

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

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جانسون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson



Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructures de Base

Thème

Conception et étude d'un ouvrage d'art sur
Oued Bou-saada CW05 ou
Pk 00+381 de 167m de longueur

Présenté par :

BENSALEM WASSIM

Encadré par :

Mme. MOUSTARRI NOURA

Mr. FEDCHOUCHE Ferhat

Promotion 2021/2022

DEDICACES

*En termes de reconnaissance de leurs sacrifices
démessurés et leur amour infini, nous dédions ce
travail à :*

A ma mère et mon père

A mon frère et mes sœurs

A tous mes amis

*Que Dieu les bénisse et leur offre une longue
vie pleine de prospérité et de bonheur.*

REMERCIEMENTS

Je voudrais dans un premier temps remercier ALLAH le tout puissant et miséricordieux, qui m'a donné le courage, la force et la patience pour pouvoir accomplir ce Modeste travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que je remercie ma chère encadreuse **Mme. MOUSTARI NOUARA** pour tous ses grands efforts, ses orientations et sa patience le long de cette période.

Je tiens à exprimer mes sincères remerciements à mon Co-encadreur **Mr. FEDGHOUCHE Ferhat**, qui m'a accordé sa confiance et accepté de m'aider.

Egalement au personnel de **SERO-EST** de Batna; pour leur précieuse aide et confortable accueil.

Je souhaite adresser mes remerciements les plus sincères au **corps professoral et administratif, membres de jury** de l'école pour la richesse et la qualité de leurs formation et examinassions.

Merci à tous et à toutes

ملخص

هدف هذا العمل الذي يدخل في إطار مشروع نهاية التخرج الى القيام بتصميم و دراسة جسر ، بطول أولي يبلغ 167 مترًا وعرضه 11.4 مترًا ، يقع على الصرق الولائي رقم 05 الذي يربط مدينة بوسعادة بولتام بين النقطة الكيلومترية 00 + 381.76 و 00 + 549.50 .

تبدأ دراستنا ببحث بيبليوغرافي عن الانحنيات المحلي بفعل المياه الجارية حول كومة الجسر بعد ذلك نتطرق إلى دراسة المشروع الذي ينقسم بذاته لثلاثة أجزاء رئيسية الأول يتمثل في تقديم موقع إنجاز المشروع و خصائصه الثاني يتناول اقتراح ثلاث متغيرات ، يتم فيه الاختيار الأمثل لي واحد من بينهم وفقا للمعايير المتبعة في المجال .ثالثا بعد تحديد هذا الأخير. نشرع في دراسة عناصر الهيكل ، بدءًا من السطح بالتحقق ون قوة الخرسانة و الحديد ، إلى الركائز الوسطية والطرفية للتذكير قمنا بالاستعانة ببرنامج من اجل دراسة هذا المشروع

كلمات مفتاحية: كلمات الرئيسية: جسر خرساني سابق الإجهاد ، جسر ، التصميم ، البنية التحتية

Résumé

Le but de ce travail en l'étude d'un pont les caractéristiques suivantes c'est un pont à poutre en béton précontrainte par post tension, d'une longueur initiale de 167 m et d'une largeur de 11.40 m, le tablier repose sur 4 piles et 2 culées, situé sur le CW 05 reliant BOU-SAADA à OULTEM entre le PK 00 + 381.76 et le PK 00 + 549.50.

Notre étude débute par une recherche bibliographique sur l'affouillement local autour des piles. Par la suite de ce travail l'étude de l'ouvrage est compose de trois parties principales. La première partie consiste à présenter le site de réalisation de l'ouvrage suivie par une étude hydrologique et hydraulique d'Oued Bou-saâda, La deuxième partie traite la conception des variantes qu'on finira par choisir la plus avantageuse. Une fois la variante. Choisit, on effectue le dimensionnement des éléments de l'ouvrage, A savoir : La définition des charges et surcharges, l'étude de la précontrainte où on vérifie les contraintes du béton et l'acier actifs, calcul des éléments de tablier, ensuite on termine par les appuis (pile et culée).

La modélisation a été faite par logiciel **ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS**.

Mots clés: Conception et étude, Pont poutre VIPP, Pont a poutres en béton armé, Etude hydrologique et hydraulique, béton précontraint, Poste tension, Etude sismique, Infrastructure.

Abstract

This project, whose purpose is design and study of Road Bridge, this memory begins with a library search on local scour around bridge piers. Thereafter of this work the study of the project is consists of three main parts. The first part consists in presenting the site of realization, followed by a hydrological and hydraulic study of oued Bou-saâda, Once the variant chosen, we begin the study of elements' structure, starting with the bridge deck where we define the active and passive reinforcement, then we finish with the supports (Bent and abutment) for the stability of the foundation. Finally, the modulation of this bridge was realized by software.

Keywords: Beam, Bridge, Bent, Abutment, Foundation.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE

CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIO SUR L'AFFOUILLEMENT LOCAL AUTOUR DES PILES

I.1.	INTRODUCTION	2
I.2.	DEFINITION	2
I.2.1.	<i>Les Ponts</i>	2
I.2.2.	<i>Les Cours d'eau</i>	2
I.2.3.	<i>L'Affouillement :</i>	2
I.3.	LE PHENOMENE D'AFFOUILLEMENT	3
I.3.1.	<i>Classification de l'affouillement</i>	3
I.3.1.1.	Equilibre statique	3
I.3.1.2.	Equilibre dynamique	3
I.3.2.	<i>Types d'affouillement :</i>	4
I.3.2.1.	Affouillement général	4
I.3.2.2.	Affouillement local	5
I.3.2.3.	Affouillement de contraction	5
I.3.3.	<i>Paramètres conditionnant l'affouillement</i>	5
I.3.3.1.	Propriétés du sol :	5
I.3.3.2.	Les courants d'eau et les crues :	6
I.3.3.3.	La présence d'ouvrage	7
I.3.3.4.	Paramètres structurels	8
I.3.4.	<i>Méthodes d'évaluation de l'affouillement</i>	8
I.3.4.1.	Evaluation in situ	8
I.3.4.2.	Evaluation empirique	9
I.4.	QUELQUES CAS PATHOLOGIQUES LIES AUX AFFOUILLEMENTS	11
I.4.1.	<i>Pont routier sur RN6 (Ain Sefra)</i>	11
I.4.2.	<i>Pont enjambant Oued Barika</i>	12
I.5.	RECOMMANDATIONS POUR LA PROTECTION DES PONTS CONTRE L'AFFOUILLEMENT	13
I.6.	CONCLUSION	13
I.7.	REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	14

CHAPITRE II PRESENTATION DU PROJET

II.1.	INTRODUCTION	16
II.2.	PRESENTATION DU PROJET	16
II.2.1.	<i>Situation et l'objectif du Projet</i>	16
II.2.2.	<i>Objectif du projet</i>	17
II.2.3.	<i>Obstacles à Franchir :</i>	17
II.3.	LES DONNEES DE PROJET	17
II.3.1.	<i>Les données fonctionnelles</i>	17
II.3.1.1.	Tracé en plan	17
II.3.1.2.	Profil en long	18
II.3.1.3.	Profil en travers	18
II.3.2.	<i>Les données naturelles</i>	19
II.3.2.1.	Topographie	19
II.3.2.2.	Sismicité du site	19
II.3.2.3.	Température	19

II.3.2.4.	Vent	19
II.3.2.5.	Hydrauliques.....	19
II.3.2.6.	Géotechnique	19
II.4.	CONCLUSION	20

CHAPITRE III ETUDE HYDROLOGIQUE ET HYDRAULIQUE

III.1.	INTRODUCTION	21
III.2.	ETUDE HYDROLOGIQUE :	21
III.2.1.	Pluviométrie.....	21
III.2.2.	Pluie mensuelle :	21
III.2.3.	Caractéristiques des bassins versants.....	22
III.2.4.	Les méthodes de calcul du débit de crue :	23
III.2.5.	Détermination de débit de crue	24
III.2.5.1.	Formule de Mallet Gauthier	24
III.2.5.2.	Formule Hazan Lazarevic	24
III.2.5.3.	Formule de Fuller II.....	24
III.2.5.4.	Paramètres de calcul	24
III.2.5.5.	Estimation des débits de crues	26
III.2.6.	Résultats du calcul hydraulique	27
III.3.	ETUDE HYDRAULIQUE :	28
III.3.1.	Calcul du débit de saturation.....	28
III.3.1.1.	Paramètres de calcul	28
III.3.1.2.	Application numérique	29
III.3.1.3.	Interprétation des résultats.....	30
III.4.	CALAGE DU PONT	30
III.5.	EVALUATION L’AFFOUILLEMENT LOCAL AUTOUR DES PILES	30
III.5.1.	Donnée de calcul.....	30
III.5.1.1.	Hydrologique :	30
III.5.1.2.	Paramètres structurels	30
III.5.1.3.	L’angle d’attaque	31
III.5.1.4.	Géotechnique :	31
III.5.1.5.	Nombre de Froude :	32
III.5.2.	Application numérique :	32
III.5.3.	Interprétation des résultats	32
III.6.	CONCLUSION	32

CHAPITRE IV CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT

IV.1.	INTRODUCTION :	34
IV.2.	CHOIX DES VARIANTES :	34
IV.3.	PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES.....	35
IV.3.1.	Variante 01 : « Pont à poutres précontraintes du type VIPP »	35
IV.3.1.1.	Conception de la superstructure	35
IV.3.1.2.	Conception longitudinale	35
IV.3.1.3.	Conception transversale.....	35
IV.3.1.4.	Pré-dimensionnement de l’infrastructure	37
IV.3.2.	Variante 02 : « Pont Mixte Bipoutre »	41
IV.3.2.1.	Conception longitudinale	41
IV.3.2.2.	Conception transversale	41
IV.3.2.3.	La connexion entre la dalle et la charpente métallique.....	41
IV.3.2.4.	Conception des poutres principales	41
IV.3.2.5.	Conception des entretoises	43
IV.3.2.6.	Pré-dimensionnement de l’infrastructure	44

IV.3.3.	<i>Variante 03 : « Pont a poutres en béton armé à travées indépendantes »</i>	46
IV.3.3.1.	Conception longitudinale :	46
IV.3.3.2.	Conception transversale :	46
IV.3.3.3.	Pré-dimensionnement de l'infrastructure	48
IV.4.	ANALYSE MULTICRITERE.....	51
IV.4.1.	<i>Comparaison entre les 3 techniques de construction</i>	51
IV.4.2.	<i>Devis estimatif et quantitatif des trois tabliers</i>	52
IV.4.3.	<i>Analyse des variantes</i>	56
IV.5.	CONCLUSION	56

CHAPITRE V CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL

V.1.	INTRODUCTION	57
V.2.	NORMES ET REGLES DE CALCUL.....	57
V.3.	CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX.....	57
V.3.1.	<i>Béton</i>	57
V.3.2.	<i>Armatures</i>	57
V.3.2.1.	Armatures passives.....	58
V.3.2.2.	Armatures de précontrainte	58
V.3.3.	<i>Contraintes admissibles</i>	58
V.3.3.1.	Béton	58
V.3.3.2.	Armatures	59
V.4.	EVALUATION DES ACTIONS.....	60
V.4.1.	<i>Evaluation des actions hors trafic</i>	60
V.4.1.1.	Les charges permanentes	60
V.4.1.2.	Action thermique.....	62
V.4.2.	<i>Evaluation des actions dues au trafic</i>	62
V.4.2.1.	Système de charge à considérer	62
V.4.2.2.	Caractéristiques du pont :	62
V.4.2.3.	Système de charge A.....	63
V.4.2.4.	Système de charge B.....	64
V.4.2.5.	Charges militaires : Mc 120.....	67
V.4.2.6.	Charges exceptionnelles : D240	67
V.4.2.7.	Coefficient de majoration dynamique	68
V.4.2.8.	Efforts de freinage	68
V.5.	LES COMBINAISONS D' ACTIONS	69
V.5.1.	<i>Valeurs caractéristiques des actions dues au trafic</i>	69
V.5.2.	<i>Combinaisons de charges</i>	69
V.6.	CONCLUSION	70

CHAPITRE VI MODELISATION ET EVALUATION DES EFFORTS CHARGES

VI.1.	INTRODUCTION	72
VI.2.	PRESENTATION DE LOGICIEL :	73
VI.3.	EVALUATION DES EFFORTS EN SERVICE.....	74
VI.4.	MODELISATION.....	74
VI.4.1.	<i>Définition des charges</i>	75
VI.4.2.	<i>Affectation des charges</i>	75
VI.4.2.1.	Charges permanentes.....	75
VI.4.2.2.	Surcharges A(l) :	76
VI.4.2.3.	Les charges mobiles	76
VI.4.2.4.	Action thermique :	78
VI.4.3.	<i>Résultats</i>	79

CHAPITRE VII Etude de la Précontrainte

VII.1.	ETUDE DE LA PRECONTRAITE.....	82
VII.1.1.	Introduction.....	82
VII.1.2.	Principe du béton précontraint.....	82
VII.1.3.	Procédé de la précontrainte.....	82
VII.1.4.	Données de calcul.....	83
VII.1.5.	Détermination de la valeur minimale de la précontrainte en service :.....	84
VII.1.6.	Détermination du nombre de câbles :.....	84
VII.1.7.	Détermination du nombre de câble au niveau d'about.....	85
VII.1.8.	Pré-vérification des contraintes.....	85
VII.1.9.	Trace des câbles de précontrainte.....	86
VII.1.9.1.	Principe.....	86
VII.1.9.2.	Position des câbles.....	87
VII.1.9.3.	Tracé des câbles :.....	88
VII.1.10.	Calcul des pertes.....	90
VII.1.10.1.	Définition :.....	90
VII.1.10.2.	Les types de pertes :.....	90
VII.1.10.3.	Calcul des pertes de tension:.....	90
VII.1.11.	Les pertes totales.....	93
VII.1.12.	Vérification des contraintes normales.....	93
VII.1.12.1.	Sections de vérification :.....	93
VII.1.12.2.	Caractéristiques nettes des sections:.....	94
VII.1.12.3.	Limitation des contraintes.....	94
VII.1.12.4.	Effort de précontrainte :.....	95
VII.1.12.5.	Justification des contraintes normales :.....	95
VII.1.13.	Justification des contraintes tangentielles a l'ELS:.....	96
VII.2.	ARMATURES PASSIVES DES POUTRES.....	98
VII.2.1.	Armatures passives des zones tendues.....	98
VII.2.2.	Justifications de la poutre à l'ELU.....	99
VII.2.3.	Armature de peau.....	100
VII.3.	CONCLUSION.....	101

CHAPITRE VIII ETUDE DU TABLIER

ETUDE DU TABLIER.....	104	
VIII.1.1.	Introduction.....	104
VIII.1.2.	Flèches et contre flèches.....	104
VIII.1.3.	Flèche totale.....	106
VIII.2.	ETUDE DE L'ENTRETOISE.....	106
VIII.2.1.	Principe de ferrailage.....	106
VIII.2.2.	Évaluation des efforts.....	107
VIII.2.3.	Ferrailage de l'entretoise :.....	108
VIII.3.	ETUDE DE L'HOURLDIS.....	109
VIII.3.1.	Principe de ferrailage :.....	109
VIII.3.2.	Évaluation des efforts.....	110
VIII.3.3.	Ferrailage de la dalle.....	111
VIII.4.	CONCLUSION.....	111

CHAPITRE IX ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DU PONT

IX.1.	INTRODUCTION.....	113
-------	-------------------	-----

IX.2.	APPAREIL D'APPUI	113
IX.2.1.	<i>Les appareils d'appui en élastomère fretté</i>	113
IX.2.2.	<i>Définition géométrique d'un appareil d'appui</i>	114
IX.2.3.	<i>Dimensionnement des appareils d'appui</i>	114
IX.2.3.1.	Aire l'appareil d'appui :	114
IX.2.3.2.	Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui T	115
IX.2.3.3.	Dimensionnement des frettes	115
IX.2.4.	<i>Evaluation des raideurs statiques et dynamiques des appuis</i>	116
IX.2.5.	<i>Evaluation des efforts verticaux appliqués sur les appareils d'appuis</i>	116
IX.2.6.	<i>Evaluation des des efforts et les déplacements les horizontaux</i>	117
IX.2.6.1.	Efforts dus aux actions dynamiques :	117
IX.2.6.2.	Efforts dus aux actions statiques :	117
IX.3.	ETUDE SISMIQUE	118
IX.3.1.	<i>Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique</i>	118
IX.3.2.	<i>Méthode de calcul</i>	118
IX.3.2.1.	La méthode spectrale monomodale	118
IX.3.2.2.	La méthode du spectre de réponse	120
IX.3.2.3.	Spectre de réponse de la composante horizontale	122
IX.3.2.4.	Spectre de réponse de la composante verticale	123
IX.3.3.	<i>Modes significatifs</i>	123
IX.3.4.	<i>Période propre</i>	124
IX.3.5.	<i>Combinaison des réponses modale</i>	124
IX.3.6.	<i>Combinaison des composantes de l'action sismiques</i>	124
IX.3.7.	<i>RESULTATS</i>	125
IX.3.7.1.	Le déplacement maximal de l'ouvrage	125
IX.3.7.2.	Sollicitations défavorables	125
IX.4.	VERIFICATIONS DU DIMENSIONNEMENT SELON L'RPOA	127
IX.4.1.1.	Résistance à la compression	127
IX.4.1.2.	Sécurité au flambement	127
IX.4.1.3.	Limitation de la distorsion dans le sens longitudinal	128
IX.4.1.4.	Condition de non glissement :	128
IX.5.	DES D'APPUIS.....	129
IX.5.1.	<i>Dimensionnement des dés d'appuis au niveau de la pile et la culée</i>	129
IX.5.2.	<i>Ferraillage des dés d'appuis</i>	129
IX.6.	JOINT DE CHAUSSEE	130
IX.6.1.	<i>Calcul de souffle</i>	130
IX.6.2.	<i>Type de joint</i>	131
IX.7.	CONCLUSION	131

CHAPITRE X ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

X.1.	INTRODUCTION	132
X.2.	ETUDE DE LA PILE.....	132
X.2.1.	<i>Conception de la pile</i>	132
X.2.1.1.	Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis du flambement	133
X.2.2.	<i>Evaluation des efforts agissant sur la pile</i>	133
X.2.2.1.	Efforts statiques :	134
X.2.2.2.	Efforts sismiques.....	134
X.2.2.3.	Combinaisons des efforts	134
X.2.3.	<i>Ferraillage des éléments de la pile</i>	135
X.2.3.1.	Ferraillage de chevêtre	135
X.2.3.2.	Etude des fûts	138
X.2.1.	<i>Etude de fondation</i>	139

X.2.2. <i>Ferraillage de la semelle</i>	139
X.2.2.1. Etude des pieux	141
X.3. ETUDE DE LA CULEE	144
X.3.1. <i>Conception des culées</i>	144
X.3.1.1. Choix de type de culée	144
X.3.1.2. Eléments constituant une culée remblayée	144
X.3.1.3. Pré-dimensionnement de la culée	144
X.3.2. <i>Evaluation des efforts agissant sur les culées</i> :	145
X.3.2.1. Evaluation des efforts issus du remblai et des surcharges :	146
X.3.2.2. Evaluation des efforts issus de la culée :	146
X.3.2.3. Evaluation des efforts issus du tablier :	147
X.3.2.4. Combinaisons de charge	147
X.3.3. <i>Etude sismique de la culée</i>	147
X.3.3.1. Evaluation des charges sismique	147
X.3.4. <i>Combinaison des efforts</i>	149
X.4. FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA CULEE	150
X.4.1. <i>Ferraillage du mur frontal</i>	150
X.4.2. <i>Ferraillage du mur garde grève</i>	150
X.4.3. <i>Dalle de transition</i>	152
X.4.4. <i>Corbeau d'appui de la dalle de transition</i>	153
X.4.5. <i>Mur en retour</i>	153
X.5. CONCLUSION	156
CONCLUSION GENERALE	158
BIBLIOGRAPHIE	159
ANNEXE A	161
ANNEXE B	171
ANNEXE C	174
ANNEXE D	186
ANNEXE E	189
ANNEXE F	79

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : Recherche Biblio sur l'affouillement local autour des piles

FIGURE I. 1: L'EVOLUTION DE LA PROFONDEUR D'AFFOUILLEMENT EN FONCTION DU TEMPS.....	4
FIGURE I. 2: LES TYPES D'AFFOUILLEMENT SOUS LES PONTS.	5
FIGURE I. 3 : LA BALANCE DE LANE (1955).....	6
FIGURE I. 4 : AFFOUILLEMENT LOCAL AUTOUR D'UNE PILE SOUS L'EFFET DE VORTEX.	7
FIGURE I. 5 : PONT DANS UNE ZONE DE CONTRACTION DU COURS D'EAU.	7
FIGURE I. 6 : FORMES DE LA PILE	8
FIGURE I. 7: ILLUSTRATION DES NOTATIONS DE L'APPROCHE AMERICAINE D'AFFOUILLEMENT.	10
FIGURE I. 8: ABAQUE DONNANT LA PROFONDEUR RELATIVE MAXIMALE D'AFFOUILLEMENT LOCAL EN FONCTION DE R POUR UN SABLE A GRANULOMETRIE PEU ETENDUE. [01].....	11
FIGURE I. 9: EFFONDREMENT DU PONT ROUTIER A PK 0+710 RN6 –AIN SEFRA	12
FIGURE I. 10: L'EFFONDREMENT DU PONT ENJAMBANT OUED BARIKA	12

