14 – Tmax à'ELU sous combinaison U130

S130 : (G+1.33 Ballast +G22+0.6 (dT-+0.35gT+))

U130 : (1.35G+1.35x1.33 Ballast +1.45 G22+0.9 (dT-+0.35gT+))

## IV.5 Conclusion

Au cours de ce chapitre, nous avons examiné que l'étude du tablier d'un pont à voussoirs construit par encorbellements successifs se divise en deux phases de dimensionnement. La première phase, avant l'achèvement des fléaux, est définie par un système mécanique isostatique ou bi-console, où l'équilibre est assuré par des câbles de précontrainte appelés « câbles de fléau », enfilés dans la partie supérieure des voussoirs, et où le moment à l'encastrement sur les piles est maximal. La seconde phase, après la réalisation du clavage et la mise en tension des câbles de continuité, est définie par un système hyperstatique. La condition de résistance est alors assurée par des câbles de précontrainte appelés « câbles de continuité », enfilés dans les goussets inférieurs. Étant donné que toutes les sollicitations sont déterminées à travers les combinaisons d'actions préalablement définies, nous allons étudier la précontrainte nécessaire au tablier pour résister à ces sollicitations, ce qui fera l'objet du chapitre suivant.

# CHAPITRE V

## ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

### V.1 INTRODUCTION

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

L'objet de ce chapitre est l'étude détaillée de la précontrainte, en se basant sur l'approche d'utilisation de la précontrainte intérieure pour reprendre intégralement les effets des charges et surcharges, en commençant par l'estimation du nombre nécessaire de câbles, puis on calcule les pertes de ces câbles avant de terminer par la vérification des contraintes dans le béton.

### V.2 ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DU FLEAU

#### V.2.1 Détermination du nombre des câbles du fléau

Les câbles du fléau sont dimensionnés en construction pour reprendre 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.

$$n \geq \frac{P}{0.75 \times P_0}$$

$P_0$  : Effort de précontrainte limite qu'un câble de 19T15s peut créer,  $P_0$  est estimé à 25% de perte. La tension d'origine :  $\sigma_{p0} = \min(0.8 \times f_{peg}; 0.9 \times f_{prg}) \Rightarrow \sigma_{p0} = 1488 \text{ MPa}$ .

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

$$P_0 = \sigma_{p0} \times S_{\text{câble 19T15s}}, S = 2850 \text{ mm}^2$$
$$P_0 = 4.241 \text{ MN}$$

### Evaluation de l'effort de précontrainte $P$ :

L'effort de précontrainte  $P$  est calculé à partir de la relation suivante :

$$P = \frac{\frac{M \times v}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e \times v}{I}}$$

$$e = v - d$$

$P$  : la force de précontrainte.

$v$  : la distance du centre de gravité de la section considérée à la fibre supérieure.

$I$  : le moment d'inertie longitudinal de la section.

$e$  : l'excentricité du câble par rapport au centre de gravité.

$M$  : moment maximal dû au poids propre et surcharge.

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

### Application Numérique

- $M = 430988.71$  kN.m (Combinaison de charge A1 - Axe VSP, voir chapitre IV)
  - $d = 0.15$  m
  - $I = 88.65$  m<sup>4</sup>
  - $S = 15.23$  m<sup>2</sup>
  - $v = 2.87$  m
  - $P = 90.750$  MN
- D'où :  $n \geq 28.53 \Rightarrow$  Donc  $n = 32$  câbles

Rq : Le nombre de câbles retenus doit être un nombre entier et pair, disposé symétriquement par rapport à l'axe du voussoir, à proximité des goussets supérieurs.

	$x$ (m)	$M$ (KN.m)	$H$ (m)	$v'$ (m)	$v$ (m <sup>4</sup> )	$I$ (m <sup>2</sup> )	$S$ (m)	$e$ (MN)	$P$ cable	$N$ retenus	$N$ (MPa)	$\sigma_{sup}$ (MPa)	$\sigma_{inf}$ tirs	$N$ (m)
Axe VSP	0	430988.7	6.2	3.33	2.87	88.65	15.23	2.724	90.750	28.53	32.00	1.70	12.45	4
Fin VSP	3.5	371384.2	5.77	3.13	2.64	73.737	14.6	2.488	84.350	26.52	28.00	0.74	12.46	2
Fin V01	8.05	301538.5	5.25	2.89	2.36	57.804	13.82	2.206	75.749	23.82	26.00	1.13	11.95	4
Fin V02	12.6	239910.1	4.79	2.69	2.10	45.326	13.08	1.950	66.628	20.95	22.00	0.56	11.49	2
Fin V03	17.15	186023.2	4.38	2.50	1.88	35.682	12.4	1.726	57.074	17.94	20.00	1.12	10.48	4
Fin V04	21.7	139453.8	4.03	2.34	1.69	28.472	11.82	1.536	47.030	14.79	16.00	0.68	9.35	2
Fin V05	26.25	99831.84	3.72	2.19	1.53	22.975	11.33	1.377	36.904	11.60	14.00	1.37	7.61	4
Fin V06	30.8	66842.49	3.47	2.07	1.40	19.052	10.93	1.251	26.794	8.42	10.00	0.92	5.85	2
Fin V07	35.35	40227.81	3.27	1.97	1.30	16.11	10.57	1.146	17.328	5.45	8.00	1.52	3.76	4
Fin V08	39.9	19788.31	3.13	1.91	1.22	14.267	10.34	1.075	8.987	2.83	4.00	0.71	2.05	2
Fin V09	44.45	5384.54	3.04	1.86	1.18	13.177	10.19	1.032	2.533	0.80	2.00	0.73	0.46	2
Fin V10	49	0	3	1.84	1.16	12.621	10.09	1.007	0.000	0.00	0.00	0.000	0.00	0

### V.2.2 Position et enrobage des câbles :

- L'espacement horizontal entre axes de deux câbles :  $e_h \geq 2 \times \Phi_g \rightarrow e_h \geq 20\text{cm}$
- L'espacement vertical entre axes de deux câbles :  $e_v \geq 2 \times \Phi_g \rightarrow e_v \geq 20\text{cm}$
- L'enrobage :  $C = \max\left(\frac{3}{4}a, \Phi, d\right) \rightarrow C \geq 15\text{cm}$

**On a :**

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

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

$d$  : 4 cm pour les ouvrages courants.

### V.2.3 Traçé des câbles en plan :

En plan, les câbles de précontrainte suivent initialement un tracé parallèle à l'axe longitudinal de la poutre-caisson. Pour s'ancrer dans l'axe de l'âme, ils adoptent ensuite une trajectoire en 'S'. Toutefois, il est possible de conserver un tracé longitudinal pour les

câbles, si les conditions le permettent. Dans notre cas, cela s'applique aux quatre câbles.

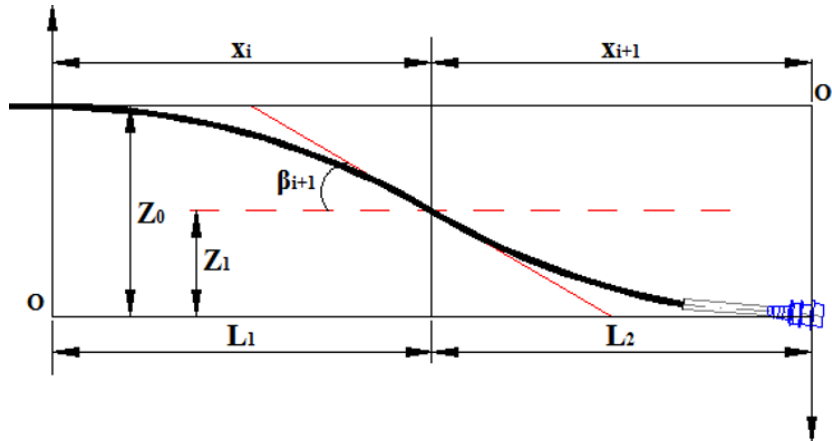


FIGURE V.1 – Tracé des câbles en plan

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

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

L'inclinaison dans la section intermédiaire :  $\beta_i(X) = \text{Arctg} \frac{2 \times (Z_i - Z_{i+1})}{X_i}$

L'inclinaison dans la section d'ancrage :  $\beta_{i+1}(X) = \text{Arctg} \frac{2 \times (Z_{i+1})}{X_{i+1}}$

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

#### V.2.4 Tracé des câbles en élévation :

Le tracé des câbles devra satisfaire les principes suivants :

- Il faut au maximum éviter les croisements des câbles en particulier dans les âmes.
- Les câbles suivront une trajectoire rectiligne jusqu'au dernier vousoir où ils subiront une déviation parabolique.

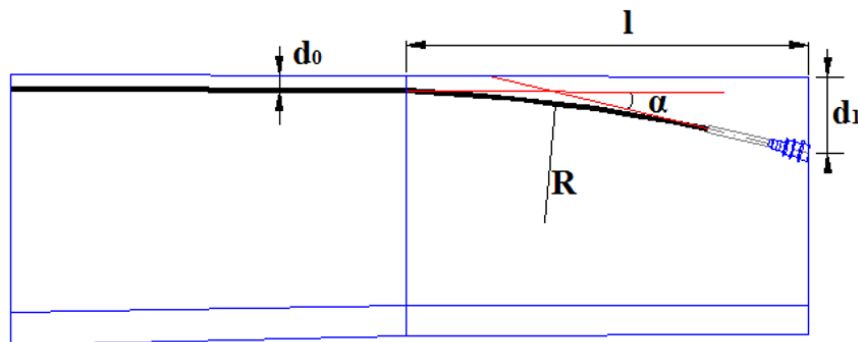


FIGURE V.2 – Tracé des câbles en élévation

##### V.2.4.1 Allure en plan des câbles du fléau :

L'équation de la parabole :  $y = d_0 + (d_1 - d_0) \left(\frac{x}{l}\right)^2$

Le rayon de courbure en un point située à une distance  $x$  :

$$R_c(X) = \frac{x^2}{2 \times (d_1 - d_0)} \geq R_{min}$$

L'angle de déviation :

$$\alpha = \text{Artg} \left( 2 \times (d_1 - d_0) \times \frac{x}{L^2} \right)$$

Et :

- $d_1$  : 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 19T15s,  $R_{min} = 10$  m.

### V.2.5 Exemple d'étude du tracé des câbles :

Dans cet exemple, on va étudier le tracé des câbles du voussoir **V03Get V03D**

#### Application Numérique sur le câble C3 :

— **En plan :**

$$L = 4.55 \text{ m}; R_{min} = 10 \text{ m}; X_i = X_{i+1} = 2.275 \text{ m}$$

$$Z_i(C3) = 0.2 \text{ m}; Z_{i+1}(C3) = 0.1 \text{ m}; Z(X) = 0.2 - 0.0193X^2$$

$$R_i(x) = \frac{(2.275)^2}{2 \times (0.2 - 0.1)} = 25.87 \text{ m}; R_{i+1}(x) = \frac{(2.275)^2}{2 \times (0.1 - 0)} = 25.87 \text{ m}$$

$$\beta_i(X) = \text{Artg} \left( \frac{2 \times (0.2 - 0.1)}{2.275} \right) = 0.087 \text{ rad}; \beta_{i+1}(X) = \text{Artg} \left( \frac{2 \times (0.1 - 0)}{2.275} \right) = 0.087 \text{ rad}$$

— **En élévation :**

$$L = 4.55 \text{ m} \quad ; d_0(C3) = 0.15 \text{ m}; d_1(C3) = 0.55 \text{ m}$$

$$y = 0.15 + 0.019X^2$$

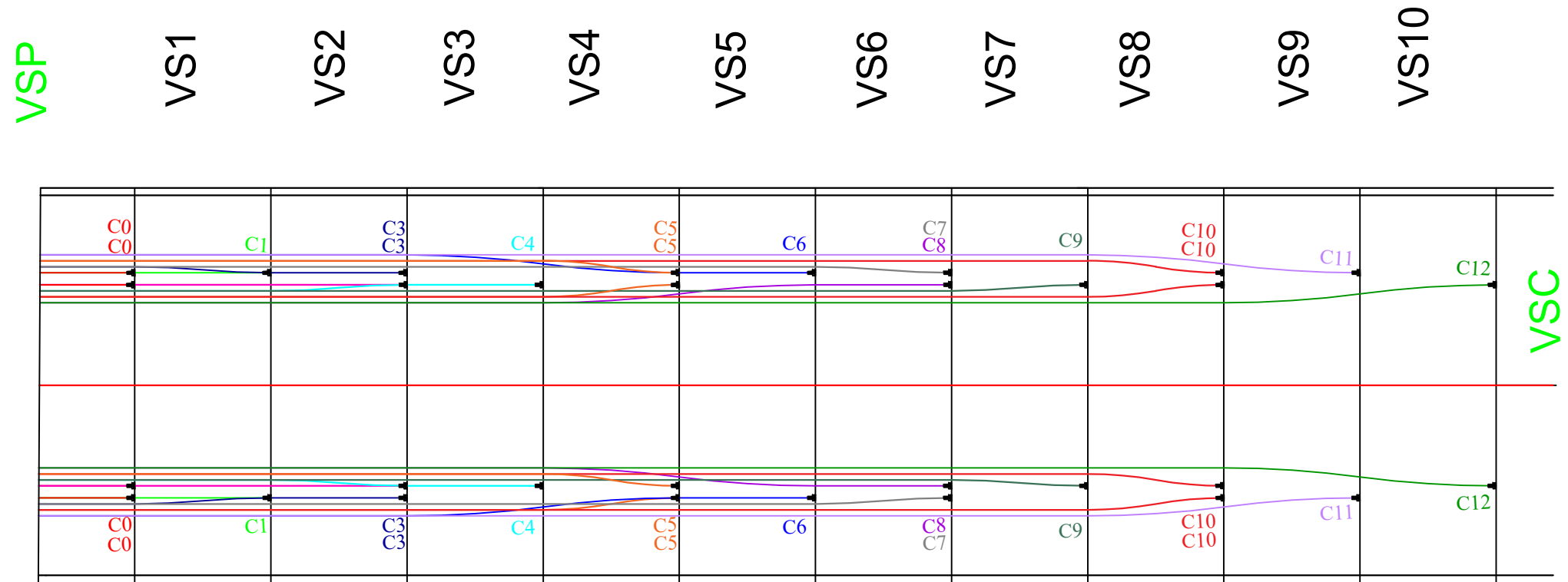
$$R_c(X) = \frac{4.55^2}{2 \times (0.15 - 0.55)} = 25.87 \text{ m} \geq 10 \text{ m}$$

$$\alpha = \text{Artg} \left( 2 \times (0.55 - 0.15) \times \frac{x}{4.55^2} \right) = 0.148 \text{ rad}$$

TABLE V.1 – TRACER EN PLAN PRE

Cables	$\frac{L_{1,2}}{(m)}$	$\frac{Z_i}{(m)}$	$\frac{Z_{i+1}}{(m)}$	$\frac{X_i; X_{i+1}}{(m)}$	$\frac{R_i; R_{i+1}}{(m)}$	$\frac{\beta_i; \beta_{i+1}}{(rad)}$	Equation		
C0-C1-C2	RECTILIGNE								
C3-C4-C7-C9	2.275	0.2	0.1	2.275	25.878125	0.087686655	0.2	-0.0193	$x^2$
C5-C10	2.275	0.4	0.2	2.275	12.9390625	0.17404524	0.4	-0.0386	$x^2$
C6-C8-C11-C12	2.275	0.6	0.3	4.55	34.50416667	0.131111648	0.6	-0.0580	$x^2$

# VUE EN PLAN



# VUE EN PLAN

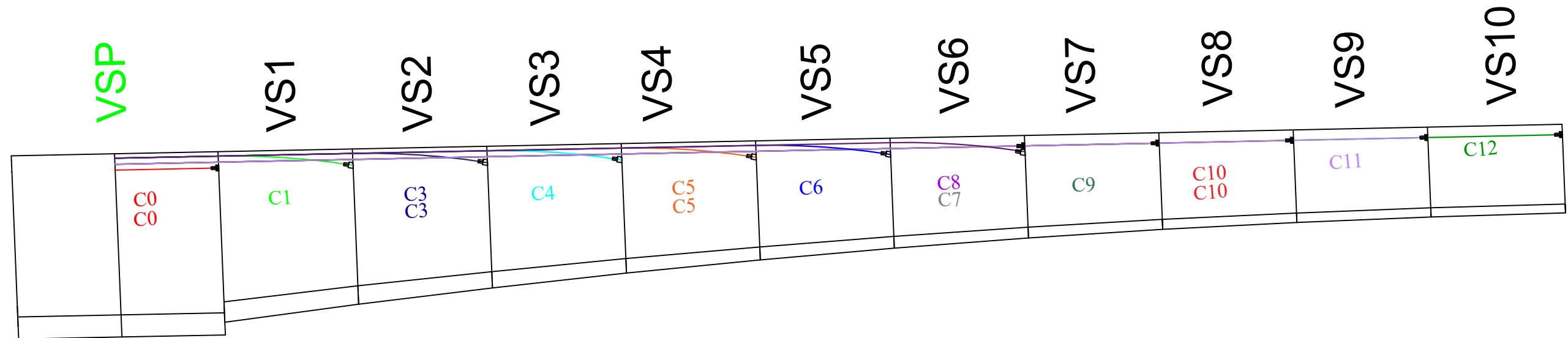


TABLE V.2 – TRACER EN ELEVATION PRE

Cables	$L$ (m)	$d0$ (m)	$d1$ (m)	$R_i$ (m)	$\alpha$ (rad)	Equation			
C0-C7-C9-C10-C11-C12	RECTILIGNE								
C1-C2-C3-C4-C5-C6-C8	4.55	0.15	0.55	25.8781	0.1483	0.15	+	0.019	$x^2$

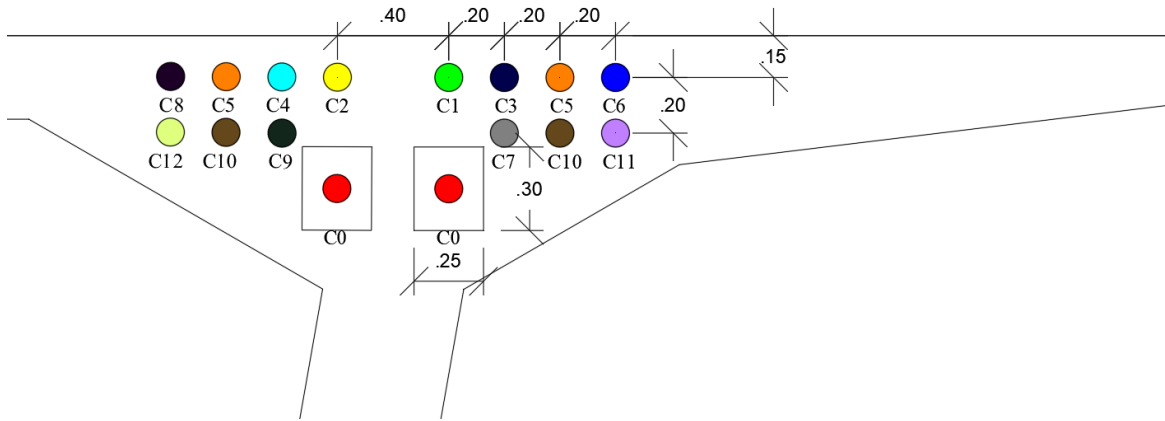


FIGURE V.3 – DESPOSITION DES CABLES DE FLEAU

## V.3 Etude de la précontrainte de continuité

### V.3.1 Détermination du nombre de câbles de continuité

Les câbles de continuité dans les travées intermédiaires vont compenser les moments positifs. Par conséquent, pour calculer le nombre de ces câbles, on utilise le moment positif maximal déterminé en appliquant les formules suivantes :

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

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

#### V.3.1.1 Détermination du nombre de câbles de continuité en travée principale

##### Application Numérique :

$$M = 122746.27 \text{ kN m}$$

(combinaison  $ELS$  :  $G + g27 + 0.35DT^+ + gT^+$ ).

$$I = 12.62m^4; \quad S = 10.09m^2; \quad v' = 1.84m; \quad e = 1.69m$$

$$\Delta P = 25\%$$

$$P = 51.59 \text{ MN}$$

$$\text{D'où : } n \geq 15.90$$

On prend :  $n = 16$  câbles de 19T15s

	$x$ (m)	$M$ (kN.m)	$u'$ (m)	$u$ (m)	$I$ (m <sup>4</sup> )	$S$ (m <sup>2</sup> )	$e$ (m)	$P$ (MN)	$N$ cable	$N$ retenus
FIN V3	0	-31836.1	2.504	1.8758	35.682	12.4042	2.3542	-9.08845	-2.80063	0
FIN V4	4.55	3777.04	2.3439	1.6861	28.4719	11.816	2.1939	1.17229	0.361244	2
FIN V5	9.1	5557.82	2.1959	1.5806	22.9134	11.284	1.9512	1.47175	0.453415	2
FIN V6	13.65	13337.1	2.0718	1.4943	18.5513	10.749	1.7269	3.689481	1.1364	4
FIN V7	18.2	18216.5	1.9571	1.4167	15.1865	10.209	1.5167	5.14586	1.58509	4
FIN V8	22.75	16437.6	1.8498	1.3454	12.4677	9.682	1.3204	5.011953	1.54312	4
FIN V9	27.3	10694.8	1.7482	1.2798	10.2108	9.175	1.1374	3.216132	0.989584	2
FIN V10	31.85	2077.13	1.842	1.1843	12.0627	9.64	1.042	0.684064	0.21045	2
CLV	32.85	122746.4	1.843	1.1	10.6782	12.337	1.0697	51.597	15.8978	16

— tracé des câbles

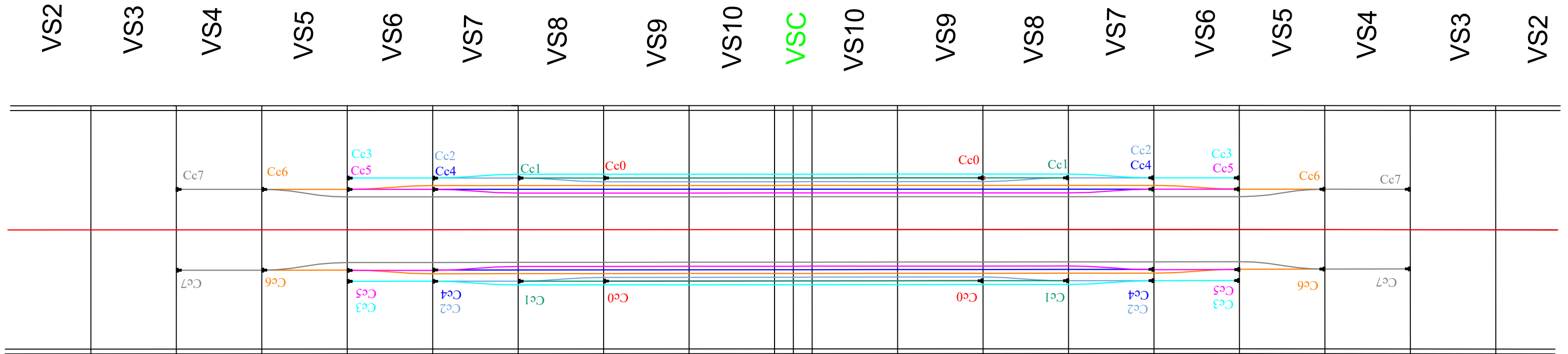
en plan :

Cables	$Z_i$ (m)	$Z_{i+1}$ (m)	$X_i; X_{i+1}$ (m)	$R_i; R_{i+1}$ (m)	$\beta_i; \beta_{i+1}$ (rad)	Equation			
Cc0-Cc1-Cc4	RECTILIGNE								
Cc2-Cc3-Cc5-Cc6-Cc7	0.2	0.1	2.275	25.88	0.088	0.2	-0.019	$x^2$	

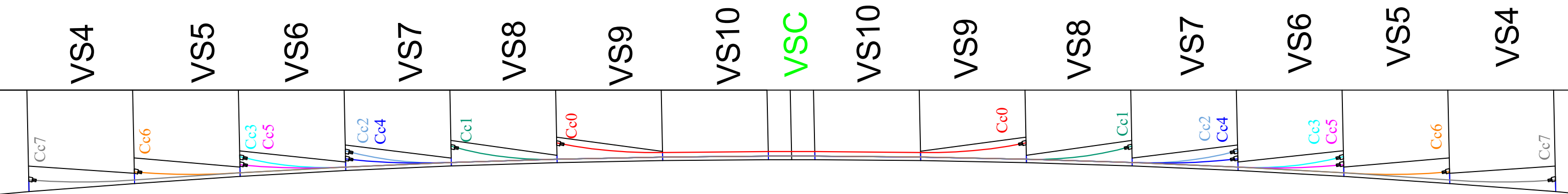
En elevation :

Cables	$L$ (m)	$d_0$ (m)	$d_1$ (m)	$R_i$ (m)	$\alpha$ (rad)	Equation		
Cc0	4.55	0.35	0.85	20.7025	0.17	0.35	0.5	$X^2$
Cc1-Cc2-Cc3	4.55	0.15	0.85	14.7875	0.21	0.15	0.7	$X^2$
Cc4-Cc5-Cc6-Cc7	4.55	0.15	0.5	29.575	0.13	0.15	0.35	$X^2$

# VUE EN PLAN



# VUE EN ELEVATION



PROJET DE FIN D'ETUDES

Conception et étude d'un viaduc sur la ligne minière tronçon 02  
BOUCHEGOUF Oued KEBRIT ouvrage d'art pk101+050 au pk101+270

Trace des cables

Câbles de continuité travée principale

Réalisé par

BOUHAMADI  
Ibrahim Fouad  
BENCHIKH  
Mohamed Essadek

Encadré par

Mr.FERIEKH Omar  
Co/Mr. GUERFI  
Moussa

Chapitre V

Etude de précontrainte

Page

Année universitaire

2023 / 2024

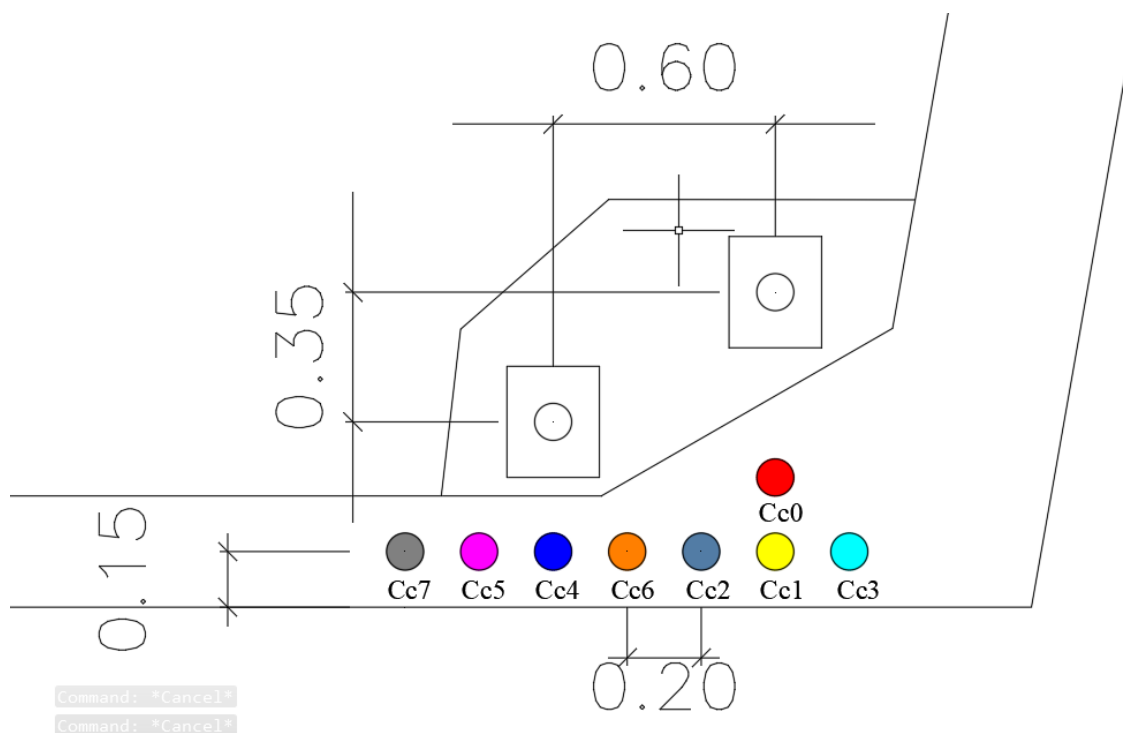


FIGURE V.4 – DESPOSITION DES CABLES DE CONTUINUITE TRAVEE PRINCIPALE

### V.3.1.2 Détermination du nombre de câbles de continuité en travée de rive

#### V.3.1.2.1 travée de rive (culée 1 - pile 1)

Application Numérique :

$$M = 62574.46 \text{ kN} \cdot \text{m} \text{ (combinaisons ELS : } G + g27 + 0.35DT^+ + gT^+)$$