CHAPITRE III : Etude hydrologique et hydraulique

FIGURE III. 1 : SITUATION DU BASSIN VERSANT.....	22
FIGURE III. 2: COURS D'EAU BASSIN VERSANT.....	22
FIGURE III. 3: PROFIL EN LONG DU COURS D'EAU LE PLUS LONG (TALWEG PRINCIPAL).....	23
FIGURE III. 4: COURBE DETERMINANT LE NIVEAU CORRESPONDANT AUX PHE	29
TABLEAU III. 12: FACTEUR DE FORME DE LA PILE K_1 FIGURE III. 5 : FORMES DE LA PILE.....	30
FIGURE III. 6 : L'ANGLE D'ATTAQUE SUR LA PILE	31
FIGURE III. 7 : ESSAI GRANULOMETRIQUE.	31

CHAPITRE VI : modélisation et évaluation des efforts charges

FIGURE IV. 1 : MORPHOLOGIE GENERALE D'UN PONT A POUTRES EN BETON PRECONTRAIT.	35
FIGURE IV. 2 : NOTATION DES DIMENSIONS.	36
FIGURE IV. 3: PROFIL EN TRAVERS D'UN BIPOUTRE A PIECES DE PONT.	41
FIGURE IV. 4 : NOTATION DES DIMENSIONS.	42
FIGURE IV. 5 : NOTATION DES DIMENSIONS.	43
FIGURE IV. 6 : NOTATION DES DIMENSIONS	47

CHAPITRE V : Charges et hypothèses de calcul

FIGURE V. 1 : LIMITATION DES CONTRAINTES DES SECTIONS EN B.P.	59
FIGURE V. 2 : LA LARGEUR ROULABLE.	62
FIGURE V. 3 : SYSTEME DE CHARGEMENT BC.	65
FIGURE V. 4 : SYSTEME DE CHARGEMENT B_r	66
FIGURE V. 5 : SYSTEME DE CHARGEMENT B_r	66
FIGURE V. 6: CONVOI DE CHARGE Mc 120.	67
FIGURE V. 7 : CONVOI EXCEPTIONNEL D240	67

CHAPITRE VI : modélisation et évaluation des efforts charges

Figure VI. 1: Modèle de calcul de la partie poutre.74	
FIGURE VI. 2 : LES CHARGES PERMANENTES APPLIQUEES SUR LE MODELE GLOBALE.	76
FIGURE VI. 3 : AFFECTATIONS DES CHARGES TYPE $A(L)_1$ ET $A(L)_2$	76
FIGURE VI. 4 : AFFECTATIONS DES CHARGES TYPE $A(L)_1$ ET $A(L)_2$	77
FIGURE VI. 5 : AFFECTATIONS DES CHARGES TYPE $A(L)_1$ ET $A(L)_2$	77
FIGURE VI. 6 : AFFECTATIONS DES CHARGES TYPE BT_1 ET BT_2	77
FIGURE VI. 7 : AFFECTATIONS DES CHARGES TYPE BC_1 ET BC	78
FIGURE VI. 8 : AFFECTATIONS DES CHARGES TYPE T ET $\Delta\theta$	78
FIGURE VI. 9 : MOMENT MAXIMAL A L'ELS.	79
FIGURE VI. 10 : MOMENT MAXIMAL A L'ELU.....	79
FIGURE VI. 11 : EFFORT TRANCHANT MAXIMAL A L'ELS.....	80
FIGURE VI. 12 : EFFORT TRANCHANT MAXIMAL A L'ELU.....	80

FIGURE VI. 13 : MOMENTS POIDS PROPRE DE LA POUTRE.	81
FIGURE VI. 14 : MOMENTS POIDS PROPRE DE LA POUTRE.	81
FIGURE VI. 15 : EFFORT TRANCHANT MAXIMAL POUTRE + DALLE.....	81
CHAPITRE VII : Etude de la Précontrainte	
FIGURE VII. 1 : DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES DES CABLES DE PRECONTRAITE.....	87
FIGURE VII. 2 : RAYON DE COURBURE DU CABLE.	88
FIGURE VII. 3: L'ANGLE DE DEVIATION DES CABLES.	88
FIGURE VII. 4 : SECTIONS DE VERIFICATIONS.....	93
FIGURE VII. 5 : DIAGRAMME DES CONTRAINTES ET FERRAILLAGE A MI- TRAVEE.	98
FIGURE VII. 6 : ARMATURE DE LA POUTRE	101
CHAPITRE VIII : Etude du tablier	
FIGURE VIII. 1 : FLECHE MAX DE LA POUTRE DUE A POIDS PROPRE.	104
FIGURE VIII. 2 : LA CONTRE-FLECHE DE LA POUTRE SEULE AVANT LE COULAGE DE LA DALLE.	105
FIGURE VIII. 3 : LA FLECHE MAXIMALE DU TABLIER EN SERVICE.	105
FIGURE VIII. 4 : POSITION DES VERINS.	107
FIGURE VIII. 5 : MODELE DE CALCUL.....	107
FIGURE VIII. 6: DIAGRAMME DES MOMENTS SOUS G A L'ELS.	108
FIGURE VIII. 7: DIAGRAMME DES MOMENTS SOUS G A L'ELU.	108
FIGURE VIII. 8 : DIAGRAMME DE L'EFFORT TRANCHANT SOUS G A L'ELU.	108
FIGURE VIII. 9 : FERRAILLAGE DE L'ENTRETOISE.....	109
FIGURE VIII. 10 : DIAGRAMME DES MOMENTS SOUS G + 1.2 Bt2+ A L'ELS.	110
FIGURE VIII. 11 : DIAGRAMME DES MOMENTS SOUS 1.35G + 1.6 Bt2 A L'ELU.....	110
FIGURE VIII. 12 : FERRAILLAGE DE LA DALLE (COUPE TRANSVERSALE).	111
CHAPITRE IX : Etude Sismique et Equipements du Pont	
FIGURE IX. 1 : DEFINITION GEOMETRIQUE D'UN APPAREIL D'APPUI.	114
FIGURE IX. 2 : MODELE DE CALCULE VUE EN PLAN	121
FIGURE IX. 3 : MODELE DE CALCUL MULTIMODAL 3D	121
FIGURE IX. 4 : CONDITION D'APPUIS TABLIER-CULES/PILES.	121
FIGURE IX. 5 : SPECTRE DE REPONSE ELASTIQUE SAE (T) - COMPOSANTE HORIZONTALE.	122
FIGURE IX. 6 : SPECTRE DE REPONSE ELASTIQUE SAE (T) - COMPOSANTE VERTICALE.	123
FIGURE IX. 7 : DEPLACEMENT DE L'OUVRAGE DANS LE SENS LONGITUDINAL.....	125
FIGURE IX. 8 : DEPLACEMENT DE L'OUVRAGE DANS LE SENS TRANSVERSAL.	125
FIGURE IX. 9 : LES SOLLICITATIONS POUR CHAQUE FUT DE LA PILE 13 DANS LE SENS LONGITUDINAL.	126
FIGURE IX. 10 : LES SOLLICITATIONS DE CHAQUE FUT DE LA PILE 13 DANS LE SENS TRANSVERSAL.....	126
FIGURE IX. 11 TYPE DE JOINT	131
CHAPITRE X : Etude de l'Infrastructure	
FIGURE X. 1: DIMENSIONS DES PILES LES PLUS HAUTES	133
FIGURE X. 2 : MOMENT FLECHISSANT MAXIMAL SOUS LA COMBINAISON G+ D240	135
FIGURE X. 3 : MOMENT FLECHISSANT MAXIMAL SOUS LA COMBINAISON 1.35G+1.35D240.	136
FIGURE X. 4 : EFFORT TRANCHANT MAXIMAL SOUS LA COMBINAISON G+D240.	136
FIGURE X. 5 : EFFORT TRANCHANT MAXIMAL SOUS LA COMBINAISON 1.35G+1.35D240	136
FIGURE X. 6 : FERRAILLAGE DE CHEVETRE	138
FIGURE X. 7 : FERRAILLAGE DES COLONNES DES FUTS	139
FIGURE X. 8 : APPLICATION DE LA METHODE DE BIELLE	139
FIGURE X. 9 : FERRAILLAGE DE LA SEMELLE	141
FIGURE X. 10 : FERRAILLAGE DU PIEU.	143
FIGURE X. 11: DIMENSIONS DE LA CULEE 1.	145
FIGURE X. 12 : POUSSEE DES TERRES .	FIGURE X. 13 : POUSSEE DES SURCHARGES.
154	154
FIGURE X. 14: LES SURCHARGE DES TROTTOIRS	FIGURE X. 15: COMPLEMENT DES CHARGES PERMANENTES
154	154
FIGURE X. 16 : LA COMBINAISON G+1.2Q .	FIGURE X. 17: LA COMBINAISON G+S
155	155

FIGURE X. 18: LES MOMENTS M_{YY}	FIGURE X. 19: LES MOMENTS M_{XX}	155
FIGURE X. 20 : FERRAILLAGE DE LA CULÉE		157

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : Recherche Biblio sur l'affouillement local autour des piles

TABLEAU I. 1: FACTEUR DE FORME DE LA PILE K_1	8
TABLEAU I. 2 : LES VALEURS DES COEFFICIENTS DE CORRECTION	10

CHAPITRE II : Présentation du Projet

TABLEAU III. 1: PLUVIOMETRIE DE LA REGION DE BOU-SAADA.....	21
TABLEAU III. 2 : DESCRIPTION LES METHODES RECOMMANDEES PAR LA D.R.C.R.....	22
TABLEAU III. 3: DESCRIPTION LES METHODES RECOMMANDEES PAR LA D.R.C.R.....	23
TABLEAU III. 4: INTENSITE ET TEMPS DE CONCENTRATION DE LA PLUIE.	25
TABLEAU III. 5 : LE COEFFICIENT DE RUISSELLEMENT	26
TABLEAU III. 6: RESULTATS DE CALCUL HYDRAULIQUE.	26
TABLEAU III. 7 : RESULTATS DE CALCUL HYDRAULIQUE.....	27
TABLEAU III. 8 : RESULTATS DE CALCUL HYDRAULIQUE.....	27
TABLEAU III. 9 : RESULTATS DE CALCUL HYDRAULIQUE.....	27
TABLEAU III. 10 : VALEURS DU DEBIT EN FONCTION DU NIVEAU DE L'EAU	29
TABLEAU III. 11 : INTERPOLATION DES HAUTEURS	30
TABLEAU III. 12: FACTEUR DE FORME DE LA PILE K_1 FIGURE III. 5 : FORMES DE LA PILE.....	30
TABLEAU III. 13 : L'AFFOUILLEMENT LOCAL AUTOUR DES PILES.....	32

CHAPITRE IV : Conception et Pré-dimensionnement

TABLEAU IV. 1 : RECAPITULATION DU PRE-DIMENSIONNEMENT DE LA VARIANTE 1.....	36
TABLEAU IV. 2 : CHOIX ET DIMENSIONS DE LA PILE RETENUE POUR LA VARIANTE 1.	37
TABLEAU IV. 3 : CHOIX ET DIMENSIONS DE LA CULEE RETENUE POUR LA VARIANTE 1	38
TABLEAU IV. 4 : PRE-DIMENSIONNEMENT DES POUTRES METALLIQUES SELON CALGARO ET SETRA.....	42
TABLEAU IV. 5 : PRE-DIMENSIONNEMENT DES PIECES DE PONT SELON CALGARO.	43
TABLEAU IV. 6 : TABLEAU RECAPITULATIF DE PRE-DIMENSIONNEMENT DES PILES.....	44
TABLEAU IV. 7 : TABLEAU RECAPITULATIF DE PRE-DIMENSIONNEMENT DES CULEES.	44
TABLEAU IV. 8 : EPAISSEUR DE L'OURDIS	47
TABLEAU IV. 9 : RECAPITULATION DU PRE-DIMENSIONNEMENT DE LA VARIANTE 3.....	47
TABLEAU IV. 10 : CHOIX ET DIMENSIONS DE LA PILE RETENUE POUR LA VARIANTE 3.	48
TABLEAU IV. 11 . CHOIX ET DIMENSIONS DE LA CULEE RETENUE POUR LA VARIANTE 1.....	49
TABLEAU IV. 12 : AVANTAGES ET INCONVENIENTS DES 3 VARIANTES.....	51
TABLEAU IV. 13 : MONTANT TOTAL DE CHAQUE VARIANTE.	52
TABLEAU IV. 14 : DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF DE LA VARIANTE 1.	52
TABLEAU IV. 15 : DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF DE LA VARIANTE 2.	54
TABLEAU IV. 16 : DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF DE LA VARIANTE 3.....	55

CHAPITRE V : Charges et hypothèses de calcul

TABLEAU V. 1 : CARACTERISTIQUES DE BETON.	57
TABLEAU V. 2 CONTRAINTES ADMISSIBLES A LA COMPRESSION DE BETON.....	58
TABLEAU V. 3 : CONTRAINTES ADMISSIBLES DE TRACTION DES ARMATURES PASSIVES.	59
TABLEAU V. 4 : ESTIMATION DU POIDS DU AUX CCP.....	60
TABLEAU V. 5: POIDS PROPRE D'UNE POUTRE.....	61
TABLEAU V. 6: POIDS DU TABLIER	61
TABLEAU V. 7 : COEFFICIENT A_1	64
TABLEAU V. 8: VALEURS DE $A(L)$ POUR LE TABLIER POUTRES.	64
TABLEAU V. 9 : LES VALEURS DE B_c	65
TABLEAU V. 10 : LES VALEURS DE B_c	65
TABLEAU V. 11: LES VALEURS DE B_r	66
TABLEAU V. 12 : COEFFICIENTS DE MAJORATION DYNAMIQUE POUR LE TABLIER.	68
TABLEAU V. 13: L'EFFORT DE FREINAGE $F(KN)$ DE SYSTEME A POUR LE TABLIER POUTRES.	68

TABLEAU V. 14 : TABLEAU DES COEFFICIENTS DES ACTIONS DUES AU TRAFIC.	69
TABLEAU V. 15: COMBINAISONS D'ACTION.	69
CHAPITRE VI : modélisation et évaluation des efforts charges	
TABLEAU VI. 1 : DEFINITION DES CHARGES ET SURCHARGES.	75
CHAPITRE VII : Etude de la Précontrainte	
TABLEAU VII. 1: DONNEES GEOMETRIQUES ET MECANIQUES ET RESULTATS DE LOGICIEL.	83
TABLEAU VII. 2 : DE LA VALEUR MINIMALE DE LA PRECONTRAINTE EN SERVICE.	84
TABLEAU VII. 3: RESULTATS DE VERIFICATION DES CONTRAINTES.	86
TABLEAU VII. 4: POSITION DES CABLES.	87
TABLEAU VII. 5 : CARACTERISTIQUES DU TRACE DES CABLES DE PRECONTRAINTE DES POUTRES.	89
TABLEAU VII. 6 : VALEURS DES PERTES DUES AUX FROTTEMENTS.	90
TABLEAU VII. 7 : VALEURS DES PERTES PAR DEFORMATION INSTANTANEE DU BETON.	91
TABLEAU VII. 8 : VALEURS DES PERTES PAR FLUAGE.	92
TABLEAU VII. 9: VALEURS DES PERTES PAR FLUAGE.	92
TABLEAU VII. 10 : PERTES TOTALES.	93
TABLEAU VII. 11: CARACTERISTIQUES NETTES DES SECTIONS DE VERIFICATION.	94
TABLEAU VII. 12 : CARACTERISTIQUES NETTES DES SECTIONS DE VERIFICATION.	94
TABLEAU VII. 13 : CARACTERISTIQUES DE CHAQUE PHASE DE VERIFICATION.	95
TABLEAU VII. 14: VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES POUR CHAQUE PHASE.	95
TABLEAU VII. 15 : VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES POUR CHAQUE PHASE.	96
TABLEAU VII. 16 : DETERMINATION DES CONTRAINTES « σ_x » ET « T_1 ».	97
TABLEAU VII. 17: DETERMINATION DE LA CONTRAINTE TANGENTIELLE « τ ».	97
TABLEAU VII. 18 : DETERMINATION DE L'ANGLE BU.	99
CHAPITRE VIII : Etude du tablier	
TABLEAU VIII. 1: RESULTATS DE CALCUL DE FERRAILLAGE DE L'ENTRETOISE.	109
TABLEAU VIII. 2 : RESULTATS DE CALCUL DE FERRAILLAGE DE LA DALLE.	111
CHAPITRE IX : Etude Sismique et Equipements du Pont	
TABLEAU IX. 1: DIMENSIONNEMENT EN PLAN DES APPAREILS D'APPUI.	115
TABLEAU IX. 2: EVALUATION DES RAIDEURS LONGITUDINALES STATIQUES ET DYNAMIQUES DES APPUIS.	116
TABLEAU IX. 3: EVALUATION DES REACTIONS R(KN) POUR UN SEUL APPAREIL D'APPUI D'UNE POUTRE.	116
TABLEAU IX. 4: EVALUATION DES EFFORTS VERTICAUX SUR CHAQUE APPAREIL D'APPUI.	117
TABLEAU IX. 5 : EVALUATION DES EFFORTS DUS AUX ACTIONS STATIQUES.	118
TABLEAU IX. 6: CALCUL DES MASSES DES PILES ET DES CHEVETRES.	119
TABLEAU IX. 7: LES ETAPES DE LA MODELISATION.	120
TABLEAU IX. 8 : MODES PROPRES.	124
TABLEAU IX. 9 : CALCUL DU SOUFFLE TOTAL.	131
CHAPITRE X : Etude de l'Infrastructure	
TABLEAU X. 2 : IMPLANTATION ET HAUTEURS DES PILES.	132
TABLEAU X. 3: VERIFICATION DU FLAMBEMENT DE PILES LA PILE HAUTE.	133
TABLEAU X. 4 : EVALUATIONS DES EFFORTS STATIQUES DES PILES LES PLUS SOLLICITEES.	134
TABLEAU X. 5 : REACTIONS ET MOMENTS DUS AU SEISME A LA BASE DE CHAQUE FUT.	134
TABLEAU X. 6 : COMBINAISON A ELS DES EFFORTS A LA BASE DE FUT.	134
TABLEAU X. 7: COMBINAISON A ELS DES EFFORTS A LA BASE DE FUT.	135
TABLEAU X. 8: COMBINAISON A ELU DES EFFORTS A LA BASE DE CHAQUE FUT.	135
TABLEAU X. 9 : FERRAILLAGE DE CHEVETRE.	136
TABLEAU X. 10 : FERRAILLAGE DE CHEVETRE.	139
TABLEAU X. 11 : PRE-DIMENSIONNEMENT DE LA CULEE.	144
TABLEAU X. 12 : CALCUL DES EFFORTS DUS AU REMBLAI ET DES SURCHARGES.	146
TABLEAU X. 13 : CALCUL DES EFFORTS DUS AU POIDS PROPRE DES CULEES.	146
TABLEAU X. 14 : EVALUATION DES CHARGES STATIQUES ET DYNAMIQUES ISSUES DU TABLIER.	147

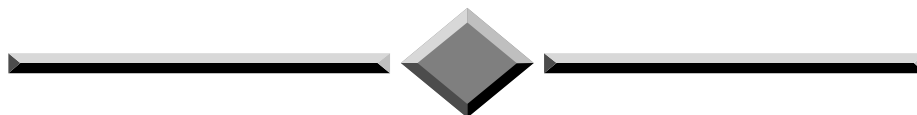
TABLEAU X. 15 : COMBINAISON DES EFFORTS.....	147
TABLEAU X. 16: CALCUL DES COEFFICIENTS DE POUSSEE POSSIBLES.....	148
TABLEAU X. 17: EVALUATIONS DES CHARGES SISMIQUE.....	148
TABLEAU X. 18 : CHARGES SISMIQUES DUES A LA POUSSEE DYNAMIQUES DES TERRES.....	149
TABLEAU X. 19 : CHARGES SISMIQUES DUES AU TABLIER.....	149
TABLEAU X. 20: COMBINAISON DES CHARGES SISMIQUE.....	150
TABLEAU X. 21 : EVALUATION DES EFFORTS DE LA DALLE DE TRANSITION	152

LISTE DES ABBREVIATIONS

- **PK** : Point Kilométrique.
- **RN** : Route Nationale.
- **BAU** : Bande d'arrêt d'urgence.
- **VIPP** : Viaduc à travées Indépendantes à poutres Préfabriquées.
- **SETRA** : Service d'études techniques des routes et autoroutes.
- **BAEL** : Béton armé aux États limites.
- **BPEL** : Béton précontraint aux États limites.
- **DTR** : Document technique Réglementaire.
- **HA** : Haute adhérence.
- **ELU** : États limites ultime.
- **ELS** : États limites en service.
- **ELA** : États limites accidentelles.
- E_p : Module d'Elasticité des câbles de Précontrainte.
- E_s : Module d'Elasticité de l'acier.
- f_{c28} : Résistance caractéristique de béton à la Compression à 28 jours.
- f_e : Limite d'Elasticité de l'acier.
- f_{peg} : Contrainte Elastique Garantie de Précontrainte.
- f_{prg} : Contrainte de Rupture Garantie de Précontrainte.
- f_{t28} : Résistance caractéristique de béton à la Traction à 28 jours.
- σ_{bc} : Contrainte de Compression admissible de Béton.
- σ_{bt} : Contrainte de Traction admissible de Béton.
- σ_{Inf} : Contrainte dans la fibre Inférieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
- σ_s : Contrainte limite de l'acier.
- σ_{Sup} : Contrainte dans la fibre Supérieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
- **HA** : Haute Adhérence.

- **RCPR**: Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.
- **CCP** : Complément des charges permanentes.
- **AAEF** : Appareils d'Appui en Elastomère Fretté.
- **RPOA** : Règles Parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art.
- **Sae** : Spectre de réponse Elastique en Accélération.
- **St** : Espacement des armatures Transversales.
- **ΔT** : Variation uniforme de la température
- **$\Delta \theta$** : Gradient thermique.
- **MGG** : Mur gade grève.
- **MF** : mur frontal.

INTRODUCTION GENERALE



INTRODUCTION GENERALE

Le projet de fin d'études est le fruit de la formation d'ingénieur nous permettre, de mettre en pratique les connaissances acquises pendant cinq années d'études, le choix de projet doit être cohérent avec notre domaine professionnel et au même temps une initiation dans la conception et le dimensionnement des ouvrage d'arts.

Pour notre projet, on a choisi un sujet qui devrait nous permettre de consolider notre formation en conception et étude d'un pont. La construction des ouvrages d'arts connaît une activité significative à la faveur des programmes initiés pour répondre aux exigences socio-économiques du pays. Ces réalisations témoignent de l'importance de ces ouvrages au niveau national.

On appelle pont tout ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une voie de circulation terrestre, fluviale ou maritime .On distingue généralement des ponts routes ou rails.

A la base de tous ces paramètres, l'ingénieur doit faire recours à une conception visant l'optimisation entre plusieurs paramètres déterminants (l'économie, la sécurité des usages, l'esthétique de l'ouvrage et les délais de réalisation) en tenant toujours compte des contraintes naturelles et fonctionnelles susmentionnées.

Chaque année les inondations entraînent des pertes humaines, qui sont emportées par les eaux de l'oued de Bou-saâda et ce, en raison de fortes pluies. Les autorités compétentes ont décidé de mettre fin à ces tragédies, en lançant ce projet qui se résume dans la réalisation cet ouvrage d'art.

Ce projet est attribué en forme gré à gré simple à la Société d'Etudes et Réalisation d'Ouvrage d'Art de l'Est (SERO-EST) Batna.

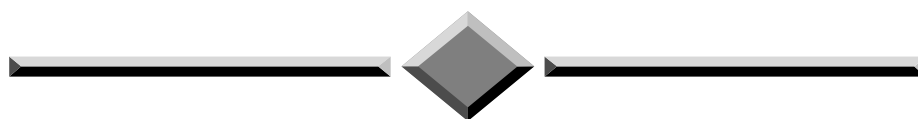
Etant natif de Bou-saâda., tout cela nous a incités à choisir ce thème, qui traite la conception et l'étude de réalisation de l'ouvrage d'art de l'oued de Bou-saâda.

Le présent travaille structuré de la manière suivante :

- Le premier chapitre traite une recherche bibliographique l'affouillement local autour des piles
- le deuxième chapitre sera consacré à une présentation de l'ouvrage ainsi que ses caractéristiques géométriques.
- Le troisième chapitre présente une étude hydrologique et hydraulique suivie par le calage du pont et une évaluation de la profondeur d'affouillement pour les différentes formes de la pile.
- Le chapitre quatre conception générale, le choix des trois variantes, le pré dimensionnement et le choix multicritère.
- Les chapitres cinq et six est consacré l'analyse des charges, les matériaux utilisés et les hypothèses de calcul.
- Les chapitres sept huit présentent une étude générale sur dimensionnement des éléments du tablier.
- Les chapitres huit neuf traitent l'infrastructure.

A la fin du travail, nous terminons par une conclusion générale

CHAPITRE I



RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE SUR L'AFFOUILLEMENT LOCAL AUTOUR DES PILES

I.1. INTRODUCTION

Les ponts étant de très grande importance sur l'échelle socioéconomique, leur stabilité est primordiale, et pour leur conception, on devrait prendre en compte tous les facteurs qui peuvent nuire à leur service.

Les dommages des ponts peuvent être causés par les chargements extérieurs, les dégradations des matériaux de construction, ou encore les effets accidentels.

Les plus grands dégâts des ponts de franchissement de rivières se produisent pendant les crues et les inondations, la raison principale de ces dégâts étant l'affouillement du lit de rivière sous les ponts, l'objet de notre recherche.

Notre recherche est établie pour prendre en compte l'affouillement dans la conception du projet de construction d'un nouveau pont sur oued Bou-saâda et essayer d'évaluer l'impact des affouillements sur cet ouvrage.

I.2. DEFINITION

I.2.1. Les Ponts

Un pont est un ouvrage d'art construit en élévation in situ permettant de franchir un obstacle naturel ou artificiel en assurant la circulation par voie routière, ferroviaire, ou pour canalisation. [01]

Ils peuvent être voutés, à poutres, en arc, suspendus, ou à haubans. Construits en maçonnerie, béton armé, béton précontraint, profilés métallique, ou mixte. Appuyés sur des piles et culées ou béquilles ; selon la conception de l'ingénieur, les besoins fonctionnels, les données naturelles et les exigences économiques. [02]

I.2.2. Les Cours d'eau

Un cours d'eau est un organisme qui permet de récolter et transporter par gravité les eaux des pluies et des sources d'un même bassin versant de l'amont vers l'aval jusqu'au confluent ou la mer.

Sa morphologie est fonction de l'espace et du temps selon le climat, la pente et la géologie du bassin versant. [03]

Un cours d'eau se présente par son profil en long (pente), son tracé en plans (les méandres de l'amont vers l'aval) et sa coupe en travers (la largeur L, périmètre P et la section d'écoulement S). [01]

I.2.3. L'Affouillement :

C'est un phénomène naturel qui décrit l'abaissement du niveau du lit d'une rivière par l'action hydrodynamique de l'eau (l'action érosive ou le transport solide), telles qu'il y a tendance à déchausser ou mettre à nue les fondations d'ouvrages franchissant cette rivière.

La grandeur de cette réduction en dessous du niveau initial du lit de la rivière est dite la profondeur d'affouillement. [04]

I.3. Le phénomène d'affouillement

Les sols constituant les lits de rivières sont généralement sédimentaires, l'écoulement de l'eau à une vitesse donnée sur ces sols entraîne un déplacement continu des sédiments soit par charriage ou par suspension (transport solide).

La variation de la vitesse d'écoulement peut conduire à une augmentation du phénomène de transport et modifier aussi la morphologie du lit. [05]

I.3.1. Classification de l'affouillement

Le lit des rivières constituées de limons, sable ou graviers est mobile. Dès que l'intensité de l'écoulement dépasse un certain seuil, les sédiments sont entraînés. Le mouvement de la masse des matériaux se fait de façon différente selon les caractéristiques de l'écoulement.

Tous les types de sols sont affouillables : les sables lâches et les argiles peuvent atteindre leur profondeur maximale d'affouillement en quelques heures ou au plus quelques jours, alors que les matériaux plus cohésifs peuvent résister des années. Les roches et les matériaux cimentés atteignent leur profondeur maximale d'affouillement dans des décennies. [06]

L'affouillement de contraction et l'affouillement local se passent généralement sous deux conditions d'écoulement en fonction de l'apport solide dans le flux d'en amont : à l'eau claire « **clear-water** » et à fond mobile « **live-bed** ».

I.3.1.1. Equilibre statique

Lorsque la rivière ne charrie pas en amont de l'ouvrage, l'augmentation des contraintes tangentielles donnera une érosion qui s'arrêtera lorsque l'écoulement sera insuffisant pour arracher les matériaux. Cet équilibre est atteint après un temps qui varie en fonction de la force tractrice développée. Il peut être relativement court.

I.3.1.2. Equilibre dynamique

Dans une section du cours d'eau, lorsque le débit solide sortant est égal à celui qui rentre, le cours d'eau ne fait que transporter les matériaux solides sur le fond de la rivière. Cet équilibre est atteint rapidement. On parle donc de l'équilibre dynamique.

L'affouillement à l'eau claire se produit quand il n'y a pas de mouvement de la matière dans le flux en amont ou son transport se fait en suspension à travers le trou d'affouillement autour de la pile ou la culée. [07]

L'affouillement à fond mobile « **live-bed** » survient quand il y a le transport des matériaux du lit de l'amont, l'affouillement local est de nature cyclique, c'est le trou d'affouillement qui se développe pendant la phase de montée des crues et qui se recharge pendant la décrue.

Durant la période des faibles débits, les ponts hydrauliques sur des cours d'eau composés de gros matériaux sont souvent soumis à des affouillements à l'eau claire, par contre durant la période du grand débit l'affouillement est à fond mobile, puis lors de la décrue c'est l'affouillement à l'eau claire.

L'affouillement à l'eau claire « **clear-water** » atteint son maximum au cours d'une période plus longue que l'affouillement à fond mobile « **live-bed** ». C'est parce que l'affouillement à l'eau claire se produit principalement dans les cours d'eau composés des matériaux grossiers.

En fait, l'affouillement local à l'eau claire ne peut atteindre un maximum jusqu'au bout de plusieurs inondations. L'affouillement maximum local à l'eau claire autour des piles est supérieur d'environ 10% par rapport à l'affouillement local d'équilibre à fond mobile. [07]

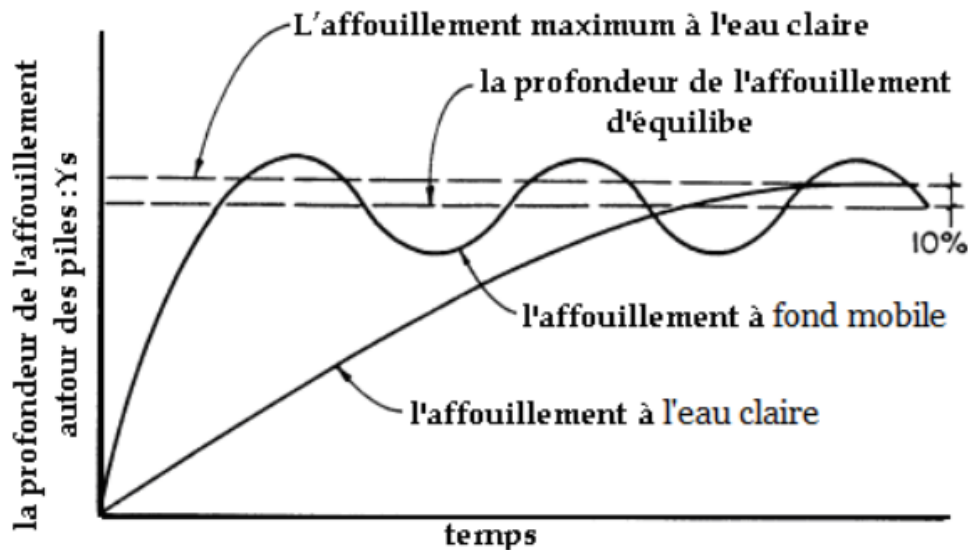


Figure I. 1: L'évolution de la profondeur d'affouillement en fonction du temps.

L'affouillement autour des piles de pont généré par un fond mobile (live-bed) dans les cours d'eau à lit sableux se présente sous une configuration fluctuante sur le lit autour d'une profondeur d'équilibre (Figure II. I.1).

La profondeur maximale de l'affouillement autour de la pile est d'environ **30%** plus grand que la profondeur de l'affouillement en équilibre.

I.3.2. Types d'affouillement :

Pour un pont donné, on définit trois types d'affouillement :

I.3.2.1. Affouillement général

Ce type d'affouillement traite les changements de l'altitude de lit de fleuve dus à des causes induites naturelles - humaines avec l'effet de causer un abaissement global du profil longitudinal du canal. Il se traduit par un changement du régime de fleuve ayant pour résultat la dégradation générale du niveau de lit. L'affouillement général se développe indépendamment de l'existence d'un pont. Il peut être divisé en dégradation à long et à court terme, où les deux types sont différenciés par le développement temporel. (Cheremisinoff et al. 1987). L'affouillement général à Court-terme se produit en réponse à des inondations, tandis que L'affouillement général à long terme se développe sur une période sensiblement plus longue de temps, habituellement de l'ordre de plusieurs années, et inclut la dégradation progressive et l'érosion latérale des rives. [08]

C'est la diminution générale de l'altitude du lit de la rivière. Il se produit indépendamment de l'existence du pont. [09]

I.3.2.2. Affouillement local

Contrairement à l'affouillement général, l'affouillement localisé est directement attribuable à l'existence d'un pont ou d'autres structures riveraines. L'affouillement localisé peut être divisé en contraction et affouillement local.

I.3.2.3. Affouillement de contraction

Par convention un rétrécissement est dit local lorsque sa longueur n'excède pas la largeur du lit. Le "pincement" d'un lit entre les culées d'un pont rentre dans cette catégorie.

Ce type d'affouillement se produit en raison de la contraction d'un canal ou d'une voie d'eau, due soit aux moyens naturels ou intervention humaine de la plaine d'inondation. L'effet d'une telle contraction est une diminution de la section d'écoulement et une augmentation de la vitesse moyenne d'écoulement, qui cause par conséquent une augmentation des forces érosives exercées sur le lit du canal, l'effet global de ce phénomène est l'abaissement du lit de canal. Un pont sur un cours d'eau est un exemple de l'affouillement de contraction. [08]

Dans un canal normal ou à un croisement de pont, qui comporte le déplacement des matériaux du lit où le domaine d'écoulement est réduit par une contraction normale du canal ou par un pont. [09]

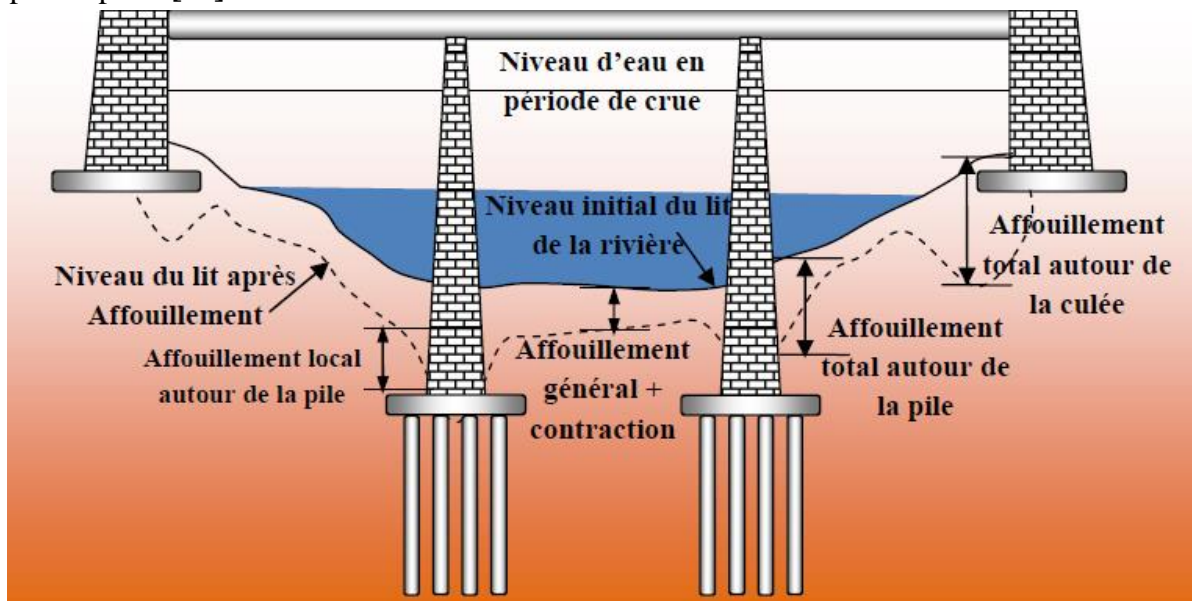


Figure I. 2: Les types d'affouillement sous les ponts.

I.3.3. Paramètres conditionnant l'affouillement

I.3.3.1. Propriétés du sol :

Le transport solide dépend directement de la granulométrie du sol et sa compacité. La faible compacité favorise l'arrachement des grains, et les plus petits sont aussi faciles et rapidement transportés contrairement aux gros granulats qui nécessitent un débit plus important pour être transportés.

L'affouillement est ainsi plus important pour les sols fins, non cohésifs et de granulométrie serrée.

On peut en rajouter à cela, la forme des grains qui, dans le cas de transport solide par charriage, joue un rôle assez important puisque les grains à forme plus en moins arrondis sont aisément charriés contrairement aux grains à formes irrégulières. [05] ; [10]

I.3.3.2. Les courants d'eau et les crues :

L'augmentation de l'intensité d'écoulement d'eau, particulièrement pendant les périodes de crues, fait appel au transport solide ou d'autres termes, le phénomène d'affouillement.

L'influence de la pente de la rivière est aussi très importante puisqu'une pente forte fait accroître la vitesse d'eau et ensuite le transport solide. [05]

Dans l'étude hydrodynamique des rivières, l'interaction entre l'écoulement d'eau et le sol constituant le lit de rivière est figuré par la balance de Lane. [11]

La balance de Lane démontre que l'affouillement se produit dans le cas d'augmentation du débit de l'eau, en combinaison avec la pente d'écoulement, d'une part, et d'autre part, le dépôt des sédiments dans le cas de surabondance du débit solide ou du diamètre des grains.

On peut remarquer que les rivières ont tendance à retrouver leur équilibre dynamique entre l'érosion et le dépôt, ce qui fait la variation continu de la morphologie du cours d'eau. [12]

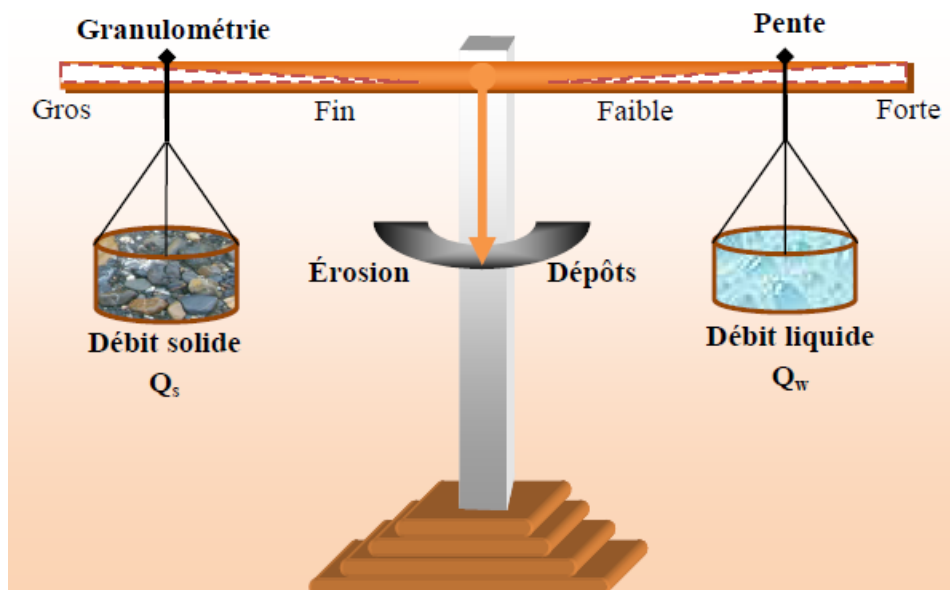


Figure I. 3 : La balance de LANE (1955).

L'interaction entre les grains constituant le sol et l'écoulement d'eau fut l'objet de plusieurs recherches. Il en résulte la notion de la contrainte de cisaillement critique (τ_c) qui donne une force de cisaillement minimale exercé par le courant pour entraîner les grains du sol, et la notion de la vitesse admissible (V_c) qui donne une vitesse maximale admissible pour laquelle les grains d'un sol grossier restent en repos.

La vitesse admissible et la contrainte de cisaillement des sols grossiers non cohésifs sont données par les formules analytiques suivantes :

$$\tau_c = \lambda \Psi_c (\rho_s - \rho_w) g d \text{ (N/m}^2\text{)} ; \quad V_c = 6.19 \times h_0^{1/6} \times d_{50}^{1/3}$$

I.3.3.3. La présence d'ouvrage

➤ Les sillages et vortex :

Les piles d'un ouvrage engendrent elle-même des tourbillons qui font arracher les grains de sol autour des piles de ponts, ce qui produit l'affouillement local et accentue son risque.

Ce phénomène dépend fortement aussi de la forme, la disposition et la section de la pile franchie. [13] ; [10]

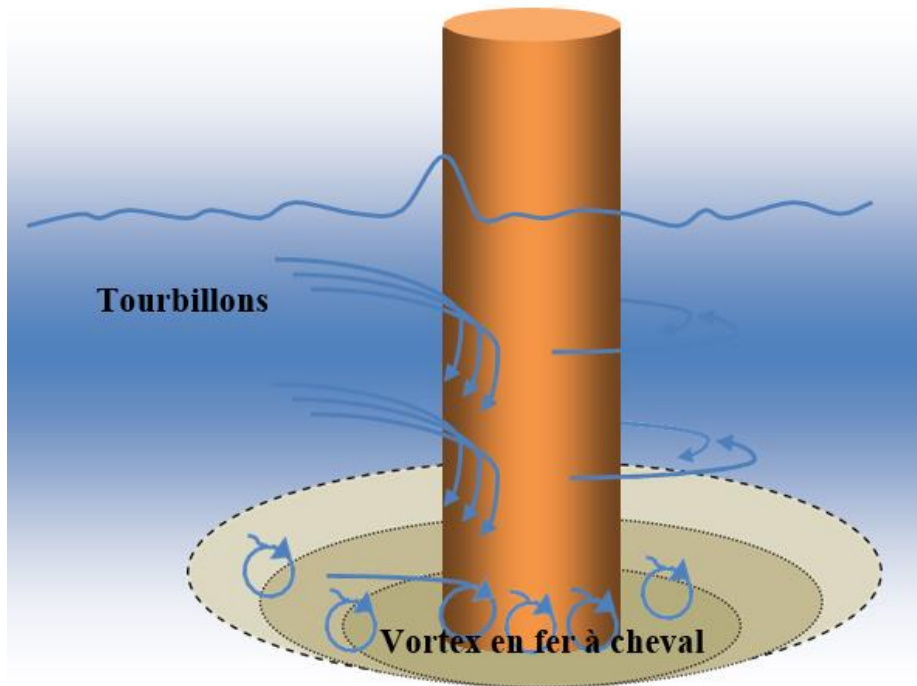


Figure I. 4 : Affouillement local autour d'une pile sous l'effet de vortex.