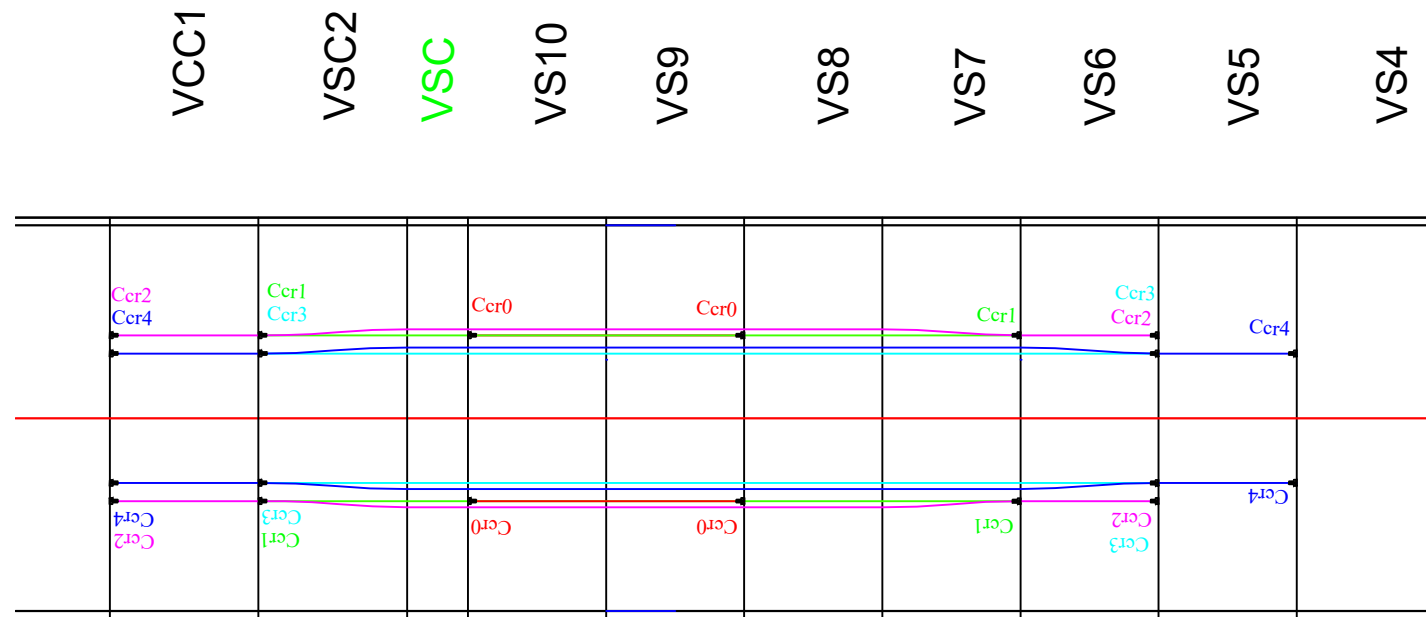
$$I = 13.18 \text{ m}^4; S = 10.19 \text{ m}^2; v' = 1.86 \text{ m}; e = 1.71 \text{ m}$$

$$\Delta P = 25\%$$

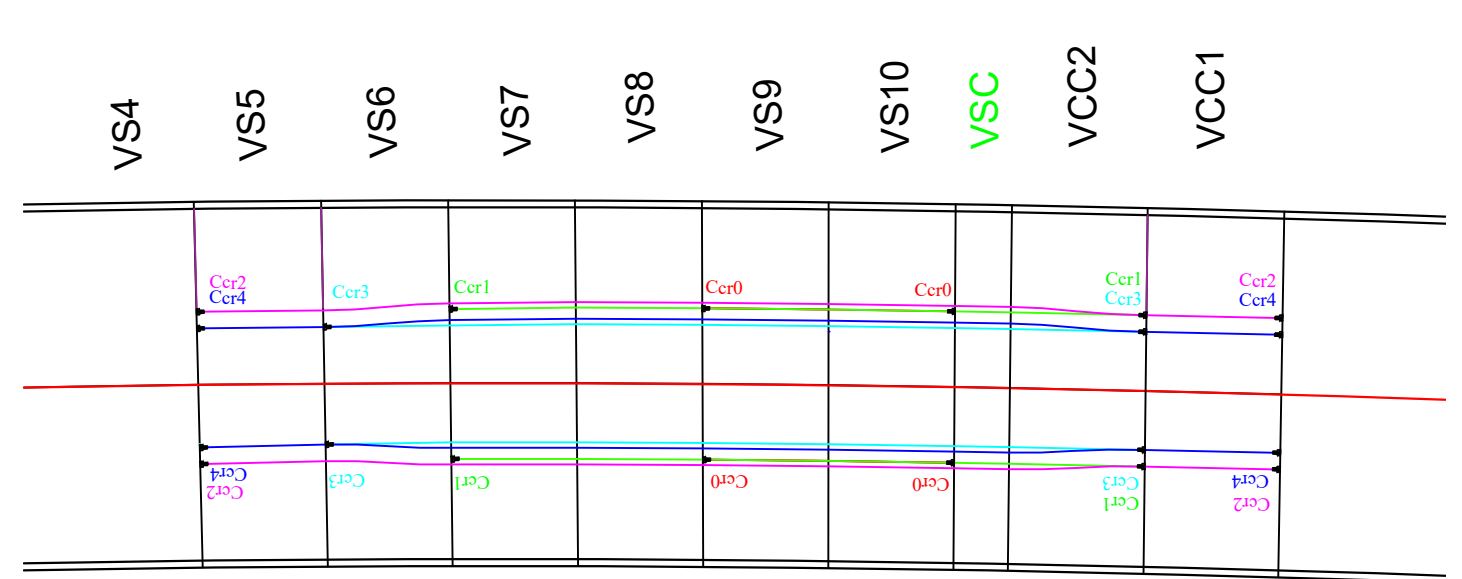
$$P = 26.03 \text{ MN}$$

D'où :  $n \geq 8.02 \Rightarrow$  On prend :  $n = 10$  câbles de 19T15s

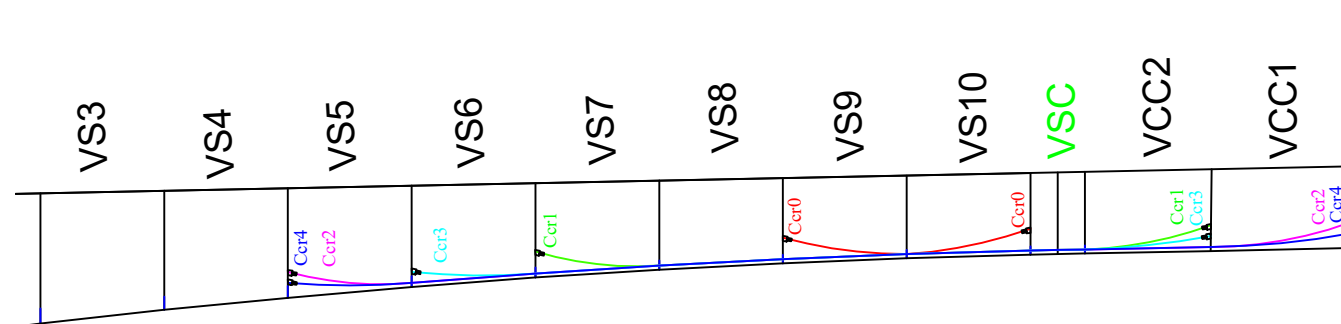
### Câbles de continuité travée de rive gauche



### Câbles de continuité travée de rive droite



### Câbles de continuité travée de rive gauche



### Câbles de continuité travée de rive droite

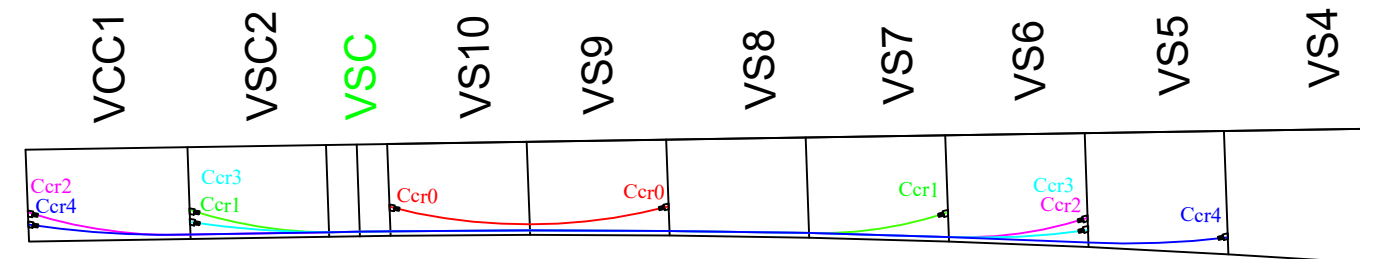


TABLE V.3 – Détermination de nombre de cables.

	$x(m)$	$M(kN.m)$	$u'(m)$	$u(m)$	$I(m^4)$	$S(m^2)$	$e(m)$	$P(MN)$	$N_{cable}$	$N_{retenus}$
FIN VSC1	0	0.00	1.84	1.16	12.62	10.09	1.69	0.00	0.00	0
FIN VSC2	4.9	30688.36	1.84	1.16	12.62	10.09	1.69	12.94	3.99	4
FIN VSC CL	6.9	52554.20	1.84	1.16	12.62	10.09	1.69	22.16	6.83	8
FIN V10	11.45	57446.43	1.84	1.16	12.62	10.09	1.69	24.22	7.46	8
FIN V9	16	62574.46	1.86	1.18	13.18	10.19	1.71	26.03	8.02	10
FIN V8	20.55	61037.61	1.91	1.22	14.27	10.34	1.76	24.61	7.58	8
FIN V7	25.1	52900.88	1.97	1.30	16.11	10.57	1.82	20.38	6.28	8
FIN V6	29.65	38245.72	2.07	1.40	19.05	10.93	1.93	13.85	4.27	6
FIN V5	34.2	17663.83	2.19	1.53	22.98	11.33	2.04	5.95	1.83	2
FIN V4	38.75	-9153.54	2.34	1.69	28.47	11.82	2.19	-2.84	-0.88	0

Cables	$Z_i$ (m)	$Z_{i+1}$ (m)	$X_i; X_{i+1}$ (m)	$R_i; R_{i+1}$ (m)	$\beta_i; \beta_{i+1}$ (rad)	Equation			
Cc0-Cc1-Cc3	RECTILIGNE								
Cc2-Cc4	0.2	0.1	2.275	25.88	0.088	0.2	-0.019	$x^2$	

Cables	L(m)	d0	d1	Ri(m)	$\alpha$ (rad)	Equation		
Cc2-Cc1	4.9	0.15	0.95	15.0063	0.21	0.15	0.8	$X^2$
Cc4-Cc3	4.9	0.15	0.55	30.0125	0.14	0.15	0.4	$X^2$
Cc0	4.55	0.35	0.95	17.2521	0.19	0.35	0.6	$X^2$

En elevation :

### V.3.1.2.2 travée de rive (pile 2-culee 2)

Application Numérique :

$M = 65037.86$  kN.m (combinaisons ELS :  $G + g_{27} + 0.35DT^+ + gT^+$ ).

$I = 13.18$  m<sup>4</sup>;  $S = 10.19$  m<sup>2</sup>;  $v' = 1.86$  m;  $e = 1.71$  m

$\Delta P = 25\%$

$P = 27.05$  MN

D'où :  $n \geq 8.34$  On prend :  $n = 10$  câbles de 19T15s

## V.4 Évaluation des pertes de la précontrainte

En général, le terme « perte de précontrainte » désigne toute différence entre la force appliquée par le vérin lors de la mise en tension et la force exercée en un point spécifique

d'une armature à un moment donné. Dans le béton précontraint, ces pertes sont loin d'être négligeables, atteignant même environ 25 % de la tension initiale. Elles se répartissent en deux catégories : les pertes instantanées et les pertes différées.

### V.4.1 Pertes instantanées

Ces pertes se produisent sur une période relativement courte, au moment de la mise en tension et de la mise en précontrainte. Elles sont dues à :

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

#### V.4.1.1 Pertes de tension par frottement

Cette catégorie de perte se manifeste en raison du frottement des câbles contre la gaine lors de la mise en tension. En effet, le déplacement du câble à l'intérieur de la gaine est entravé par sa courbure, tant en plan qu'en élévation. Dans les sections linéaires, le tracé réel du câble présente également des déviations parasites à l'intérieur des gaines. Cela se traduit par la formule suivante :

$$\Delta\sigma(x) = \sigma P_0 x (1 - e^{-(fx + \theta + \phi \cdot x)})$$

où :

- $\sigma P_0$  : la tension à l'origine.
- $e$  : la base des logarithmes népériens.
- $f$  : coefficient de frottement en courbe ( $rd^{-1}$ ).
- $\beta$  : somme des déviations angulaires arithmétiques du câble sur la distance  $x$  (rd).
- $\phi$  : coefficient de frottement droit ( $m^{-1}$ ).
- $x$  : l'abscisse à partir de l'ancrage (m).
- $\theta$  : la variation angulaire à l'abscisse  $x$  (rd).

Si les déviations  $\alpha$  en élévation et  $\beta$  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 :  $\theta = \sqrt{\tan^2 \beta + \tan^2 \alpha}$

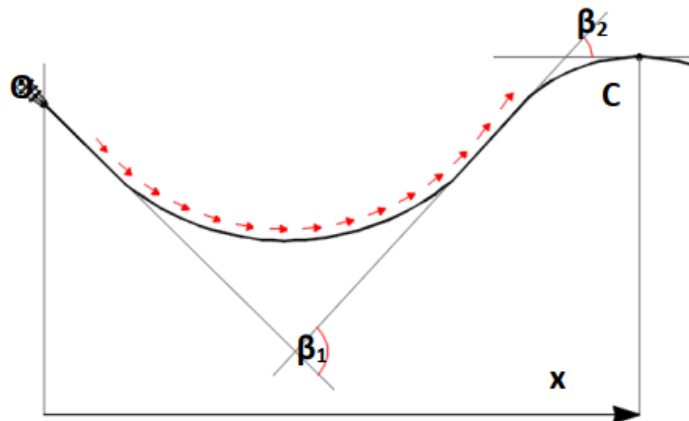


FIGURE V.5 – FROTEMENT

#### V.4.1.2 Perte de tension par recul de l'ancrage

Les pertes de tension résultent du glissement de l'armature par rapport à son ancrage, ainsi que du tassement ou de la déformation de l'ancrage. Leur influence diminue progressivement à partir de l'ancrage jusqu'à disparaître complètement à une distance  $d$ . Elles sont définies de la manière suivante :

$$\Delta\sigma g(x) = 2 \times \sigma P_0 \times k \times (d - x); \quad k = \frac{f \times \beta}{L} + \phi; \quad d = \frac{E_p \times g}{\sqrt{\sigma P_0 \times K}}$$

**OU :**

- $k$  : fonction croissante.
- $d$  : longueur dans laquelle s'effectue le recul d'ancrage.
- $\sigma P_0$  : contrainte initiale.
- $g$  : Coefficient de recul d'ancrage,  $g = 6$  mm.
- $E_p$  : module d'élasticité des câbles,  $E_p = 195000$  MPa.

#### V.4.1.3 Perte de tension dues aux non-simultanéités de la mise en tension

Lorsque plusieurs câbles d'une même puissance sont tendus successivement dans un élément, passant approximativement au même niveau dans une section donnée, la mise en tension de ces  $N$  câbles entraîne une variation de contrainte normale  $\Delta\sigma P$  dans le béton adjacent.

Le BPEL fournit la formule pour la perte moyenne par câble :

$$\Delta\sigma e = \frac{1 \times E_p \times \sigma b}{2 \times E_{bi}} \quad \text{avec} \quad \frac{E_p}{E_{bi}} = \frac{195000}{35981.73} = 5.41$$

$$\Delta\sigma e(x) = 2.64 \times \sigma b(x); \quad \sigma b_i = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_G} + \frac{M_P \times e}{I_G}$$

**AVEC :**

- $\sigma_b$  : 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.4.1.4 Perte instantanée totale

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

$$\Delta\sigma i = \Delta\sigma\phi + \Delta\sigma g + \Delta\sigma e$$

### V.4.2 Perte de tension différée

La tension dans les câbles diminue progressivement au fil du temps. On distingue les pertes suivantes :

- Perte de tension due au retrait du béton,  $\Delta\sigma r$
- Perte de tension due au fluage du béton,  $\Delta\sigma fl$
- Perte de tension due à la relaxation de l'acier,  $\Delta\sigma p$

#### V.4.2.1 Perte par retrait

Pendant son durcissement, le béton subit une diminution de volume due à l'évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le mélange et aux réactions chimiques. Ce phénomène se produit principalement au cours des premiers mois suivant le coulage du béton.

Si  $t_0$  est l'âge du béton au moment de la mise en tension d'un câble, la partie du retrait non encore effectuée est donnée par :

$$\varepsilon r[1 - r(t_0)]$$

La perte finale de tension due au retrait est donc :

$$\Delta\sigma r = E_p \varepsilon r[1 - r(t_0)]$$

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

$$\Delta\sigma r = E_p \varepsilon r$$

$\varepsilon r$  est le retrait final, estimé à  $2 \times 10^{-4}$  pour une région tempérée.

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

#### V.4.2.2 Perte par fluage

Le fluage dans le béton est une déformation qui se produit dans le temps sous l'effet d'une contrainte constante. Contrairement au retrait, le fluage commence au moment de l'application de la charge et se développe progressivement. La perte de tension due au fluage est donnée par :

$$\Delta\sigma fl = E_p \times \varepsilon f$$

La déformation finale due au fluage est donnée par :

$$\varepsilon f = \frac{M_b - \sigma_b}{E_{bj}}$$

$\sigma_M$  : 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'OU :

$$\Delta\sigma fl = 2.5 \times \sigma_b(x) \times \frac{E_{ij}}{E_p}$$

$\sigma_b$  : contrainte finale dans le béton au niveau du câble.

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

#### V.4.2.3 Pertes par relaxation

La relaxation de l'acier est un relâchement de la tension au fil du temps. Cette perte dépend des propriétés de l'acier et de son traitement. La perte de tension finale due à la relaxation peut être estimée à l'aide de la formule suivante :

$$\Delta\sigma_p = \frac{1}{600} \times \rho_{1000}(\mu - \mu_0) \times \sigma_i(x); \quad \mu = \frac{\sigma_i(x)}{f_{prg}}$$

**AVEC :**

- $\rho_{1000}(\%) = 2.5\%$  : coefficient de relaxation garantie à 1 000 h.
- $\mu$  : coefficient valant 0,43 pour les armatures à très basse relaxation.
- $\sigma_i(x)$  : contrainte initiale de l'armature dans la section d'abscisse x.

#### V.4.2.4 Pertes différées totales

Pour tenir compte de l'interaction du retrait et du fluage avec la relaxation des armatures, les pertes différées finales peuvent être évaluées à l'aide de la formule suivante :

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

#### V.4.3 Les pertes totales

Les pertes totales sont la somme des pertes instantanées et différées :

$$\Delta\sigma_{tot} = \Delta\sigma_d + \Delta\sigma_i$$

#### V.4.4 Application sur les câbles de fléau

TABLE V.4 – Détermination de nombre de cables.

SECTION	$\Delta\sigma_p$	$\Delta\sigma_g$	$\Delta\sigma_e$	$\Delta\sigma_i$	$\Delta\sigma_r$	$\Delta\sigma_{fl}$	$\Delta\sigma_{rp}$	$\Delta\sigma_d$	TOTAL(%)
Axe VSP	11.90	0.95	0.73	13.58	2.62	3.64	3.64	9.09	22.67
FIN VSP	10.97	1.52	0.93	13.42	2.62	4.59	4.59	10.06	23.48
FIN V1	10.89	1.23	0.82	12.94	2.62	4.06	4.06	9.58	22.52
FIN V2	9.81	1.88	0.89	12.59	2.44	4.44	4.44	10.00	22.59
FIN V3	7.83	1.07	0.91	10.51	4.44	4.44	4.44	9.09	20.14
FIN V4	7.29	0.77	0.91	8.97	2.59	4.59	4.59	10.00	19.57
FIN V5	6.76	0.77	0.77	8.30	3.86	3.96	3.96	8.64	18.26
FIN V6	5.56	1.06	0.78	8.36	1.73	4.28	4.28	9.70	16.75
FIN V7	3.37	0.15	0.67	4.19	2.30	4.62	4.62	3.89	10.62
FIN V8	1.64	3.56	0.64	5.85	2.62	3.27	3.27	3.00	14.29
FIN V9	0.68	4.24	0.39	2.62	1.10	2.10	2.10	3.50	7.91
FIN V10	0.00	5.61	0.21	1.10	2.62	1.10	2.62	1.10	8.44

TABLE V.5 – Application sur les câbles de tête

#### V.4.5 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 :

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

La vérification des contraintes dans cette phase est conditionnée par :

$$\Delta P = 23.48\% \leq 25\%$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 30 \text{ MPa};$$

$$\sigma_{bt1} = 1.5 \times f_{t28} = 5.4 \text{ MPa} \quad (\text{Hors section d'enrobage});$$

$$\sigma_{bt2} = 1.0 \times f_{t28} = 3.6 \text{ MPa} \quad (\text{Section d'enrobage}).$$

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

### V.4.6 Armatures des zones tendues :

Dans les zones où le béton subit une traction, il est indispensable d'incorporer une section minimale d'armatures passives  $A_s$ , conformément à l'article 6.1.32.4.1 des Règles BPEL.

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

- $Bt$  : aire nette de la section du béton en traction.
- $\sigma_{bt}$  : valeur absolue de la contrainte maximale de traction.
- $N_{bt}$  : la résultante des contraintes de traction correspondantes.

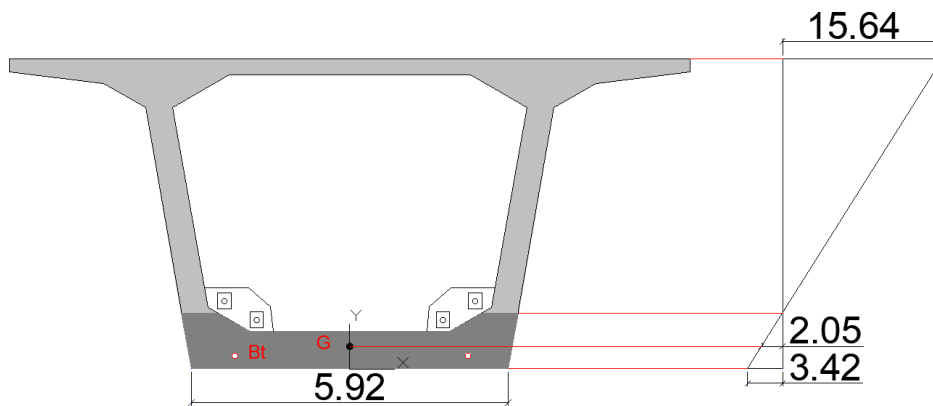


FIGURE V.6 – ferrailage de zone tendus

On a :  $Bt = 4.81 \text{ m}^2$ ;  $\sigma_{bt} = 3.42 \text{ MPa}$ ;  $\sigma_{nbt} = 2.05 \text{ MPa}$ ; donc :  $N_{bt} = 9.86 \text{ MN}$  et  $\rightarrow A_s = 247.805 \text{ cm}^2 (20.92 \text{ cm}^2/\text{ml}) \rightarrow$   
on prend : 7HA20/ml ( $A_s = 21.99 \text{ cm}^2$ )

## V.5 VERIVICATION VIS-A-VIS DE L'EFFORT TRANCHANT

### V.5.1 Vérification vis-à-vis de l'ELS

La partie résistante d'une poutre caisson à l'effort tranchant est représentée par l'âme. Les membrures supérieures et inférieures du fait de leur inertie par rapport au C.D.G de

la section sont les éléments résistants à la flexion.

**1. Détermination de l'effort tranchant :**

— Effort tranchant dû aux charges extérieures :

L'effort tranchant extérieur est calculé à l'aide d'un outil informatique, sous la combinaison de charge maximale à l'ELS. 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.

— Effort tranchant dû à la précontrainte :

Si l'on considère l'élément de poutre de la figure ci-dessous situé à gauche de la section étudiée, les actions s'exerçant sur l'élément gauche se réduisent au titre de composantes verticales de tous les efforts appliqués à ; un effort tranchant extérieur  $V_{ext}$  positif, et une composante verticale de la précontrainte  $V_p = P \sin \alpha$  qui vient de réduire l'effort tranchant. Enfin, on aura un effort tranchant réduit tel que :  $V_{red} = V_{ext} - V_p$ .

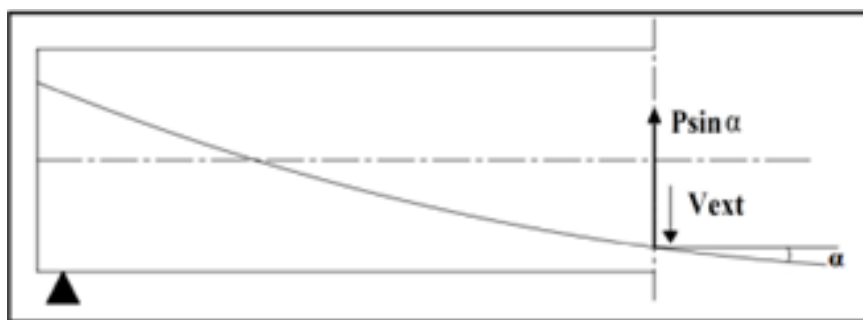


FIGURE V.7 – description d'Effort de précontrainte

Dans notre cas, il n'y a pas de déviation en élévation des câbles de précontrainte en VSP donc il n'y a pas de composante verticale de l'effort de précontrainte.  $V_p = 0$  KN

**2. Vérification de la contrainte de cisaillement :**

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

Non-rupture par fissuration :

$$\tau^2 \leq \tau_1^2 = 0.4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \sigma_x)$$

Par compression-cisaillement :

$$\tau^2 \leq \tau_2^2 = 2 \times \frac{f_{tj}}{f_{cj}} [0.6 \times f_{cj} - \sigma_x] [f_{tj} + \sigma_x]$$

Avec :

- $\tau_{max}$  : contrainte de cisaillement maximale réduite de service :  $\tau = \frac{V_{red} \times S_n}{I_n \times b_n}$
- $\sigma_x$  : contrainte normale longitudinale au CDG de la section nette  $\sigma_x = \frac{P \times \cos \alpha}{B_n}$
- $B_n$  : section nette obtenue en soustrayant les vides des conduits.
- $V_{red}$  : effort tranchant maximal réduit de service.

- $S_n$  : moment statique nette de la section nette située au-dessus de cet axe par rapport à l'axe neutre de la section nette totale.
- $I_n$  : le moment d'inertie nette.
- $b_n$  : l'épaisseur nette obtenue en soustrayant de l'épaisseur brute la somme de tous les évidements se trouvant au niveau considéré, exception faite des conduits injectés qui ne sont comptés que pour leur demi-diamètre. On doit compter au moins un conduit.  $b_n = 2(b_0 - nk\Phi)$
- $b_0$  : l'épaisseur brute de l'âme ;
- $n$  : nombre de câble ;
- $k = 0.5$  : injection de coulis de ciment ;
- $\Phi = 0.1$  m : diamètre de la gaine.

**Application Numérique :**

$$P_0 = 4.24 \text{ MN}; \Delta P = 23.478\%; n = 32 \text{ câbles}; \Rightarrow P = 103.83 \text{ MN}$$

$$\frac{h}{2} = 3.1 \text{ m}; V_{ELS} (3.1 \text{ m}) = 28.45 \text{ MN}; \Rightarrow V_{\text{red}} = V_{ELS} = 28.45 \text{ MN}$$

$$B_n = 14.98 \text{ m}^2 \Rightarrow \sigma_x = 6.93 \text{ MPa}$$

$$f_{c28} = 50 \text{ MPa}; f_{t28} = 3.6 \text{ MPa}; \Rightarrow \tau_1 = 3.89 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad \tau_2 = 5.91 \text{ MPa}$$

$$I_n = 86.922 \text{ m}^4; S_n = 16.87 \text{ m}^3; b_n = 2(e_a - 0.5\Phi_g) = 1 \text{ m}; \Rightarrow \tau_{\text{max}} = 5.52 \text{ MPa}$$

On constate que :  $\tau_{\text{max}} > \bar{\tau}_1$  Non vérifiée

Les contraintes de cisaillement ne sont pas vérifiées au voisinage de la section étudiée. Pour cela, on opte pour la solution de redimensionner l'âme, on prend une épaisseur de 80 cm au voisinage de la pile.

## V.5.2 Vérification 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, des bielles comprimées, et d'autre part, celle de la résistance des armatures transversales Les bielles comprimées : On détermine d'abord l'angle  $\beta_u$  que forment les bielles de béton avec la fibre moyenne de la poutre, cet angle est donné par :

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

$\sigma_x, \sigma_y$  : représentent les contraintes normales au niveau de CDG :  $\sigma_x = \frac{P \cos \alpha}{B_n}$ ,  $\sigma_y = 0$

$$\tau = \frac{V_{u,\text{red}} S_n}{I_n B_n}$$

$V_{u,\text{red}}$  : 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 :

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

**Application Numérique :**

$$V_{ELU} (3.1 \text{ m}) = 39 \text{ MN}; \quad V_P = 0 \text{ MN} \quad \Rightarrow \quad V_{u,\text{red}} = V_{ELU} - V_P = 39 \text{ MN}$$

$$I_n = 86.92 \text{ m}^4; \quad S_n = 16.87 \text{ m}^3; \quad b_n = 1 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad \tau_u = 7.57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_x = 6.93 \text{ MPa}, \quad \sigma_y = 0 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \beta_u = 0.57 \text{ rad} = 32.7^\circ$$

$$\tau_u = 7.57 \text{ MPa} < \frac{f_{c28}}{6} = \frac{50}{6} = 8.33 \text{ MPa}$$

→ Les bielles comprimées de béton sont bien vérifiées.

**La résistance des armatures transversales :**

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

$$\frac{A_t f_e}{b_n S_t Y_s} > \left[ \tau_u - \frac{f_{t28}}{3} \right] \tan \beta_u$$

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

$S_t$  : espacement de deux cours de ces armatures, mesuré suivant la fibre moyenne de la poutre.

$f_e$  : limite d'élasticité de l'acier.

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

Le pourcentage minimum à disposer est donné par l'équation :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0.6b_n \gamma_s}{f_e}$$

**Application Numérique :**

$$\tau_u = 7.57 \text{ MPa}; \quad f_{t28} = 3.6 \text{ MPa}; \quad f_e = 500 \text{ MPa}; \quad Y_s = 1.15; \quad b_n = 1 \text{ m}; \quad \beta_u = 32.7^\circ$$

$$\Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq 94.06 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0.6b_n Y_s}{f_e} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq 13.8 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \Rightarrow \quad \text{à vérifier dans l'étude transversale.}$$

## V.6 CONCLUSION

Ce chapitre a souligné l'importance du précontraint dans la construction de notre pont caisson à hauteur variable. L'utilisation de cette technique permet d'améliorer la résistance, de contrôler les déformations et de réduire les fissurations, garantissant ainsi la longévité et la sécurité de l'ouvrage. En somme, l'intégration du précontraint s'avère être une solution optimale, assurant des performances structurelles élevées et une durabilité accrue.

## VI.1 INTRODUCTION

Au cours de ce chapitre, il est nécessaire de déterminer les armatures transversales (armatures passives) pour les sections d'âmes ainsi que pour celles des hourdis inférieurs et supérieurs. Dans le cas des ouvrages construits par encorbellements successifs, la section tubulaire (caisson) est la structure transversale la plus adaptée en raison de sa grande rigidité à la torsion et de la raideur en flexion de ses deux membrures, supérieure et inférieure. Pour l'analyse transversale, l'étude se concentre sur les sections critiques, à savoir la section sur pile et la section à la clé, où les moments de flexion sont maximaux.

## VI.2 EVALUATION DES EFFORTS TRANSVERSAUX

### VI.2.1 Modélisation

La modélisation est effectuée par un logiciel à base d'éléments finis MIDAS CIVIL. Le caisson est modélisé par un portique fermé (cadre) appuyé au niveau de la partie inférieure des âmes par deux appuis simples à l'extrémité de chaque âme. On prendra une largeur du caisson égale à 1 m, les autres dimensions (longueur, épaisseur) sont prises égales aux dimensions réels.

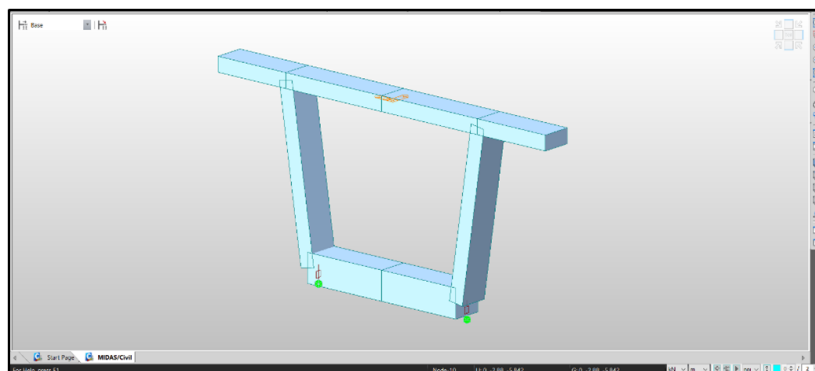


FIGURE VI.1 – Section équivalente sur pile.

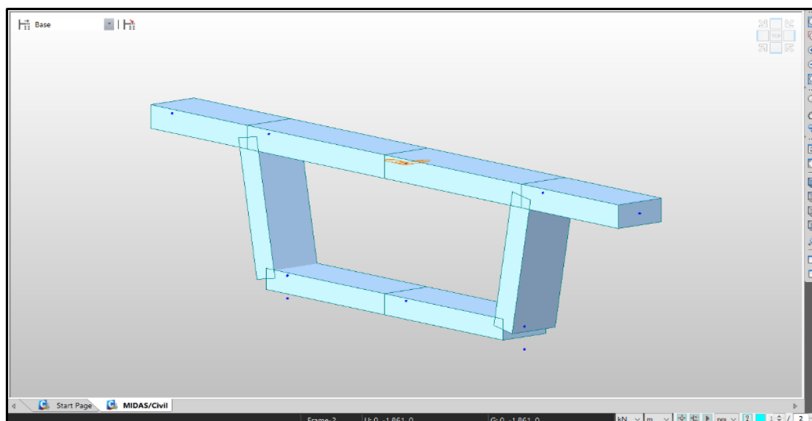


FIGURE VI.2 – Section équivalente sur clef

### VI.2.1.1 Evaluation des sollicitations

Les charges à prendre en compte sont déjà établies dans le CHAPITRE IV. Il est nécessaire de ferrouiller les voussoirs lors de la combinaison la plus défavorable. Les principales sections à justifier dans une section du tablier sont les suivantes :

- Deux dalles (hourdis inf et sup) : qui travaillent en flexion simple.
- Deux âmes : qui travaillent en flexion composée

### VI.2.2 Résultats

Les diagrammes de moment fléchissant transversal sont donnés dans l'Annexe B. Les sections à justifier sont représentées dans la figure ci-dessous :

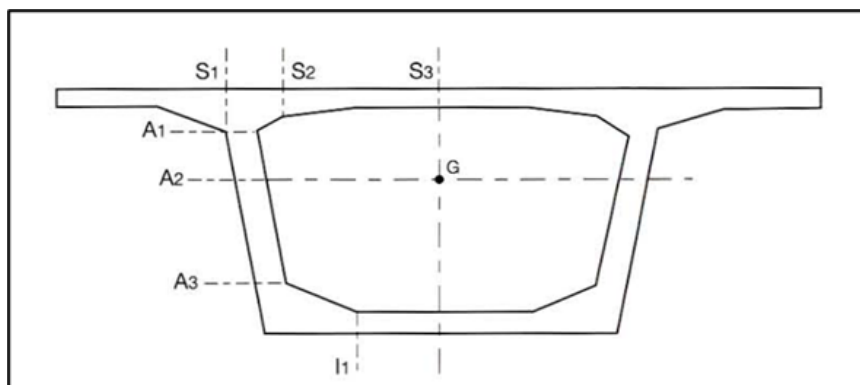


FIGURE VI.3 – Section à justifier selon le guide SETRA.