➤ La contraction :

Un pont peut être construit dans une zone naturelle ou artificielle de réduction de la section du cours d'eau, cette réduction peut être encore résultante de la structure de l'ouvrage lui-même.

Ce fait, augmente éventuellement la vitesse d'eau et sa puissance de transport solide auprès du pont, ce qui se concrétise par un surcreusement local du lit. [10]

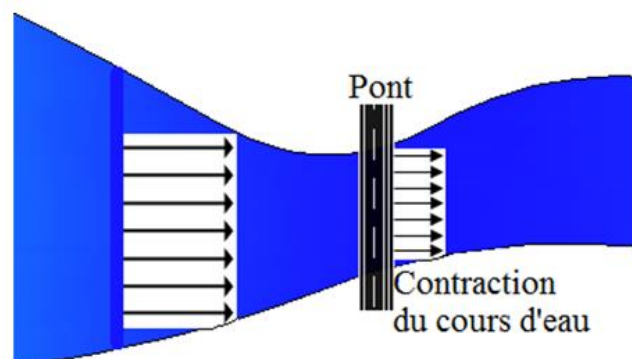


Figure I. 5 : Pont dans une zone de contraction du cours d'eau.

I.3.3.4. Paramètres structurels

Les paramètres structurels, tels que le type, les dimensions et la forme de la pile, constituent des facteurs déterminants de la profondeur d'affouillement local à l'équilibre.

En fonction de la forme de la pile, des facteurs de forme ont été définis, en considérant la forme circulaire comme référence.

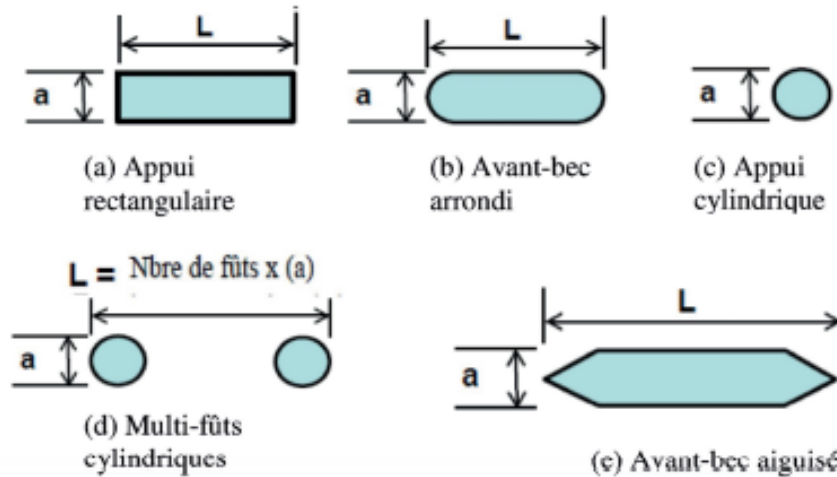


Figure I. 6 : Formes de la pile

Tableau I. 1: Facteur de forme de la pile k_1 .

Forme de pile	K_1
(a) Appui rectangulaire	1.2
(b) Avant-bec arrondi	1.0
(c) Appui cylindrique	1.0
(d) Multi-futs cylindriques	1.0
(e) Avant-bec aiguisé	0.9

I.3.4. Méthodes d'évaluation de l'affouillement

La profondeur d'affouillement est déterminée soit pour les ponts déjà existants pour les réconforter ou pour les nouvelles constructions pour les protéger ; on propose ci-après quelques méthodes

I.3.4.1. Evaluation in situ

➤ Les essais pressiométrique

Les essais pressiométrique peuvent donner une idée sur la profondeur de sol suspect d'affouillement général tout en lisant la variation brutale de sa compacité donnée par le rapport entre le module pressiométrique et la pression limite du sol (E_m/P_l .)

Cette estimation est peu correcte dans le cas des alluvions grossier qui peuvent se redéposer avec la même compacité après les crues. [01]

➤ Diagraphie radioactivité naturelle

Le laboratoire régional des ponts et Chaussées de Toulouse propose une méthode de mesure de la profondeur maximale d'affouillement basée sur la diagraphie radioactivité naturelle. Elle consiste à remplacer le matériau naturel d'un puits de la rivière par un sol de granulométrie similaire mais de radioactivité naturelle différente.

Après une crue, on détermine la position de l'interface entre le matériau non affouillé et les matériaux sédimentés dans un tube de mesure placé au centre du puits, ce qui nous donne la profondeur d'affouillement. [14]

I.3.4.2. Evaluation empirique

Ces méthodes sont issues des expériences sur des modèles réduits ou à partir des synthèses d'études sur des ouvrages existants.

On s'intéressera au plus récentes données par l'approche américaines et l'approche française.

➤ L'approche américaine

Cette méthode est fondée sur la formule de Laursen et Toch qui donne la profondeur maximale d'affouillement local (P_{lim} ou y_s) en fonction du diamètre de la pile ou l'obstacle (D), le niveau de la rivière à l'avant de l'obstacle (y ou y_1) avec des corrections dépendant de la forme de l'avant bec de la pile (le coefficient k_1 ou k_s) et de l'angle entre les directions principales du courant et de la pile (le coefficient k_2 ou k_a) tel que:

$$\frac{P_{Lim}}{D} = 1.5 K_a K_s \left(\frac{y}{D} \right)^{0.3} \quad [01]$$

Cette formule est développée par l'université de Colorado pour estimer la profondeur d'affouillement sous une pile de pont en tenant compte de la section de la pile (de largeur (a) et longueur (l)) avec des corrections dépendant du lit d'oued (k_3), et le nombre de Froude juste avant la pile ($F_r = \frac{V_1}{(gY_1)}$ avec V_1 est la vitesse moyenne du cours d'eau, et g est l'accélération de la pesanteur) tel que:

$$\frac{Y_s}{Y_1} = 2k_1 k_2 k_3 \left(\frac{a}{Y_1} \right)^{0.65} F_r^{0.43} I \quad [13]$$

Cette formule est aussi donnée pour tenir compte du diamètre moyen du sol tapissant le lit par un coefficient correcteur ($K_4 = 1$ si $D_{50} < 2\text{mm}$ ou $D_{95} < 20\text{mm}$; $K_4 = 0.4V_R$ si $D_{50} \geq 2\text{mm}$ ou $D_{95} \geq 20\text{mm}$) tel que

$$\frac{Y_s}{a} = 2k_1 k_2 k_3 k_4 \left(\frac{Y_1}{a} \right)^{0.35} F_r^{0.43} I \quad [15]$$

Dans le cas de risque d'affouillement suite à la contraction de l'eau, on estime aussi sa profondeur donnée par la différence entre les niveaux moyens de l'eau dans la section de contraction (y_2) et dans la section courante (y_1) :

$$y_s = y_2 - y_1 \quad [13]$$

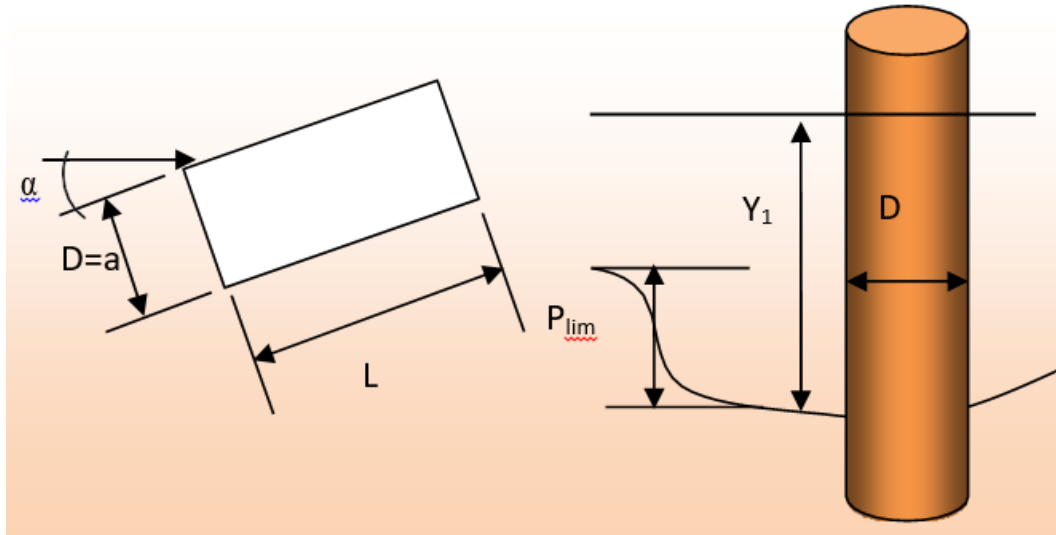


Figure I. 7: Illustration des notations de l'approche américaine d'affouillement.

Tableau I. 2 : Les valeurs des coefficients de correction

Correction selon l'avant bec		Correction selon l'angle α ($k_2 = (\cos\alpha + 1/a \sin\alpha)^{0.65}$)				Correction selon les conditions du lit de rivière (k_3)			Correction selon la granulométrie du sol
Forme de l'avant bec	k_1	α	$l/a=4$	$l/a=8$	$l/a=12$	Condition du lit	Hauteur des pentes (m)	k_3	k_4 est égale à 1 pour les sols fins, et donnée par $0.4V_R^{0.15}$ pour les sols grenus ; $V_R = \frac{V_1 \times V_{icD_{50}}}{V_{cd_{50}} \times V_{icD_{95}}} > 0$ $V_{icD_x} = \left(\frac{D_x}{a}\right)^{0.053} V_{cd_x}$ $V_{cd_x} = K_u y_1^{1/6} D_x^{1/3}$ $k_u = 6.19$
Rectangulaire	1.1	0°	1.0	1.0	1.0	Eau claire	N/A	1.1	
Circulaire	1.0	15°	1.5	2.0	2.5	Lit plan	N/A	1.1	
Pile cylindrique	1.0	30°	2.0	2.75	3.5	Petite dunes	$3 > H \geq 0.6$	1.1	
Avant bec pointue	0.9	45°	2.3	3.3	4.3	Dunes moyenne	$9 > H \geq 3$	1.1-1.2	
Groupe de cylindres	1.0	90°	2.5	3.9	5	Large dunes	$H \geq 9$	1.3	

➤ **L'approche française**

Les essais sur des modèles réduits du laboratoire national d'hydraulique de Chatou ont démontré que l'affouillement autour d'une pile dépend du rapport entre le diamètre de l'obstacle (D) et le diamètre moyen des sédiments (d_m) d'une part, et d'autre part du nombre de Reynolds (R) qui est corrélé avec le diamètre moyen des sédiments.

Il résulte de ces expériences un abaque donnant le rapport entre la profondeur d'affouillement et le diamètre de la pile en fonction du nombre de Reynolds et ainsi le diamètre moyen des sédiments.

CHAPITRE I : Recherche Biblio sur l'affouillement local autour des piles

Il a été aussi proposé une formule de calcul de la profondeur d'affouillement (y) en fonction du débit d'eau (Q) et le diamètre d_m tel que :

$$y = 0.26 \frac{Q^{1/3}}{d_m^{1/6}} \quad [01]$$

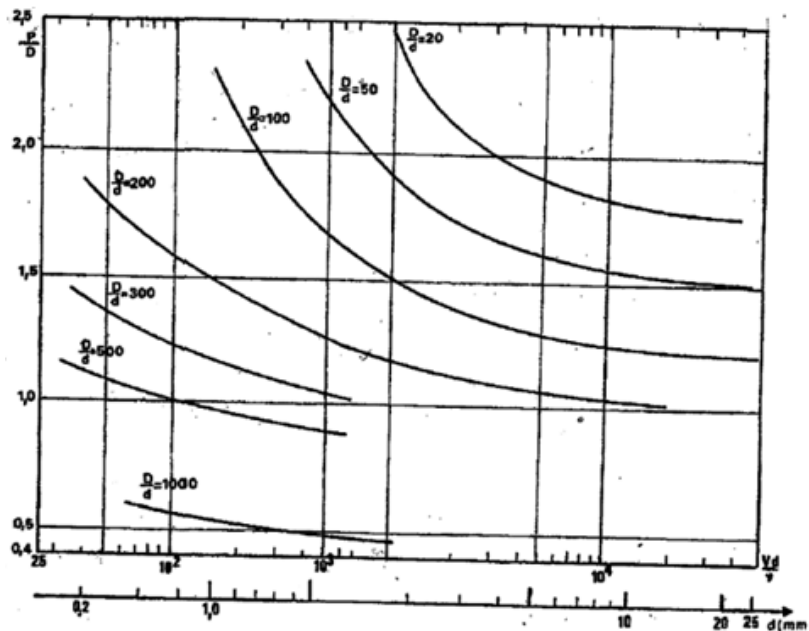


Figure I. 8: Abaque donnant la profondeur relative maximale d'affouillement local en fonction de R pour un sable à granulométrie peu étendue. [01]

I.4. QUELQUES CAS PATHOLOGIQUES LIES AUX AFFOUILLEMENTS

L'affouillement représente un problème grave pour les ponts construits sur les cours d'eau à fonds mobiles, en effet ce phénomène a causé beaucoup de détériorations, et parfois même des destructions des ponts causant de dégâts humains et matériels dans le monde.

L'Algérie n'échappe pas à ce phénomène qui a causé beaucoup de problèmes aux ouvrages conduisant à leurs destructions.

I.4.1. Pont routier sur RN6 (Ain Sefra)

En Algérie, bien que ce phénomène ait emporté des dizaines d'ouvrages, il n'existe toujours pas de statistiques officielles. Le phénomène est tellement répandu que des constats sont parfois désolants à l'instar de l'incident du pont routier sur RN6 (Ain Sefra) où l'on constate l'enfoncement de l'une des piles du pont après affouillement du sol d'assise (photo ci-dessous).

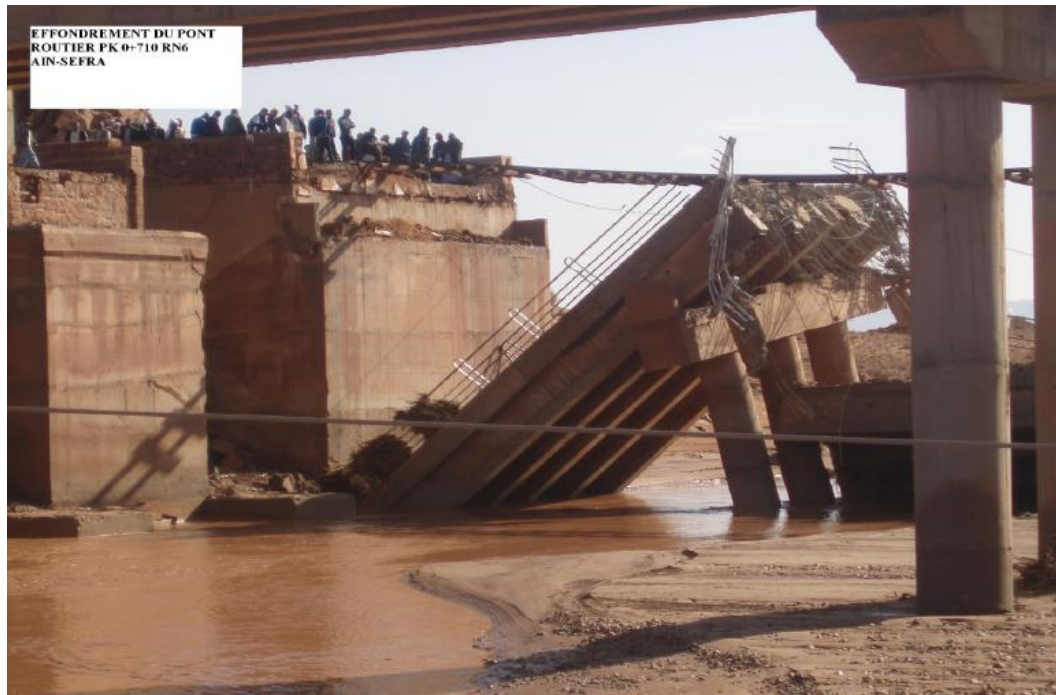


Figure I. 9: effondrement du pont routier à PK 0+710 RN6 –Ain Sefra

I.4.2. Pont enjambant Oued Barika.

Un autre exemple sur l'impact de l'affouillement sur les ouvrages hydrauliques en Algérie est celui du pont enjambant Oued Barika. Il s'agit d'un ouvrage de 60m d'ouverture sous forme de cadre permettant à la route nationale RN78 de traverser l'oued à 10Km, à l'amont de cette ville. L'ouvrage a été réalisé en 1980, il est fondé sur un radier général en béton armé posé au fil d'eau.

En 20ans de service, la subdivision des travaux publics à noter (3) crues qui sont passées au-dessus de la dalle, dont la dernière en 1998 pour un débit de 1000m³/s qui a ruiné l'ouvrage.



Figure I. 10: L'effondrement du pont enjambant Oued Barika

I.5. Recommandations pour la protection des ponts contre l'affouillement

Il est proposé : [13] ; [16]

- L'installation et le suivie des dispositifs de surveillance d'affouillement.
- Concevoir le pont de sorte qu'il évite tous risques de débordements d'eau.
- Arranger le pont au maximum pour qu'il ne présente pas de contraction pour l'écoulement.
- Construire les fondations du pont le plus profondément possible de sorte qu'elles ne soient pas atteintes par l'affouillement et pour éviter des mesures de protection supplémentaires
- Dans les cas où le pont est suspect d'affouillement, il convient de prévoir une protection par enrochement, injection, drainage autour des piles et auprès des culées et renforcer les fondations.
- Conforter les ponts souffrant d'affouillement, et construire des ponts de secours si nécessaire.

I.6. CONCLUSION

Affouillement local autour des piles de pont est un phénomène complexe qui menace les ouvrages dans l'eau. La complexité de l'étude de ce phénomène revient principalement à la configuration de l'écoulement d'un côté et le mécanisme de l'affouillement de l'autre côté.

Même si l'affouillement autour des structures hydrauliques est un phénomène naturel, l'affouillement local autour des piles de pont est un problème important qui menace les ponts hydrauliques. Ce phénomène a été identifié comme l'un des principaux facteurs qui causent l'effondrement des ponts. Selon la littérature, un certain nombre de défaillances de ponts relativement récentes en raison de l'affouillement autour des appuis, et au cours des 30 dernières années aux États-Unis, un millier de ponts se sont effondrés à cause de défaillance de ce type.

I.7. Références bibliographiques

- [01] Calgaro, 2000
- [02] Bernard-Gely, et al., 1994
- [03] Mangeot, 2010
- [04] Guemou, et al. 2012
- [05] Melville, et al., 2000
- [06] BEN OUEZDOU Mongi et BOUDRIGA Ali. Colloque des risques en génie civil-ISET de Sfax-AIT. Les affouillements des ponts en Tunisie.18/19 mars 2004- Tunisie.
- [07] U.S. GEOLOGICAL SURVEY.BRIDGE-SCOUR DATA MANAGEMENT SYSTEM USER'S MANUAL. Par Mark N. Landers, David S. Mueller, and Gary R. Martin. Reston, Virginia.1996.
- [08] PATRICK DARE ALABI. TIME DEVELOPMENT OF LOCAL SCOUR AT A BRIDGE PIER FITTED WITH A COLLAR. DEPARTMENT OF CIVIL AND GEOLOGICAL ENGINEERING, University of Saskatchewan, Saskatoon, Saskatchewan, Canada. Août 2006.
- [09] QIPING YANG. Numerical investigations of scale effects on local scour around a bridge pier. The florida state university, famu-fsu College of engineering.2005.
- [10] FDOT, 2005
- [11] Jego, 2009
- [12] Malavoi, et al., 2011
- [13] Springer, et al. 2003
- [14] Mieussens, 1987
- [15] US Department Of Transportation Federal Highway Administration, 2001
- [16] (Harrigan, 1999)

CHAPITRE II



PRESENTATION DU PROJET

II.1. INTRODUCTION

La conception d'un pont doit satisfaire un certain nombre d'exigences, puisqu'il est destiné à offrir un service d'utilisateurs, on distingue les exigences fonctionnelles qui sont les caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement et les exigences naturelles qui sont l'ensemble des éléments de son environnement, influents sur sa conception, ces exigences seront présentées en détail dans ce chapitre.

II.2. PRESENTATION DU PROJET

II.2.1. Situation et l'objectif du Projet

Le présent projet de fin d'études a pour but d'effectuer les études techniques détaillées en vue de la construction d'un pont situé sur le CW 05 reliant BOU-SAADA à OULTEM entre le PK 00 + 381.76 et le PK 00 + 549.50 d'une longueur de 167 m, dans le cadre de remplacement du gué existant, qui présente des dégradations importantes.