TABLE VI.1 – Efforts extrêmes dans le voussoir sur pile.

		section VSP			
Section		$M_{ELU}$ (KN.m)	$M_{ELS}$ (KN.m)	$N_{ELU}$ (KN)	$N_{ELS}$ (KN)
Hourdis superiere	S1	-119.78	-88.44	/	/
	S2	-419.56	-299.03	/	/
	S3	272.67	194.3	/	/
Âme	A1	299.78	210.59	-744.96	-532.35
	A2	168.99	141.1	-744.96	-532.35
	A3	-154.99	-109.65	-744.96	-532.35
Hourdis inferieure	I1	-154.99	-109.64	/	/

TABLE VI.2 – Efforts extrêmes dans le voussoir sur clef.

		Section VSC			
Section		$M_{ELU}$ (KN.m)	$M_{ELS}$ (KN.m)	$N_{ELU}$ (KN)	$N_{ELS}$ (KN)
Hourdis superieur	S1	-119.78	-88.44	/	/
	S2	-449.9	-349.65	/	/
	S3	200.6	143.68	/	/
Âme	A1	371.85	261.21	-641.82	-456.41
	A2	188.3	131.55	-657	-467.66
	A3	-67.4	-48.89	-687.38	-490.16
Hourdis inferieure	I1	-67.4	-48.9	/	/

## VI.3 FERRAILLAGE

### VI.3.1 Voussoir sur pile

#### VI.3.1.1 Ferrailage de l'hourdis supérieur

##### Hypothèses :

Béton :  $f_{c28} = 50.0$  (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

##### 1. Nappe inférieure :

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

$b = 1.00$  m ; On calcule le ferrailage par mètre linéaire.

$h = 0.3$  m ;  $c = 0.05$  m ; Mult (sup) = 272.67 KN.m

$\sigma_{bc} = 30$  MPa ;  $\sigma_s = 250$  MPa ;  $d = (0.9 \times h = 0.9 \times 30 = 27$  cm)

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) = 0.178$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.27(1 - 0.4 \times 0.178) = 0.25 \text{ m}$$

$$\mu < 0.186 \rightarrow \epsilon_s = 10 \times 10^3$$

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

$$\Rightarrow A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = 25.09 \text{ cm}^2$$

$$A_{s(\text{C.N.F})} = 0.23 \times h \times b \times \frac{f_{t28}}{F_e} = 4.97 \text{ cm}^2 \leq A_s \text{ vérifiée}$$

## 2. Ferrailage longitudinal

Les armatures longitudinales ne sont que des armatures de construction, car on a mentionné antérieurement qu'on a utilisé l'approche totale, ça veut dire que les câbles de précontrainte reprennent toutes les charges et les surcharges de l'ouvrage.

$$A_{sl} = \frac{A_{st}}{3} \quad (\text{VI.1})$$

**NB :** on doit vérifier la condition de non-fragilité pour la section longitudinale.

$$A_{s(\text{C.N.F})} = 0.23 \times h \times b \times \frac{f_{t28}}{F_e} \leq A_{sl} \quad (\text{VI.2})$$

## VI.3.2 Ferrailage passif des voussoirs

TABLE VI.3 – Ferrailage passif du VSP.

Element	Nappe	h (cm)	Transversal			longitudinal		
			As(cm2)	Ø (mm)	e(cm)	As(cm2)	Ø (mm)	e(cm)
hourdis superieure	Sup	84	15.4	8HA16	12	13.90	8HA16	12
	Inf	30	34.9	8HA25	12	11.63	8HA14	12
Ames	Interne	80	16	8HA16	12	13.25	5HA20	20
	Externe	80	21.4	8HA20	12	13.25	5HA20	20
hourdis inferieure	Sup	75	10.7	8HA14	12	3.57	4HA12	25
	Inf	75	10.7	8HA14	12	3.57	4HA12	25

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

$$A_{s\text{min}} = 0,23 \times h \times b \times \frac{f_{t28}}{F_e}$$

TABLE VI.4 – Ferrailage passif du VSC

Element	Nappe	h (cm)	Transversal			longitudinal		
			As(cm2)	Ø (mm)	e(cm)	As(cm2)	Ø (mm)	e(cm)
hourdis superieure	Sup	84	18.2	6HA20	16	13.9	8HA16	12
	Inf	30	25.3	6HA25	16	8.43	8HA12	12
Ames	Interne	50	13.9	6HA20	16	8.28	8HA12	12
	Externe	50	33	4HA32+2HA16	16	11.00	8HA14	12
hourdis inferieure	Sup	30	8.1	6HA14	16	4.97	5HA12	20
	Inf	30	8.1	6HA14	16	4.97	5HA12	20

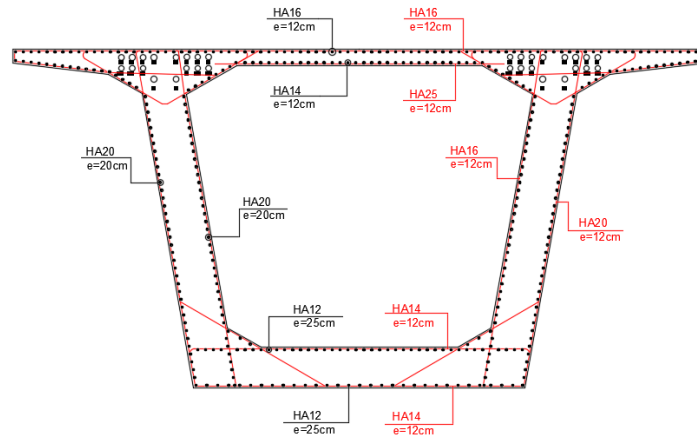


FIGURE VI.4 – Ferrailage du voussoir sur pile.

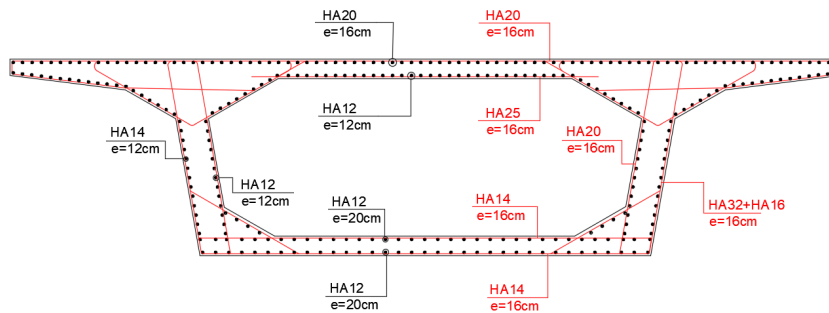


FIGURE VI.5 – Ferrailage du voussoir sur clef.

## VI.4 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons réalisé une étude transversale visant à identifier les différentes sollicitations qui agissent sur les voussoirs et leurs éléments tels que l'âme, l'hourdi supérieur et l'hourdi inférieur, afin de déterminer les sections d'armatures et leurs dispositions.

### VII.1 INTRODUCTION

Pour évaluer les forces sismiques agissant sur la structure, nous considérons l'action sismique comme résultant d'un déplacement global où tous les points du sol bougent simultanément dans les trois directions. Cette action dépend de l'accélération spécifique à la zone considérée. Ainsi, un spectre de réponse horizontal est appliqué aux deux composantes horizontales du mouvement, et un spectre de réponse vertical est utilisé pour la composante verticale, afin d'estimer la réponse maximale de la structure.

### 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 1 (pont stratégique).
- L'ouvrage se trouve dans une zone sismique I (sismicité faible).
- Le coefficient d'accélération de zone  $A = 0.15$  (RPOA, tableau 3.1).
- Le sol est de catégorie S2 (site ferme).
- Le taux d'amortissement du matériau constituant les appuis (béton armé),  $\pi = 5\%$ .

### 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 de mode fondamental s'applique lorsque le comportement dynamique d'une structure peut être adéquatement représenté par un modèle à un seul degré de liberté dynamique. Cette approche est particulièrement adaptée aux ponts rectilignes dotés d'un 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 fretté ou glissants) si :  $M_p \leq 0.43M_t$ .  $M_p$  : la masse de l'ensemble des piles hors fondations.  $M_T$  : la masse totale du tablier.
2. Le biais (Angle de l'axe du tablier avec l'axe des appuis) est supérieur à 70 degrés.
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.

### VII.3.2 Méthode spectrale multimodale

L'analyse par le spectre de réponse est une méthode élastique utilisée pour évaluer les réponses dynamiques maximales à travers tous les modes significatifs d'une structure. Elle repose sur un calcul dynamique multimodal spectral et intègre de manière statique les déplacements différentiels. La réponse globale de la structure est dérivée en combinant statistiquement les contributions maximales de chaque mode. Pour évaluer les impacts de l'action sismique, il est nécessaire d'utiliser un modèle dynamique linéaire complet, conforme aux principes de la mécanique et de l'analyse structurale. Pour réaliser notre calcul multimodal, il est nécessaire d'utiliser un logiciel de calcul. Nous reprendrons le modèle longitudinal, en intégrant la modélisation des piles et des appareils d'appui, et en procédant à une analyse modale spectrale.

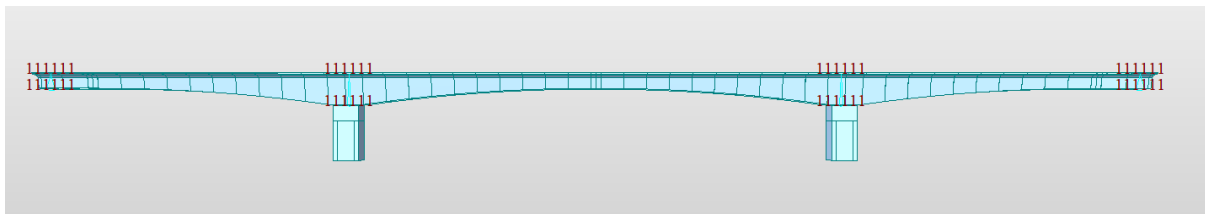


FIGURE VII.1 – Modele 3D longitudilan

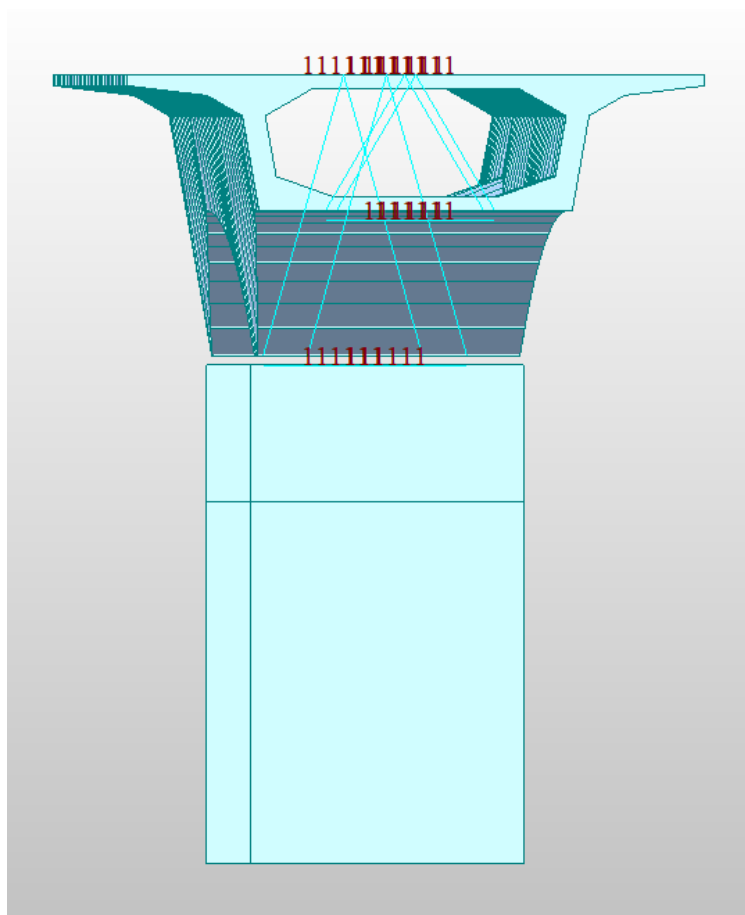


FIGURE VII.2 – Modele 3D TRANVERSALE.

### VII.3.2.1 Les spectres de réponse

On réutilisera un modèle en 3D, par MIDAS CIVIL, 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 :

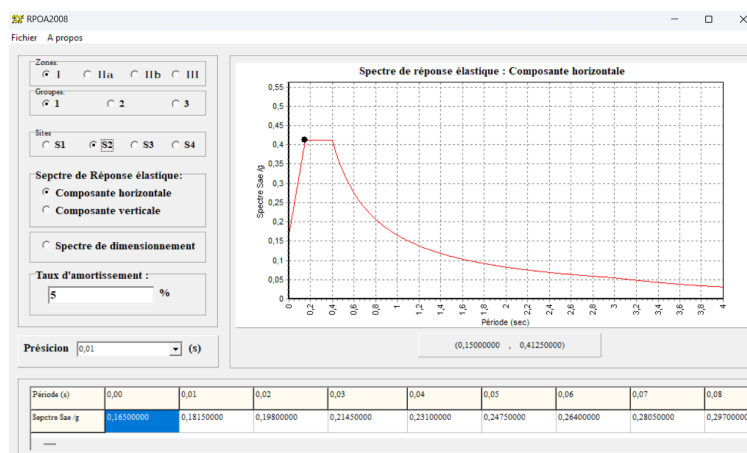


FIGURE VII.3 – Spectre de réponse élastique Sae (T) - composante horizontale.

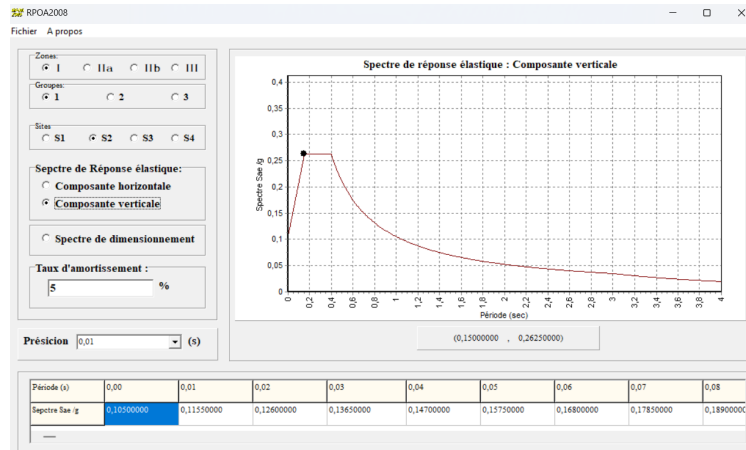


FIGURE VII.4 – Spectre de réponse élastique Sae (T) - composante verticale.

### VII.3.2.2 Modes significatifs

Il est essentiel de prendre en compte tous les modes qui contribuent significativement à la réponse structurale totale. Cela signifie que les modes retenus doivent être ceux pour lesquels la somme des masses modales effectives, notée  $\Sigma(M_i)$ , représente au moins 90% de la masse totale du pont, MT.

TABLE VII.1 – Modes propres

Mode No	Frequency		Period
	(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)
1	6.019295	0.958001	1.043841
2	6.25557	0.995605	1.004415
3	9.778716	1.556331	0.642537
4	11.711279	1.863908	0.536507
5	13.036654	2.074848	0.481963
6	14.498908	2.307573	0.433356
7	14.764145	2.349787	0.425571
8	19.867633	3.162032	0.316252
9	24.911466	3.964783	0.252221
10	31.85665	5.070143	0.197233
11	34.963828	5.564666	0.179705
12	36.102758	5.745932	0.174036
13	39.163498	6.233064	0.160435
14	43.762171	6.964966	0.143576
15	44.556346	7.091363	0.141017
16	52.631005	8.376485	0.119382
17	55.461316	8.826943	0.11329
18	64.687073	10.295267	0.097132
19	71.037061	11.305899	0.088449
20	72.033334	11.464461	0.087226

TABLE VII.2 – Modes propres résultats de MIDAS CIVIL

Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z	
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	10.27	10.27	6.57	6.57	5.79	5.79
2	0.81	11.07	73.78	80.36	0.53	6.33
3	71.19	82.27	0	80.36	1.61	7.94
4	0.03	82.3	0	80.36	0.02	7.95
5	11.55	93.84	0	80.36	1.07	9.03
6	0.49	94.33	0.22	80.58	65.59	74.61
7	0	94.33	11.35	91.93	1.26	75.87
8	0.27	94.6	0	91.93	0	75.87
9	0	94.6	0	91.93	0	75.88
10	0.01	94.61	0	91.93	11.37	87.24
11	0	94.61	1.28	93.2	0.01	87.25
12	0.02	94.63	0	93.21	0	87.25
13	0.02	94.65	0	93.21	0.57	87.82
14	0.02	94.67	0	93.21	0	87.82
15	0.34	95.01	0	93.21	0.03	87.85
16	0.01	95.02	0	93.21	0	87.85
17	0	95.02	0.43	93.64	0	87.85
18	0	95.02	0	93.64	4.32	92.17
19	0	95.02	0	93.64	0	92.17
20	0.01	95.03	0	93.64	0	92.17

### 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 :

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

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

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

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

## VII.4 EQUIPEMENTS

On désigne par équipements l'ensemble de dispositifs de nature et de fonctionnement très divers, dont le but est de rendre un tablier de pont apte à remplir sa fonction, notamment vis-à-vis des usagers. Parmi ces équipements, citons : Appareils d'appui ; dé d'appui et joints de chaussée.

## VII.4.1 APPAREIL D'APPUIS

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

### VII.4.1.1 Choix de type d'appareil d'appuis

La norme NF EN 1337-5 publiée par SETRA présentent l'appareil d'appui en élastomère fretté (AAEF) et les appareils d'appui à pot (AAP) de 90 % des appareils d'appui utilisés sur les ponts.

**Critères de choix :** L'un des critères de choix des appareils d'appui est la charge verticale appliquée et une rotation concomitante acceptable. Les autres critères de choix proviennent essentiellement des fonctions que doit remplir l'appareil d'appui, comme :

- Le blocage de la rotation dans une direction ;
- L'intensité des efforts horizontaux ;
- L'agressivité (type) de l'environnement ;
- La facilité de maintenance ;
- Le niveau (zone) sismique ;
- Les contraintes d'encombrement ;
- La durabilité.

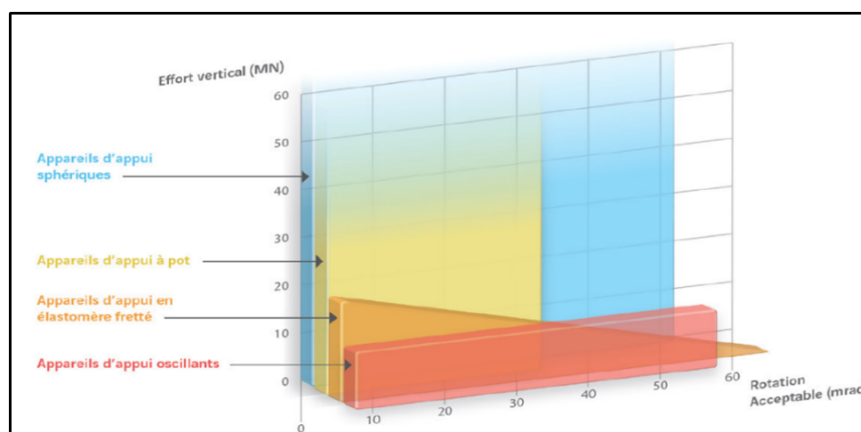


FIGURE VII.5 – Effort Vertical en fonction de rotation acceptable pour les 4 grandes familles d'Appareil d'Appui..

Pour notre cas on ne peut pas utiliser l'appareil d'appui en élastomère frété car les efforts verticaux sur pile sont très grands. On constate que l'appareil d'appui à pot est le type le plus compatible à notre ouvrage.

### VII.4.1.2 Appareil d'appui à pot

Les appareils d'appui à pot permettent de reprendre des charges verticales très importantes. Ils sont constitués d'un disque en élastomère, confiné entre un pot en acier et un piston circulaire, qui autorise des charges bien supérieures à celles d'un appareil d'appui en élastomère classique. La déformation de l'élastomère définit la capacité en rotation (jusqu'à 30 mrad).

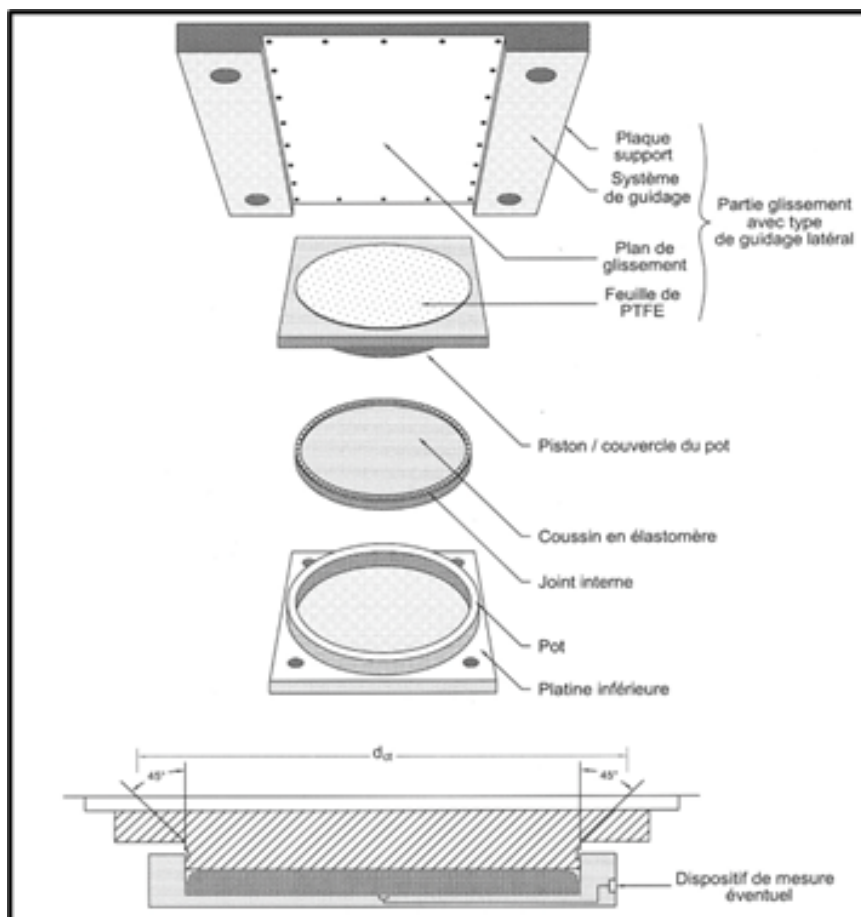


FIGURE VII.6 – composition schématique d’un appareil d’appui à pot

Il existe trois types d’appareils d’appui, différenciés par leurs mouvements acceptables :

Type	Appareil d'appui glissant libre	Appareil d'appui glissant guidé	Appareil d'appui fixe
	<b>GL</b>	<b>GGL / GGT</b>	<b>FX</b>
Symbole			
Effort vertical			
Rotation	 Jusqu'à 30 mrad	 Jusqu'à 30 mrad	 Jusqu'à 30 mrad
Déplacement horizontal	 Multidirectionnel	 Unidirectionnel	 Bloqué

FIGURE VII.7 – type d’appareil d’appui.

### les répartitions d’appareils d’appui

Une bonne connaissance du fonctionnement des structures est indispensable pour définir

les types d'appareils d'appui les plus adaptés. le concepteur devra choisir la solution la plus adaptée en fonction des contraintes qui lui sont imposées. Le schéma ci-dessous présente les répartitions d'appareils d'appui utilisée dans notre ouvrage :

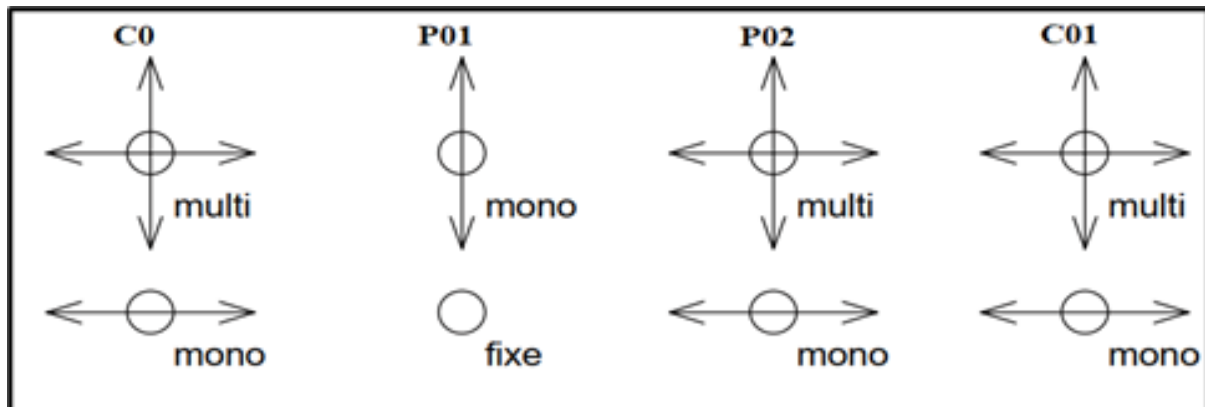


FIGURE VII.8 – répartitions d'appareils d'appui.

### VII.4.1.3 Evaluation des efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis

le dimensionnement des appareils d'appuis à pot selon le guide SETRA se fait principalement en considérant les états limites ultimes (ELU), les états limites de service (ELS). afin de garantir à la fois la sécurité, la fonctionnalité et la durabilité de l'ouvrage. Les réactions appliquées seront calculées à l'ELU :

TABLE VII.3 – Modeles des appareils d'appuis à pot

	C0	P01	P02	C01
Rmax (KN)	14 359.64	77 153.38	77 549.14	14 123.04
Fz = Rmax / Nbre d'appareil (KN)	7179.82	38576.69	38774.57	7061.52

### Choix du modèle

Nous avons sélectionné les modèles d'appareils d'appui en fonction du catalogue "Les appareils d'appui mécaniques Freyssinet", conformément à nos exigences de disposition

TABLE VII.4 – modèle des appareils d'appuis à pot

		Modèle	$\phi A(mm)$	B(mm)	C(mm)	H(mm)
C0, C01	Multi	GL 8000.100.40	655	655	655	175
	Mono	GGL 8000-800.100	665	720	670	195
P02	Multi	GL 45 000.100.40	1 595	1555	1555	337,7
	Mono	GGL 45 000-4500.100	1 670	1 620	1 590	353,7
P01	Mono	GGT 45 000-4500.100	1 670	1 620	1 590	353,8
	Fixe	FX 45 000-4500	1 685	$\phi D = 1685$		237

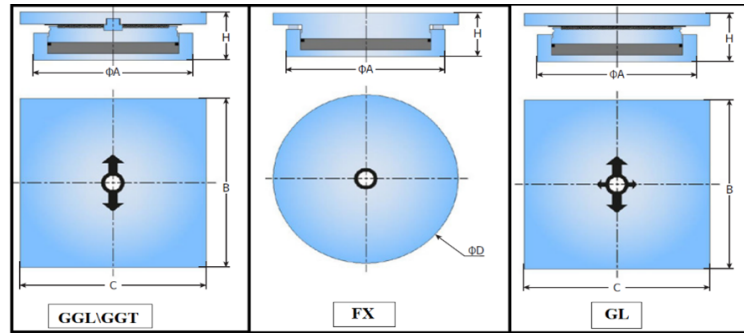


FIGURE VII.9 – schéma descriptive de dimension

#### VII.4.1.4 DES D'APPUIS

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

Dimensionnement des dés d'appuis au niveau de la pile et la culée

$$A = b + 200$$

$$B = a + 200$$

$$h \geq 2B_0/P_0$$

$$b = B_0/P_0$$

avec :

$$B_0 = A \times B$$

$$P_0 = 2(A + B)$$

Application numérique :

##### 1. Culée :

$$A = 665 + 200 \rightarrow A = 865 \text{ mm}$$

$$B = 720 + 200 \rightarrow B = 920 \text{ mm}$$

$$B_0 = 0.865 \times 0.920 = 0.8 \text{ m}^2$$

$$P_0 = 2 \times (0.865 + 0.920) = 3.57 \text{ m}$$

$$h \geq 0.45 \text{ m ( On prend } h = 0.50 \text{ m)}$$

##### 2. Pile :

$$A = 1685 + 200 \rightarrow A = 1885 \text{ mm}$$

$$B = 1685 + 200 \rightarrow B = 1885 \text{ mm}$$

$$B_0 = 1.885 \times 1.885 = 3.55 \text{ m}^2.$$

$$P_0 = 2 \times (1.885 + 1.855) = 7.54 \text{ m.}$$

$$h \geq 0.94 \text{ m. On prend } h = 1\text{m.}$$

### VII.4.1.5 Ferrailage des dés d'appuis au niveau de la pile et la culée

Les différentes sections d'armatures sont évaluées suivant le guide SETRA (P.P.73).

— **Armatures de chaînage :**

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

$$A_c = \frac{0.25 \times N}{\sigma_s}$$

— **Armatures horizontales :**

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, l'ensemble des armatures horizontales placées sous la semelle, devra reprendre un effort égal à 12.5% de la même descente de charge.

$$A_h = \frac{0.125 \times N}{\sigma_s}$$

— **Frette supérieure :**

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

$$A_s = \frac{0.04 \times N}{\sigma_s}$$

— **Frette inférieure :**

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

$$A_i = \frac{0.1 \times N}{\sigma_s}$$

TABLE VII.5 – Ferrailage de des d'appuis.

Armatures		DES D'APPUIS
de chaînage	Ac(cm2)	22.3
	Ø (mm)	12HA16
horizontale	Ah(cm2)	11.14
	Ø (mm)	10HA12
supérieure	As (cm2)	3.56
	Ø (mm)	4HA12
inferieures	Ai (cm2)	8.91
	Ø (mm)	8HA12

### VII.4.2 ETANCHEITE DU TABLIER

Le but principal de l'étanchéité des tabliers est d'accroître la longévité de l'hourdis en prévenant la corrosion des armatures et la détérioration du béton. Plusieurs méthodes d'étanchéité peuvent être employées, notamment l'utilisation d'asphalte coulé ou d'un film mince adhésif. Pour ce projet spécifique, nous avons opté pour l'étanchéité par film mince, qui s'avère être une solution plus efficace et économique pour un pont caisson en béton précontraint.

### VII.4.3 ÉVACUATION DES EAUX

Pour améliorer la durabilité de l'ouvrage et gérer l'évacuation de l'eau, le tablier du pont est imperméabilisé avec une double couche d'étanchéité de 4 mm et 3 mm d'épaisseur, surmontée d'une protection de 4 cm d'épaisseur en matériau bitumineux qui résiste aux agents atmosphériques et au ballast. Le drainage de l'eau sur le tablier est facilité par l'utilisation de gargouilles ou tuyaux de drainage en acier galvanisé de 120 mm de diamètre, complétés par des grilles spécialement conçues et une protection verticale optimisée pour les sections courbées du pont.

## VII.5 Conclusion

L'étude sismique et le choix des équipements sont essentiels pour garantir la sécurité et la durabilité de l'ouvrage. Les méthodes et critères utilisés assurent une réponse structurale adéquate face aux actions sismiques.

# CHAPITRE VIII

## ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

### VIII.1 INTRODUCTION

L'étude de l'infrastructure d'un ouvrage constitue une option fondamentale du projet. Cette étude est intrinsèquement liée à l'ouvrage dans son ensemble. La détermination des appuis et des fondations d'un ouvrage nécessite une réflexion approfondie, basée sur un processus progressif et itératif. Dans ce cadre, nous allons examiner les appuis et les fondations de l'ouvrage.

### VIII.2 ETUDE DE LA PILE

Une pile est un appui intermédiaire dont le rôle est de transmettre les efforts des charges et surcharges jusqu'au sol de fondation. Elle joue un rôle crucial dans la résistance globale du pont.