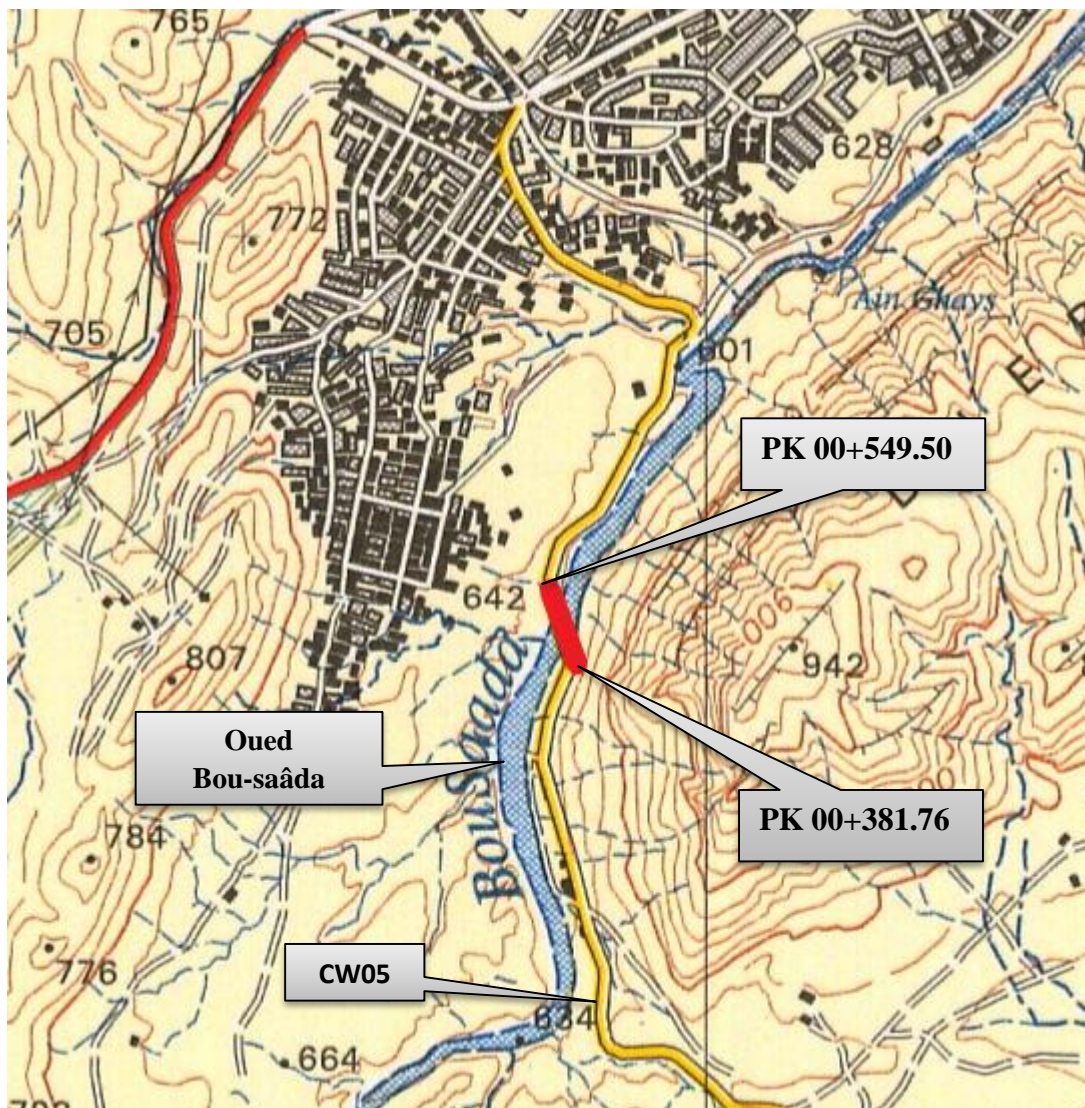


Figure II. 2 : Implantation du projet sur la carte d'état-major.

CHAPITRE II : Présentation du Projet

II.2.2. Objectif du projet

L'objectif principal du pont et le remplacement du gué existant, qui présente des dégradations importantes.

Remédier les inondations qui ont causés des pertes humaines

II.2.3. Obstacles à Franchir :

L'ouvrage servira de franchissement à l'Oued Bou-saâda à partir du PK 00 + 381.76 jusqu'à PK 00 + 549.50, donc il est qualifié comme passage supérieur.



Figure II. 3 : Implantation de l'ouvrage sur une image satellitaire prise en 2020.

II.3. LES DONNEES DE PROJET

II.3.1. Les données fonctionnelles

II.3.1.1. Tracé en plan

Les caractéristiques du tracé en plan de l'axe principal de l'ouvrage sont :

- Début de l'ouvrage au PK 00+419.73 ; Clothoïde $A = -67$, $L = 44,89$ m.
- PK 00 + 419.73 à la fin de l'ouvrage ; ligne droite

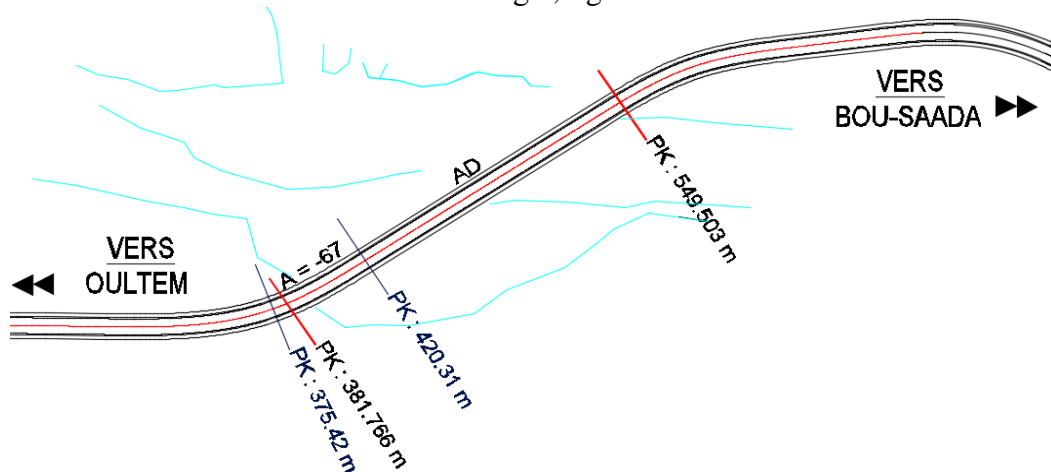


Figure II. 4 : Tracé en plan Profil la voie portée.

II.3.1.2. Profil en long

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

- Début de l'ouvrage au PK 00+419.73 ; Clothoïde $A = -67$, $L = 44,89$ m.
- PK 00 + 419.73 à la fin de l'ouvrage ; ligne droite.
- Pente $P = -0.6\%$. du début à la fin de l'ouvrage.

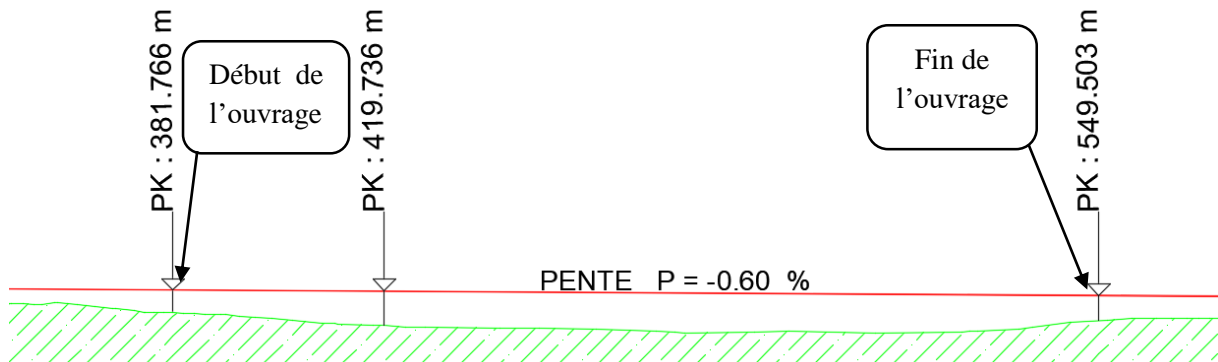


Figure II. 5 : Profil en long de la voie portée.

II.3.1.3. Profil en travers

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

- Chaussée (2) voies de circulation : 4 m.
- Deux (2) trottoirs 1.5 m chacun.
- Deux (2) sur-largeurs de 0.2 m chacun.

Le dévers du versant : variable (suit les dévers correspondants au tracé en plan).

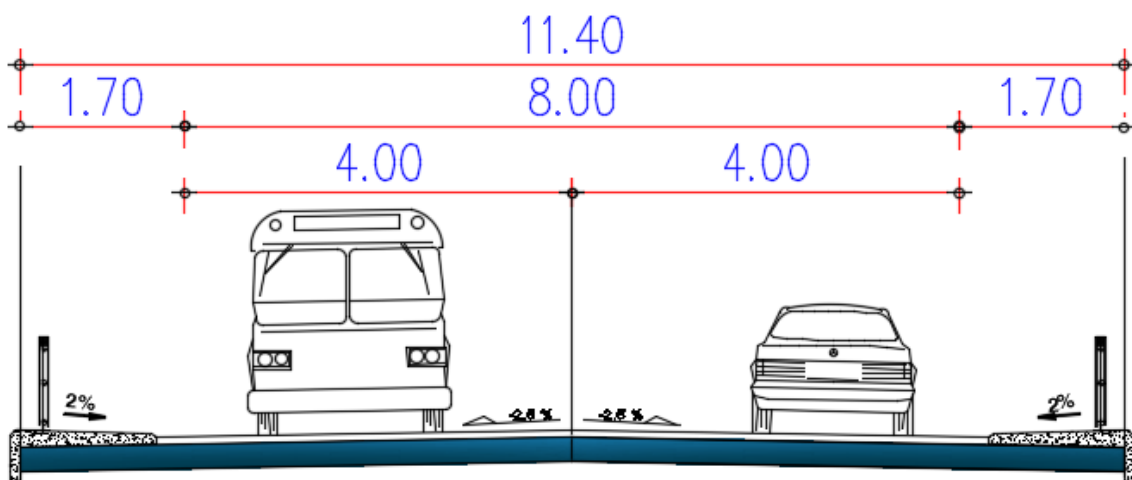


Figure II. 6: Profil en travers.

II.3.2. Les données naturelles

II.3.2.1. Topographie

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

II.3.2.2. Sismicité du site

Selon RPOA 2008, BOU-SAADA (M'sila) est une zone de sismicité faible (Zone I). L'ouvrage est inclus dans le groupe 2 (Pont important). Donc le coefficient d'accélération de la zone à prendre en compte est $A = 0.12$ (RPOA, tableau 3.1).

II.3.2.3. Température

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

- Bou-saâda, durant la saison d'été, a une moyenne de 40°C la journée et 24.8°C la nuit.
- En hiver la région connaît une moyenne de 15.4°C la journée et 0.5°C la nuit.

II.3.2.4. Vent

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

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

II.3.2.5. Hydrauliques

Lorsqu'un ouvrage franchit un cours d'eau ou un canal, un certain nombre de renseignements sont nécessaires. En dehors du relevé précis de la topographie du lit, il convient de connaître les niveaux de l'eau qui influent sur la conception générale du franchissement et son implantation dans l'espace. Les principaux renseignements sont les niveaux correspondant aux **PHEC** (plus hautes eaux connues), **PHEN** (plus hautes eaux navigables). Le niveau des **PHEC** permet de caler le profil en long de l'ouvrage.

II.3.2.6. Géotechnique

L'étude de sol a pour objectif de préciser la nature, la disposition ainsi que l'épaisseur des différentes couches lithologiques du sol, leurs caractéristiques physiques, mécaniques et chimiques, afin d'adapter le projet aux conditions géotechniques du terrain, tel que le mode de fondation (type et ancrage), le taux de travail, et l'évaluation des risques éventuels (stabilité, agressivité, gonflement...)

➤ Essais in situ :

Les sondages géotechniques carottés :

Les sondages géotechniques carottés sont des essais primordiaux pour connaître les formations cachées et d'extraire des échantillons pour la pratique des essais de laboratoire afin de déterminer les caractéristiques physiques et mécaniques du sol. Par ailleurs, ces essais physico-mécaniques permettent de calculer la capacité portante du sol, l'ampleur des tassements, fixer le niveau d'encastrement des fondations ainsi que le choix du type de semelles. Cette campagne d'essais est réalisée par une sondeuse **ABYSS 75**.

L'essai SPT

L'essai **SPT** consiste à enfoncer dans le terrain, par battage, un carottier, de conception et de dimensions normalisées, à l'intérieur d'un forage préalablement réalisé à l'aide d'une foreuse. L'opération s'effectue par passes successives de 0.45 m de pénétration du carottier, à l'aide d'un marteau tombant en chute libre sur la tête d'un train de tiges. Le nombre de coups pour chaque enfoncement de 0.15m est mesuré ; la valeur SPT (indice N) est le nombre de coups qui enfoncent les 0.30 derniers mètres du carottier. Cet indice permet l'estimation de la compacité ou de la consistance des sols traversés.

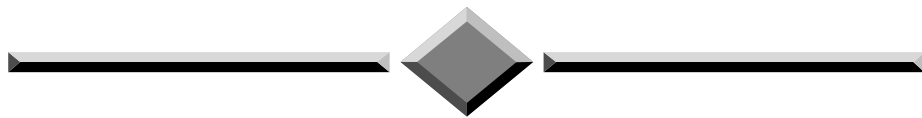
➤ Résultat des essais géotechnique

Le sol a été classifié selon le tableau 3.2 du règlement RPOA 2008, et d'après les valeurs moyennes harmoniques de la pression limite et du module pressiométrique, dans la catégorie **S2 (site ferme)**.

II.4. CONCLUSION

Dans ce chapitre on a présenté les différentes données naturelles et fonctionnelles relatives à l'ouvrage, fait objet de notre projet fin d'études, sa situation géographique ainsi que l'obstacle franchit (Oued Bou-saâda), il nécessite une étude hydrologique et hydraulique qui va servir de base à la conception du pont. On entamera dans le chapitre qui suit «Etude hydrologique et hydraulique ».

CHAPITRE III



ETUDE HYDROLOGIQUE ET HYDRAULIQUE

III.1. INTRODUCTION

Ce chapitre a pour but d'identifier le réseau hydrographique en rapport avec le tracé autoroutier proposé en vue de déterminer le débit de crue de l'écoulement au niveau de notre point de construction et de dimensionner ensuite l'ouvrage de franchissement nécessaire pour évacuer ce débit. Suivi d'une évaluation de la profondeur d'affouillement pour les différentes formes de la pile.

III.2. ETUDE HYDROLOGIQUE :

Le but de cette étude est de déterminer le débit de crue au niveau de notre ouvrage en se basant sur les caractéristiques physique du bassin versant de l'oued.

III.2.1.Pluviométrie

La pluviométrie de la zone du projet est caractéristique du climat continental semi-aride, où on distingue deux saisons, un hiver plus ou moins rigoureux et froid et un été chaud et sec. La pluviométrie de cette zone, qui constitue l'extension des hauts plateaux, est relativement moyenne.

III.2.2.Pluie mensuelle :

Le tableau ci-après illustre les valeurs les plus probables des stations de Sidi Aïssa. Elle permet de remarquer que les maxima sont observés en mai et au cours de la période octobre – décembre. Les minima s'observent en juillet - août. Les valeurs des écarts traduisent une nouvelle fois le caractère très contrasté du régime des pluies.

Tableau III. 1: Pluviométrie de la région de Bou-saâda.

Mois	P _{Moy}	P _{Max}	Ecart Type	P (10 ans)	P (50 ans)	P (100 ans)
Septembre	24.8	105	25	58	90	105
Octobre	34.2	98	30.8	74.4	114.1	130.9
Novembre	26.9	90	21.7	55.2	83.1	94.9
Décembre	30.6	108	24.5	62.5	94	107.3
Janvier	26.5	100	19.6	52	77.3	87.9
Février	21.2	75	16.8	43.1	64.7	73.8
Mars	29.4	115	23.3	59.8	89.9	102.6
Avril	23.8	81	19.8	49.7	75.2	86
Mai	33	130	27.5	68.8	104.1	119.1
Juin	20.7	95	22	49.4	77.4	89.7
Juillet	7.4	55	10.4	20.9	34.3	40
Aout	7.7	60	10.3	21.2	34.5	40.1

Les données pluviométriques de la région ont été recueillies auprès de l'agence Nationale des Ressources Hydriques (ANRH).

- La pluie journalière moyenne **P_jmoy = 40 mm.**
- Le coefficient de variation **C_v = 0.63.**
- L'exposant climatique **b = 0.25.**

III.2.3.Caractéristiques des bassins versants

La détermination des caractéristiques des différents bassins versants, consiste à calculer ou évaluer les paramètres explicatifs indispensables à l'évaluation des débits de crues. Les paramètres physiques peuvent être calculés, sans grandes difficultés avec une précision satisfaisante à l'aide des logiciels **Global Mapper** et **Google Earth**, (Voir l'ANNEXE B)

Tableau III. 2 : Description les méthodes recommandées par la D.R.C.R

Bassin versant	Surface (Km ²)	Longueur (Km)	Pente (‰)	Coefficient de ruissellement
Oued Bou-saâda	1734	69.90	284	0,42

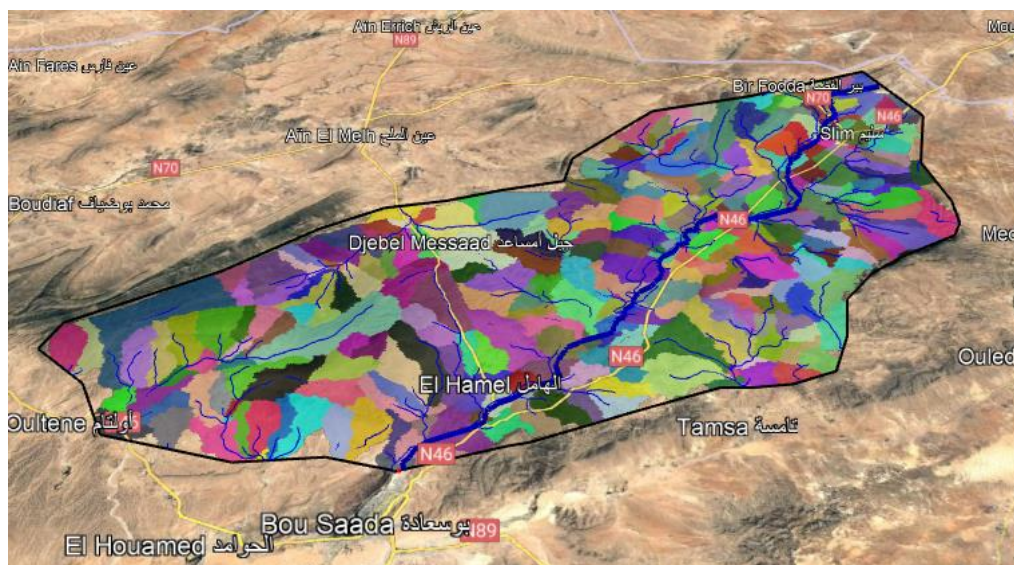


Figure III. 1 : Situation du bassin versant.

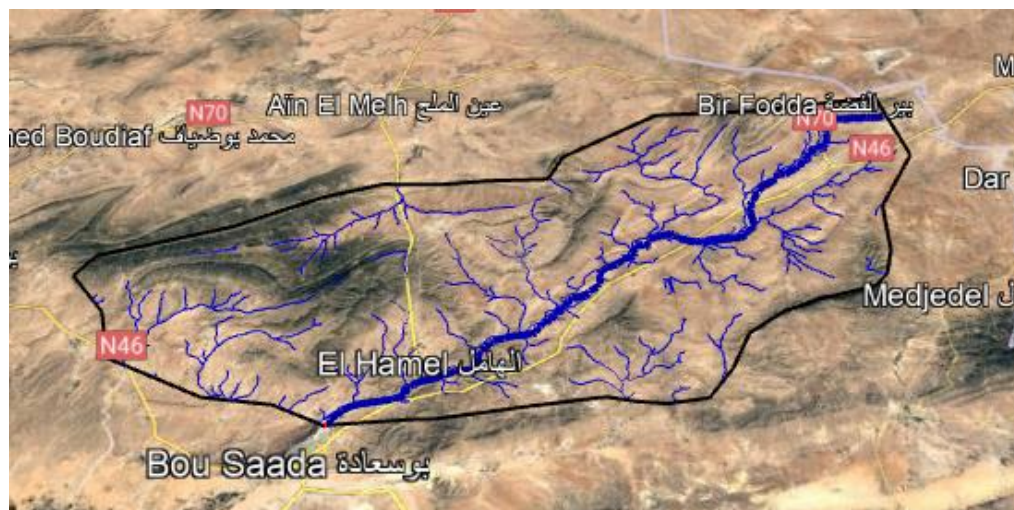


Figure III. 2: cours d'eau bassin versant.



Figure III. 3: Profil en long du cours d'eau le plus long (Talweg principal).

III.2.4. Les méthodes de calcul du débit de crue :

Le dimensionnement de l'ouvrage va être effectué selon les méthodes recommandées par la D.R.C.R dans le tableau ci-dessous :

Tableau III. 3: Description les méthodes recommandées par la D.R.C.R.