#### VIII.2.1 Conception de la pile

La conception des piles dépend du type et du mode de construction du tablier, du type de fondations à mettre en œuvre, ainsi que de certaines contraintes naturelles ou fonctionnelles spécifiques au site. Pour notre ouvrage, on choisit des piles caisson évidées (rectangulaires creuses) sur toute la hauteur sauf au niveau de la tête où ils sont pleines.

ON A DEUX PILE IDENTIQUE DE 10.5 m

	PK	H caisson	H total
P01	101+110	8.5	10.5
P02	101+210	8.5	10.5

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

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

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

où :

- $lf$  : longueur du flambement de la pile la plus haute :
  - $lf = 0.7 \times l_0$  : pour la partie poutre ( $l_0$  est la hauteur du fût).
  - $lf = 2 \times l_0$  : pour la partie voussoir ( $l_0$  est la hauteur totale de la pile).
- $i$  : rayon de giration de la section

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{S}} \text{ (transversal)}, \quad i_y = \sqrt{\frac{I_y}{S}} \text{ (longitudinal)}$$

TABLE VIII.1 – Verification de flambement.

Appuis	P01
Lf	21
ix	2.1
iy	1.78
$\lambda_x$	10
$\lambda_y$	11.79
obse	ver

Pas de risque de flambement

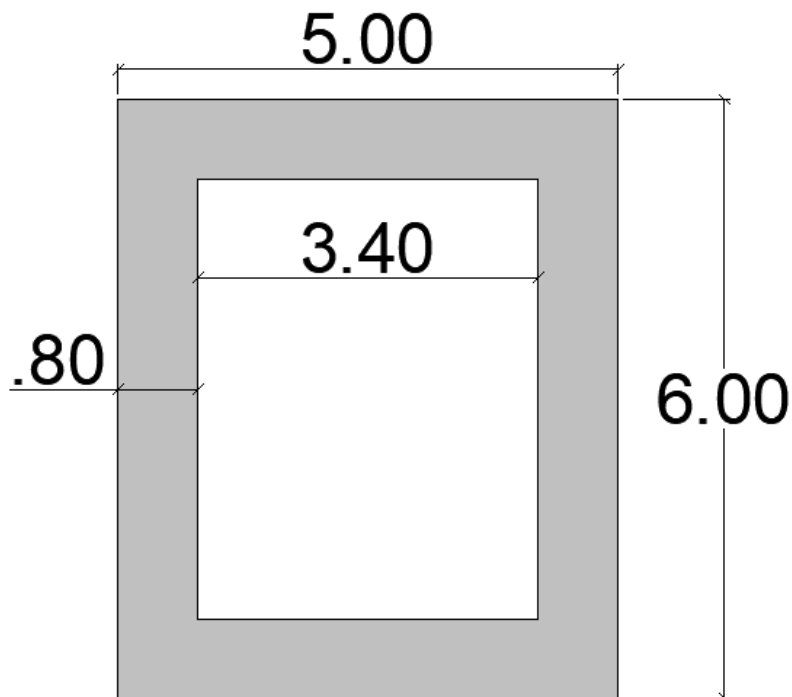


FIGURE VIII.1 – Vue en plan sur la pile

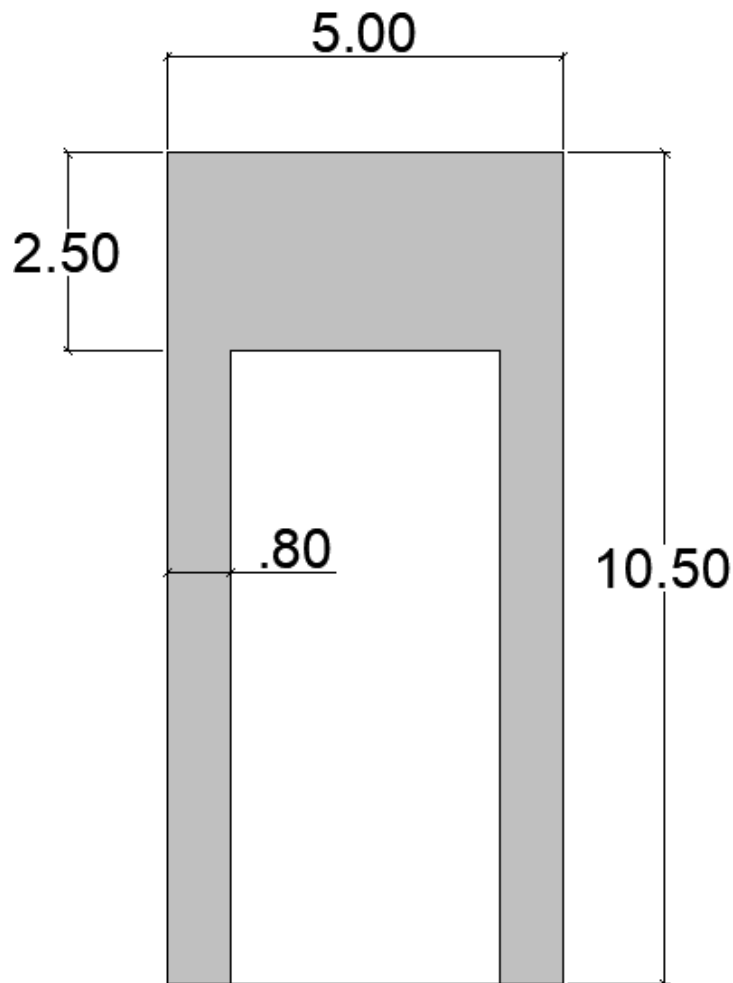


FIGURE VIII.2 – coupe transversale de la pile

## 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 encastree dans sa base.

### VIII.2.2.1 Efforts statiques :

TABLE VIII.2 – Evaluations des efforts statiques des piles les plus sollicitées

Sollicitations	Charge	P01
VERTICAL	G (Tablier)	53442.28 KN
	G ( caisson)	3008 KN
	G (chevêtre )	1875 KN
	SW0_LM71	7325.32 KN
HORIZONTALE LOGITUDINALE	Fr-Voi1_SW2	8606.571 KN
MOUMONT LONGITUDINALE	Fr-Voi1_SW2	90368.99 KN.m

### VIII.2.2.2 Combinaisons des efforts

Les combinaisons les plus défavorables sont les suivants :

COMBINAISON		
ELU	U190	$1.35G + 0.9Vent + 1.45gr22 + 1.33 * 1.35Ballast$
	U130	$1.35G + 1.45g22 + 1.33 * 1.35Ballast + 0.9(0.35\Delta T^- + gT^+)$
	U73	$1.35G + 1.45g17 + 1.33 * 1.35Ballast + 0.9(\Delta T - +0.75gT^-)$
ELS	S190	$G + 1.33Ballast + gr22 + 0.6Vent$
	S73	$G + g17 + 1.33Ballast + 0.6(\Delta T^- + 0.75gT^-)$
	S130	$G + g22 + 1.33Ballast + 0.6\Delta T^- + 0.35gT^+$
ELA	A09	$G + 0.3(LM71\_V1) + Ez + 0.3(Ex + Ey)$
	A51	$G + 0.3(LM71\_V1 + Fr\_LM71 + 0.5Lacet\_V1) + Ex + 0.3(Ez + Ey)$
	A106	$G + 0.3LM71\_V2 + Ey + 0.3(Ex + Ey)$
	A52	$G + 0.3(LM71\_V2 + Fr\_V2\_LM71 + 0.5Lacet\_V2) + Ez - 0.3(Ex + Ey)$
	A98	$G + 0.3(LM71\_V1 + Fr\_V1\_LM71 + 0.5Lacet\_V1) + Ez + 0.3(Ex + Ey)$

TABLE VIII.3 – Combinaison des efforts à la base de la pile

Reaction	combinaison	pile 1
RV(KN)	ELS : S190	62123.04
	ELU : U190	84651.48
	ELA : A9	68394.22
RL(KN)	ELS : S73	8605.21
	ELU : U73	10326.2
	ELA : A51	24419.12
RT(KN)	ELA : A106	7171.134
ML(KN.m)	ELS : S130	192855.35
	ELU : U130	256185.33
	ELA : A52	268144.6
MT(KN.m)	ELA : A98	104912.23

### VIII.2.3 Ferrailage des éléments de la pile

#### VIII.2.3.1 Ferrailage des piles de la partie voussoir

L'armature d'une section rectangulaire creuse est généralement disposée en deux nappes : l'une proche de la surface extérieure et l'autre proche de la surface intérieure. Le ferrailage de telles sections se fait à l'aide des abaques de Walther. Dans ces abaques, la disposition réelle des armatures est représentée de manière idéalisée par une armature linéairement répartie, située au milieu de la paroi de béton, avec une répartition variable et doublement symétrique facteur  $\beta = \frac{b}{2(b+h)}$ .

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

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

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

TABLE VIII.4 – Vérification des paramètres de la section creuse.

Dimension	P01
b (m)	5
h (m)	6
tx = ty (m)	0.8
ty / h	0.13
tx / b	0.16
observation	verifiee

Le paramètre  $\frac{t_x}{b}$  est également limité à  $0.24 \leq \frac{t_x}{b} \leq 0.24$

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

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

Les abaques de WALTER (voir) nous ont permis de tirer la valeur de degré mécanique d'armature totale  $\omega$  :

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

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



FIGURE VIII.3 – interpolation de WALTER

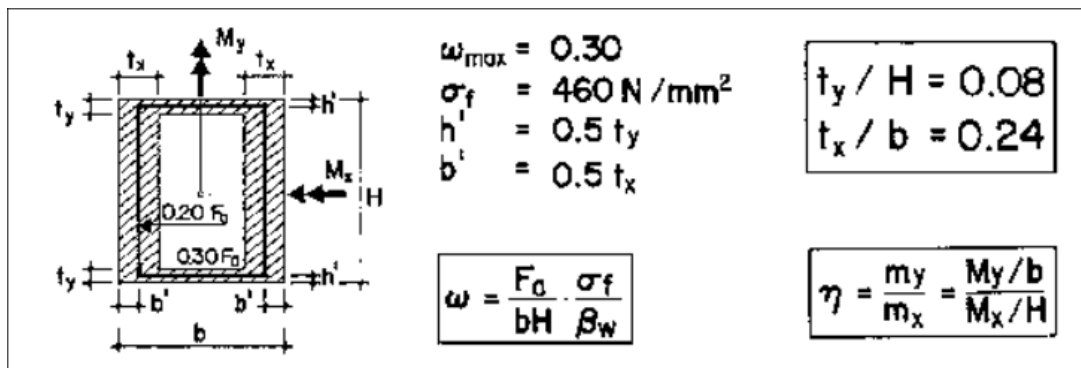


FIGURE VIII.4 – interolation DE WALTER

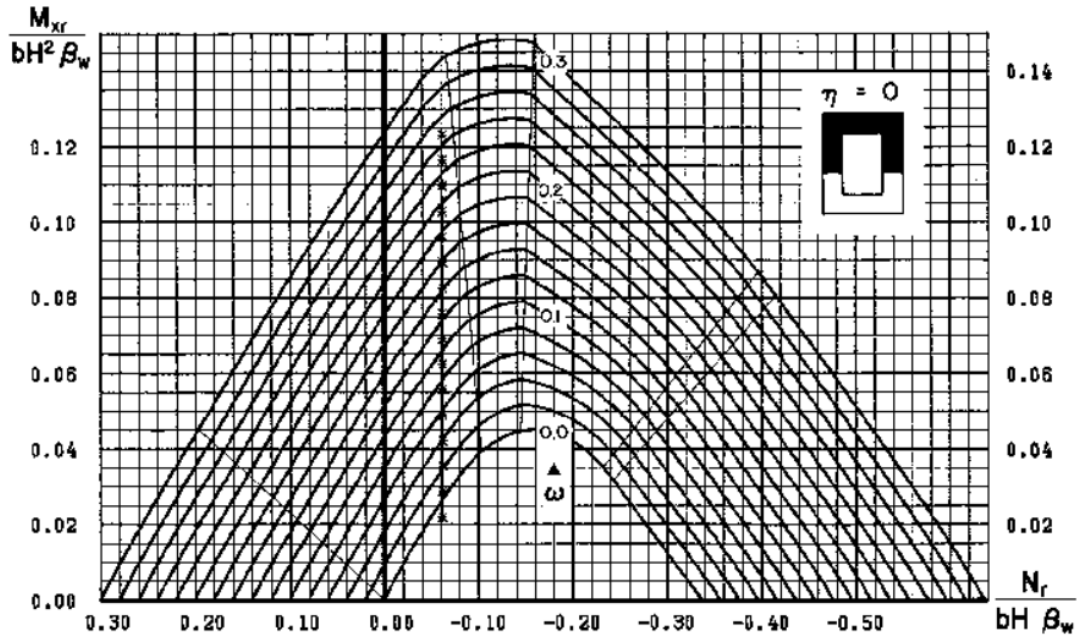


FIGURE VIII.5 – abaque de WALTER

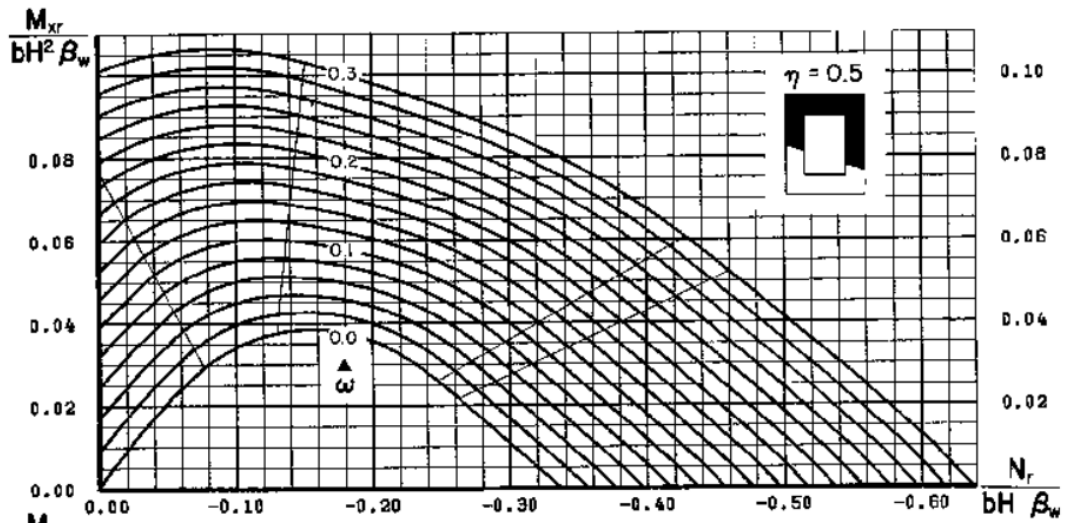


FIGURE VIII.6 – abaque de WALTER

**Armatures transversales :**

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

$$At = \frac{A_1 \times f_{ei} \times s_t(mm)}{1600 \times f_{et}}$$

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

$$St = \text{Min}(24\theta t; 8\theta l; 0.25d) \leq 20 \text{ cm, tel que } d \text{ est la hauteur utile.}$$

TABLE VIII.5 – Ferrailage des piles de la partie voussoir (sections rectangulaires creuses).

	P01		
	ELS	ELU	ELA
N (KN)	62123.04	84651.08	68394.22
$M_L$ (KN.m)	192855.35	256185.33	268144.6
$M_T$ (KN.m)	0	0	104912.23
n	0.06	0.08	0.06
$m_x$	0.03	0.04	0.04
$m_y$	0	0	0.019
$\omega(\eta = 0)$	0.06	0.18	0.06
$\omega(\eta = 0.5)$	0.003	0.04	0.4
$F_a tot(cm^2)$	1260		
$\beta$	0.22		
$\beta$	0.27		
$F_a$ (coté b)	277.2		
$F_a$ (coté h)	340.2		
$\emptyset$ (coté b) (mm)	45HA20/(2nappe) e=11cm		
$\emptyset$ (coté h) (mm)	55HA20/(2nappe) e=11cm		

### VIII.2.3.2 CALCUL DU SOMMIER

Des efforts localisés significatifs peuvent se produire dans la partie supérieure des piles en raison des charges verticales provenant du tablier. Sous l'effet de ces charges, il existe un risque de fissuration du béton, tant selon les plans verticaux qu'obliques (aux extrémités). C'est pourquoi il est nécessaire de déterminer des armatures de renforcement pour le sommier, conformément à la norme PP73.

**Armatures de chaînage :** Ces armatures de chaînage seront généralement disposées en une seule nappe, ancrées aux extrémités. Leur section est déterminée de telle sorte qu'elle équilibre un effort égal à 0.25 fois la descente de charge localisée la plus forte :

$$A^s = \frac{0.25 \times R}{\sigma_s}$$

**Armatures horizontales :** Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, des armatures horizontales sont placées sous le chaînage, sur une hauteur égale à la moitié de l'espacement des appareils d'appui. et doivent reprendre 12.5% de la même descente de charge.

$$A^s = \frac{0.125 \times R}{\sigma_s}$$

**Frettes inférieures (d'éclatement) :**

$$A^s = \frac{0.1 \times R}{\sigma_s}$$

Les résultats de calcul et le ferrailage choisi sont donnés au tableau suivant :

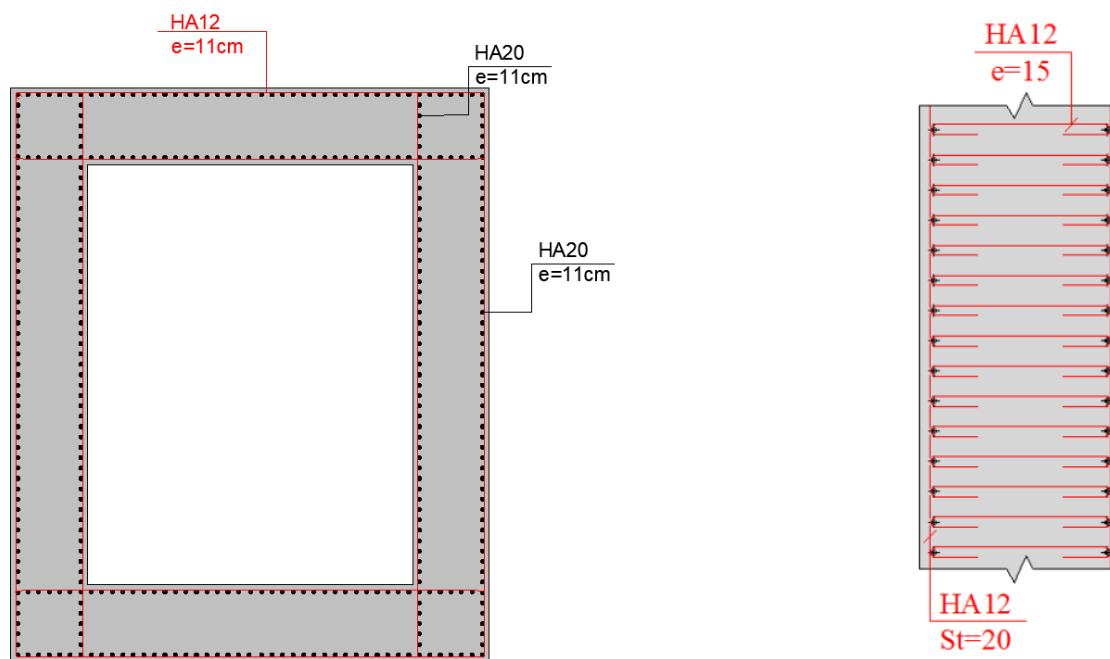


FIGURE VIII.7 – ferrailage longitudinale de la pile

TABLE VIII.6 – ferrailage de chevetre.

Armatures		P01
de chainage	$A_S$ (cm <sup>2</sup> )	42.33
	$\varnothing$ (mm)	14HA20
horizontale	$A_S$ (cm <sup>2</sup> )	21.16
	$\varnothing$ (mm)	14HA14
inferieures	$A_S$ (cm <sup>2</sup> )	16.93
	$\varnothing$ (mm)	15HA12

## VIII.3 ETUDE DE LA CULÉE

La culée est un élément fondamental de l'infrastructure d'un pont, construite aux deux bords de l'ouvrage, donc c'est l'élément qui assure la liaison entre le tablier du pont et le milieu environnant.

A deux rôles principaux, donc à la fois un appui de tablier et un mur de soutènement qui subit à la poussée des terres et des surcharges de remblais.

### VIII.3.1 Choix de type de culée

On distingue trois types :

- Culées enterrées sont noyées dans le remblai d'accès à l'ouvrage (appui).
- Culées remblayées constituées par un ensemble de murs ou voiles en béton armé (appui et soutien des remblais).
- Culées creuses se forme d'une boîte renversée.

Vu aux données naturelles du site, on opte pour une **culée remblayée**.

### VIII.3.2 Pré-dimensionnement de la culée

Le prédimensionnement a été fait selon l'ouvrage de Mr J.A. CAIGARO.

TABLE VIII.7 – Récapitulatif des rôles et dimensions des éléments de la culée

Eléments de la culée	Rôle	Dimension
Mur de garde grève	Séparer physiquement le remblai de l'ouvrage	Longueur : 12.7 m Epaisseur : 0.5 m Hauteur : 3.46 m
Sommier d'appui	Elément sur lequel repose l'about du tablier	Longueur : 12.7 m Epaisseur : 2 m
Mur-cache	Protection des appareils d'appuis.	Longueur : 2 m Epaisseur : 0.2 m Hauteur : 2 m
Murfrontale	Transmission des charges verticales et soutien des remblais	Longueur : 12.7 m Epaisseur : 2.5 m Hauteur : 6.95 m
Mur en retour	Porteur des corniches et soutien des remblais	Surface : 44.293 m <sup>2</sup> Epaisseur : 0.6 m
La semelle	Supportant le poids propre de la culée et la charge venante du tablier	Longueur : 13.2 m Epaisseur : 2 m largeur : 9.6 m

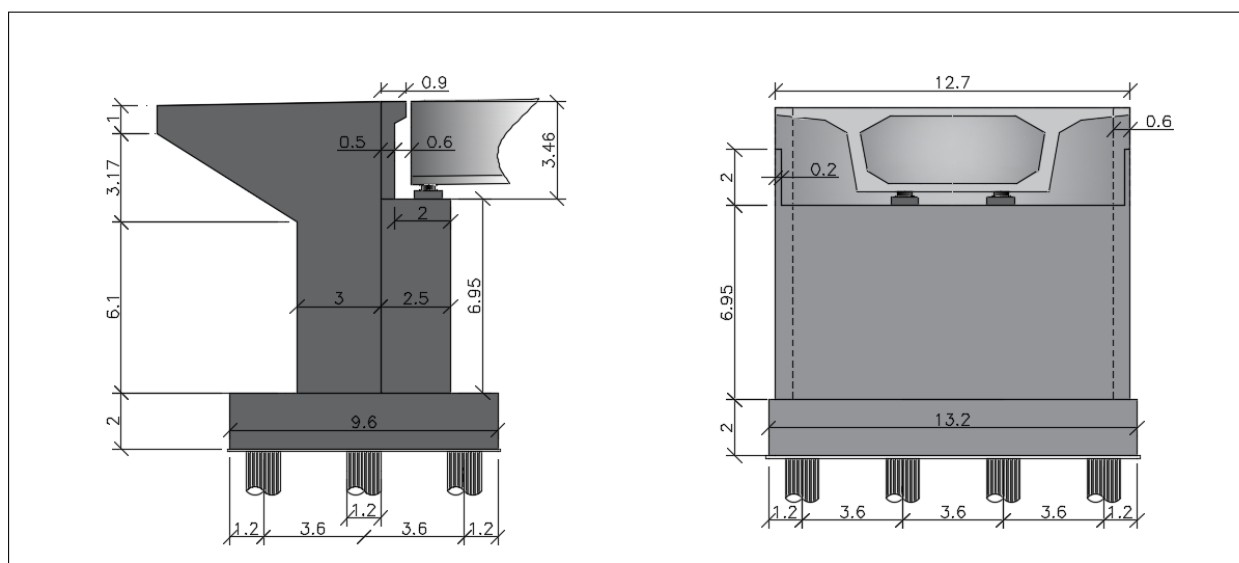


FIGURE VIII.8 – Dimensions de la culée

### VIII.3.3 Évaluation des efforts sollicitant la culée

#### VIII.3.3.1 Détermination du coefficient de poussée $k_{ad}$

$$k_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta \left( 1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \cdot \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos \beta}} \right)^2}$$

où :

- $\varphi$  : angle de frottement interne ( $\varphi = 30^\circ$ )
- $\beta$  : inclinaison de la culée ( $\beta = 0^\circ$ )
- $\delta$  : angle de frottement remblai-culée. (Sol-béton) ( $\delta = 0$ )
- $\theta$  : angle entre la direction du séisme et la verticale :  $\theta = \arctan\left(\frac{k_H}{1+k_V}\right)$

On a la zone I et le pont de premier groupe (RPOA2008)

$$k_H = A = 0.15$$

$$k_V = 0,3 k_H$$

Le calcul se fait sous les quatre cas montrés au tableau suivant :

TABLE VIII.8 – Calcul des coefficients de poussée possibles

CAS	KH	KV	$\theta(\ddot{r})$	Kad
cas normal	0	0	0.00	0.33
Séisme Horizontal + Vertical descendant	0.15	0.045	8.17	0.43
Séisme Horizontal	0.15	0	8.53	0.43
Séisme Horizontal + Vertical ascendant	0.15	-0.045	8.93	0.44

### VIII.3.3.2 Descente des charges

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

TABLE VIII.9 – Evaluations des efforts du la culée.

Designation	N(KN)	H(KN)	Dv(x/o)(m)	dh(y/o)(m)	Mfv/o(KN/m)	Mfh/o(KN/m)
Semelle	6336.0	/	/	0.00	0.00	/
Mur F	5514.9	/	/	1.85	10202.70	/
Mur en R	664.35	/	/	-1.96	-1302.13	/
MGG	638.18	/	/	0.91	580.74	/
Poids des terre	12029	/	/	-2.10	-25261.32	/
Poussée Mur frontal	/	357.61	3.47	/	/	1240.92
Poussée semelle	/	508.23	4.14	/	/	2102.36
poids sur 10kN/m <sup>2</sup>	920.00	/	/	-3.80	-3496.00	/
Poussée sur 10kN/m	/	395.06	5.21	/	/	2056.28
Rtablier-ELS	ELS : G+g22+0.6T+Retrait+Fluage					
	9226.3	356.73	9.45	2.3	21220.72	3371.1

### VIII.3.4 Ferrailage des éléments de la culée

#### VIII.3.4.1 Mur frontal

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

Le mur frontal est un élément qui travaille en flexion composée.

TABLE VIII.10 – Sollicitations sur mur frontal.

Designation	N(KN)	H(KN)	dv( x/o)(m)	dh(y/o)(m)	Mfv/o(KN/m)	Mfh/o(KN/m)
Mur F	5514.9	/	/	0	0	/
MGG	638.18	/	/	1.05	670.08	/
Poussee Mur frontal	/	357.61	-2.32	/	/	-829.67
Poussee sur 10kN/m	/	395.06	-5.205	/	/	-2056.28
Rtablier-ELS	ELS : G+g22+0.6T+Retrait+Fluage					
	9226.4	356.73	-6.95	0	0	-2479.27

1. **Sollicitations les plus défavorables**

— **ELS** :  $M_{max} = -369.7$  kN.m/ml;  $N_{cors} = 1210.99$ kN./ml

2. **Calcul de la section d'acier** Le ferrailage vertical est effectué par ROBOT-Expert en considérant une section rectangulaire (1 x 2.5) m en flexion composée, sous le cas de chargement le plus défavorable.

**Résultats**

- $A_S = 25$  cm<sup>2</sup>, donc : on opte pour 6HA25/ml ( $A_S = 29,45$  cm<sup>2</sup>) / côté remblai, avec un espacement de 16 cm.
- Armature de construction :  
 $A'_S = A_S/3 = 8.33$  cm<sup>2</sup>, donc : on opte pour 6HA16 ( $A'_S = 12.06$  cm<sup>2</sup>) / côté tablier avec un espacement de 16 cm.
- Armatures transversales :  
 $A_T = A_S/4 = 6.25$  cm<sup>2</sup>, donc : on opte pour 6HA14 ( $A_S = 9.24$  cm<sup>2</sup>) avec e = 16 cm.

**VIII.3.4.2 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 a pour expression :

$$M_T = \frac{P \times H}{3} \text{ avec } P = \frac{1}{2} K_a \times \gamma \times H^2 \times L$$

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

$\gamma$  : poids volumique du remblai,  $\gamma = 20$  kN/m<sup>3</sup>.

$h$  : hauteur du mur garde grève,  $h = 3.5$  m.

$L$  : longueur du remblai, ( $L = 11.5$  m) on fait le calcul par 1 ml.

**Résultats :**

$$M_T = 42.7 \text{ kN.m/ml}$$

Moment dû à une charge locale située en arrière du mur garde grève :

Il a été vérifié que la sollicitation totale due aux trains type LM71 (poussée des charges + freinage) était plus défavorable pour le mur garde grève que le SW/0, SW/2, Train à vide et les engins de compactage.

Vu l'incertitude sur la transmission des efforts, la charge 250 kN dû à LM71 est remplacée par une charge uniforme répartie sur une surface rectangulaire de  $(0.5 \times 0.5) \text{ m}^2$

Le moment fléchissant à l'encastrement dû à la surcharge LM71 a pour expression :

$$M_p = \frac{12}{0.5 + 2h} \times \int_0^h \frac{h-x}{0.5+x} dx$$

TABLE VIII.11 – 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
$M_p/k$ (t.m/ml)	3.49	4.43	5.10	5.96	6.39	6.55	6.53

avec  $k = k_{ah} \times \delta \times \gamma$

$\delta$  : coefficient de majoration dynamique ( $\delta = \varphi 3 = 1$ ).

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

$K = 0.44$  à l'ELS.

La valeur de  $M_p/K$  est explicitée dans le tableau ci-dessous pour différentes valeurs de  $h$ .

Avec une interpolation linéaire on aura :  $M_p/k = 9.88 \text{ t.m}$

**Résultats :**

$$M_p = 35.07 \text{ kN.m/ml}$$

**Moment dû à la force de freinage :**

On considère l'effet de freinage d'une seule charge due au LM 71. Dont le moment d'encastrement est donné par l'expression suivante :

$$M_f = \frac{2\mu \times P \times h}{0.5 + 2h}$$

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

$P$  : charge due au système LM71,  $P = 250 \text{ kN}$ .

$h$  : hauteur du mur,  $h = 6.95 \text{ m}$ .

### VIII.3.4.3 Résultats

$$M_f = 289.58 \text{ kN.m/ml}$$

Le résultat de calcul du moment à l'ELS est :  $M = M_T + M_p + M_f = 367.35 \text{ kN.m/ml}$ .

Le ferrailage principal se fait en flexion simple sur ROBOT-Expert en considérant une section rectangulaire  $(1 \times 0.5) \text{ m}$ .

VIII.3.4.3.1 Résultats :

:

- Section d'acier :  
 $A_S = 37.6 \text{ cm}^2$ , donc : on opte pour 8HA25/ml ( $A_S = 39.27 \text{ cm}^2$ ) / côté remblai, avec un espacement de 15 cm.
- Armature de constructions :  
 $A'_S = A_S/3 = 12.53 \text{ cm}^2$ , donc : on opte pour 8HA16 ( $A'_S = 16.08 \text{ cm}^2$ ) / côté tablier avec un espacement de 15 cm.
- Armatures transversales :  
 $A_T = A_S/4 = 9.4 \text{ cm}^2$ , donc : on opte pour 8HA14 ( $A_T = 12.32 \text{ cm}^2$ ),  $e = 15 \text{ cm}$ .

VIII.3.4.4 MUR EN RETOUR

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

Modélisation :

la modelisation 3D de mur en retour a été faite par logiciel ROBOT Analysis Structural.

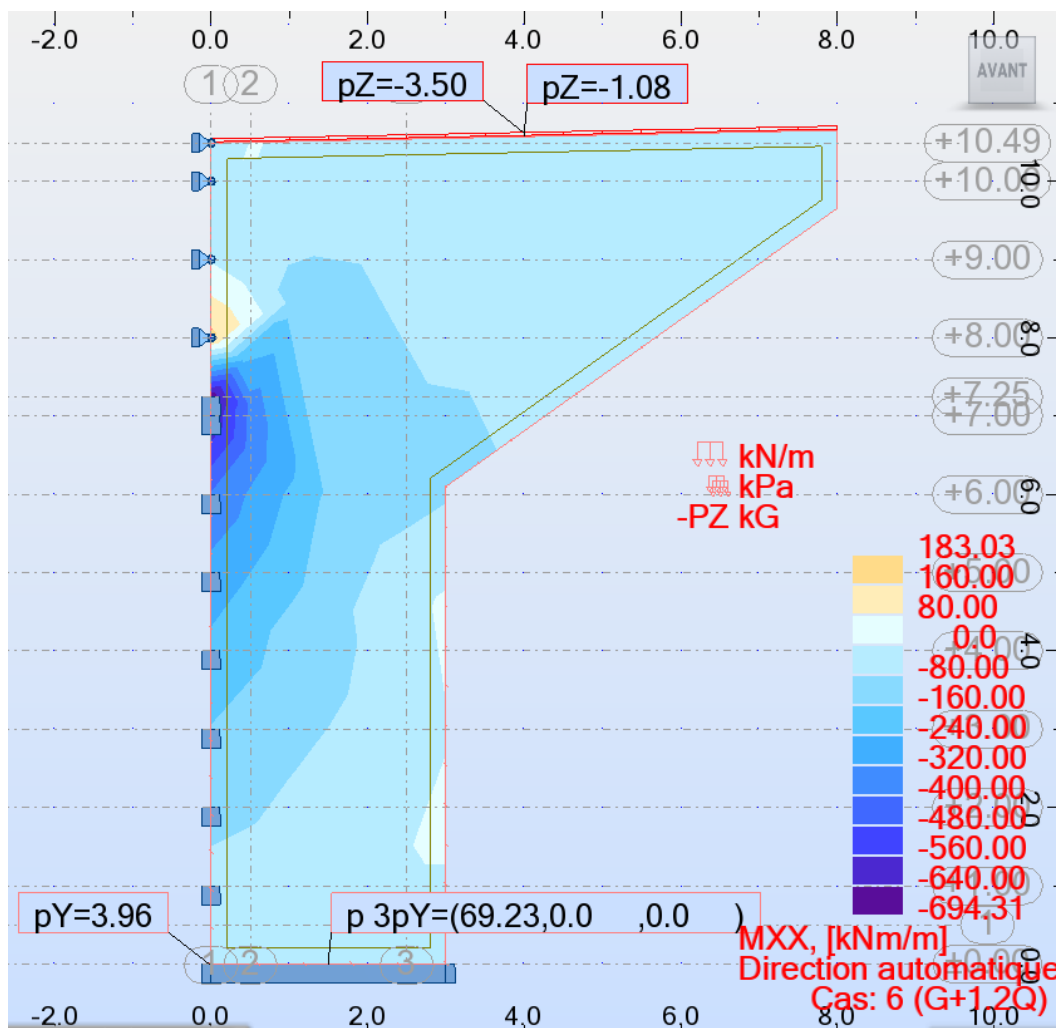


FIGURE VIII.9 – résultats Model robot Mxx

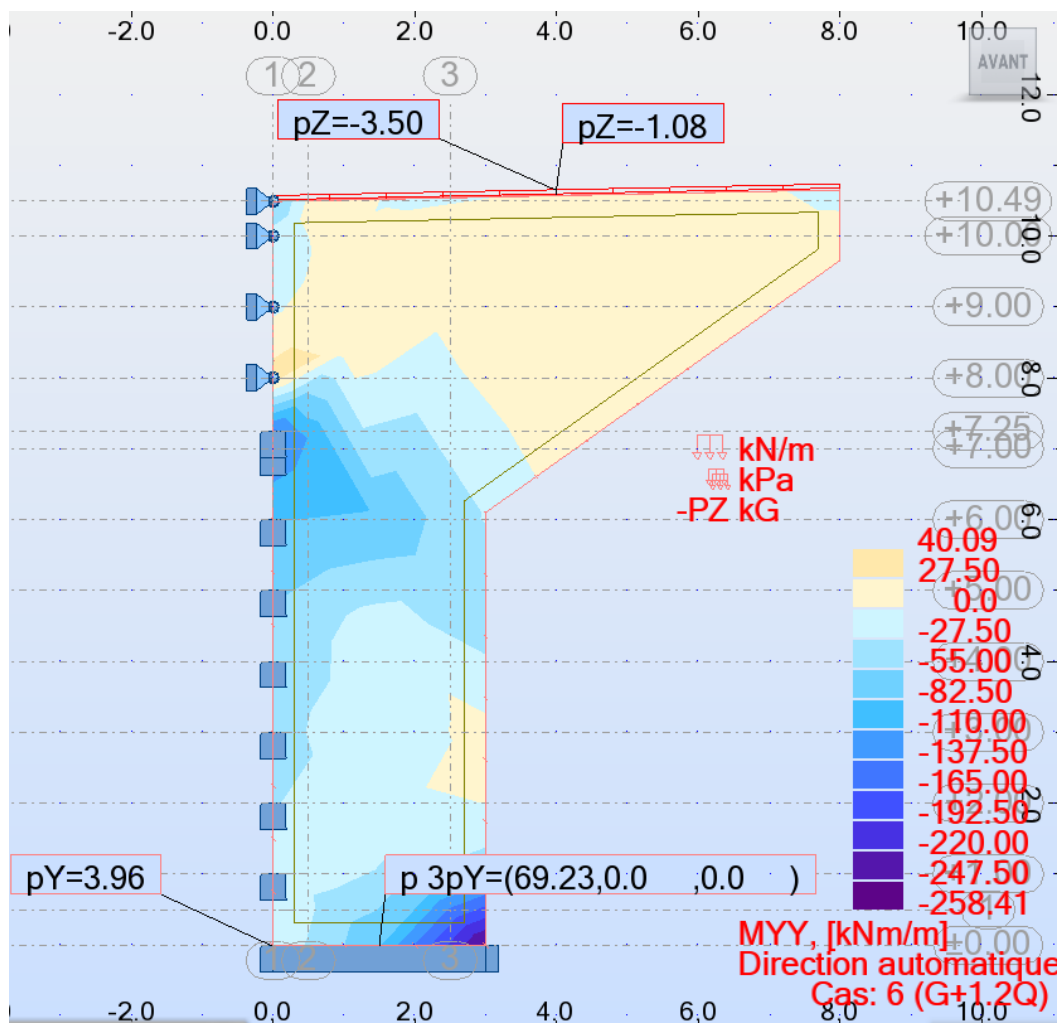


FIGURE VIII.10 – résultats Modele robot Myy

**Résultats à l'ELS :**

$M_{XX} = 480\text{kN.m/ml}$

$M_{YY} = 192\text{kN.m/ml}$

**Ferraillage de mur en retour :**

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 × 0.6) m en flexion composée. Sachant que :

**Le ferraillage horizontal :**

**Section d'acier :** Avec Robot expert  $A_s = 15.2\text{cm}^2$ ; Donc : on opte pour 5HA20 /ml ( $A_s = 15.71\text{cm}^2$ ) / coté remblai avec un espacement de 20 cm.

**Armatures de constructions :**

$A'_s = A_s/3 = 5.06\text{ cm}^2$ ; Donc : on opte pour 5HA12 /ml ( $A'_s = 5.65\text{ cm}^2$ ) / côté tablier avec un espacement de 20 cm.

**Le ferraillage vertical :**

Section d'acier :

— Avec Robot expert  $A_s = 39.8\text{ cm}^2$ ; Donc : on opte pour 9HA25/ml ( $A_s =$

44.18 cm<sup>2</sup>) / côté remblai avec un espacement de 20 cm.

— Armature de constructions :

$A'_S = A_S/3 = 13.26 \text{ cm}^2$ ; Donc : on opte pour 5HA20/ml ( $A'_S = 15.71 \text{ cm}^2$ ) / côté tablier avec un espacement de 20 cm.

### VIII.3.5 Vérification de la stabilité de la culée

Comme nous avons une culée sur pieux, donc pas de vérification de la stabilité.

### VIII.3.6 Etude De Fondation

— Détermination de nombre de pieux : On opte pour des pieux de 1.2 m de

TABLE VIII.12 – NOMBRE DES PIEUX

	CULEE	PILE
A (m)	9.6	13.2
B ( m)	13.2	13.2
Nq (KN)	93363.08	35440.97
Qpu (KN)	5853.9	5853.9
n PIEUX	6.05	15.94
N RETENU	12	16

diametre et de 10 m de profondeur.

— **Determination :**

Module de frottement latéral (k<sub>t</sub>), module de résistance en pointe(k<sub>q</sub>):

Pour les sol fins :

$$k_t = \frac{2,0 \cdot E_M}{B} \quad k_q = \frac{11,0 \cdot E_M}{B}$$

Pour les sols granulaires :

$$k_t = \frac{0,8 \cdot E_M}{B} \quad k_q = \frac{4,8 \cdot E_M}{B}$$

$$K_f = \frac{12 \cdot E_M}{\frac{4}{3} \cdot \frac{B_0}{B} \left( 2,65 \cdot \frac{B}{B_0} \right)^\alpha} \quad \text{pour } B \geq B_0$$

FIGURE VIII.11 – formules des modules de frottement et de résistance en pointe selon fascicule 62.

On a : B =1.2m ; B<sub>0</sub> =0.6m.

Pour l'étude des fondations ( semelles et pieux), nous utilisons le modèle 3D avec MIDAS CIVIL.

— **Résultats de logiciel :**

— la semelle sous la culée

— **Ferraillage de la semelle**

— Armatures transversales inférieures :

On prend la section maximale, avec Robot expert  $A_S = 70.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$ . Donc : on opte pour 9HA32/ml ( $A_S = 72.38 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ). Avec  $e = 10 \text{ cm}$ .

— Armatures longitudinales inférieures :

$A_S = 120.1 \text{ cm}^2/\text{ml}$ . Donc : on opte pour 2\*8HA32/ml ( $A_S = 128.68 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ). Avec  $e = 10 \text{ cm}$ .

TABLE VIII.13 – Essai pressiométrique Menard (SCP-53 (2)) sur 14 m de profondeur

Z (m)	EM (Mpa)	EM (kpa)	$\alpha$	$K_f$ (kpa m)	$K\tau$ (KN/m <sup>3</sup> )	$Kq$ (KN/m <sup>3</sup> )
0	0	0	0	0	0	0
2	10.348	10348	0.5	133285.0443	6898.66667	41392
4	45.831	45831	0.66	494784.9618	30554	183324
6	44.606	44606	0.33	721884.0391	29737.3333	178424
8	31.137	31137	0.33	503907.6206	51895	285422.5
10	105.301	105301	0.5	1356305.417	70200.6667	421204
12	48.031	48031	0.33	777312.7445	80051.6667	440284.1667
14	36.806	36806	0.33	595652.2428	61343.3333	337388.3333

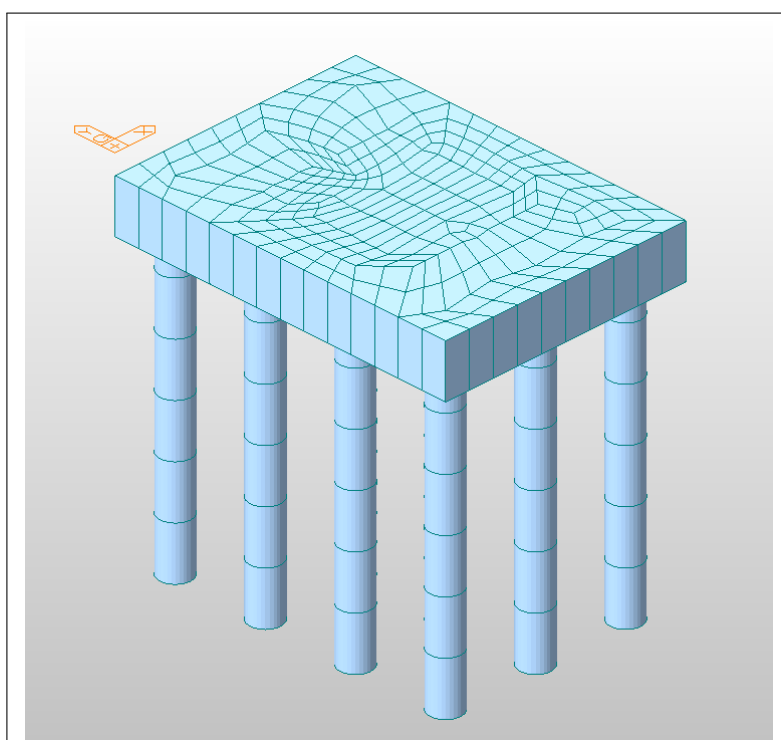


FIGURE VIII.12 – Modèle 3D semelle sur culée

TABLE VIII.14 – Moument agissant sur semelle axe YY

Combinaison	Myy(KN*m)	
	inf	sup
ELS	5178,61	3174,57
ELU	7468,30	3545,80
ELA	7173,81	4313,40

- Armatures transversales supérieures :  
 $A_{S2} = 59.6 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ; Soit : 8HA32/ml ( $A_S = 64.34 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ), avec  $e = 10 \text{ cm}$ .
- Armatures longitudinales supérieures :  
 $A_{S2} = 71.9 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ; Soit : 2\*8HA25/ml ( $A_S = 78.54 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ), avec  $e = 10 \text{ cm}$ .
- **Le pieux sous la culée**
- **Ferraillage des pieux**

TABLE VIII.15 – Moument agissant sur semelle axe XX

Combinaison	M <sub>xx</sub> (KN*m)	
	inf	sup
ELS	3115,34	2653,30
ELU	3994,60	2873,98
ELA	4543,40	3566,30

TABLE VIII.16 – Les valeurs du moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu

combinaison	ELU (KN*m)
N (kN)	616,03
My (kN*m)	18,78
Mz (kN*m)	383,30

Section d'acier : Avec Robot expert  $A_S = 113.10 \text{ cm}^2$ . Donc, on prend 24 HA25 ;  
 $e = 15 \text{ cm}$ .

Armatures transversales :

— On prend des cerces de HA16 avec un espacement de 20 cm.

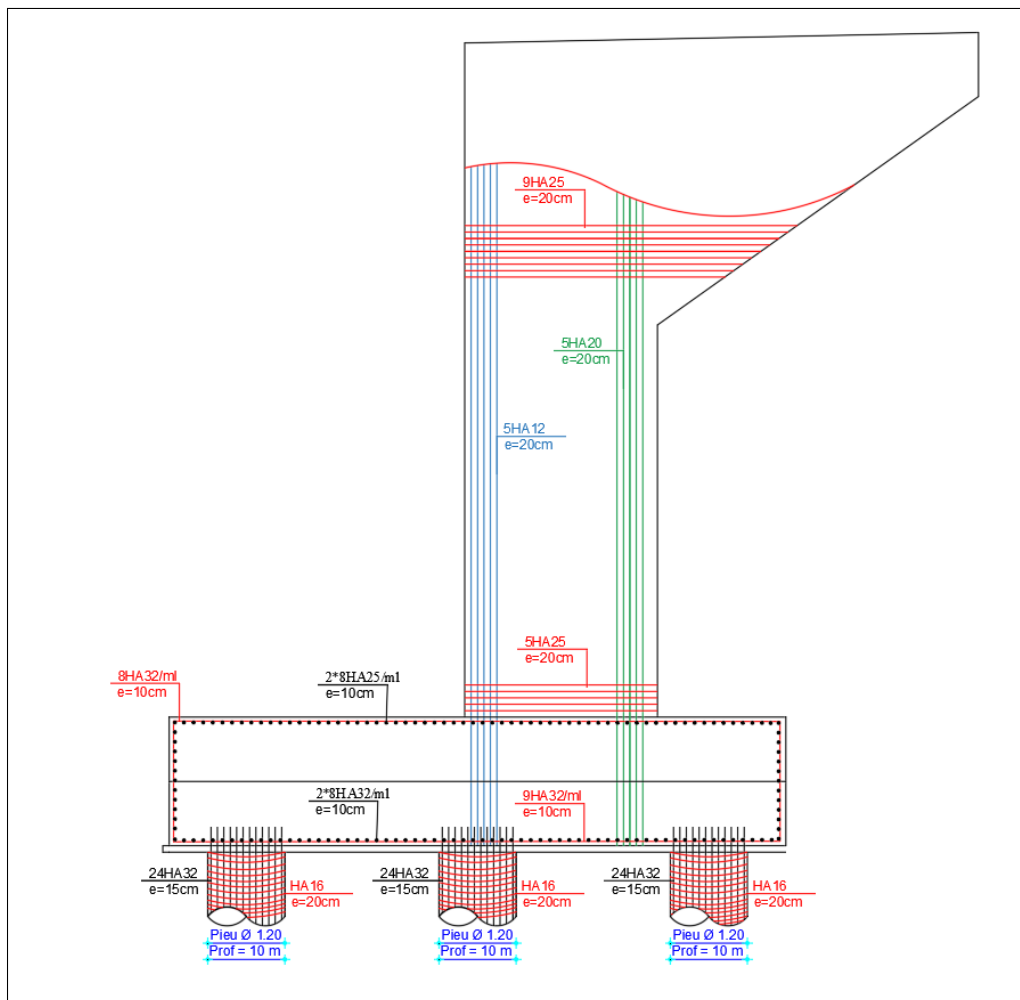


FIGURE VIII.13 – PLAN FERRAILLAGE MUR EN RETOUR, SEMELLE ET PIEUX.

## VIII.4 Conclusion

L'étude de l'infrastructure abordée dans ce chapitre traite du dimensionnement et de la stabilité de la pile et de la culée, tout en vérifiant le ferrailage de leurs éléments pour assurer un fonctionnement adéquat. Ainsi, l'ouvrage peut être exploité en toute sécurité.

## CHAPITRE IX

# RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE : L'INFLUENCE DE L'EAU SUR LES PILES DE PONT

### IX.1 Introduction

L'affouillement est un phénomène d'érosion localisée causé par le mouvement de l'eau autour des structures immergées. Ce processus peut entraîner des risques significatifs pour la stabilité des ponts en exposant et en affaiblissant leurs fondations. Cette recherche bibliographique se propose d'explorer les divers aspects de l'affouillement autour des appuis des ponts, en se basant sur des études théoriques et empiriques.

### IX.2 Aspect dynamique du cours d'eau

L'affouillement autour des appuis des ponts est fortement influencé par les caractéristiques dynamiques des cours d'eau. Ces caractéristiques incluent la vitesse du courant, le débit, et le régime d'écoulement, qui peuvent être laminaire ou turbulent.

#### IX.2.1 Hydrodynamique

Les rivières et les fleuves possèdent des dynamiques complexes où la vitesse du courant et le débit jouent des rôles cruciaux. Lorsqu'un obstacle, tel qu'une pile de pont, est introduit dans un cours d'eau, il perturbe l'écoulement, augmentant les vitesses locales et générant des tourbillons.

#### IX.2.2 Effets des structures

Les piles de ponts modifient les caractéristiques d'écoulement, créant des zones de haute turbulence et des forces hydrodynamiques intensifiées qui contribuent à l'érosion des sédiments autour des bases des structures.

## IX.3 Stabilité des cours d'eau

La stabilité des cours d'eau est essentielle pour prévenir l'affouillement excessif. Les facteurs influençant cette stabilité comprennent à la fois des éléments naturels et anthropiques.

### IX.3.1 Facteurs naturels

Le débit, les sédiments transportés, et les changements saisonniers affectent la morphologie des cours d'eau. Les inondations et les crues peuvent augmenter considérablement les risques d'affouillement.

### IX.3.2 Facteurs anthropiques

Les constructions, les modifications du lit de la rivière, et les changements d'utilisation des terres peuvent perturber l'équilibre naturel des cours d'eau, exacerbant l'affouillement.

## IX.4 Définitions et Classification de l'affouillement

### IX.4.1 Définitions

L'affouillement peut être défini de différentes manières selon son contexte et ses caractéristiques.

- Affouillement localisé : Érosion concentrée autour des structures immergées.
- Affouillement généralisé : Érosion affectant de larges segments d'un cours d'eau.
- Affouillement total : Combinaison des effets localisés et généralisés.



FIGURE IX.1 – Un exemple d'affouillement autour des piles de pont



FIGURE IX.2 – L'affouillement-général-de-la-rivière-de-Sg-Jeniang-Kedah-27

## IX.4.2 Classification de l'affouillement

### IX.4.2.1 Équilibre statique

L'équilibre statique se réfère à la condition où les forces érosives et résistantes autour des structures sont équilibrées, limitant ainsi l'affouillement.

### IX.4.2.2 Équilibre dynamique

L'équilibre dynamique prend en compte les variations des forces hydrodynamiques au cours du temps, nécessitant des analyses plus complexes pour prédire l'évolution de l'affouillement.

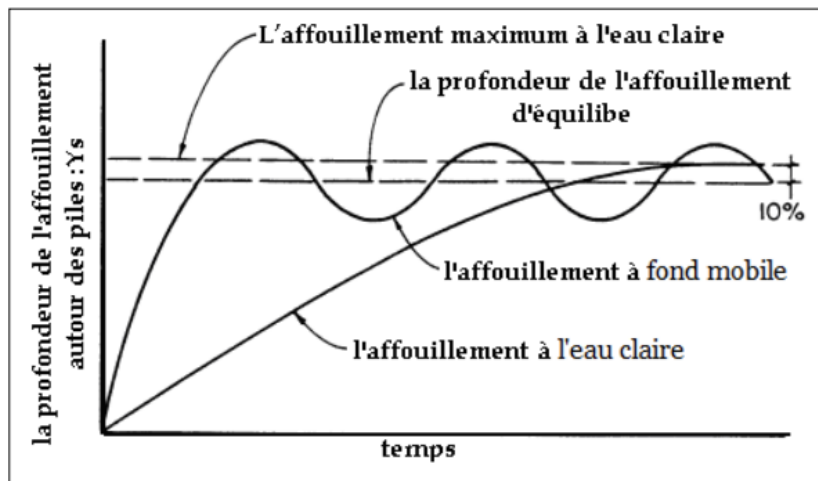


FIGURE IX.3 – L'évolution de la profondeur d'affouillement en fonction du temps.

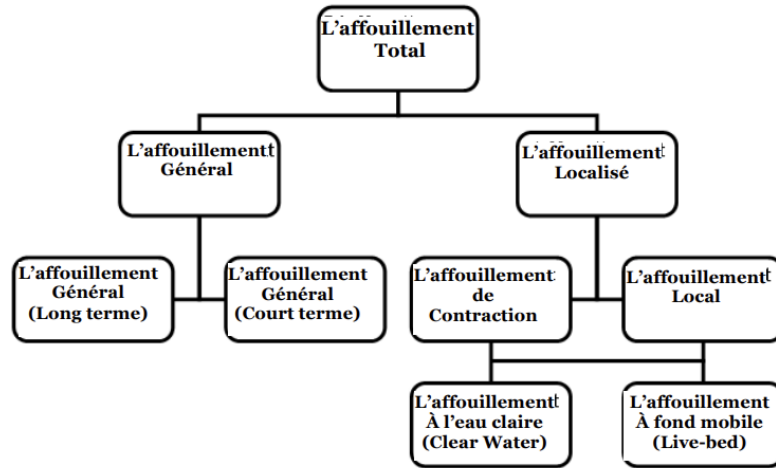


FIGURE IX.4 – Différents types de l'affouillement

### IX.4.3 Types de l'Affouillement et Leur Quantification

#### IX.4.3.1 Affouillement Général

L'affouillement général se produit à grande échelle et est influencé par des facteurs globaux du cours d'eau, tels que les variations de débit et la sédimentation.

#### IX.4.3.2 Affouillement Localisé

**IX.4.3.2.1 Affouillement de Contraction** L'affouillement de contraction se produit lorsque le lit de la rivière se rétrécit, augmentant la vitesse de l'eau et provoquant une érosion localisée.

**IX.4.3.2.2 Affouillement Local** L'affouillement local se concentre autour des structures immergées, comme les piles de pont. Il est causé par l'augmentation des vitesses d'écoulement et des turbulences localisées.

**IX.4.3.2.3 Affouillement Total** L'affouillement total combine les effets de l'affouillement général et localisé, représentant le risque global pour une structure donnée.

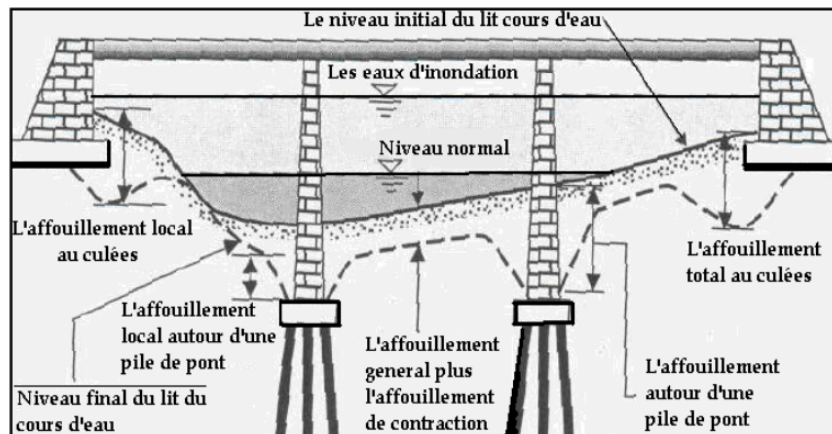


FIGURE IX.5 – Types de l'affouillement

## IX.5 Description Schématique du Phénomène de l'Affouillement

Le phénomène de l'affouillement peut être décrit à travers des schémas illustrant les zones de turbulence, les vitesses de courant accrues, et les formes de cavités érosives créées autour des structures.

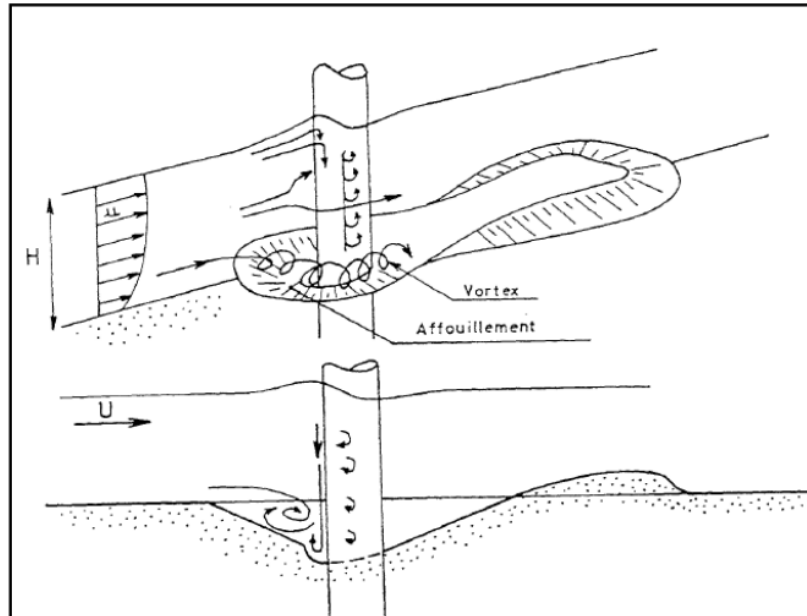


FIGURE IX.6 – Schéma descriptif de l'affouillement autour d'une pile cylindrique

## IX.6 Quantification de l'Affouillement

La quantification de l'affouillement est essentielle pour évaluer les risques et concevoir des mesures de protection. Elle repose sur des équations empiriques et des modèles numériques qui prennent en compte les caractéristiques hydrodynamiques et géotechniques.

## IX.7 Équations de l'Affouillement Local

### IX.7.1 Équation d'Ahmad

Propose une relation basée sur les caractéristiques du débit et la taille des sédiments pour estimer la profondeur d'affouillement autour des piles de ponts.

### IX.7.2 Équation de Blench-Inglis

Utilise des paramètres hydrodynamiques et géométriques pour prédire l'affouillement, prenant en compte la vitesse de l'eau et la forme des structures.

### IX.7.3 Équation de Chitale

Intègre des facteurs tels que la rugosité du lit et la turbulence pour fournir des estimations de l'affouillement.

### IX.7.4 Équation du HEC-18

Le HEC-18 est un guide complet du US Army Corps of Engineers qui offre des formules détaillées et des procédures pour estimer l'affouillement autour des structures hydrauliques.

### IX.7.5 Équation de Froehlich

Se base sur des données empiriques pour fournir des prévisions précises de l'affouillement, en tenant compte de la largeur et de la profondeur du cours d'eau.

### IX.7.6 Équation de Larras

Combine des observations de terrain et des analyses théoriques pour estimer l'affouillement, particulièrement utile pour les structures dans des conditions de débit variable.

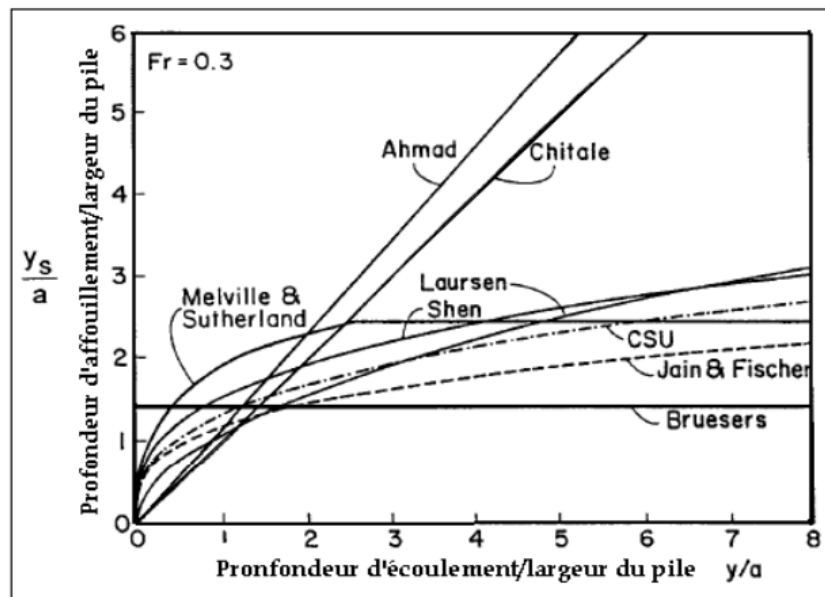


FIGURE IX.7 – comparaison entre les différentes formules d'estimation de la profondeur d'affouillement

## Conclusion

L'affouillement est un phénomène complexe et crucial pour la sécurité des structures hydrauliques telles que les ponts. Comprendre ses mécanismes, ses types, et les méthodes de quantification permet de concevoir des solutions efficaces pour prévenir les défaillances structurelles. Les équations empiriques et les modèles présentés offrent des outils précieux pour les ingénieurs civils dans l'analyse et la gestion de l'affouillement.

[a4paper,12pt]article [french]babel [T1]fontenc [utf8]inputenc

## Références Documents

- Pratique du BAEL 91 — Cours avec exercices corrigés (Quatrième édition Jean Perchât, Jean Roux).
- Règles B.A.E.L 91 modifiées 99 — Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limites.
- Règles B.P.E.L. 91 — Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint, suivant la méthode des états limites.
- Eurocode 1 — Actions on structure.
- Eurocode 2 — Calcul des structures en Béton.
- Pratique de calcul sismique — Guide d'application de l'Eurocode 8.
- Mémoires ENSTP — Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics, Pfe :zittouni ;benboukhari ;chami.
- Béton précontraint aux Etats limites by Henry Thonier.
- ENPC-BAEP2 — Béton Précontraint : Pertes de précontrainte.
- VIPP GUIDE DE CONCEPTION - Service d'étude techniques des routes et autoroutes SETRA.
- Ponts mixtes acier-béton — Guide de conception durable / Document SETRA.
- VIPP le bon pont à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension — Guide de conception / Document SETRA.
- Ponts mixtes acier-béton bipoutres — Guide de conception / Document SETRA.
- Conception et dimensionnement de la précontrainte — ENAC – Section de génie civil / Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne.
- Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs, GC (juin 2003) — Guide de conception / Document SETRA.
- Technologie des ponts.
- Appareils d'appuis à pot — Guide technique / Document SETRA, novembre 2007.
- Catalogue Freyssinet appareils d'appuis à pot.
- Appuis des Tabliers (ferraillage) — Document SETRA PP73.
- RPOA 2008 — Règles parasismiques Algérien applicables au domaine des ouvrages d'art.
- UIC 776-1 — Charges à prendre en considération dans le calcul des ponts-rails.
- C III 1\_LA PRÉCONTRAINTE FREYSSINET\_FR\_V14.
- 2019 3rd Edition Construction Practices Handbook for Concrete Segmental and

Cable-Supported Bridges.