Formule	$A < 1\text{km}^2$	$1\text{km}^2 < A < 10\text{km}^2$	$10\text{km}^2 < A < 25\text{km}^2$	$A > 25\text{km}^2$
Mac Math	oui			
Burkli Ziegler	oui	oui		
Rationnelle	oui	oui	oui	
Mallet Gauthier			oui	oui
Fuller II			oui	oui
Hazan Lazarevic			-	oui
Débit adopté	Max	Max	Moyenne	Moyenne

III.2.5. Détermination de débit de crue

III.2.5.1. Formule de Mallet Gauthier

$$QT = 2K \times \log(1 + a \cdot h) \times \frac{A}{\sqrt{I}} \sqrt{1 + 4 \cdot \log T - \log A}$$

Avec :

- QT : Débit décennal en m³/s.
- H : Hauteur moyenne annuelle de pluie en m prise égale
- A : Superficie du B.V. en Km²
- L : Longueur du drain principal en Km
- T : Période de retour égale à 10 ans.
- K : Coefficient de ruissellement variant de 0,5 à 5
- a : Coefficient variant de 20 à 30

III.2.5.2. Formule Hazan Lazarevic

$$Q_{1000} = a \times S^b$$

Avec :

- S : Surface du bassin versant, en Km² ;

III.2.5.3. Formule de Fuller II

$$Q_T = (1 + a \cdot \log_{10} T) \cdot (S^{0.8} + 8/3 S^{0.5}) \cdot 4/3 \cdot N/100$$

Avec :

- QT : Débit maximal pour la période de retour T, en m³/s ;
- S : Surface du bassin versant, en Km² ;
- A : Coefficient variant de 0.8 à 1.2 pour le Nord et de 3 à 3.5 pour les oueds sahariens ;
- N : Coefficient Régional :
 - 80 pour la plaine ;
 - 85 pour les régions accidentées ;
 - 100 en montagne.

III.2.5.4. Paramètres de calcul

➤ Superficie des bassins d'apports :

La superficie des bassins d'apports d'eaux pluviales a été délimitée et calculée par le logiciel GLOBAL MAPPER (A=1734 Km²).

➤ Intensité de la pluie :

La détermination de l'intensité de pluie comprend différentes étapes de calcul :

- Hauteur de pluie journalière maximale annuelle, elle est donnée par la formule suivante :

$$P_j = \frac{P_{jmoy}}{\sqrt{c_v^2 + 1}} \cdot \exp(u \cdot \sqrt{\ln(c_v^2 + 1)})$$

- P_{jmoy} : la pluie journalière moyenne (mm).
- C_v : Coefficient de variation.
- u : Variable de Gauss.
- Ln : Log. Népérien.

➤ **Hauteur de la pluie de durée 't = tc' :**

Elle est donnée par la formule suivante :

$$P(t) = 1,13. P_j (t / 24)^b.$$

- P_j : Hauteur de la pluie journalière maximale (mm).
- b : Exposant climatique.
- t : Temps de concentration (heure).

➤ **Temps de concentration :**

La durée « t » de l'averse produisant le débit maximum Q est prise égal au temps de concentration

Le temps de concentration peut être calculé par les formules suivantes :

- Formule de Kirpich :
$$T_c = \frac{1}{52} \times \frac{L^{0.77}}{I^{0.38}}$$
- Formule de Turazza :
$$T_c = 0,108 \times (S \cdot L)^{1/3} \times 60 / \sqrt{p}$$
- Formule Espagnole :
$$T_c = 0,3 \times (K)^{0.77} \times 60 ; K = L / p^{1/4}$$
- Formule Californienne :
$$T_c = 0,1452 \times (K)^{0.77} \times 60 ; K = L / \sqrt{p}$$
- Formule de Van Te Chow :
$$T_c = 60 \times 0.123 \times \left(\frac{L}{\sqrt{I}}\right)^{0.64}$$
- Formule de Ventura :
$$T_c = 76.32 \times (A \div (100 \times I))^{0.5}$$

T_c : temps de concentration en mn.

S : superficie du bassin

L : longueur du bassin ;

P : pente en m/m ;

Tableau III. 4: Intensité et temps de concentration de la pluie.

Formule	Temps de concentration (mn)	
Turazza	578.72	
Californienne	494.68	
Ventura	569.35	
Espagnole	601.68	
Van Te Chow	167.28	
Kirpich	167.76	
Moyenne	434.41	
Intensité (mm/h)	25 ans	9
Intensité (mm/h)	100 ans	11

➤ **Intensité horaire :**

$$i = \frac{P(t)}{t_c}$$

- i : Intensité de la pluie (mm/h).
- tc : Temps de concentration (heure).
- P(t) : Hauteur de la pluie de durée tc (mm).

➤ **Coefficient de ruissellement « C » :**

Le coefficient de ruissellement dépend de l'étendue relative à des surfaces imperméabilisées par rapport à la surface drainée. Sa valeur est obtenue en tenant compte des paramètres suivants : la couverture végétale, la forme, la pente et la nature du terrain.

Tableau III. 5 : Le coefficient de ruissellement

ODE	Nature de la couverture végétale	Sols Grossiers			Sols moyennement grossiers à fin			Sols Fins à très fins		
		Moins de 5%	De 5 à 10%	De 10 à 30%	Moins de 5%	De 5 à 10%	De 10 à 30%	Moins de 5%	De 5 à 10%	De 10 à 30%
1	Forêts	0.10	0.25	0.36	0.30	0.35	0.50	0.40	0.50	0.60
2	Pâturages	0.10	0.16	0.22	0.30	0.36	0.42	0.40	0.55	0.60
3	Zones cultivées	0.30	0.40	0.52	0.50	0.60	0.72	0.60	0.70	0.82
4	Zones Urbaines	0.40	0.50		0.55	0.65		0.65	0.80	

En analysant sur site les paramètres sus mentionnés, on optera pour un ruissellement moyen.

→ Coefficient de ruissellement : **C=0.42.**

III.2.5.5. Estimation des débits de crues

➤ **Formule de Mallet Gauthier :**

Tableau III. 6: Résultats de calcul hydraulique.

BV	Oued Bou-saâda	
S (Km ²)	1 734	
Tc moy (mn)	434.41	
Intensité (mm/h)	25 ans	9
Intensité (mm/h)	100 ans	11
Débits de crues	25 ans	1 449.58
Débits de crues	100 ans	1 900.17

➤ Formule de Fuller II:

Tableau III. 7 : Résultats de calcul hydraulique.

BV	Oued Bou-saâda	
S (Km ²)	1 734	
Tc moy (mn)	434.41	
Intensité (mm/h)	25 ans	9
Intensité (mm/h)	100 ans	11
Débits de crues	25 ans	2 536.66
Débits de crues	100 ans	3 341.34

➤ Formule de Hazan Lazarevic:

Tableau III. 8 : Résultats de calcul hydraulique.

BV	Oued Bou-saâda	
S (Km ²)	1 734	
Tc moy (mn)	434.41	
Intensité (mm/h)	25 ans	9
Intensité (mm/h)	100 ans	11
Débits de crues	25 ans	2 129.15
Débits de crues	100 ans	2 804.56

III.2.6. Résultats du calcul hydraulique

Tableau III. 9 : Résultats de calcul hydraulique.

Formule	Débit retenu en (m ³ /s)
Mallet Gauthier	1 900.17
Fuller II	3 341.34
Hazan Lazarevic	2 804.56
Moyenne	2 682.02

III.3. ETUDE HYDRAULIQUE :

Le but de cette étude est de déterminer le niveau de la plus haute eau PHE en se basant sur le débit pris dans l'étude hydrologique. Ensuite, on déterminera le calage du pont et le calcul de l'affouillement.

III.3.1. Calcul du débit de saturation

Le calcul de débit est déterminé par la formule de **MANNING STRICKLER**

III.3.1.1. Paramètres de calcul

➤ Débit d'écoulement

Les sections à donner aux ouvrages d'évacuation sont basées sur le principe de l'écoulement libre :

$$Q = V \times S$$

- Q : le débit d'écoulement
- V : la vitesse moyenne d'écoulement
- S : la section mouillée

➤ Vitesse d'écoulement

La vitesse d'écoulement est déterminée par la formule de **CHEZY** :

$$V = C \sqrt{R_h \times I}$$

- Rh : rayon hydraulique
- I : pente longitudinale de l'ouvrage
- C : coefficient déterminé par la formule de « Manning Strickler »

$$C = K(Rh)^{1/6}$$

- K : coefficient dépendant de la nature des parois

D'où : $V = 30 \times Rh^{2/3} \times I^{1/2}$

➤ La formule de MANNING STRICKLER

On a $Q_{ps} = V \times S_u$ et $V = k_{st} \times Rh^{2/3} \times I^{1/2}$

$$\text{Donc } \rightarrow Q_{ps} = k_{st} \times J^{1/2} \times R_h^{2/3} \times b \times h$$

- **Kst** : Coefficient de rugosité.

Kst: 30 en terre

Kst: 40 buses métalliques

Kst: 50 maçonneries

Kst: 80 bétons (buses préfabriqués).

- **J**: Pente longitudinale de l'ouvrage (m/m).

- **R_h** : Rayon hydraulique = sélection mouillée /périmètre mouillé
- **St**: Section totale de l'ouvrage (m²).
- **Su**: Section utile de l'ouvrage b x Hu (m²).
- **b**: Largeur de l'ouvrage (m).
- **Hu**: Hauteur utile (m).

Le tirant d'air (différence entre la côte des plus hautes eaux et la côte de l'intrados) doit être ménagé pour laisser le passage des corps flottants, débris, branchages, etc.... qui peuvent au passage sous un ouvrage hydraulique (pont, dalot) s'accrocher et boucher peu à peu les sections d'écoulement.

III.3.1.2. Application numérique

A partir du point le plus bas du lit d'oued, on calcule les différents débits correspondants aux différents niveaux d'eau avec un pas de 1 m présentés dans le tableau suivant :

Tableau III. 10 : Valeurs du débit en fonction du niveau de l'eau

Y _i (m)	P _M	S _M =S _U	R _H	(R _H) ^{2/3}	I	(I) ^{1/2}	K	V	Q _{ps}
1	103.43	69.3	0.670	0.766	0.008	0.0894	30	2.055	142.383
2	138.49	185.72	1.341	1.216				3.263	606.017
3	156.73	338.68	2.161	1.671				4.485	1518.964
3.6	169.65	429.05	2.529	1.856				4.981	2137.028
4	170.07	498.83	2.933	2.049				5.498	2742.639

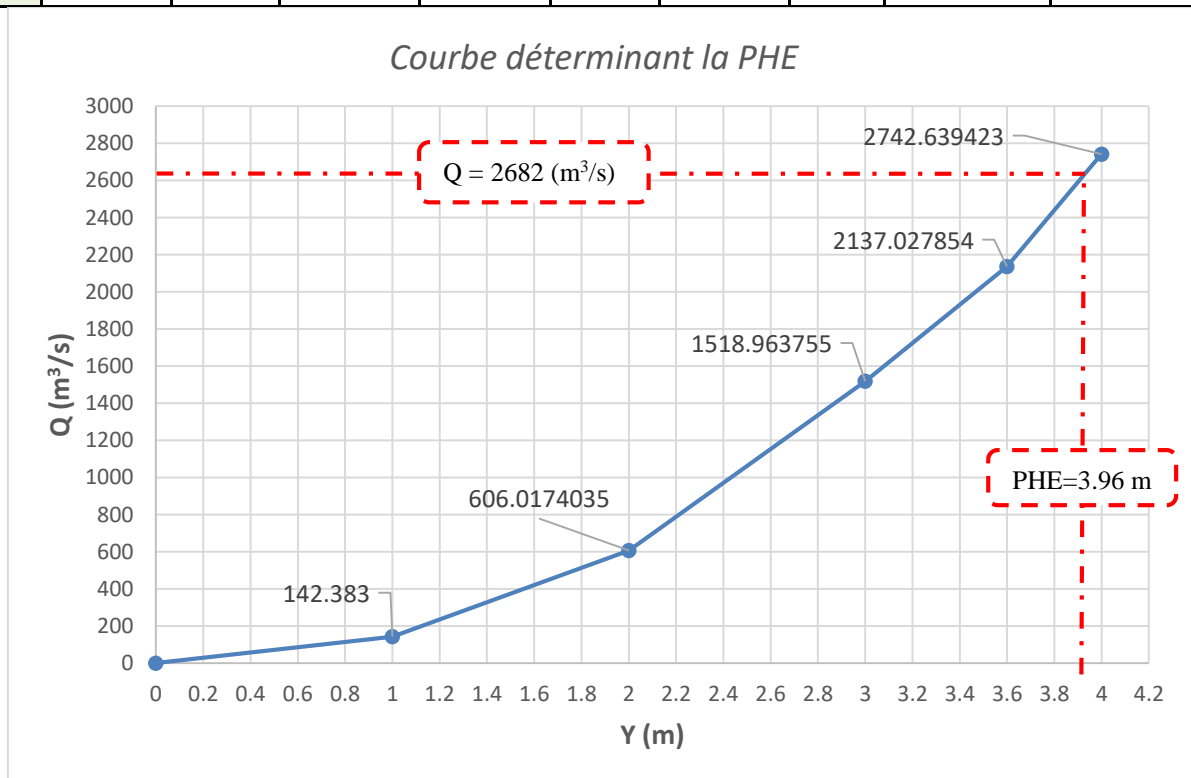


Figure III. 4: Courbe déterminant le niveau correspondant aux PHE

➤ Interpolation :

Tableau III. 11 : interpolation des hauteurs

	Q (m ³ /s)	Y(m)
1	2137.0279	3.6
2	2682.020	Y_{PHE} = 3.96
3	2742.6394	4

III.3.1.3. Interprétation des résultats

La **figure III.4** représente les débits en fonction de la hauteur d'eau. On projette le débit de crue calculé dans l'étude hydrologique (**Q_C = 2682.020 m³/s**) et on fait une interpolation pour trouver la valeur correspondante de la plus haute eau **Y_{PHE} = 3,96 m**.

III.4. CALAGE DU PONT

Pour déterminer le calage du pont, on ajoute à la valeur de PHE un tirant d'air appelé encore revanche de 1m de hauteur comme mesure de sécurité. Cette revanche a pour but de prévenir les débris flottants de heurter l'intrados du tablier en cas de crue tout en gardant les appareils d'appuis en dehors des eaux. Ainsi le pont est calé à une hauteur **H = 3,96 + 1 = 5 m**.

Une fois la hauteur H de l'ouvrage est connue, on peut déterminer sa longueur L à partir de la coupe transversale.

III.5. EVALUATION L'AFFOUILLEMENT LOCAL AUTOUR DES PILES

III.5.1. Donnée de calcul

III.5.1.1. Hydrologique :

L'étude hydraulique du site en fonction de la géométrie du cours d'eau, la pluviométrie, l'étude des précipitations et les crues, relève que le débit (**Q_C = 2682.020 m³/s**) La vitesse du courant au pied du pont en période de crue est relativement importante (**V = 5.5 m³ /s**). La hauteur totale de l'écoulement est de **Y_{PHE} = 3,96 m**

III.5.1.2. Paramètres structurels

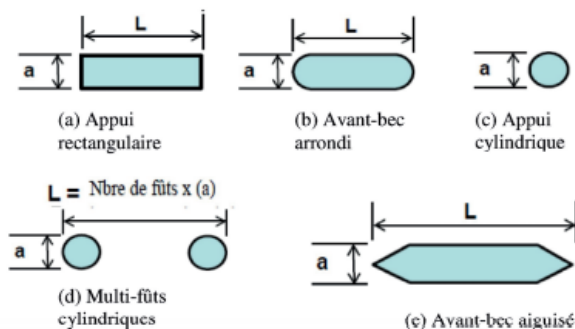


Figure III. 5 : Formes de la pile

Tableau III. 12: Facteur de forme de la pile **k₁**

Forme de pile	K1
(a) Appui rectangulaire	1.2
(b) Avant-bec arrondi	1
(c) Appui cylindrique	1
(d) Multi-fûts cylindriques	1
(e) Avant-bec aiguisé	0.9

III.5.1.3. L'angle d'attaque

C'est l'angle qui fait l'écoulement référencié avec la pile avec de pont $\rightarrow \alpha = 36^\circ$

$$k_2 = (\cos\alpha + 1/a \sin\alpha)^{0.65} = 1.65$$

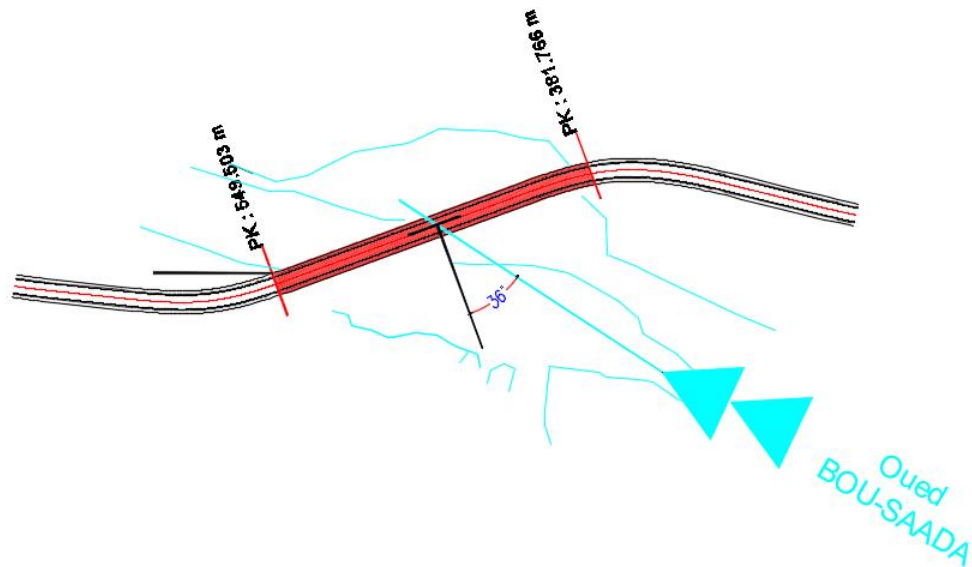


Figure III. 6 : L'angle d'attaque sur la pile

III.5.1.4. Géotechnique :

Nous aurons besoins de diamètre moyen des grains donc un essai granulométrique a été effectué sur le lit d'oued qui a donné :

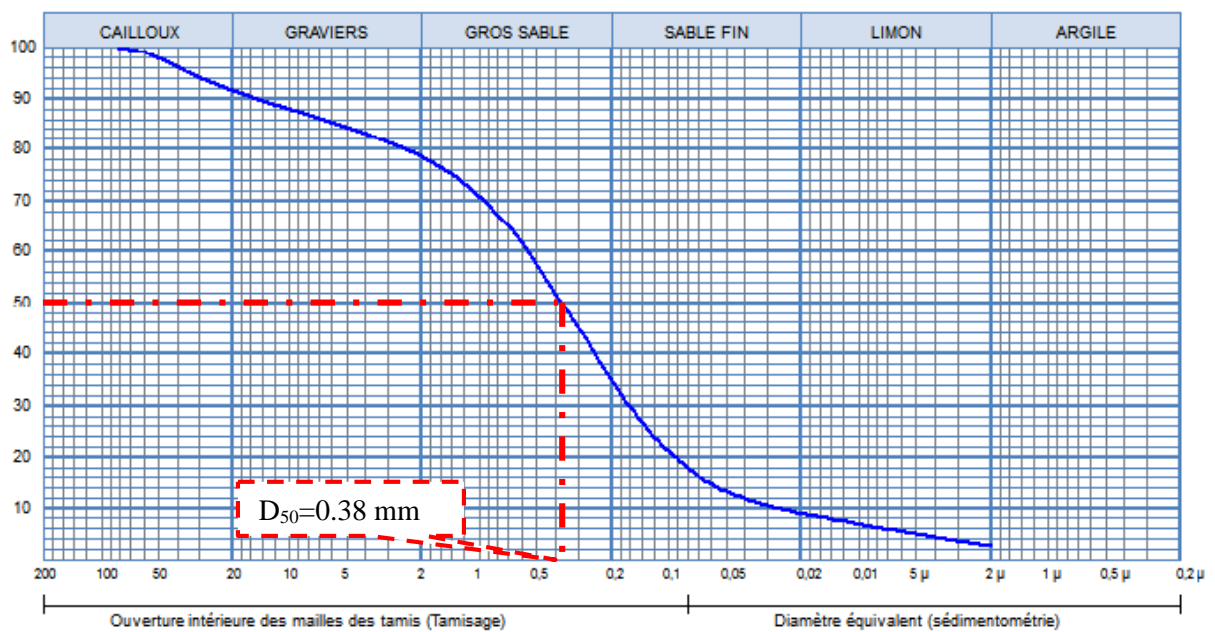


Figure III. 7 : Essai granulométrique.

On a $D_{50} < 2\text{mm}$ donc $\rightarrow K_4 = 1$

III.5.1.5. Nombre de Froude :

Le nombre de Froude juste avant la pile $F_r = \frac{V_1}{(gY_1)} = 0.14$

III.5.2. Application numérique :

On a utilisé L'approche américaine pour calculer l'affouillement au pied de pont pour différentes formes de pile. Toutes les formes prises ont la même base ($a=D= 1.3\text{m}$ et $L=3\text{ m}$)

Le tableau ci-dessous donne les résultats de calcul : (les résultats en mètres).

$$\frac{Y_s}{a} = 2k_1k_2k_3k_4\left(\frac{Y_1}{a}\right)^{0.35} F_r^{0.43} I$$

On a un lit de rivière avec des petites dunes donc $\rightarrow K_3 = 1.1$

Tableau III. 13 : l'affouillement local autour des piles

Forme de la pile	K_1	K_2	K_3	K_4	Y_s
(a) Rectangulaire	1.2	1.65	1.1	1	3.47
(b) Avant-bec arrondi	1.0	1.65	1.1	1	2.89
(c) Pile cylindrique	1.0	1.65	1.1	1	2.89
(d) Multi-futs cylindriques	1.0	1.65	1.1	1	2.89
(e) Avant becpointue	0.9	1.65	1.1	1	2.60

III.5.3. Interprétation des résultats

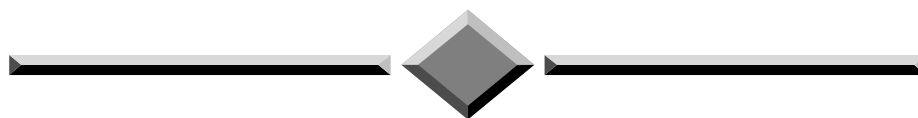
Nous remarquons que les paramètres structurels, tels que le type, les dimensions et la forme de la pile, constituent des facteurs déterminants de la profondeur d'affouillement local à l'équilibre. . En effet, la pile la plus susceptible à l'affouillement et la forme rectangulaire (b).

Alor on choisit la forme (d) Multi-futs cylindriques pour notre ouvrage.

III.6. CONCLUSION

D'après les résultats obtenus dans le présent chapitre (le calage du pont et la profondeur d'affouillement qui détermine le type de la pile), on entame la conception de notre pont dans le chapitre suivant en se basant sur ces paramètres.

CHAPITRE IV



CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT

IV.1. INTRODUCTION :

Dans ce chapitre nous traiterons la conception et le pré-dimensionnement de notre ouvrage, qui a pour objectif de déterminer le type d'ouvrage à projeté, et qui pourra par la suite répondre aux différentes contraintes imposées par le site, des exigences architecturales et paysagères tout en respectant l'enveloppe économique. Pour satisfaire ces objectifs nous devrions effectuer une étude multicritères sur chacune des variantes entretenues, pour enfin choisir celle qui présente des caractéristiques optimales selon :

- La nature de l'obstacle à franchir.
- Le domaine de portée.
- Les positions possibles des appuis.
- Les conditions topographiques et géotechniques.
- La fonction mécanique : isostatique ou hyperstatique.
- Le matériau principal dont ils sont constitués.
- L'esthétique de l'ouvrage.

IV.2. Choix des variantes :

Afin de définir les solutions possibles pour le franchissement en question, il est important de faire le tour des différents types de ponts, à savoir :

- Les ponts en béton.
- Les ponts métalliques.
- Les ponts mixtes.
- Les ponts en béton précontraint.

Chacun de ces ouvrages est justifié suivant les contraintes et sa géométrie.

L'implantation d'un type d'ouvrage est justifiée suivant le rapport technico-économique. La porte dominante d'un ouvrage (c'est -à-dire la plus grande travée) est un facteur déterminant du type d'ouvrage.

A présent, nous avons réduit notre champ de sélection on premier lieu, aux la proposition de trois variantes de conception pour l'ouvrage en question qui sont les suivantes :

- ❖ **1ère Variante** : Pont à poutres précontraintes de type VIPP (Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension) ;
- ❖ **2ème Variante** : pont mixte (béton armé plus charpente métallique);
- ❖ **3ème Variante** : Pont à poutres en béton armé à travées indépendantes.

IV.3. PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES

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

IV.3.1.1. Conception de la superstructure

Les tabliers des ponts à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées (VIPP) sont constitués de poutres précontraintes par post-tension de hauteur constante, solidarisiées entre elles par des entretoises d'abouts et une dalle supérieure coulée en place en béton armé ou précontrainte transversalement. Les poutres ont un espacement de l'ordre de 2 à 4 mètres. Le hourdis peut être coulé entre les tables de compression des poutres (hourdis intermédiaire), ou par-dessus les tables (hourdis général). Les poutres sont généralement mises en œuvre à l'aide d'une "poutre de lancement".

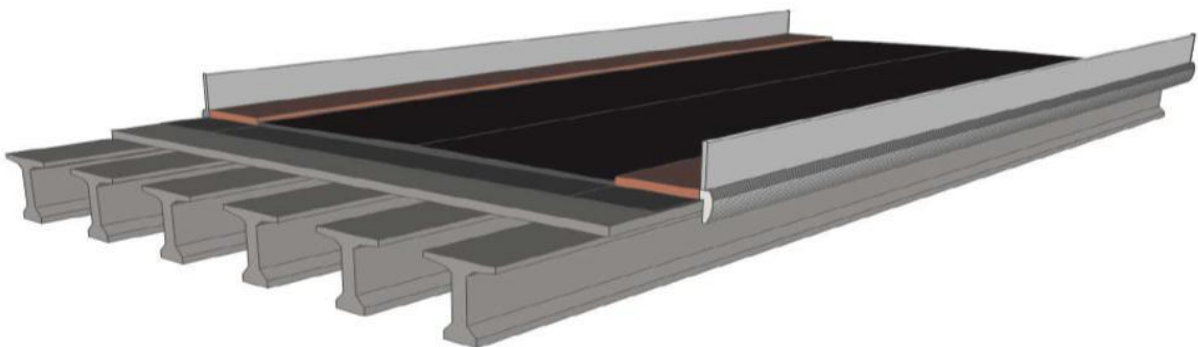


Figure IV. 1 : Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontraint.

IV.3.1.2. Conception longitudinale

Le choix des portées est conditionné par les possibilités d'implantation des appuis, étape essentielle dans la recherche des solutions envisageables tout en restant dans l'intervalle (entre 30 et 40 m) de portée possible pour la gamme des ponts VIPP.

Pour cette variante nous allons adapter un pont de 5 travées équidistantes d'une longueur de 34.10 m. D'où une poutre de 34 m de longueur, donnant ainsi un pont d'une longueur totale de 170.40 m.

IV.3.1.3. Conception transversale

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

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

Elément	Ration usuel	Valeur retenu
Longueur totale de la poutre	25 - 40	34
La hauteur totale du tablier	$L/20=1.7 < H_t < L/17=2$	1.75 m
L'épaisseur de la dalle	$20 \leq e \leq 30$	0.25 m
Hauteur de la poutre	$H_p = H_t - e$	1.5 m
Entraxe des poutres	En pratique : $1.40 \text{ m} < \lambda < 2.00 \text{ m}$	1.5 m
Entraxe des poutres de rive	dépend de la largeur de l'ouvrage $L_a=11.4$ et de l'entraxe des poutres	1.2 m
Nombre des poutres	$N = L_a / \lambda + 1$	7
La largeur de la table de compression	$b \geq 0,6 \times H_p$	1 m
Épaisseur de la table de compression	$12 \text{ cm} \leq e_1 \leq 15 \text{ cm}$	14 cm
La largeur du talon	$60 \text{ cm} \leq v \leq 90 \text{ cm}$	60 cm
Épaisseur du talon	$10 \text{ cm} \leq E_t \leq 20 \text{ cm}$	19 cm
Épaisseur de l'âme b_0 à mi- travée	/	20 cm
Épaisseur de l'âme b_0 en zone d'about	/	60 cm
Epaisseur de l'entretoise d'about	$25 \text{ cm} < E_e < 30 \text{ cm}$	25
Hauteur de l'entretoise d'about	$H_e = H_p - 0.4$	110 cm

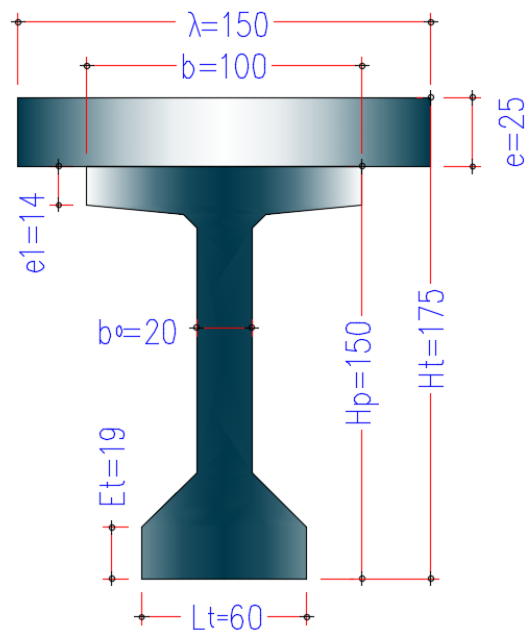


Figure IV. 2 : Notation des dimensions.

IV.3.1.4. Pré-dimensionnement de l'infrastructure

➤ Pré-dimensionnement des piles

Le rôle de pile est primordial dans le fonctionnement mécanique du tablier. Le tablier peut être totalement encastré ou simplement appuyé, afin de transmettre toutes les charges qui lui sont appliquées vers le sol support par l'intermédiaire de la semelle et des pieux (en cas de fondations profondes). La conception des piles est fonction d'un très grand nombre de paramètres :

- Aquatique, terrestre.
- Mode de construction du tablier.
- Hauteur de la brèche à franchir.
- Mode d'exécution des fondations.

Le tableau ci-après décrit notre choix des piles pour cette variante.

Tableau IV. 2 : Choix et dimensions de la pile retenue pour la variante 1.

Elément		Valeur / Description	Figure
Pile	Hauteur	5.8 m	
Nombre de colonnes (fûts)		2	
Chevêtre	Dimensions	2.20×1.2 ×11.4 (m×m×m)	
Section	Forme	Circulaire pleine constante	
	Dimensions	Diamètre de 1.30 m	
Semelles	Largeur	5 m	
	Longueur	10 m	
	Hauteur	1.3 m	
Pieux	Nombre	6	
	Diamètre	1 m	
	Profondeur	15 m	

➤ Pré-dimensionnement des culées :

La culée est un élément fondamental de la structure de tout ouvrage dont le rôle est double. En effet, une culée joue à la fois le rôle d'appui du tablier de par le fait qu'elle soit soumise aux mêmes efforts que les piles, mais aussi le rôle de mur de soutènement car elle subit l'effet résultant de la poussée des terres et des surcharges de remblais.

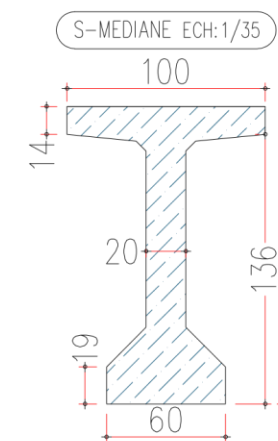
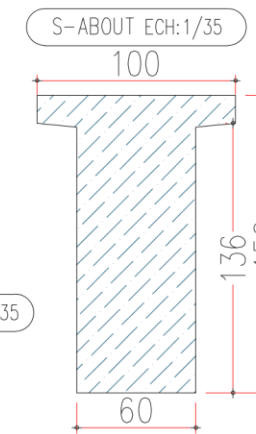
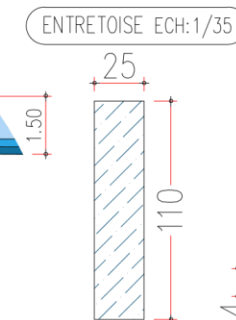
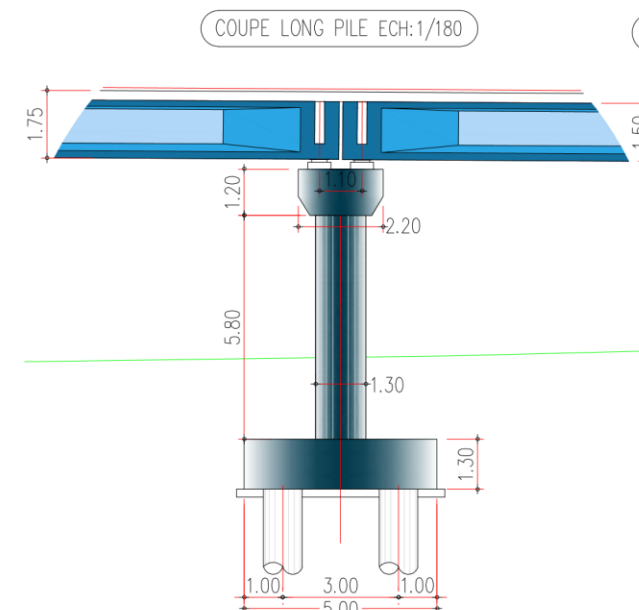
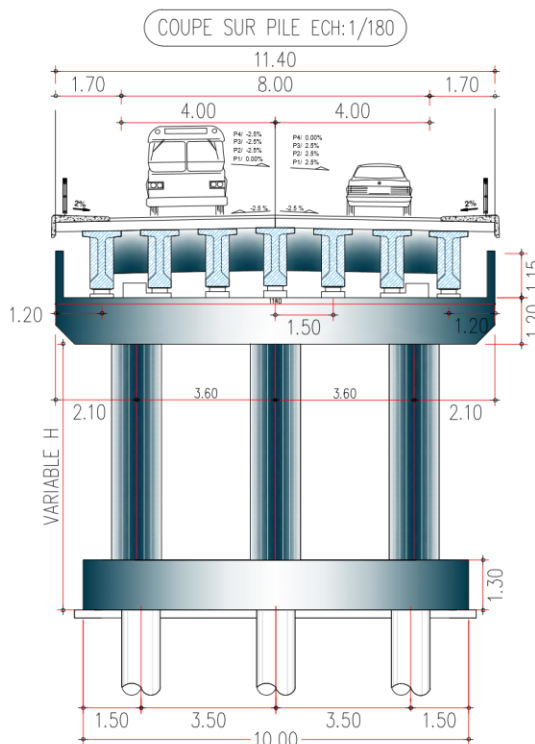
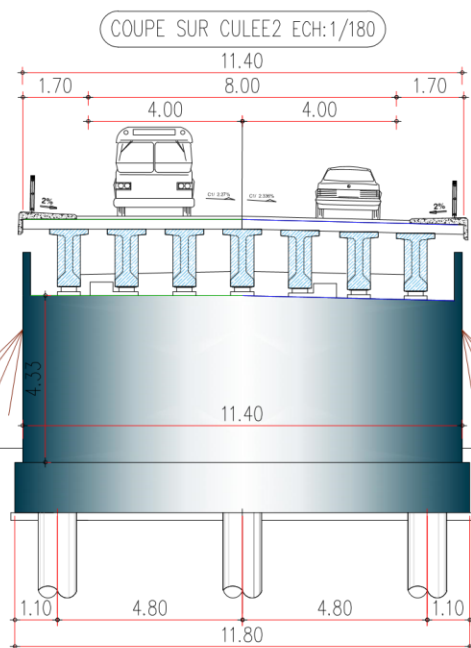
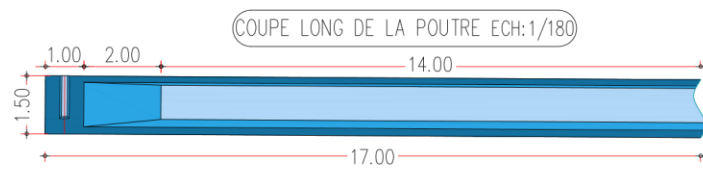
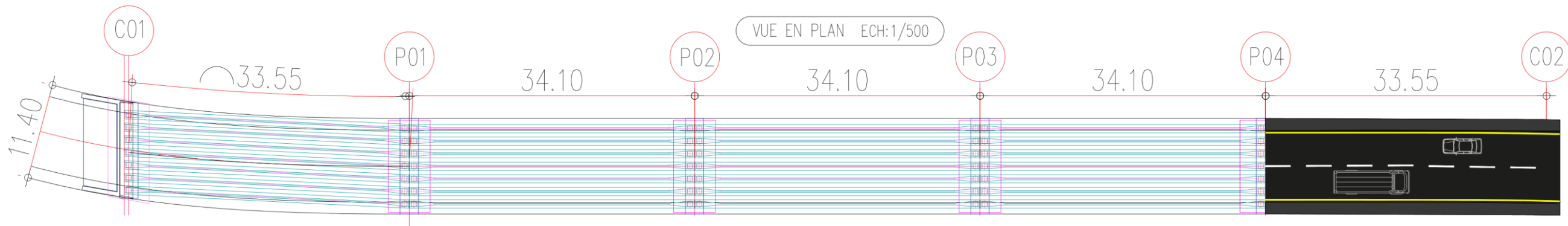
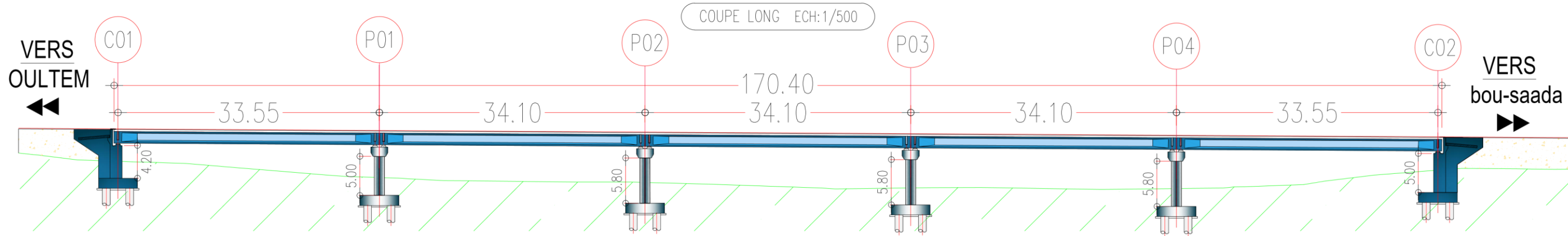
Vu les résultats géotechniques, et les données naturelles du site, le recours à des culées remblayées semblent être la meilleure solution pour notre pont. La conception et l'exécution de ce type de culée sont réputées pour être relativement simples.

Ce type de culée se compose des éléments suivants :

- Le mur de front sur lequel s'appuie le tablier de l'ouvrage.
- Deux murs en retour servant à assurer le soutènement des terres de remblais.
- Un mur garde-grève qui protège l'about du tablier en retenant les terres d'une part et qui assure la fixation du joint de chaussée d'autre part.
- Une dalle de transition destinée à atténuer les effets des dénivellations se produisant entre la chaussée courante et l'ouvrage tout en assurant le confort de l'utilisateur.

Tableau IV. 3 : Choix et dimensions de la culée retenue pour la variante 1

Elément		Valeur	Figure
Mur frontal	Hauteur	5.0 / 4.20 m	
	Epaisseur	1.55 m	
	Longueur	11.4 m	
Mur garde grève	Hauteur	2 m	
	Epaisseur	0.30 m	
	Longueur	11.40 m	
Mur en retour	Epaisseur	0.50 m	
Dalle de transition	Hauteur	0.30 m	
	Largeur	4.00 m	
Semelles	Largeur	5.00 m	
	Longueur	11.8 m	
	Hauteur	1.3 m	
Pieux	Nombre	12	
	Diamètre	1 m	
	Profondeur	15 m	



IV.3.2. Variante 02 : « Pont Mixte Bipoutre »

Les ouvrages mixtes acier-béton à poutres sont construits par des profilés métalliques continus (travaillant à la flexion longitudinale) solidarités par des entretoises (servant à maintenir l'écartement des poutres et à résister aux moments de torsion), supportant une dalle pleine en béton armé connectée aux semelles supérieures par des connecteurs.

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

IV.3.2.1. Conception longitudinale

On propose dans cette variante un pont mixte bipoutre, à travées continues, à hauteur constante. L'implantation des culées donne une longueur totale de 169.20 m. Donc on projette deux travées principales de **48 m (L)** et deux travées de rives de **36 m (0.75 L)**.

IV.3.2.2. Conception transversale

Le tablier est de largeur égale à 11.4 m, alors la dalle est appuyée longitudinalement aux deux poutres (espacées de **6 m**) et transversalement à des **entretoises**.

Dans le cas d'un ouvrage à des entretoises, CALGARO recommande une dalle d'épaisseur constante et comprise entre 20 et 24 cm. On choisit **e = 25 cm**.

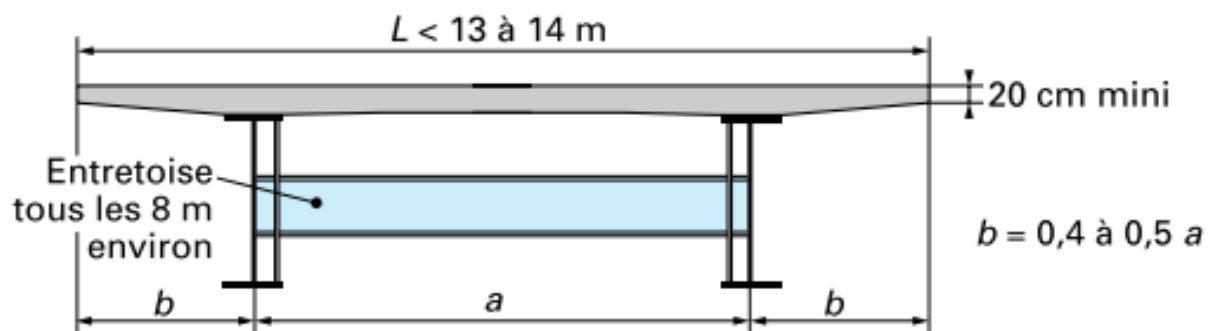


Figure IV. 3: Profil en travers d'un bipoutre à pièces de pont.

$1.5m \leq a \leq 0.55L$ ➡ On opte pour : **a = 6 m**, par conséquence **b = 2.7 m**.

IV.3.2.3. La connexion entre la dalle et la charpente métallique

La connexion entre la dalle et la charpente métallique est assurée par des connecteurs de type **goujons** de diamètre **d = 20 mm** ($16 \leq d \leq 22$ mm), et la hauteur **h = 150 mm** ($h > 4d$), disposés en **3 files** espacés transversalement de **e_t = 200 mm** ($e_t > 2.5d$) et longitudinalement de **e_L = 200 mm** ($5d < e_L < 80$ cm)

IV.3.2.4. Conception des poutres principales

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

CHAPITRE IV : Conception et Pré-dimensionnement

Tableau IV. 4 : Pré-dimensionnement des poutres métalliques selon CALGARO et SETRA.