- Appui des tabliers dispositions et équipements divers — SETRA PP73.
- Fascicule 62 : règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.

## Logiciels de calcul

- MIDAS CIVIL 2022 — Modélisation et évaluation des efforts.
- ROBOT 2014 — Modélisation et évaluation des efforts de mur en retour.
- ROBOT EXPERT — Estimation de la section d'acier.
- EXCEL — Préparation des tableaux et les feuilles de calcul.
- AUTOCAD 2022 — Dessins.
- Word & Overleaf, Online LaTeX Editor — Rédaction.

## CONCLUSION GÉNÉRAL

Ce projet de fin d'études constitue une synthèse complète de nos connaissances acquises à l'École Nationale Supérieure des Travaux Publics.

Il nous a permis de mettre en pratique les notions fondamentales de conception et de pré-dimensionnement des structures, en particulier les ponts en voussoir construits par encorbellements successifs.

La conception d'un tel projet nécessite réflexion, bon sens, et une connaissance approfondie des bases et des méthodes d'exécution.

La modélisation et le dimensionnement, réalisés à l'aide du logiciel MIDAS CIVIL, ont permis d'analyser les comportements globaux et locaux des éléments structuraux.

Notre formation a été enrichie par l'utilisation de divers logiciels comme AUTOCAD, Robot, EXPERT Béton, et Microsoft Office, tout en respectant les réglementations (BAEL, RPOA, Eurocodes).

La bonne formation d'un ingénieur repose sur trois piliers : des enseignants compétents, des ressources bibliographiques de qualité, et des étudiants studieux et curieux.

Enfin, une surveillance rigoureuse est nécessaire pour assurer la conformité de l'ouvrage avec les prédictions de l'analyse.

# ANNEXE A : RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES

## Données

Titre du projet : Viaduc PK101+050 (pieu n°1)

Numéro d'affaire : 04-2018

Commentaires : N/A

Cadre réglementaire : Fascicule 62

Méthode de dimensionnement : A partir des résultats pressiométriques

Traitement des données : Traitement par couches

Pas de calcul (m) : 1,00

Section de calcul : Section de calcul circulaire

Diamètre de calcul (m) : 1,20

Type de fondation : Pieu

Mode de mise en oeuvre : Sans refoulement

Mode de chargement : Travail en compression

### Combinaisons

	Fluage	ELS - QP	ELS - RARE	ELU - FOND	ELU - ACC
Pondérations combinées sur Qs	0,70	0,50	0,64	0,71	0,83
Pondérations combinées sur Qp	0,50	0,36	0,45	0,71	0,83

Cote de référence (m) : 0,00

### Définition des couches de sol

No	Nom	Couleur	Zbase	qs1	ps	pl*	kp	pp
1	Argile gréseuse compacte		-2,00	40,00	1,00	1835,00	1,20	1,00
2	Argile gréseuse compacte		-4,00	80,00	1,00	2956,00	1,30	1,00
3	Argile gréseuse compacte		-6,00	80,00	1,00	3791,00	1,30	1,00
4	Mollasse d'aspect tufeux		-8,00	40,00	1,00	3750,00	1,20	1,00
5	Mollasse d'aspect tufeux		-10,00	40,00	1,00	3444,00	1,20	1,00
6	Mollasse d'aspect tufeux		-12,00	40,00	1,00	4262,00	1,20	1,00
7	Mollasse d'aspect tufeux		-14,00	40,00	1,00	4352,00	1,20	1,00
8	Mollasse d'aspect tufeux		-15,00	40,00	1,00	4352,00	1,20	1,00

Critère de calcul : Longueur imposée

Longueur du pieu (m) : 15,00

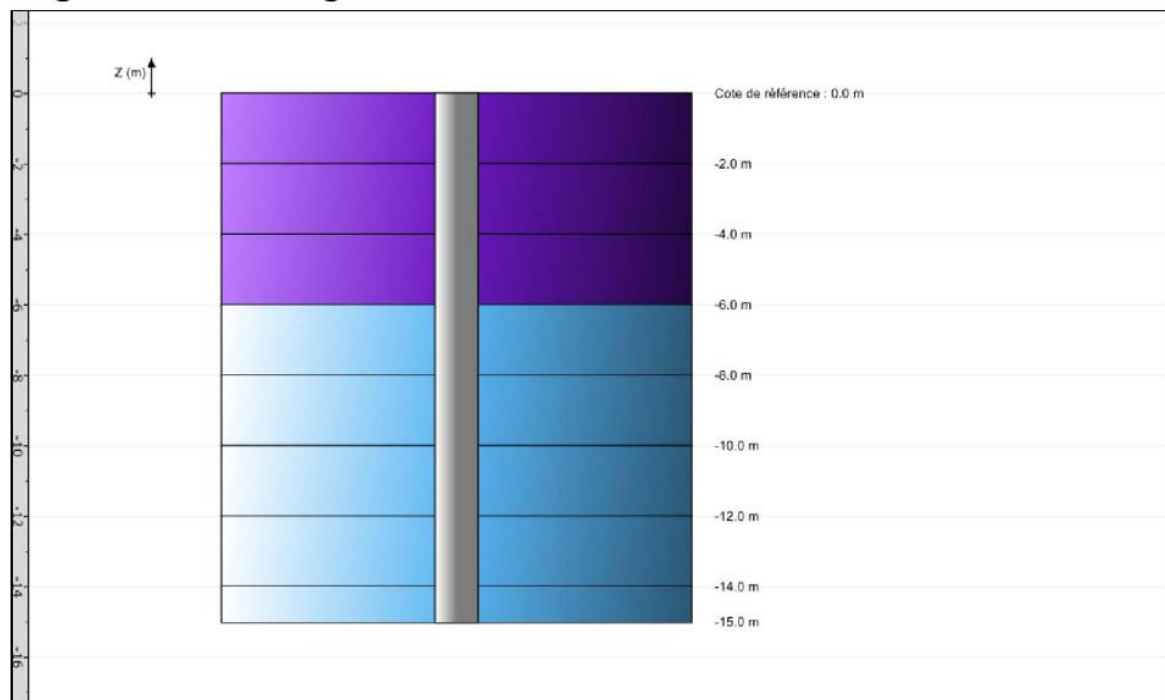


FoXta v3  
v3.2.13

Imprimé le : 28/12/2018 - 14:28:32  
Calcul réalisé par : SETIRAIL

Projet : Viaduc PK101+050  
Module : Fondprof (Pieu 1/1)

## Onglet "Paramètres généraux"

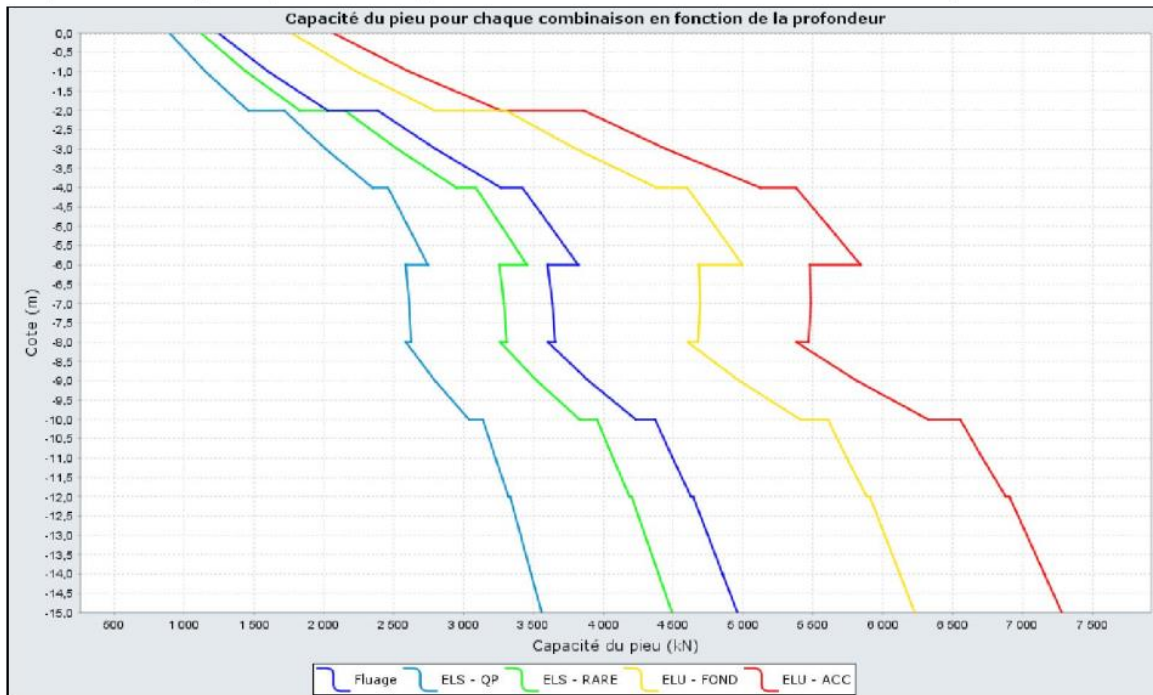


FoXta v3  
v3.2.13

Imprimé le : 28/12/2018 - 14:28:32  
Calcul réalisé par : SETIRAIL

Projet : Viaduc PK101+050  
Module : Fondprof (Pieu 1/1)

**Capacité du pieu pour chaque combinaison en fonction de la profondeur**

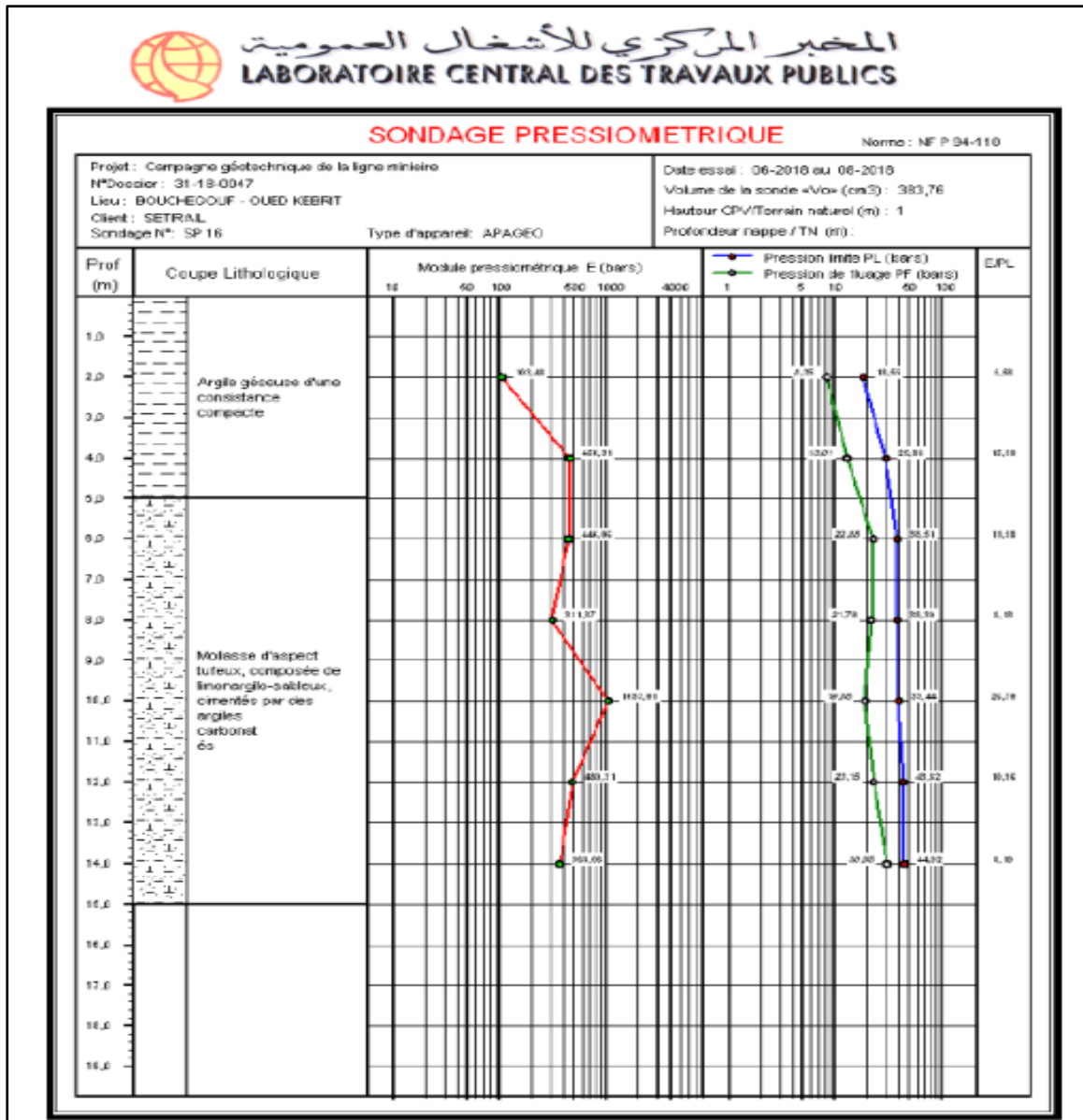


FoXta v3  
v3.2.13

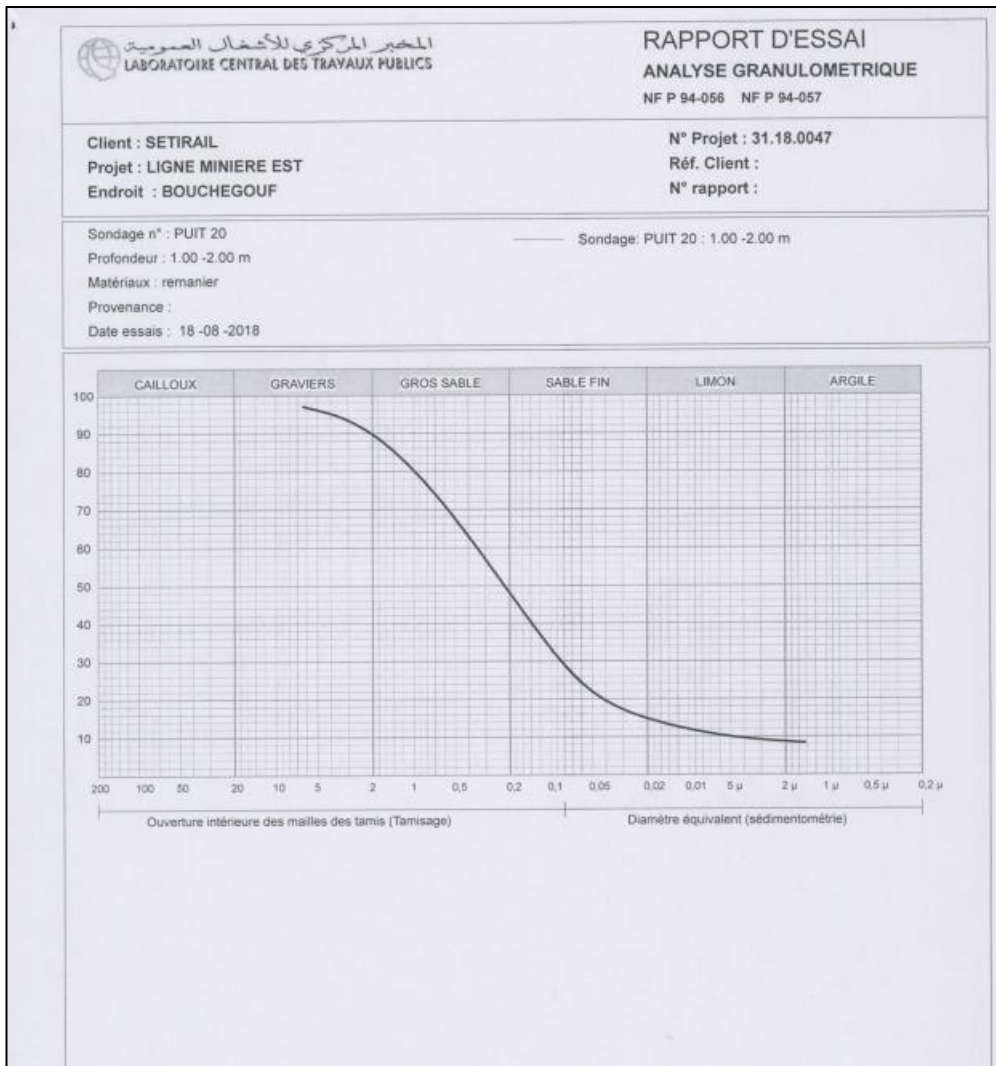
Imprimé le : 28/12/2018 - 14:28:33  
Calcul réalisé par : SETIRAIL

Projet : Viaduc PK101+050  
Module : Fondprof (Pieu 1/1)


# ANNEXE A : RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES



# ANNEXE A : RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES



# ANNEXE A : RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES



المختبر المركزي للأمناء العمومية  
LABORATOIRE CENTRAL DES TRAVAUX PUBLICS

RAPPORT D'ESSAI  
ESSAI PROCTOR  
NF P 94-093

---

Cliant : SETIRAIL  
Projet : LIGNE MINIERE EST  
Endroit : BOUGHEZOUL

N° Projet : 31-18-0047

---

Sondage n° : PU20  
Profondeur : 1.00 - 2.00  
Nature :  
Date essais : 28/08/2018

Densité des grains : 2,65  
Refus à 20mm (%) :

---

$\gamma_d \text{ max} = 1,98 \text{ (t/m}^3\text{)}$   
 $W_{opn} = 11, \text{ (\%)}$

**MOULE**

Proctor

CBR

**ENERGIE**

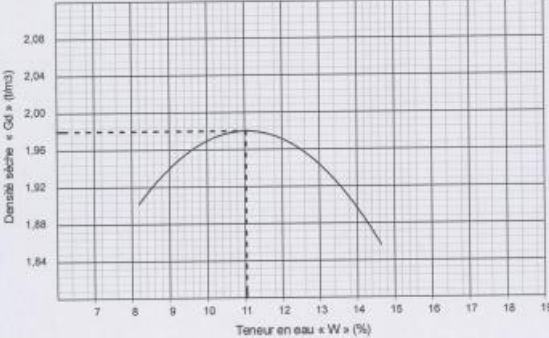
Normal

Modifié

**Densité des grains**

Estimée

Mesurée



Densité sèche « Cd » (t/m<sup>3</sup>)

Teneur en eau « W » (%)

---

TABLEAU DE RESULTATS DES MESURES

W (%)	8,2	10,5	12,4	14,6			
Densité (T/m <sup>3</sup> )	1,89	2,02	1,92	1,87			

© Editions 2007

---

Remarque :

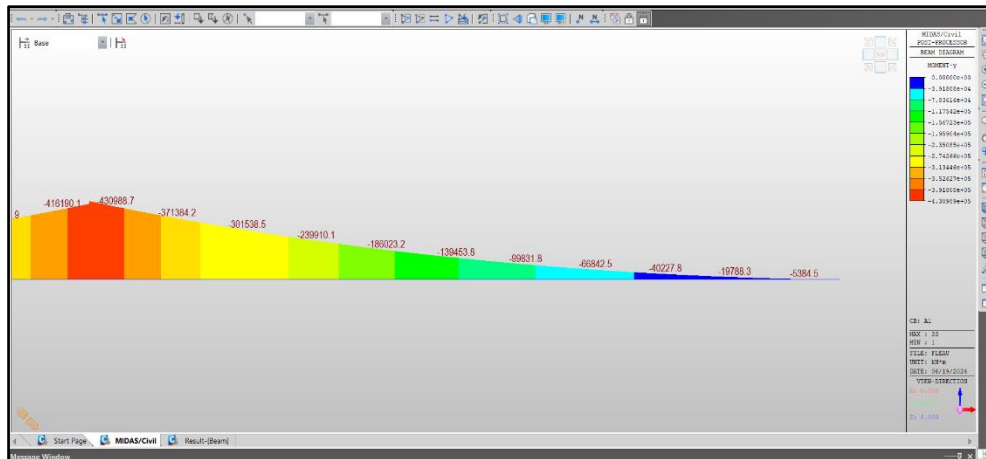
---

Préparé par :  
HAMIDI R

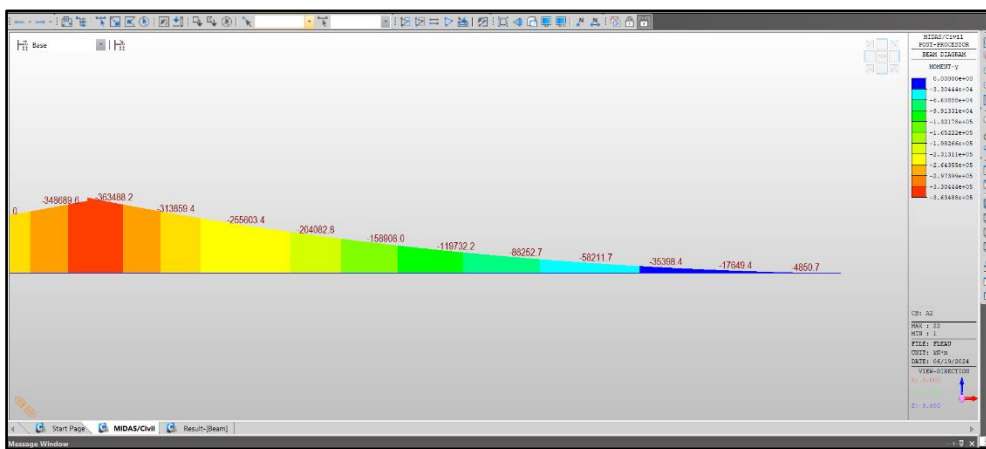
Approuvé par :  
EFFENDI H

Date :  
28/08/2018

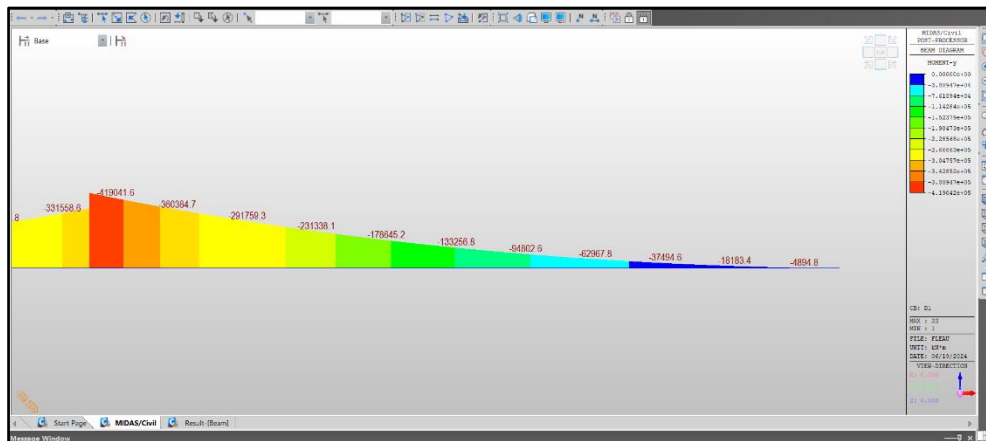
# ANNEXE B : RESULTATS DU CALCUL NUMERIQUE



**Figure C-1: Moment fléchissant d'un fléau sous la combinaison A1**



**Figure C-2: Moment fléchissant d'un fléau sous la combinaison A2**



**Figure C-3: Moment fléchissant d'un fléau sous la combinaison B1**

# ANNEXE B : RESULTATS DU CALCUL NUMERIQUE

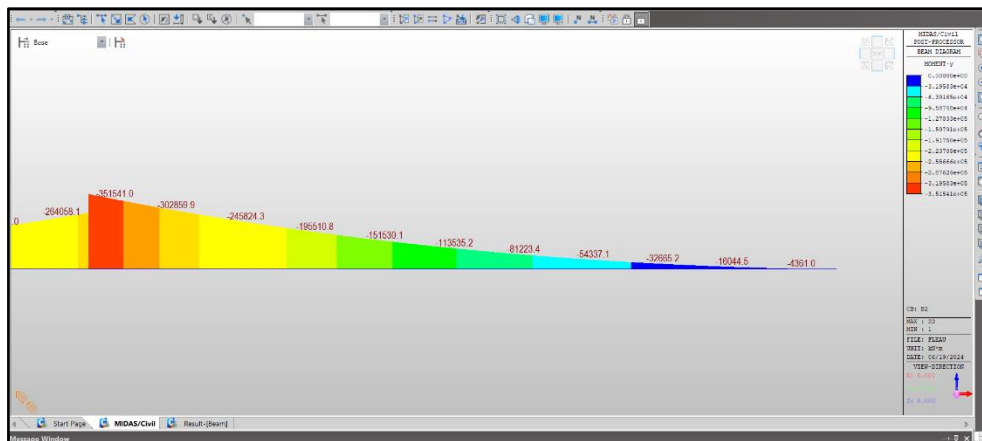


Figure C-4: Moment fléchissant d'un fléau sous la combinaison B2

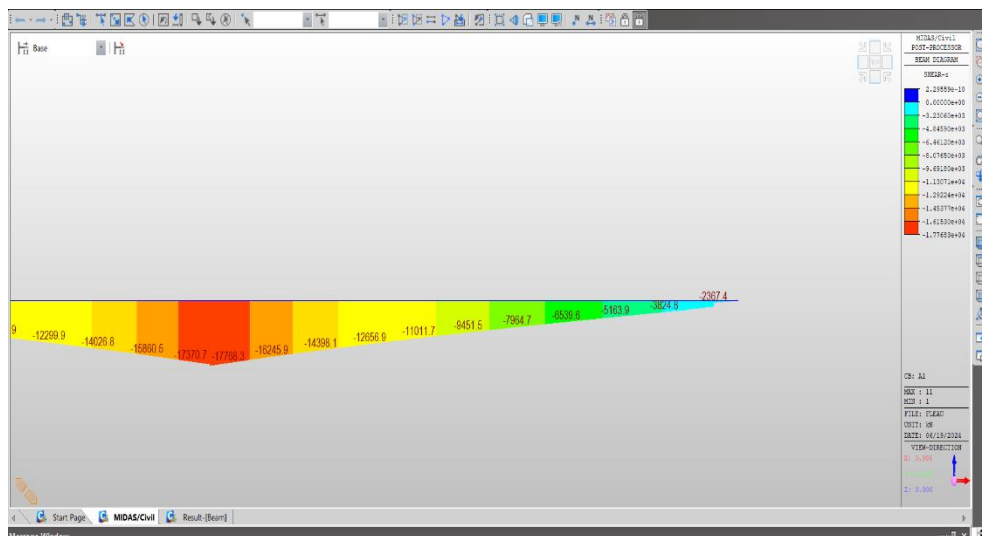


Figure C-3 : Effort tranchant d'un fléau sous la combinaison A1.

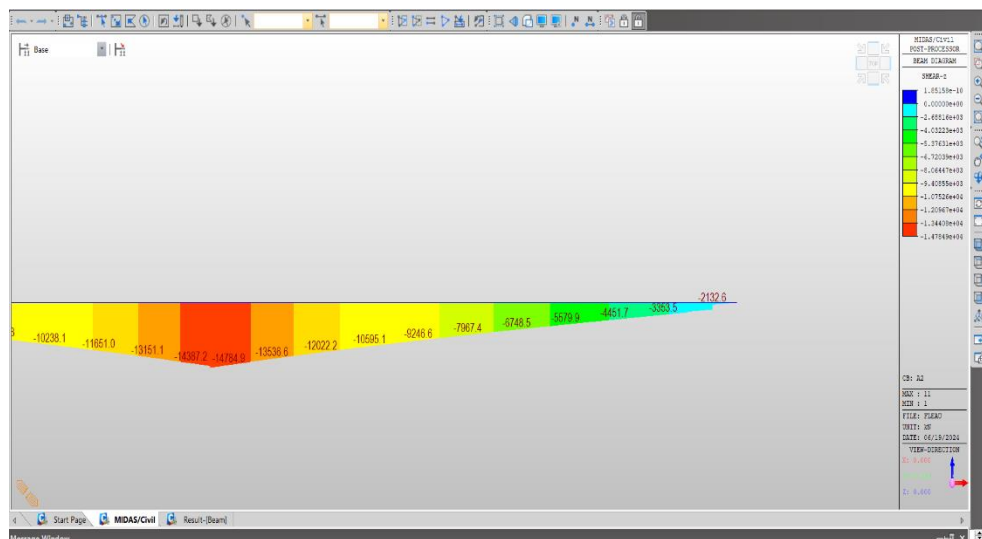


Figure C-4 : Effort tranchant d'un fléau sous la combinaison A2.

# ANNEXE B : RESULTATS DU CALCUL NUMERIQUE

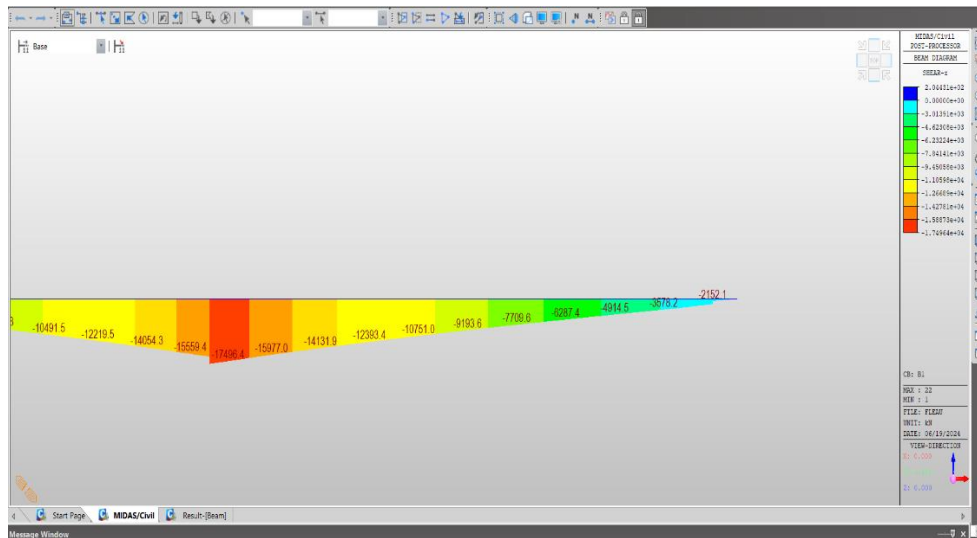


Figure C-5: Effort tranchant d'un fléau sous la combinaison B1.

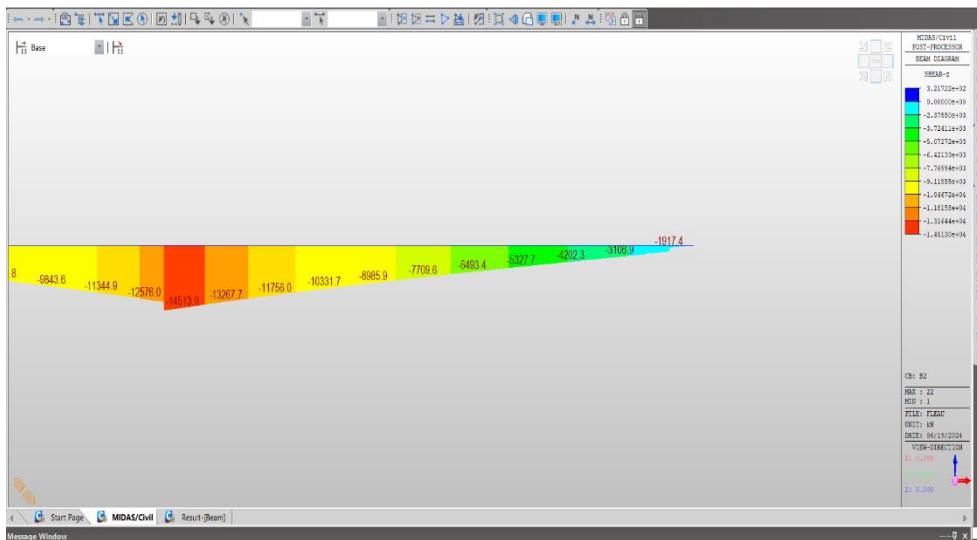


Figure C-6: Effort tranchant d'un fléau sous la combinaison B2.

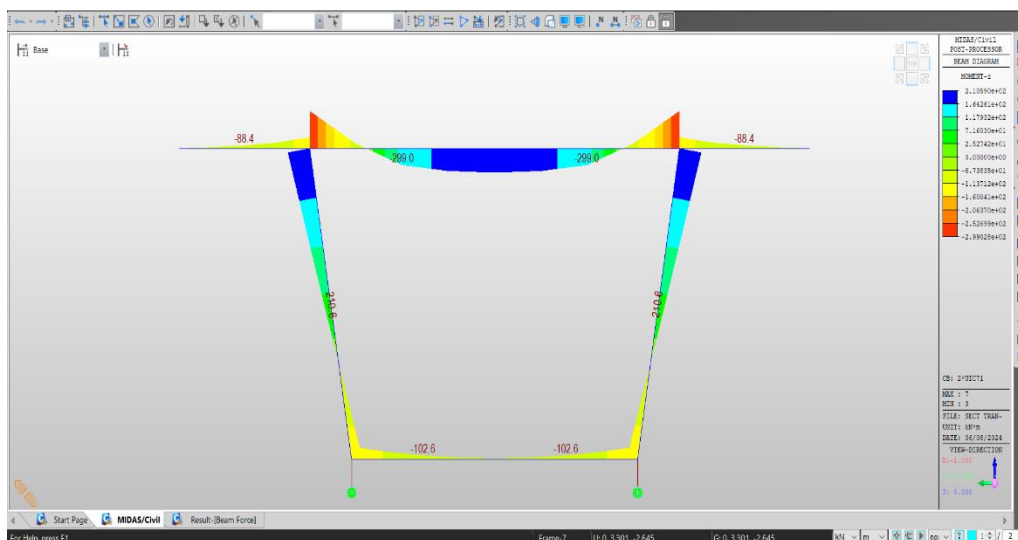


Figure C-7: Etude transversal VSP à ELS.

## ANNEXE B : RESULTATS DU CALCUL NUMERIQUE

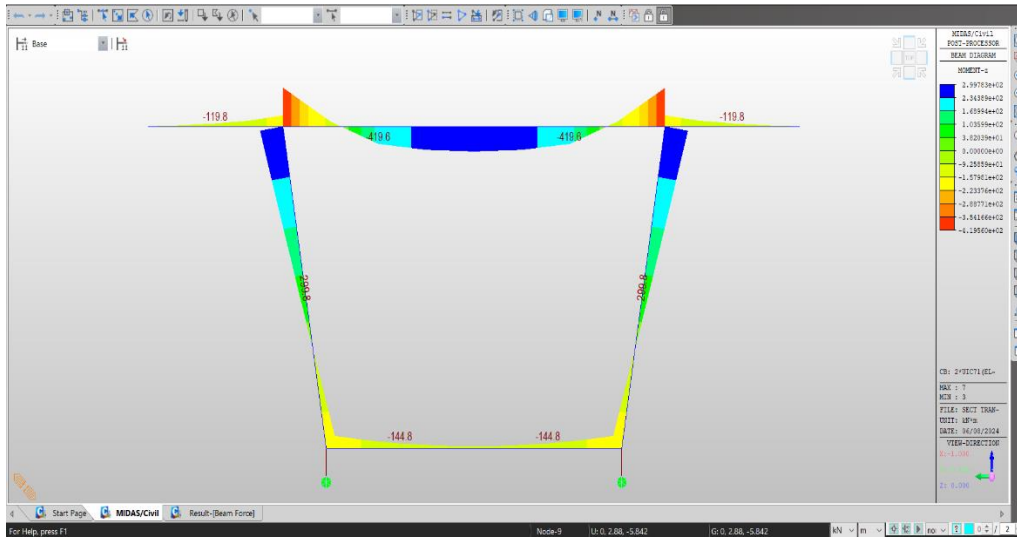


Figure C-8: Etude transversal VSP à ELU.

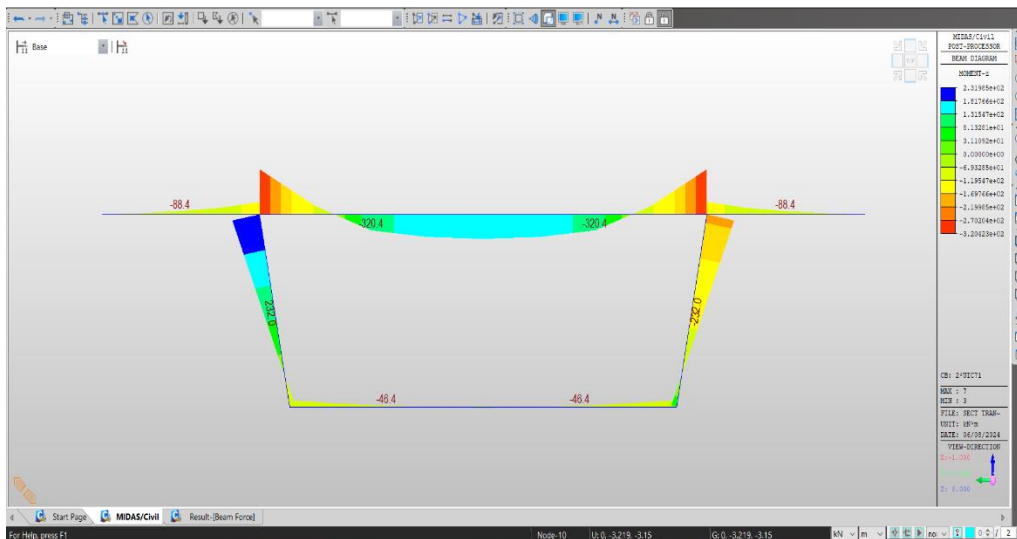


Figure C-9 : Etude transversal VSC à ELS.

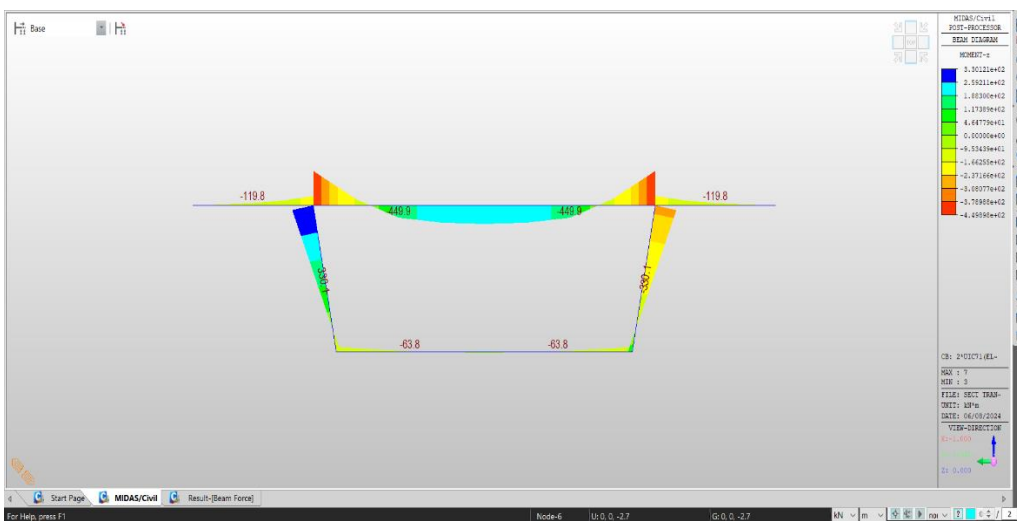


Figure C-10: Etude transversal VSC à ELU.

## ANNEXE C : Tableaux De Calcul

**Tableau I** L'allure du tracé en plan des câbles de continuité de travée principale.

Vrs	Cables	Zi (m)	Zi+1 (m)	Xi (m)	Xi+1 (m)	Ri (m)	Ri+1 (m)	$\beta_i$ (rad)	$\beta_{i+1}$ (rad)	Equation		
FIN V9	Cc0	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
FIN V8	Cc1	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
FIN V7	Cc2	0.2	0.1	2.275	2.275	25.88	25.88	0.088	0.088	0.2	-0.019	X <sup>2</sup>
FIN V7	Cc4	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
FIN V6	Cc3	0.2	0.1	2.275	2.275	25.88	25.88	0.088	0.088	0.2	-0.019	X <sup>2</sup>
FIN V6	Cc5	0.2	0.1	2.275	2.275	25.88	25.88	0.088	0.088	0.2	-0.019	X <sup>2</sup>
FIN V5	Cc6	0.2	0.1	2.275	2.275	25.88	25.88	0.088	0.088	0.2	-0.019	X <sup>2</sup>
FIN V4	Cc7	0.2	0.1	2.275	2.275	25.88	25.88	0.088	0.088	0.2	-0.019	X <sup>2</sup>

**Tableau II** L'allure du tracé en élévation des câbles de continuité de travée principale.

Vrs	Cables	L(m)	d0	d1	Ri(m)	$\alpha$ (rad)	Equation		
FIN V9	Cc0	4.55	0.35	0.85	20.703	0.17	0.35	0.5	X <sup>2</sup>
FIN V8	Cc1	4.55	0.15	0.85	14.788	0.21	0.15	0.7	X <sup>2</sup>
FIN V7	Cc2	4.55	0.15	0.85	14.788	0.21	0.15	0.7	X <sup>2</sup>
FIN V7	Cc4	4.55	0.15	0.5	29.575	0.13	0.15	0.35	X <sup>2</sup>
FIN V6	Cc3	4.55	0.15	0.85	14.788	0.21	0.15	0.7	X <sup>2</sup>
FIN V6	Cc5	4.55	0.15	0.5	29.575	0.13	0.15	0.35	X <sup>2</sup>
FIN V5	Cc6	4.55	0.15	0.5	29.575	0.13	0.15	0.35	X <sup>2</sup>
FIN V4	Cc7	4.55	0.15	0.5	29.575	0.13	0.15	0.35	X <sup>2</sup>

## ANNEXE C : Tableaux De Calcul

**Tableau III** L'allure du tracé en plan des câbles de continuité de travée de rive droite.

Vrs	Cables	Zi (m)	Zi+1 (m)	Xi (m)	Xi+1 (m)	Ri (m)	Ri+1 (m)	$\beta_i$ (rad)	$\beta_{i+1}$ (rad)	Equation		
FIN VCC1	Cc2	0.2	0.1	2.275	2.275	25.88	25.88	0.088	0.088	0.2	-0.019	X <sup>2</sup>
FIN VCC1	Cc4	0.2	0.1	2.275	2.275	25.88	25.88	0.088	0.088	0.2	-0.019	X <sup>2</sup>
FIN VCC2	Cc1	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
FIN VCC2	Cc3	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
FIN V10	Cc0	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
FIN V8	Cc0	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
FIN V6	Cc1	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
FIN V5	Cc3	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
FIN V4	Cc4	0.2	0.1	2.275	2.275	25.88	25.88	0.088	0.088	0.2	-0.019	X <sup>2</sup>
FIN V4	Cc2	0.2	0.1	2.275	2.275	25.88	25.88	0.088	0.088	0.2	-0.019	X <sup>2</sup>

**Tableau IV** L'allure du tracé en élévation des câbles de continuité de travée de rive droite.

Vrs	Cables	L(m)	d0	d1	Ri(m)	$\alpha$ (rad)	Equation		
FIN VCC1	Cc2	4.9	0.15	0.95	15.0063	0.21	0.15	0.8	X <sup>2</sup>
FIN VCC1	Cc4	4.9	0.15	0.55	30.0125	0.14	0.15	0.4	X <sup>2</sup>
FIN VCC2	Cc1	4.9	0.15	0.95	15.0063	0.21	0.15	0.8	X <sup>2</sup>
FIN VCC2	Cc3	4.9	0.15	0.55	30.0125	0.14	0.15	0.4	X <sup>2</sup>
FIN V10	Cc0	4.55	0.35	0.95	17.2521	0.19	0.35	0.6	X <sup>2</sup>
FIN V8	Cc0	4.55	0.35	0.95	17.2521	0.19	0.35	0.6	X <sup>2</sup>
FIN V6	Cc1	4.55	0.15	0.95	12.9391	0.22	0.15	0.8	X <sup>2</sup>
FIN V5	Cc3	4.55	0.15	0.55	25.8781	0.15	0.15	0.4	X <sup>2</sup>
FIN V4	Cc4	4.55	0.15	0.55	25.8781	0.15	0.15	0.4	X <sup>2</sup>
FIN V4	Cc2	4.55	0.15	0.95	12.9391	0.22	0.15	0.8	X <sup>2</sup>

## ANNEXE C : Tableaux De Calcul

**Tableau V** L'allure du tracé en plan des câbles de continuité de travée de rive gauche.

Vrs	Cables	Zi (m)	Zi+1 (m)	Xi (m)	Xi+1 (m)	Ri (m)	Ri+1 (m)	$\beta_i$ (rad)	$\beta_{i+1}$ (rad)	Equation		
FIN VCC1	Cc2	0.2	0.1	2.275	2.275	25.88	25.88	0.088	0.088	0.2	-0.019	X <sup>2</sup>
FIN VCC1	Cc4	0.2	0.1	2.275	2.275	25.88	25.88	0.088	0.088	0.2	-0.019	X <sup>2</sup>
FIN VCC2	Cc1	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
FIN VCC2	Cc3	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
FIN V10	Cc0	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
FIN V8	Cc0	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
FIN V6	Cc1	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
FIN V5	Cc3	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
FIN V5	Cc2	0.2	0.1	2.275	2.275	25.88	25.88	0.088	0.088	0.2	-0.019	X <sup>2</sup>
FIN V4	Cc4	0.2	0.1	2.275	2.275	25.88	25.88	0.088	0.088	0.2	-0.019	X <sup>2</sup>

**Tableau VI** L'allure du tracé en élévation des câbles de continuité de travée de rive gauche.

Vrs	Cables	L(m)	d0	d1	Ri(m)	$\alpha$ (rad)	Equation		
FIN VCC1	Cc2	4.9	0.15	0.95	15.0063	0.21	0.15	0.8	X <sup>2</sup>
FIN VCC1	Cc4	4.9	0.15	0.55	30.0125	0.14	0.15	0.4	X <sup>2</sup>
FIN VCC2	Cc1	4.9	0.15	0.95	15.0063	0.21	0.15	0.8	X <sup>2</sup>
FIN VCC2	Cc3	4.9	0.15	0.55	30.0125	0.14	0.15	0.4	X <sup>2</sup>
FIN V10	Cc0	4.55	0.35	0.95	17.2521	0.19	0.35	0.6	X <sup>2</sup>
FIN V8	Cc0	4.55	0.35	0.95	17.2521	0.19	0.35	0.6	X <sup>2</sup>
FIN V6	Cc1	4.55	0.15	0.95	12.9391	0.22	0.15	0.8	X <sup>2</sup>
FIN V5	Cc3	4.55	0.15	0.55	25.8781	0.15	0.15	0.4	X <sup>2</sup>
FIN V5	Cc2	4.55	0.15	0.95	12.9391	0.22	0.15	0.8	X <sup>2</sup>
FIN V4	Cc4	4.55	0.15	0.55	25.8781	0.15	0.15	0.4	X <sup>2</sup>



**ANNEXE C : Tableaux De Calcul**

**Tableau IX** Pertes de tension par frottement.

X	Cables	L	theta	$\alpha$	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8	FIN V9	FIN V10
3.5	C0	3.50	0.000	0.000	15.54	0.00										
3.5	C0	3.50	0.000	0.000	15.54	0.00										
8.05	C1	4.55	0.148	0.148	77.95	63.07	0.00									
12.6	C2	4.55	0.148	0.148	97.07	82.39	63.07	0.00								
12.6	C3	4.55	0.324	0.148	145.01	130.83	63.07	0.00								
17.15	C4	4.55	0.324	0.148	163.22	149.23	130.83	63.07	0.00							
21.7	C5	4.55	0.496	0.148	225.55	212.22	194.69	176.91	63.07	0.00						
21.7	C5	4.55	0.496	0.148	225.55	212.22	194.69	176.91	63.07	0.00						
26.25	C6	4.55	0.411	0.148	221.09	207.72	190.12	172.29	118.77	63.07	0.00					
30.8	C7	4.55	0.175	0.000	178.09	164.26	146.07	127.63	108.93	89.98	20.17	0.00				
30.8	C8	4.55	0.411	0.148	238.27	225.08	207.72	190.12	172.29	118.77	63.07	0.00				
35.35	C9	4.55	0.175	0.000	195.85	182.21	164.26	146.07	127.63	108.93	89.98	20.17	0.00			

### ANNEXE C : Tableaux De Calcul

39.9	C10	4.55	0.348	0.000	256.65	243.65	226.55	209.21	191.63	173.82	155.76	137.45	20.17	0.00		
39.9	C10	4.55	0.348	0.000	256.65	243.65	226.55	209.21	191.63	173.82	155.76	137.45	20.17	0.00		
44.45	C11	4.55	0.262	0.000	252.30	239.26	222.09	204.70	187.06	169.18	151.05	132.68	77.55	20.17	0.00	
49	C12	4.55	0.262	0.000	269.05	256.19	239.26	222.09	204.70	187.06	169.18	151.05	132.68	77.55	20.17	0.00
d					<b>177.09</b>	<b>163.25</b>	<b>162.07</b>	<b>146.02</b>	<b>129.89</b>	<b>108.46</b>	<b>100.62</b>	<b>82.69</b>	<b>50.11</b>	<b>24.43</b>	<b>10.09</b>	<b>0.00</b>
EN (%)					11.90	10.97	10.89	9.81	8.73	7.29	6.76	5.56	3.37	1.64	0.68	0.00

**Tableau X** Pertes de tension par recul de l'ancrage.

X	Cables	L	$\alpha$	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
3.5	C0	3.50	0.000	0.003	9.35	84.64	115.89										
3.5	C0	3.50	0.000	0.003	9.35	84.64	115.89										
8.05	C1	4.55	0.148	0.010	7.23	-	17.50	143.64									
12.6	C2	4.55	0.148	0.010	6.71	-	-	18.31	144.44								
12.6	C3	4.55	0.148	0.010	5.26	-	-	21.02	147.15								
17.15	C4	4.55	0.148	0.010	5.26	-	-	-	21.02	147.15							
21.7	C5	4.55	0.148	0.010	4.98	-	-	-		21.62	147.76						

**ANNEXE C : Tableaux De Calcul**

21.7	C5	4.55	0.148	0.010	4.98	-	-	-		21.62	147.76						
26.25	C6	4.55	0.148	0.010	5.40	-	-	-	-		20.72	136.71					
30.8	C7	4.55	0.000	0.003	9.35	-	-	-	-		2.20	42.83	83.45				
30.8	C8	4.55	0.148	0.010	5.40	-	-	-	-	-	-	20.72	146.86				
35.35	C9	4.55	0.000	0.003	9.35	-	-	-	-	-	-	2.20	42.83	83.45			
39.9	C10	4.55	0.000	0.003	9.35								2.20	42.83	83.45		
39.9	C10	4.55	0.000	0.003	9.35								2.20	42.83	83.45		
44.45	C11	4.55	0.000	0.003	9.35								2.20	42.83	83.45		
49	C12	4.55	0.000	0.003	9.35								-	2.20	42.83	83.45	
Moyenne						<b>14.11</b>	<b>22.66</b>	<b>18.30</b>	<b>28.03</b>	<b>10.81</b>	<b>11.46</b>	<b>11.46</b>	<b>2.20</b>	<b>2.20</b>	<b>52.98</b>	<b>63.14</b>	<b>83.45</b>
En (%)						<b>0.95</b>	<b>1.52</b>	<b>1.23</b>	<b>1.88</b>	<b>0.73</b>	<b>0.77</b>	<b>0.77</b>	<b>0.15</b>	<b>0.15</b>	<b>3.56</b>	<b>4.24</b>	<b>5.61</b>

**ANNEXE C : Tableaux De Calcul**

**Tableau XI** Pertes de tension dues aux non-simultanéités de la mise en tension.

Abcs	N° cables	v (m)	dmoy (m)	e moy (m)	I (m4)	S (m2)	Mg (MN.m)	P (MPa)	$\Delta\sigma_e$ (MPa)	$\Delta\sigma_e$ (%)
<b>Axe VSP</b>	32	2.87	0.275	2.60	88.65	15.23	430.99	3.70	10.93	0.73
<b>FIN VSP</b>	32	2.64	0.275	2.36	73.74	14.60	371.38	3.71	13.80	0.93
<b>FIN V1</b>	28	2.36	0.236	2.12	57.80	13.82	301.54	3.73	12.15	0.82
<b>FIN V2</b>	26	2.10	0.242	1.86	45.33	13.08	239.91	3.74	13.27	0.89
<b>FIN V3</b>	22	1.88	0.259	1.62	35.68	12.40	186.02	3.84	12.06	0.81
<b>FIN V4</b>	20	1.69	0.270	1.42	28.47	11.82	139.45	3.90	13.61	0.91
<b>FIN V5</b>	16	1.53	0.300	1.23	22.98	11.33	99.83	3.92	11.40	0.77
<b>FIN V6</b>	14	1.40	0.321	1.08	19.05	10.93	66.84	4.00	12.56	0.84
<b>FIN V7</b>	10	1.30	0.350	0.95	16.11	10.57	40.23	4.09	9.98	0.67
<b>FIN V8</b>	8	1.22	0.350	0.87	14.27	10.34	19.79	4.02	9.56	0.64
<b>FIN V9</b>	4	1.18	0.350	0.83	13.18	10.19	5.38	4.03	5.51	0.37
<b>FIN V10</b>	2	1.16	0.350	0.81	12.62	10.09	0.00	4.00	3.19	0.21

**Tableau XII** Pertes totales instantanées.

	<b>Axe VSP</b>	<b>FIN VSP</b>	<b>FIN V1</b>	<b>FIN V2</b>	<b>FIN V3</b>	<b>FIN V4</b>	<b>FIN V5</b>	<b>FIN V6</b>	<b>FIN V7</b>	<b>FIN V8</b>	<b>FIN V9</b>	<b>FIN V10</b>
PERTES INSTANTANES (%)	13.584	13.421	12.938	12.588	10.266	8.974	8.298	6.549	4.187	5.845	5.292	5.822

**ANNEXE C : Tableaux De Calcul**

**Tableau XIII Pertes par retrait.**

Pertes dues au retrait	
Pertes	en (%)
39	2.62

**Tableau XIV Pertes par fluage.**

Abcs	N° cables	v (m)	d (m)	e moy (m)	I (m4)	S (m2)	Mg (MN.m)	P (MPa)	$\Delta\sigma_f$ (MPa)	$\Delta\sigma_e$ (%)
<b>Axe VSP</b>	32	2.87	0.28	2.60	88.65	15.23	430.99	3.66	54.19	3.64
<b>FIN VSP</b>	32	2.64	0.28	2.36	73.74	14.60	371.38	3.67	68.35	4.59
<b>FIN V1</b>	28	2.36	0.24	2.12	57.80	13.82	301.54	3.69	60.39	4.06
<b>FIN V2</b>	26	2.10	0.24	1.86	45.33	13.08	239.91	3.71	66.07	4.44
<b>FIN V3</b>	22	1.88	0.26	1.62	35.68	12.40	186.02	3.81	60.34	4.05
<b>FIN V4</b>	20	1.69	0.27	1.42	28.47	11.82	139.45	3.86	68.23	4.59
<b>FIN V5</b>	16	1.53	0.30	1.23	22.98	11.33	99.83	3.89	57.41	3.86
<b>FIN V6</b>	14	1.40	0.32	1.08	19.05	10.93	66.84	3.96	63.40	4.26
<b>FIN V7</b>	10	1.30	0.35	0.95	16.11	10.57	40.23	4.06	50.63	3.40
<b>FIN V8</b>	8	1.22	0.35	0.87	14.27	10.34	19.79	3.99	48.64	3.27
<b>FIN V9</b>	4	1.18	0.35	0.83	13.18	10.19	5.38	4.02	28.17	1.89
<b>FIN V10</b>	2	1.16	0.35	0.81	12.62	10.09	0.00	3.99	16.31	1.10

**ANNEXE C : Tableaux De Calcul****Tableau XV Pertes par relaxation.**

<b>Abcs</b>	<b>N° cables</b>	<b>Seg pi</b>	<b><math>\mu</math></b>	<b><math>\mu_0</math></b>	<b><math>\Delta\sigma_{rel}</math> (MPa)</b>	<b>en (%)</b>
<b>Axe VSP</b>	32	1285.88	0.691	0.43	50.41	3.39
<b>FIN VSP</b>	32	1288.29	0.693	0.43	50.75	3.41
<b>FIN V1</b>	28	1295.48	0.696	0.43	51.79	3.48
<b>FIN V2</b>	26	1300.69	0.699	0.43	52.54	3.53
<b>FIN V3</b>	22	1335.24	0.718	0.43	57.66	3.87
<b>FIN V4</b>	20	1354.46	0.728	0.43	60.59	4.07
<b>FIN V5</b>	16	1364.52	0.734	0.43	62.14	4.18
<b>FIN V10</b>	2	1390.55	0.748	0.43	66.25	4.45
<b>FIN V7</b>	12	1425.70	0.767	0.43	71.96	4.84
<b>FIN V8</b>	8	1401.02	0.753	0.43	67.93	4.57
<b>FIN V9</b>	4	1409.26	0.758	0.43	69.27	4.65
<b>FIN V10</b>	0	1401.37	0.753	0.43	67.98	4.57

**ANNEXE C : Tableaux De Calcul**

**Tableau XVI** Vérification des contraintes pour la phase constrcution.

	x (m)	N° cables	M (kN.m)	$\sigma'$ (m)	$\sigma$ (m)	I (m4)	S (m2)	$e_{moy}$ (m)	P (MN)	$\sigma_{Sup}$ (MPa)	$\sigma_{Inf}$ (MPa)
<b>Axe VSP</b>	0	32	430988.71	3.33	2.87	88.65	15.23	2.60	103.84	1.60	12.86
<b>Fin VSP</b>	3.5	32	371384.23	3.13	2.64	73.74	14.60	2.36	103.84	2.61	12.47
<b>Fin V01</b>	8.05	28	301538.46	2.89	2.36	57.80	13.82	2.12	90.86	2.13	12.03
<b>Fin V02</b>	12.6	26	239910.11	2.69	2.10	45.33	13.08	1.86	84.37	2.60	11.39
<b>Fin V03</b>	17.15	22	186023.18	2.50	1.88	35.68	12.40	1.62	71.39	2.04	10.71
<b>Fin V04</b>	21.7	20	139453.79	2.34	1.69	28.47	11.82	1.42	64.90	2.68	9.41
<b>Fin V05</b>	26.25	16	99831.84	2.19	1.53	22.98	11.33	1.23	51.92	2.18	8.03
<b>Fin V06</b>	30.8	16	66842.49	2.07	1.40	19.05	10.93	1.08	51.92	3.95	5.92
<b>Fin V07</b>	35.35	12	40227.81	1.97	1.30	16.11	10.57	0.95	38.94	3.41	4.10
<b>Fin V08</b>	39.9	8	19788.31	1.91	1.22	14.27	10.34	0.87	25.96	2.76	2.12
<b>Fin V09</b>	44.45	4	5384.54	1.86	1.18	13.18	10.19	0.83	12.98	1.76	0.51
<b>Fin V10</b>	49	4	0.00	1.84	1.16	12.62	10.09	0.81	12.98	2.25	-0.24

**ANNEXE C : Tableaux De Calcul**

**Tableau XVII Vérification des Contraintes Cas chargé.**

<b>Desg</b>	<b>X (m)</b>	<b>M (MN.m)</b>	<b>n cables fleau</b>	<b>n cables Cont</b>	<b>P F</b>	<b>P C</b>	<b>s (m2)</b>	<b>i (m4)</b>	<b>v (m)</b>	<b>v' (m)</b>	<b>ef (m)</b>	<b>ec (m)</b>	<b><math>\sigma_{Sup}</math> (MPa)</b>	<b><math>\sigma_{Inf}</math> (MPa)</b>
début VC 01	-	0.00	0	0	0.00	0.00	10.10	12.62	1.16	1.84	1.01	1.69	0.00	0.00
début VC 02	4.90	30.69	0	4	0.00	12.98	10.10	12.62	1.16	1.84	1.01	1.69	2.09	0.01
début VSC C01- P01	9.80	52.55	0	8	0.00	25.96	10.10	12.62	1.16	1.84	1.01	1.69	3.37	1.30
début V 01	11.80	57.45	0	8	0.00	25.96	10.10	12.62	1.16	1.84	1.01	1.69	3.82	0.59
début V 02	16.35	62.57	2	10	6.49	32.45	10.20	13.18	1.18	1.86	1.03	1.71	5.05	1.87
début V 03	20.90	61.04	4	8	12.98	25.96	10.34	14.27	1.22	1.91	1.07	1.76	6.27	-0.15
début V 04	25.45	52.90	8	8	25.96	25.96	10.57	16.11	1.30	1.97	1.15	1.82	7.78	0.57
début V 05	30.00	38.25	10	6	32.45	19.47	10.93	19.05	1.40	2.07	1.25	1.92	7.79	0.25
début V 06	34.55	17.66	14	2	45.43	6.49	11.33	22.98	1.53	2.19	1.38	2.04	9.05	-1.81
début V 07	39.10	-9.15	16	0	51.92	0.00	11.82	28.47	1.69	2.34	1.54	2.19	8.60	-1.43
début V 08	43.65	-42.32	20	0	64.90	0.00	12.40	35.68	1.88	2.50	1.73	2.35	8.92	0.33
début V 09	48.20	-81.23	22	0	71.39	0.00	13.08	45.33	2.10	2.69	1.95	2.54	8.15	2.02
début V 10	52.75	-121.32	26	0	84.37	0.00	13.82	57.80	2.36	2.89	2.21	2.74	8.76	2.85
début VSP P 01	57.30	-116.81	28	0	90.86	0.00	14.60	73.74	2.64	3.13	2.49	2.98	10.14	1.58
AXE VSP P 01	60.80	-178.70	32	0	103.84	0.00	15.23	88.65	2.87	3.33	2.72	3.18	10.18	2.92

### ANNEXE C : Tableaux De Calcul

début V 11	64.30	-144.21	28	0	90.86	0.00	14.60	73.74	2.64	3.13	2.49	2.98	9.16	2.74
début V 12	68.85	-101.47	26	0	84.37	0.00	13.82	57.80	2.36	2.89	2.21	2.74	9.58	1.86
début V 13	73.40	-62.37	22	0	71.39	0.00	13.08	45.33	2.10	2.69	1.95	2.54	9.02	0.90
début V 14	77.95	-24.31	20	2	64.90	6.49	12.40	35.68	1.88	2.50	1.73	2.35	9.59	0.66
début V 15	82.50	10.40	16	4	51.92	12.98	11.82	28.47	1.69	2.34	1.54	2.19	9.17	0.40
début V 16	87.05	41.23	14	8	45.43	25.96	11.33	22.98	1.53	2.19	1.38	2.04	9.69	1.44
début V 17	91.60	67.60	10	12	32.45	38.94	10.93	19.05	1.40	2.07	1.25	1.92	8.99	2.90
début V 18	96.15	90.01	8	14	25.96	45.43	10.57	16.11	1.30	1.97	1.15	1.82	9.75	2.21
début V 19	100.70	106.85	4	16	12.98	51.92	10.34	14.27	1.22	1.91	1.07	1.76	8.79	2.35
début V 20	105.25	117.73	2	16	6.49	51.92	10.20	13.18	1.18	1.86	1.03	1.71	8.92	0.70
début VSC P01-P02	109.80	122.61	0	16	0.00	51.92	10.10	12.62	1.16	1.84	1.01	1.69	8.35	0.06
début V 21	111.80	122.37	0	16	0.00	51.92	10.10	12.62	1.16	1.84	1.01	1.69	8.32	0.09
début V 22	116.35	116.35	2	16	6.49	51.92	10.20	13.18	1.18	1.86	1.03	1.71	8.79	0.89
début V 23	120.90	104.34	4	14	12.98	45.43	10.34	14.27	1.22	1.91	1.07	1.76	8.92	0.53
début V 24	125.45	86.41	8	12	25.96	38.94	10.57	16.11	1.30	1.97	1.15	1.82	9.80	0.59
début V 25	130.00	62.92	10	8	32.45	25.96	10.93	19.05	1.40	2.07	1.25	1.92	9.28	-0.49
début V 26	134.55	35.54	14	4	45.43	12.98	11.33	22.98	1.53	2.19	1.38	2.04	9.93	-1.68

## ANNEXE C : Tableaux De Calcul

début V 27	139.10	3.78	16	2	51.92	6.49	11.82	28.47	1.69	2.34	1.54	2.19	9.07	-0.77
début V 28	143.65	-31.84	20	0	64.90	0.00	12.40	35.68	1.88	2.50	1.73	2.35	9.47	-0.40
début V 29	148.20	-70.70	22	0	71.39	0.00	13.08	45.33	2.10	2.69	1.95	2.54	8.63	1.39
début V 30	152.75	-110.36	26	0	84.37	0.00	13.82	57.80	2.36	2.89	2.21	2.74	9.21	2.30
début VSP P 02	157.30	-153.53	28	0	90.86	0.00	14.60	73.74	2.64	3.13	2.49	2.98	8.83	3.14
AXE VSP P 02	160.80	-188.94	32	0	103.84	0.00	15.23	88.65	2.87	3.33	2.72	3.18	9.85	3.31
début V 31	164.30	-155.94	28	0	90.86	0.00	14.60	73.74	2.64	3.13	2.49	2.98	8.74	3.24
début V 32	168.85	-115.40	26	0	84.37	0.00	13.82	57.80	2.36	2.89	2.21	2.74	9.01	2.55
début V 33	173.40	-75.39	22	0	71.39	0.00	13.08	45.33	2.10	2.69	1.95	2.54	8.42	1.67
début V 34	177.95	-36.74	20	0	64.90	0.00	12.40	35.68	1.88	2.50	1.73	2.35	9.21	-0.06
début V 35	182.50	-3.88	16	0	51.92	0.00	11.82	28.47	1.69	2.34	1.54	2.19	8.91	-1.86
début V 36	187.05	22.52	14	4	45.43	12.98	11.33	22.98	1.53	2.19	1.38	2.04	9.07	-0.44
début V 37	191.60	42.60	10	6	32.45	19.47	10.93	19.05	1.40	2.07	1.25	1.92	8.12	-0.22
début V 38	196.15	56.68	8	8	25.96	25.96	10.57	16.11	1.30	1.97	1.15	1.82	8.08	0.11
début V 39	200.70	64.18	4	8	12.98	25.96	10.34	14.27	1.22	1.91	1.07	1.76	6.53	-0.57
début V 40	205.25	65.04	2	10	6.49	32.45	10.20	13.18	1.18	1.86	1.03	1.71	5.27	1.53
début VSC P02-C02	209.80	59.20	0	8	0.00	25.96	10.10	12.62	1.16	1.84	1.01	1.69	3.98	0.34

### ANNEXE C : Tableaux De Calcul

début VC 03	211.80	53.99	0	8	0.00	25.96	10.10	12.62	1.16	1.84	1.01	1.69	3.50	1.10
début VC 04	216.70	31.36	0	4	0.00	12.98	10.10	12.62	1.16	1.84	1.01	1.69	2.15	-0.09
FIN VC04	221.60	0.00	0	0	0.00	0.00	10.10	12.62	1.16	1.84	1.01	1.69	0.00	0.00

**Tableau XVIII** Vérification des Contraintes Cas vide.

Desg	X (m)	M (MN.m)	n cables fleau	n cables Cont	P F	P C	s (m2)	i (m4)	v (m)	v' (m)	ef (m)	ec (m)	$\sigma_{Sup}$ (MPa)	$\sigma_{Inf}$ (MPa)
début VC 01	-	0.00	0	0	0.00	0.00	10.10	12.62	1.16	1.84	1.01	1.69	0.00	0.00
début VC 02	4.90	8.12	0	4	0.00	12.98	10.10	12.62	1.16	1.84	1.01	1.69	0.02	3.30
début VSC C01-P01	9.80	11.62	0	8	0.00	25.96	10.10	12.62	1.16	1.84	1.01	1.69	-0.39	7.27
début V 01	11.80	11.27	0	8	0.00	25.96	10.10	12.62	1.16	1.84	1.01	1.69	-0.43	7.32
début V 02	16.35	9.31	2	10	6.49	32.45	10.20	13.18	1.18	1.86	1.03	1.71	0.28	9.39
début V 03	20.90	7.34	4	8	12.98	25.96	10.34	14.27	1.22	1.91	1.07	1.76	1.68	7.04
début V 04	25.45	5.38	8	8	25.96	25.96	10.57	16.11	1.30	1.97	1.15	1.82	3.94	6.38
début V 05	30.00	3.41	10	6	32.45	19.47	10.93	19.05	1.40	2.07	1.25	1.92	5.23	4.03
début V 06	34.55	1.45	14	2	45.43	6.49	11.33	22.98	1.53	2.19	1.38	2.04	7.97	-0.27

**ANNEXE C : Tableaux De Calcul**

début V 07	39.10	-0.52	16	0	51.92	0.00	11.82	28.47	1.69	2.34	1.54	2.19	9.11	-2.13
début V 08	43.65	-2.49	20	0	64.90	0.00	12.40	35.68	1.88	2.50	1.73	2.35	11.02	-2.46
début V 09	48.20	-4.45	22	0	71.39	0.00	13.08	45.33	2.10	2.69	1.95	2.54	11.70	-2.54
début V 10	52.75	-6.42	26	0	84.37	0.00	13.82	57.80	2.36	2.89	2.21	2.74	13.45	-2.90
début VSP P 01	57.30	-8.38	28	0	90.86	0.00	14.60	73.74	2.64	3.13	2.49	2.98	14.03	-3.02
AXE VSP P 01	60.80	-9.90	32	0	103.84	0.00	15.23	88.65	2.87	3.33	2.72	3.18	15.64	-3.42
début V 11	64.30	-8.99	28	0	90.86	0.00	14.60	73.74	2.64	3.13	2.49	2.98	14.00	-3.00
début V 12	68.85	-7.82	26	0	84.37	0.00	13.82	57.80	2.36	2.89	2.21	2.74	13.40	-2.83
début V 13	73.40	-6.67	22	0	71.39	0.00	13.08	45.33	2.10	2.69	1.95	2.54	11.60	-2.41
début V 14	77.95	-5.45	20	2	64.90	6.49	12.40	35.68	1.88	2.50	1.73	2.35	10.58	-0.66
début V 15	82.50	-4.31	16	4	51.92	12.98	11.82	28.47	1.69	2.34	1.54	2.19	8.29	1.61
début V 16	87.05	-3.14	14	8	45.43	25.96	11.33	22.98	1.53	2.19	1.38	2.04	6.74	5.67
début V 17	91.60	-1.96	10	12	32.45	38.94	10.93	19.05	1.40	2.07	1.25	1.92	3.87	10.46
début V 18	96.15	-0.79	8	14	25.96	45.43	10.57	16.11	1.30	1.97	1.15	1.82	2.43	13.31
début V 19	100.70	0.38	4	16	12.98	51.92	10.34	14.27	1.22	1.91	1.07	1.76	-0.32	16.60
début V 20	105.25	1.51	2	16	6.49	51.92	10.20	13.18	1.18	1.86	1.03	1.71	-1.49	17.10
début VSC P01-P02	109.80	2.72	0	16	0.00	51.92	10.10	12.62	1.16	1.84	1.01	1.69	-2.67	17.54

### ANNEXE C : Tableaux De Calcul

début V 21	111.80	2.72	0	16	0.00	51.92	10.10	12.62	1.16	1.84	1.01	1.69	-2.67	17.54
début V 22	116.35	1.55	2	16	6.49	51.92	10.20	13.18	1.18	1.86	1.03	1.71	-1.49	17.10
début V 23	120.90	0.38	4	14	12.98	45.43	10.34	14.27	1.22	1.91	1.07	1.76	0.03	14.45
début V 24	125.45	-0.80	8	12	25.96	38.94	10.57	16.11	1.30	1.97	1.15	1.82	2.76	11.25
début V 25	130.00	-1.97	10	8	32.45	25.96	10.93	19.05	1.40	2.07	1.25	1.92	4.52	6.56
début V 26	134.55	-3.14	14	4	45.43	12.98	11.33	22.98	1.53	2.19	1.38	2.04	7.36	2.00
début V 27	139.10	-4.31	16	2	51.92	6.49	11.82	28.47	1.69	2.34	1.54	2.19	8.59	-0.11
début V 28	143.65	-5.49	20	0	64.90	0.00	12.40	35.68	1.88	2.50	1.73	2.35	10.86	-2.25
début V 29	148.20	-6.66	22	0	71.39	0.00	13.08	45.33	2.10	2.69	1.95	2.54	11.60	-2.41
début V 30	152.75	-7.38	26	0	84.37	0.00	13.82	57.80	2.36	2.89	2.21	2.74	13.42	-2.85
début VSP P 02	157.30	-9.00	28	0	90.86	0.00	14.60	73.74	2.64	3.13	2.49	2.98	14.00	-3.00
AXE VSP P 02	160.80	-9.91	32	0	103.84	0.00	15.23	88.65	2.87	3.33	2.72	3.18	15.64	-3.42
début V 31	164.30	-8.39	28	0	90.86	0.00	14.60	73.74	2.64	3.13	2.49	2.98	14.02	-3.02
début V 32	168.85	-6.43	26	0	84.37	0.00	13.82	57.80	2.36	2.89	2.21	2.74	13.46	-2.90
début V 33	173.40	-4.46	22	0	71.39	0.00	13.08	45.33	2.10	2.69	1.95	2.54	11.70	-2.54
début V 34	177.95	-2.49	20	0	64.90	0.00	12.40	35.68	1.88	2.50	1.73	2.35	11.02	-2.46
début V 35	182.50	-0.53	16	0	51.92	0.00	11.82	28.47	1.69	2.34	1.54	2.19	9.11	-2.14

**ANNEXE C : Tableaux De Calcul**

début V 36	187.05	1.44	14	4	45.43	12.98	11.33	22.98	1.53	2.19	1.38	2.04	7.66	1.57
début V 37	191.60	3.41	10	6	32.45	19.47	10.93	19.05	1.40	2.07	1.25	1.92	5.23	4.03
début V 38	196.15	5.37	8	8	25.96	25.96	10.57	16.11	1.30	1.97	1.15	1.82	3.94	6.38
début V 39	200.70	7.34	4	8	12.98	25.96	10.34	14.27	1.22	1.91	1.07	1.76	1.67	7.04
début V 40	205.25	9.31	2	10	6.49	32.45	10.20	13.18	1.18	1.86	1.03	1.71	0.28	9.39
début VSC P02-C02	209.80	11.27	0	8	0.00	25.96	10.10	12.62	1.16	1.84	1.01	1.69	-0.43	7.32
début VC 03	211.80	11.62	0	8	0.00	25.96	10.10	12.62	1.16	1.84	1.01	1.69	-0.39	7.27
début VC 04	216.70	8.12	0	4	0.00	12.98	10.10	12.62	1.16	1.84	1.01	1.69	0.02	3.30
FIN VC04	221.60	0.00	0	0	0.00	0.00	10.10	12.62	1.16	1.84	1.01	1.69	0.00	0.00

# ANNEXE D : Ferrailage

## Calcul de Section en Flexion Composée Ame Externe VSP

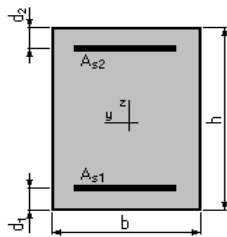
### 1. Hypothèses:

Béton:  $f_{c28} = 50,0$  (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:



$$b = 100,0 \quad (\text{cm})$$

$$h = 80,0 \quad (\text{cm})$$

$$d_1 = 5,0 \quad (\text{cm})$$

$$d_2 = 5,0 \quad (\text{cm})$$

### 3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	-532,35	210,59
2.	ELU	-744,96	299,78

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique  $A_{s1} = 21,4$  (cm<sup>2</sup>)

Section théorique  $A_{s2} = 21,4$  (cm<sup>2</sup>)

Section minimum  $A_{s \text{ min}} = 16,0$  (cm<sup>2</sup>)

Section maximum  $A_{s \text{ max}} = 400,0$  (cm<sup>2</sup>)

théorique  $\rho = 0,54$  (%)

minimum  $\rho_{\text{min}} = 0,20$  (%)

maximum  $\rho_{\text{max}} = 5,00$  (%)

#### Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS  $N = -532,35$  (kN)  $M = 210,59$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre:  $y = 5,1$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 73,3$  (cm)

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 1,1$  (MPa)

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 30,0$  (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 31,1$  (MPa)

comprimée:  $\sigma_s' = 12,6$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier:  $\sigma_{s \text{ lim}} = 264,0$  (MPa)

## ANNEXE D : Ferrailage

Cas N° 2: Type ELU     $N = -744,96$     (kN)     $M = 299,78$     (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,19    Pivot: A

Position de l'axe neutre:  $y = 1,2$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 74,5$  (cm)

Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 10,00$  (‰)

Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 0,16$  (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 434,8$  (MPa)

### Calcul de Section en Flexion Composée Ame Interne VSP

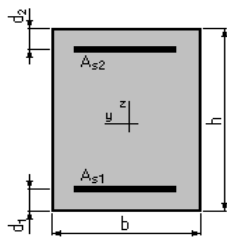
#### 1. Hypothèses:

Béton:  $f_{c28} = 50,0$  (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)

$h = 80,0$  (cm)

$d_1 = 5,0$  (cm)

$d_2 = 5,0$  (cm)

#### 3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	-532,35	-109,65
2.	ELU	-744,96	-154,99

#### 4. Résultats:

##### Sections d'Acier:

Section théorique  $A_{s1} = 16,0$  (cm<sup>2</sup>)

Section minimum  $A_{s \min} = 16,0$  (cm<sup>2</sup>)

théorique  $\rho = 0,40$  (%)

minimum  $\rho_{\min} = 0,20$  (%)

Section théorique  $A_{s2} = 16,0$  (cm<sup>2</sup>)

Section maximum  $A_{s \max} = 400,0$  (cm<sup>2</sup>)

maximum  $\rho_{\max} = 5,00$  (%)

# ANNEXE D : Ferrailage

## Analyse par Cas:

**Cas N° 1: Type ELS**    **N = -532,35 (kN)**    **M = -109,65 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00  
Position de l'axe neutre:  $y = -19,5$  (cm)  
Bras de levier:  $Z = 75,0$  (cm)  
Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 0,3$  (MPa)  
Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 30,0$  (MPa)

Contrainte de l'acier:  
tendue:  $\sigma_s = 21,3$  (MPa)  
comprimée:  $\sigma_s' = 2,4$  (MPa)  
Contrainte limite de l'acier:  $\sigma_{s \text{ lim}} = 264,0$  (MPa)

**Cas N° 2: Type ELU**    **N = -744,96 (kN)**    **M = -154,99 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 1,18    Pivot: A  
Position de l'axe neutre:  $y = 0,1$  (cm)  
Bras de levier:  $Z = 74,9$  (cm)  
Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 10,00$  (‰)  
Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 0,02$  (‰)  
Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 434,8$  (MPa)

## Calcul de Section en Flexion Simple hourdis inferieure Les deux nappes VSP

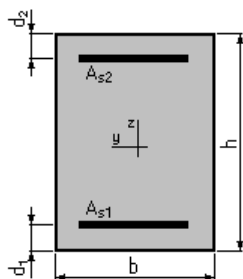
### 1. Hypothèses:

**Béton:  $f_{c28} = 50,0$  (MPa)**

**Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

### 2. Section:



$b = 100,0$  (cm)

$h = 75,0$  (cm)

$d_1 = 5,0$  (cm)

$d_2 = 5,0$  (cm)

# ANNEXE D : Ferrailage

## 3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	0,00	-154,99
Etat Limite de Service	0,00	-109,65
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0,00	0,00

## 4. Résultats:

### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 10,7$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum théorique	$A_{s\ min} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )		
	$\rho = 0,15$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,15$ (%)		

### Analyse par Cas:

**Cas ELU**  $M_{\max} = 0,00$  (kN\*m)  $M_{\min} = -154,99$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité:	2,08	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 2,1$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 69,2$ (cm)	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 0,31$ (‰)	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10,00$ (‰)	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 434,8$ (MPa)	

**Cas ELS**  $M_{\max} = 0,00$  (kN\*m)  $M_{\min} = -109,65$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité:	1,69	
Position de l'axe neutre:	$y = 13,5$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 65,5$ (cm)	
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 1,1$ (MPa)	
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 30,0$ (MPa)	
Contrainte de l'acier:		
comprimée:	$\sigma_s' = 14,2$ (MPa)	
Contrainte limite de l'acier:		
	$\sigma_{s\ lim} = 264,0$ (MPa)	

## Calcul de Section en Flexion Simple Hourdis supérieure Nappe inférieure VSP

### 1. Hypothèses:

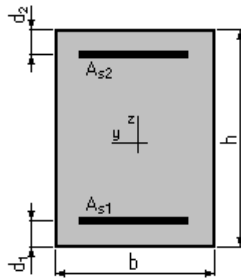
**Béton:**  $f_{c28} = 50,0$  (MPa)

**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:

## ANNEXE D : Ferrailage



$b = 100,0$  (cm)  
 $h = 30,0$  (cm)  
 $d_1 = 5,0$  (cm)  
 $d_2 = 5,0$  (cm)

### 3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	272,67	0,00
Etat Limite de Service	194,30	0,00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0,00	0,00

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 34,9$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s \min} = 4,8$ (cm <sup>2</sup> )		
théorique	$\rho = 1,40$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,19$ (%)		

#### Analyse par Cas:

**Cas ELU**  $M_{\max} = 272,67$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,24      Pivot: B  
 Position de l'axe neutre:  $y = 6,8$  (cm)  
 Bras de levier:  $Z = 22,3$  (cm)  
 Déformation du béton:  $\epsilon_b = 3,25$  (‰)  
 Déformation de l'acier:  $\epsilon_s = 8,64$  (‰)  
 Contrainte de l'acier:  
     tendue:  $\sigma_s = 434,8$  (MPa)

**Cas ELS**  $M_{\max} = 194,30$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,00  
 Position de l'axe neutre:  $y = 11,8$  (cm)  
 Bras de levier:  $Z = 21,1$  (cm)  
 Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 15,7$  (MPa)  
 Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 30,0$  (MPa)  
 Contrainte de l'acier:  
     tendue:  $\sigma_s = 264,0$  (MPa)  
 Contrainte limite de l'acier:  
      $\sigma_{s \lim} = 264,0$  (MPa)

# ANNEXE D : Ferrailage

## Calcul de Section en Flexion Simple hourdis sup Nappe superieure VSP

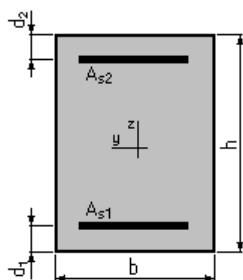
### 1. Hypothčses:

Béton:  $f_{c28} = 50,0$  (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:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 84,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

### 3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	0,00	-419,56
Etat Limite de Service	0,00	-299,03
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0,00	0,00

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 15,4$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s \min} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )		
théorique	$\rho = 0,20$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,15$ (%)		

#### Analyse par Cas:

<b>Cas ELU</b>	$M_{\max} = 0,00$ (kN*m)	$M_{\min} = -419,56$	(kN*m)
Coefficient de sécurité:	1,25	Pivot: A	
Position de l'axe neutre:	$y = 3,0$	(cm)	
Bras de levier:	$Z = 77,8$	(cm)	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 0,40$	(‰)	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10,00$	(‰)	
Contrainte de l'acier:			
tendue:	$\sigma_s = 434,8$	(MPa)	

<b>Cas ELS</b>	$M_{\max} = 0,00$ (kN*m)	$M_{\min} = -299,03$	(kN*m)
----------------	--------------------------	----------------------	--------

# ANNEXE D : Ferrailage

Coefficient de sécurité: 1,00  
Position de l'axe neutre:  $y = 17,0$  (cm)  
Bras de levier:  $Z = 73,3$  (cm)  
Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 2,3$  (MPa)  
Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 30,0$  (MPa)  
Contrainte de l'acier:  
    comprimée:  $\sigma_s' = 30,7$  (MPa)  
Contrainte limite de l'acier:  
     $\sigma_{s\ lim} = 264,0$  (MPa)

## Calcul de Section en Flexion Composée Ame Externe VSC

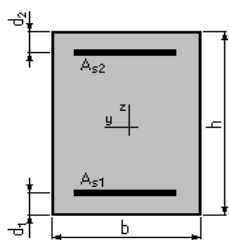
### 1. Hypothèses:

Béton:  $f_{c28} = 50,0$  (MPa)

Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

### 2. Section:



$b = 100,0$  (cm)  
 $h = 50,0$  (cm)  
 $d_1 = 5,0$  (cm)  
 $d_2 = 5,0$  (cm)

### 3. Efforts appliqués:

Cas $N^0$	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	-641,82	371,85
2.	ELS	-456,41	261,21

### 4. Résultats:

Sections d'Acier:

## ANNEXE D : Ferrailage

Section théorique	$A_{s1} = 33,0 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 33,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
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	$\rho = 1,32 \text{ (\%)}\text{)}$		
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 = -641,82 (kN)**    **M = 371,85 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 1,21      Pivot: A  
Position de l'axe neutre:  $y = 3,8 \text{ (cm)}$   
Bras de levier:  $Z = 43,5 \text{ (cm)}$   
Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}\text{)}$   
Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 0,93 \text{ (\%)}\text{)}$   
Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$

**Cas N° 2: Type ELS**    **N = -456,41 (kN)**    **M = 261,21 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00  
Position de l'axe neutre:  $y = 10,4 \text{ (cm)}$   
Bras de levier:  $Z = 41,5 \text{ (cm)}$   
Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 5,3 \text{ (MPa)}$   
Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 30,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:  
tendue:  $\sigma_s = 264,0 \text{ (MPa)}$   
comprimée:  $\sigma_s' = 41,5 \text{ (MPa)}$   
Contrainte limite de l'acier:  $\sigma_{s \text{ lim}} = 264,0 \text{ (MPa)}$

## Calcul de Section en Flexion Composée Ame interne VSC

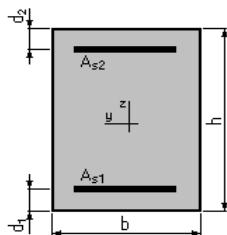
### 1. Hypothèses:

**Béton:  $f_{c28} = 50,0 \text{ (MPa)}$**

**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:



$b = 100,0 \text{ (cm)}$   
 $h = 50,0 \text{ (cm)}$

## ANNEXE D : Ferrailage

$d_1 = 5,0$  (cm)  
 $d_2 = 5,0$  (cm)

### 3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	-687,38	-67,40
2.	ELS	-490,16	-48,89

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 13,9$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 13,9$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s\ min} = 12,0$ (cm <sup>2</sup> )	Section maximum	$A_{s\ max} = 250,0$ (cm <sup>2</sup> )
théorique	$\rho = 0,56$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0,24$ (%)	maximum	$\rho_{max} = 5,00$ (%)

#### Analyse par Cas:

**Cas N° 1: Type ELU    N = -687,38 (kN)    M = -67,40 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 1,20    Pivot: A  
Position de l'axe neutre:  $y = 0,3$  (cm)  
Bras de levier:  $Z = 44,9$  (cm)  
Déformation de l'acier:  $\epsilon_s = 10,00$  (‰)  
Déformation du béton:  $\epsilon_b = 0,07$  (‰)  
Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 434,8$  (MPa)

**Cas N° 2: Type ELS    N = -490,16 (kN)    M = -48,89 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00  
Position de l'axe neutre:  $y = -15,1$  (cm)  
Bras de levier:  $Z = 45,0$  (cm)  
Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 0,1$  (MPa)  
Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 30,0$  (MPa)

Contrainte de l'acier:  
tendue:  $\sigma_s = 25,7$  (MPa)  
Contrainte limite de l'acier:  $\sigma_{s\ lim} = 264,0$  (MPa)

## Calcul de Section en Flexion Simple hourdis inferieure VSC

### 1. Hypothèses:

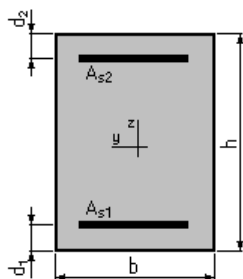
**Béton:  $f_{c28} = 50,0$  (MPa)    Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées

## ANNEXE D : Ferrailage

- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

### 2. Section:



$b = 100,0$  (cm)  
 $h = 30,0$  (cm)  
 $d_1 = 5,0$  (cm)  
 $d_2 = 5,0$  (cm)

### 3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	0,00	-67,40
Etat Limite de Service	0,00	-48,89
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0,00	0,00

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 8,1$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s \min} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )		
théorique	$\rho = 0,33$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,19$ (%)		

#### Analyse par Cas:

**Cas ELU**  $M_{\max} = 0,00$  (kN\*m)  $M_{\min} = -67,40$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,28 Pivot: A  
Position de l'axe neutre:  $y = 1,6$  (cm)  
Bras de levier:  $Z = 24,4$  (cm)  
Déformation du béton:  $\epsilon_b = 0,68$  (‰)  
Déformation de l'acier:  $\epsilon_s = 10,00$  (‰)  
Contrainte de l'acier:  
tendue:  $\sigma_s = 434,8$  (MPa)

**Cas ELS**  $M_{\max} = 0,00$  (kN\*m)  $M_{\min} = -48,89$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,00  
Position de l'axe neutre:  $y = 6,7$  (cm)  
Bras de levier:  $Z = 22,8$  (cm)  
Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 3,0$  (MPa)  
Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 30,0$  (MPa)  
Contrainte de l'acier:  
comprimée:  $\sigma'_s = 29,7$  (MPa)  
Contrainte limite de l'acier:  
 $\sigma_{s \lim} = 264,0$  (MPa)

# ANNEXE D : Ferrailage

## Calcul de Section en Flexion Simple hourdis superieure Nappe Inferieure VSC

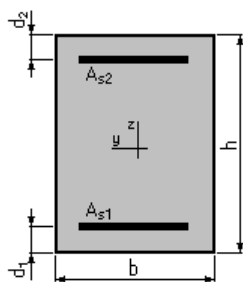
### 1. Hypotheses:

Béton:  $f_{c28} = 50,0$  (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:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 30,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

### 3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	200,60	0,00
Etat Limite de Service	143,68	0,00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0,00	0,00

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 25,3$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s \min} = 4,8$ (cm <sup>2</sup> )		
théorique	$\rho = 1,01$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,19$ (%)		

#### Analyse par Cas:

<b>Cas ELU</b>	$M_{\max} = 200,60$	(kN*m)	$M_{\min} = 0,00$	(kN*m)
Coefficient de sécurité:	1,26		Pivot: A	
Position de l'axe neutre:	$y = 5,0$	(cm)		
Bras de levier:	$Z = 23,1$	(cm)		
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 2,47$	(‰)		
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10,00$	(‰)		
Contrainte de l'acier:				
tendue:	$\sigma_s = 434,8$	(MPa)		

# ANNEXE D : Ferrailage

**Cas ELS**  $M_{\max} = 143,68$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre:  $y = 10,5$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 21,5$  (cm)

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 12,7$  (MPa)

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 30,0$  (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 264,0$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 264,0$  (MPa)

## Calcul de Section en Flexion Simple hourdis superieure Nappe Supérieure VSC

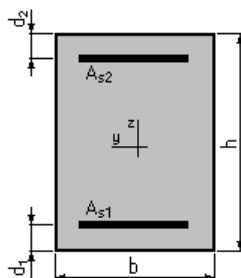
### 1. Hypothèses:

**Béton: fc28 = 50,0 (MPa)**

**Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

### 2. Section:



$b = 100,0$  (cm)

$h = 84,0$  (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 )	0,00	-449,90
Etat Limite de Service	0,00	-349,65
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0,00	0,00

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 18,2$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )		
théorique	$\rho = 0,23$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,15$ (%)		

# ANNEXE D : Ferrailage

## Analyse par Cas:

**Cas ELU**  $M_{\max} = 0,00$  (kN\*m)  $M_{\min} = -449,90$  (kN\*m)  
Coefficient de sécurité: 1,36 Pivot: A  
Position de l'axe neutre:  $y = 3,6$  (cm)  
Bras de levier:  $Z = 77,6$  (cm)  
Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 0,47$  (‰)  
Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 10,00$  (‰)  
Contrainte de l'acier:  
tendue:  $\sigma_s = 434,8$  (MPa)

**Cas ELS**  $M_{\max} = 0,00$  (kN\*m)  $M_{\min} = -349,65$  (kN\*m)  
Coefficient de sécurité: 1,00  
Position de l'axe neutre:  $y = 18,2$  (cm)  
Bras de levier:  $Z = 72,9$  (cm)  
Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 2,7$  (MPa)  
Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 30,0$  (MPa)  
Contrainte de l'acier:  
comprimée:  $\sigma_s' = 35,4$  (MPa)  
Contrainte limite de l'acier:  
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 264,0$  (MPa)

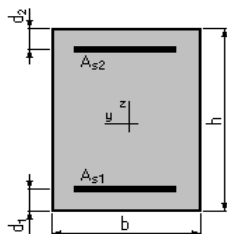
## Calcul de Section en Flexion Composée Mur frontale cullée

### 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)  
 $h = 250.0$  (cm)  
 $d_1 = 5.0$  (cm)  
 $d_2 = 5.0$  (cm)

# ANNEXE D : Ferrailage

## 3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	1211.00	-369.70

## 4. Résultats:

### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 25.0$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 25.0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum théorique	$A_{s\ min} = 50.0$ (cm <sup>2</sup> )	Section maximum	$A_{s\ max} = 1250.0$ (cm <sup>2</sup> )
minimum	$\rho = 0.20$ (%)	maximum	$\rho_{max} = 5.00$ (%)
	$\rho_{min} = 0.20$ (%)		

### Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS    **N = 1211.00 (kN)**    **M = -369.70 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité:	26.32
Position de l'axe neutre:	$y = 304.4$ (cm)
Bras de levier:	$Z = 149.0$ (cm)
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 0.8$ (MPa)
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 21.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:	
comprimée:	$\sigma_s' = 11.8$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s\ lim} = 250.0$ (MPa)

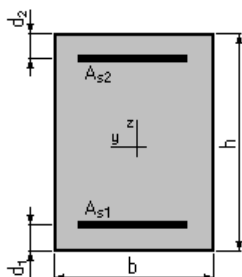
## Calcul de Section en Flexion Simple Mur garde grevé

### 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:



## ANNEXE D : Ferrailage

$b = 100.0$  (cm)  
 $h = 50.0$  (cm)  
 $d_1 = 5.0$  (cm)  
 $d_2 = 5.0$  (cm)

### 3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	0.00	0.00
Etat Limite de Service	367.35	0.00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0.00	0.00

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 37.6$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 0.0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s \min} = 5.6$ (cm <sup>2</sup> )		
théorique	$\rho = 0.83$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0.12$ (%)		

#### Analyse par Cas:

**Cas ELS**  $M_{\max} = 367.35$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0.00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1.00  
Position de l'axe neutre:  $y = 17.6$  (cm)  
Bras de levier:  $Z = 39.1$  (cm)  
Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 10.7$  (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)

## Calcul de Section en Flexion Simple MUR EN ROUTOUR Mxx

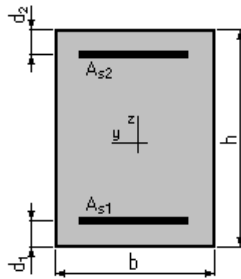
### 1. Hypothèses:

**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:

## ANNEXE D : Ferrailage



$b = 100.0$  (cm)  
 $h = 60.0$  (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 )	0.00	0.00
Etat Limite de Service	480.00	0.00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0.00	0.00

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 39.8$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 0.0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s \min} = 6.5$ (cm <sup>2</sup> )		
théorique	$\rho = 0.72$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0.12$ (%)		

#### Analyse par Cas:

**Cas ELS**  $M_{\max} = 480.00$  (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:  $Z = 54.9$  (cm)  
Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 227.3$  (MPa)  
Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 21.0$  (MPa)  
Contrainte de l'acier:  
Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \lim} = 250.0 \text{ (MPa)}$$

## Calcul de Section en Flexion Simple mur en routoure Myy

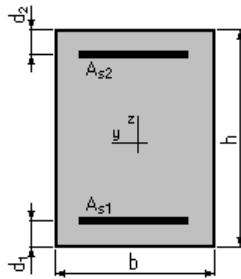
### 1. Hypothèses:

**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:

## ANNEXE D : Ferrailage



$$b = 100.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 60.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5.0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5.0 \text{ (cm)}$$

### 3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	0.00	0.00
Etat Limite de Service	192.00	0.00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0.00	0.00

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 15.2 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0.0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 6.5 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0.28 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\min} = 0.12 \text{ (\%)}$		

#### Analyse par Cas:

**Cas ELS**  $M_{\max} = 192.00 \text{ (kN*m)}$   $M_{\min} = 0.00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 0.00

Position de l'axe neutre:  $y = 0.4 \text{ (cm)}$

Bras de levier:  $Z = 54.9 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 90.9 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 21.0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 250.0 \text{ (MPa)}$$