Elément	Ration usuel	Valeur retenue (mm)
Hauteur constante de la poutre	$H = L/28$	1700
Largeur de la Semelle supérieure	$400 \text{ mm} \leq b_s \leq 800 \text{ mm}$	500
Largeur de la Semelle inférieure	$500 \text{ mm} \leq b_i \leq 1200 \text{ mm}$	600
Epaisseur de la semelle supérieure	$20 \leq t_s \leq 150$ et $b_s/t_s \leq 21$ à 22	25
Epaisseur de la semelle inférieure	$20 \leq t_i \leq 150$ et $b_i/t_i \leq 21$ à 22	30
Hauteur de l'âme	$d = H - t_s - t_i$	1645
Epaisseur de l'âme	$d/t_w \leq 200$ et $t_w \geq 12 \text{ mm}$	20

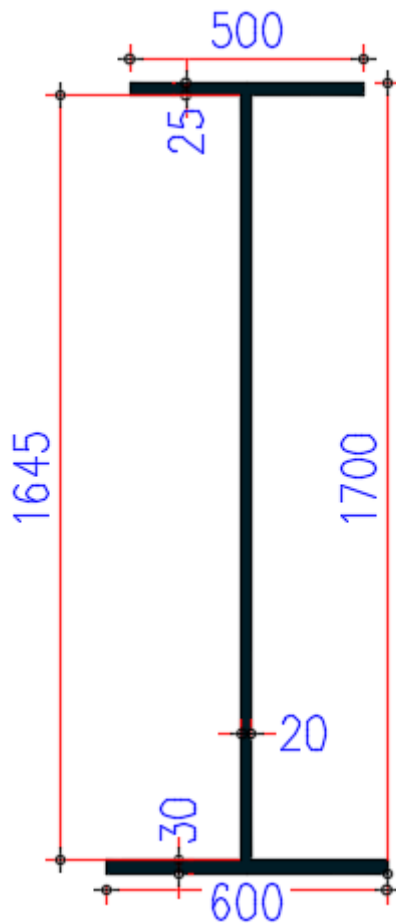


Figure IV. 4 : Notation des dimensions.

IV.3.2.5. Conception des entretoises

Les entretoises sont des profilées en I à âme pleine généralement composée de tôles soudées, qui portent directement la dalle tout en assurant l'entretoisement des poutres principales et en résistant aux efforts de torsion. IPE600

Tableau IV. 5 : Pré-dimensionnement des pièces de pont selon CALGARO.

Elément	Ration usuel	Valeur (mm)
Epaisseur de l'âme	$10 \text{ mm} \leq t_w \leq 12 \text{ mm}$	10
Hauteur de l'âme	$L_{pp} / 15 \leq d \leq L_{pp} / 10$	566
Largeur de la semelle	$220 \text{ mm} \leq b \leq 300 \text{ mm}$	200
Epaisseur de la semelle	$t_f \approx 20 \text{ mm}$	17
Hauteur totale	$H_{pp} = d + 2 \times t_f$	600

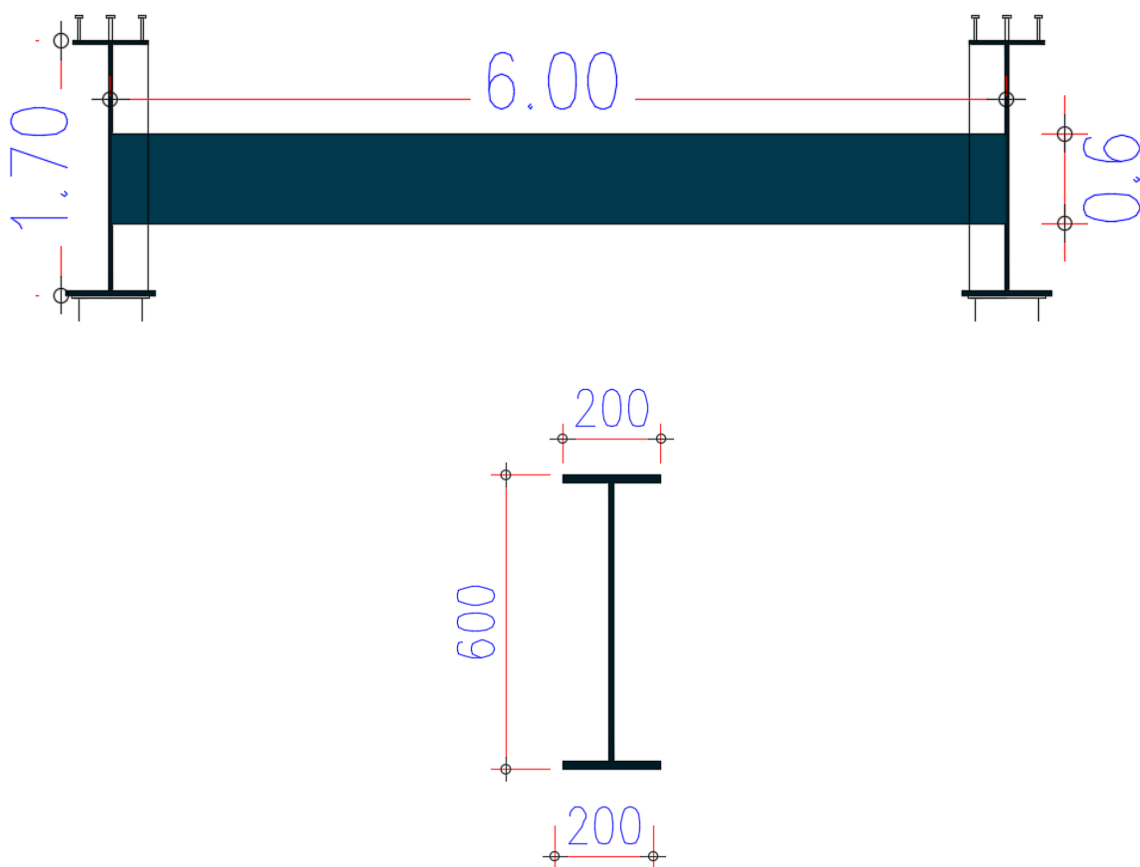


Figure IV. 5 : Notation des dimensions.

IV.3.2.6. Pré-dimensionnement de l'infrastructure

➤ Pré-dimensionnement des piles :

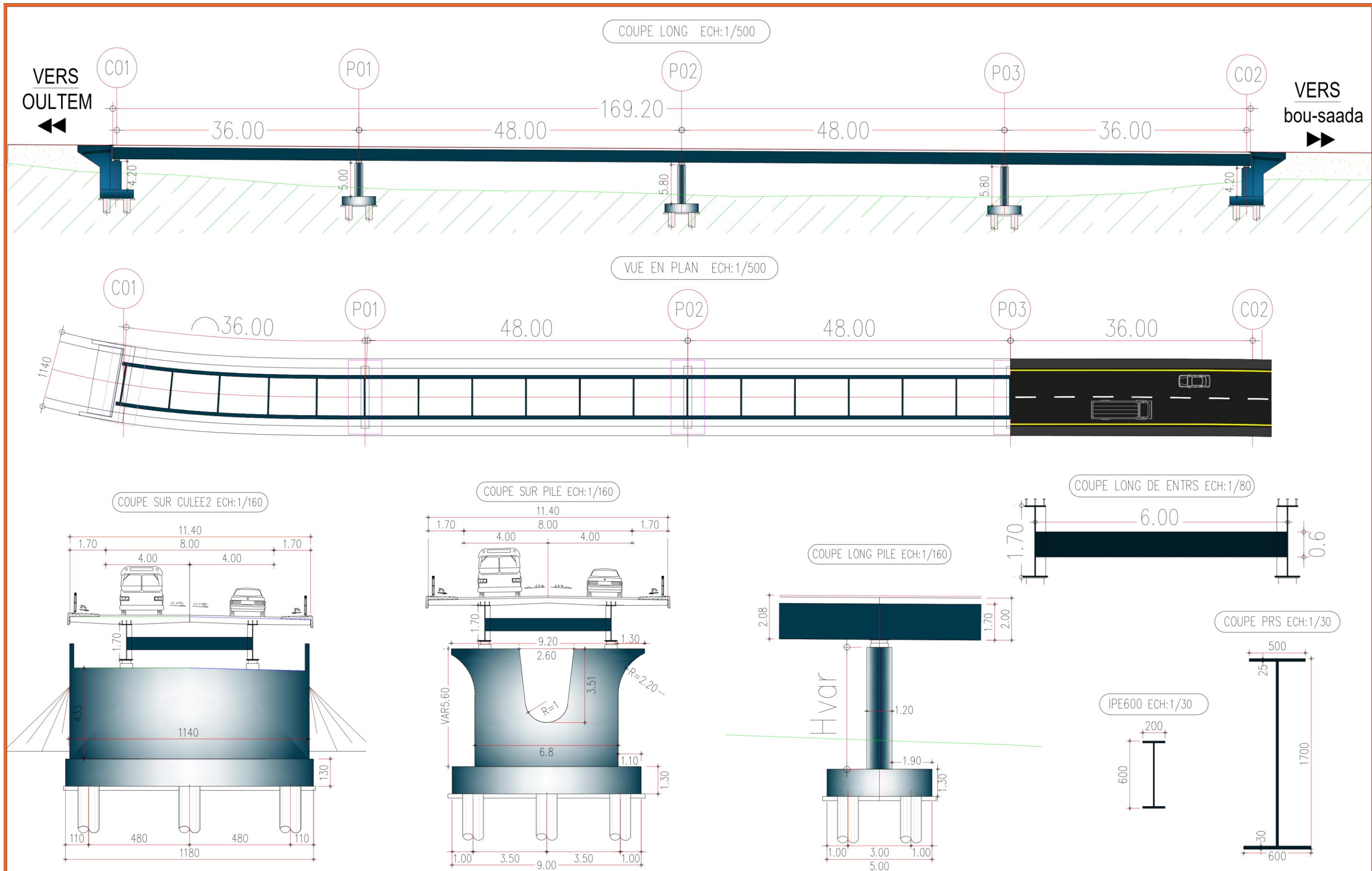
Tableau IV. 6 : Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des piles.

Hauteur	P1	5 m	
	P2	5.8 m	
	P3	5. m	
Semelles	Largeur	5 m	
	Longueur	9 m	
	Hauteur	1.3 m	
Pieux	Nombre	6	
	Diamètre	1 m	
	Profondeur	15 m	

➤ Pré dimensionnement des culées remblayés/ Guide SETRA :

Tableau IV. 7 : Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des culées.

Elément		Valeur	Figure
Mur frontal	Epaisseur	1.7 m	
	Longueur	11.4 m	
Mur garde grève	Hauteur	2.35m	
	Epaisseur	0.3 m	
Mur en retour	Longueur	11.4 m	
	Epaisseur	0.50 m	
Dalle de transition	Hauteur	0.30 m	
	Largeur	4.00 m	
Semelles	Largeur	5 m	
	Longueur	118 m	
	Hauteur	1.3 m	
Pieux	Nombre	6	
	Diamètre	1.2 m	
	Profondeur	15 m	



IV.3.3. Variante 03 : « Pont a poutres en béton armé à travées indépendantes »

Le béton est un matériau capable de supporter des efforts de compression importants (10 à 100 MPa) alors que sa résistance aux efforts de traction est très faible (de l'ordre du dixième de sa résistance à la compression). C'est donc pour pallier cette insuffisance qu'est née l'idée de placer, dans les zones soumises à des efforts de traction, des barres d'acier (armatures) qui elles, sont résistantes aussi bien en compression qu'en traction. Le matériau résultant de l'association du béton et de l'acier est appelé « béton armé ».

Le béton armé a permis de construire par le passé de nombreux ponts de petites et moyennes portées. Les ponts à poutres ont fait l'objet d'une typification et ont été largement employés au début du lancement des travaux autoroutiers.

Le tablier de ces ouvrages est constitué de poutres en béton armé, solidarisiertes par un hourdis supérieur et par des entretoises sur appuis et, éventuellement, en travée. L'ouvrage peut être continu ou constitué de travées indépendantes.

IV.3.3.1. Conception longitudinale :

Le choix des portées est conditionné par les possibilités d'implantation des appuis, étape essentielle dans la recherche des solutions envisageables tout en restant dans l'intervalle de portée possible pour la gamme des Ponts à poutres en béton armé de 10 à 25 m.

Pour cette variante nous allons adapter un pont de 8 travées équidistantes d'une longueur de 21 m, donnant ainsi un pont d'une longueur totale de 168.7 m.

IV.3.3.2. Conception transversale :

Le pré-dimensionnement a été élaboré conformément au guide de conception SETRA

➤ Hauteur des poutres :

La hauteur des poutres varie dans l'intervalle $[L/18; L/14]$

Avec :

$$L : \text{portée réelle de la poutre. } L/18 \leq Ht \leq L/14 \quad 1.16 \leq Ht \leq 1.5$$

On prend la hauteur de la poutre : $Ht = 1.20 \text{ m}$.

➤ Nombre et espacement des poutres :

Le nombre des poutres dépend essentiellement de la largeur du tablier et de la position des poutres de rive. L'espacement entre les poutres est donné par la formule suivante :

$$E = Lt / (N - 1)$$

Avec :

E : Ecartement entre les poutres (entre axe).

Lt : largeur de tablier.

N : nombre des poutres.

$$1,5 \leq E \leq 2,5$$

On prend un espacement de 1.6 m, donc on aura 7 poutres de 1.6 m d'espacement.

➤ Epaisseur de l'hourdis :

Elle est donnée en fonction des entre axes des poutres.

Tableau IV. 8 : Epaisseur de l'hourdis .

E (m)	2.00	2.50	3.00	3.50
H _d (cm)	16	18	20	24

H_a = 0.16 m = 16 cm On prend : **H_a = 25cm**

Il y a donc une surépaisseur de 9 cm qui augmente la rigidité transversale du tablier.

➤ **La section de la poutre :**

Rectangulaire aux bouts pour reprendre les efforts tranchants qui s'y développent. en « I » au milieu afin d'alléger le poids de la poutre.

Tableau IV. 9 : Récapitulation du pré-dimensionnement de la variante 3.

Elément	Ration usuel	Valeur retenu
Longueur totale de la poutre	10 - 25	21
Hauteur de la poutre	$L/18 = 1.16 < H_t < L/14 = 1.5$	1.2 m
Entraxe des poutres	En pratique : $1.50 \text{ m} < E < 2.50 \text{ m}$	1.6m
Entraxe des poutres de rive	dépend de la largeur de l'ouvrage $L_a = 11.4$ et de l'entraxe des poutres	0.9 m
Nombre des poutres	$N = L_a / E + 1$	7
La largeur de la table de compression	$b \geq 0,6 \times H_p$	50 cm
Épaisseur de la table de compression	$12 \text{ cm} \leq e_1 \leq 15 \text{ cm}$	10 cm
La largeur du talon	$60 \text{ cm} \leq L_t \leq 90 \text{ cm}$	50 cm
Épaisseur du talon	$10 \text{ cm} \leq E_t \leq 20 \text{ cm}$	25 cm
Épaisseur de l'âme b_0 à mi- travée	/	30 cm
Épaisseur de l'âme b_0 en zone d'about	/	50 cm
Entretoise d'about	/	$25 \times 80 \text{ cm}^2$

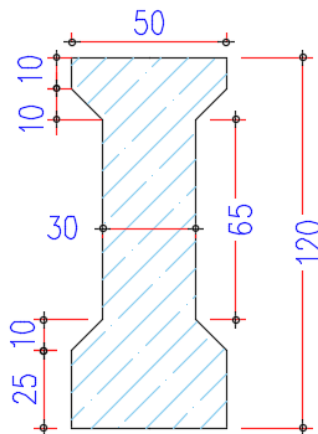


Figure IV. 6 : Notation des dimensions

IV.3.3.3. Pré-dimensionnement de l'infrastructure

➤ Pré-dimensionnement des piles

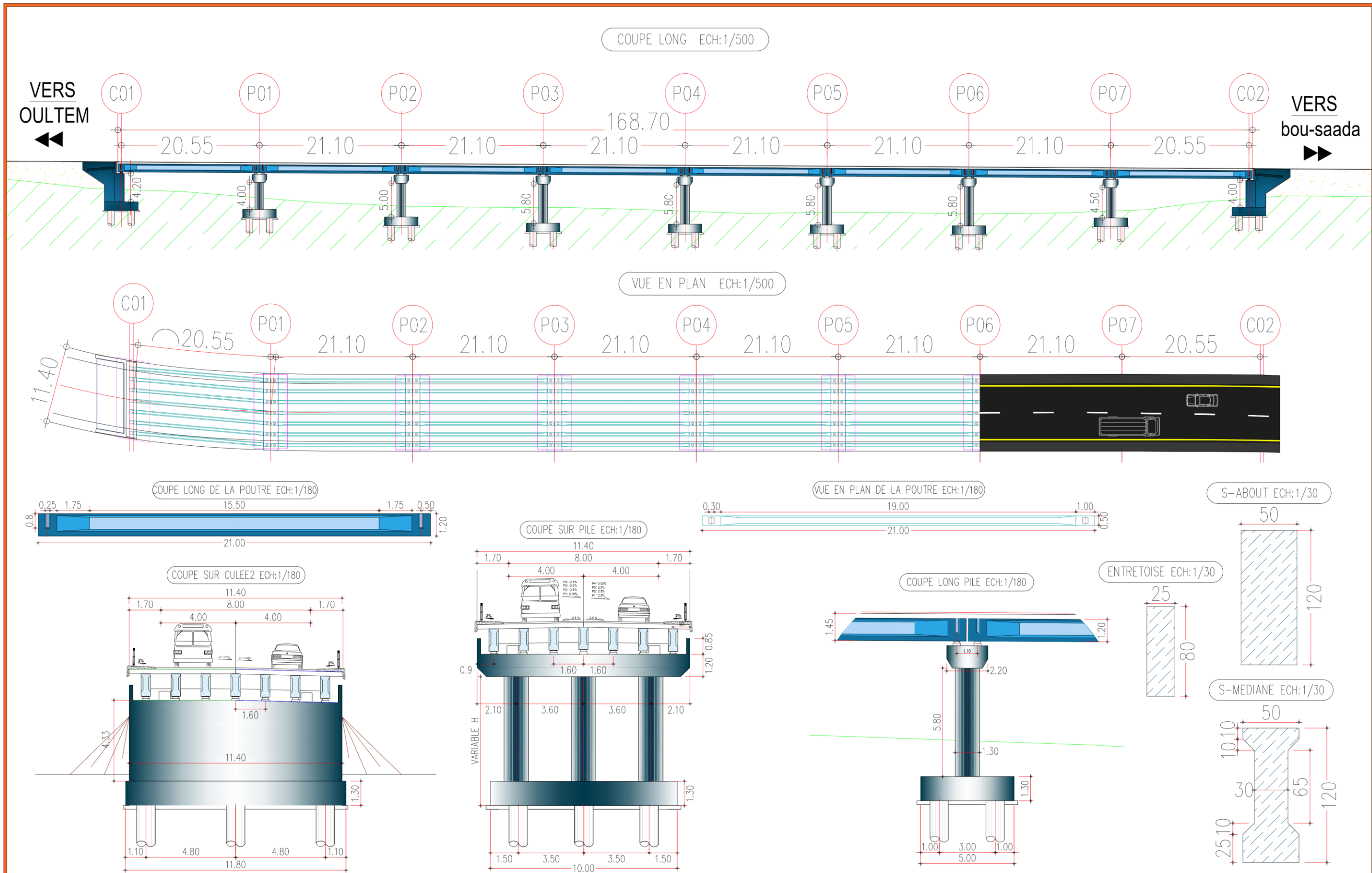
Tableau IV. 10 : Choix et dimensions de la pile retenue pour la variante 3.


Elément		Valeur / Description	Figure
Pile	Hauteur	5.8 m	
Nombre de colonnes (fûts)		2	
Chevêtre	Dimensions	2.20×1.2 ×11.4 (m×m×m)	
Section	Forme	Circulaire pleine constante	
	Dimensions	Diamètre de 1.30 m	
Semelles	Largeur	5 m	
	Longueur	9 m	
	Hauteur	1.3 m	
Pieux	Nombre	6	
	Diamètre	1 m	
	Profondeur	15 m	

➤ Pré-dimensionnement des culées :

Tableau IV. 11 . Choix et dimensions de la culée retenue pour la variante 1

Elément		Valeur	Figure
Mur frontal	Hauteur	4 / 4.20 m	
	Epaisseur	1.45 m	
	Longueur	11.4 m	
Mur garde grève	Hauteur	1.7 m	
	Epaisseur	0.30 m	
	Longueur	11.40 m	
Mur en retour	Epaisseur	0.50 m	
Dalle de transition	Hauteur	0.30 m	
	Largeur	4.00 m	
Semelles	Largeur	5.00 m	
	Longueur	11.8 m	
	Hauteur	1.3 m	
Pieux	Nombre	12	
	Diamètre	1 m	
	Profondeur	15 m	



 <p>ENSTP المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics National School of Build and Ground works engineering</p>	<p>Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger</p> <p>Fax : (023) 70 19 38 Site web : www.enstp.edu.dz</p> <p>Tel : (023) 70 19 04 E-mail : enstp@enstp.edu.dz</p>	Page	PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par	Encadré par	Variante 03	Année universitaire
		50	Conception et étude d'un ouvrage d'art sur oued Bou-saada CW 05 ou pk 00+381 de 167m de longueur	BENSALEM WASSIM	MOUSTARI NOUARA	Pont a poutres en béton armé à travées indépendantes	2021 / 2022

IV.4. ANALYSE MULTICRITERE

IV.4.1. Comparaison entre les 3 techniques de construction

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

Tableau IV. 12 : Avantages et inconvénients des 3 variantes.

Variante	Avantages	Inconvénients
Variante 1 : Pont à poutres préfabriquées en béton précontraint par post-tension	<ul style="list-style-type: none"> - Maîtrise de la méthode d'exécution - Possibilité d'assemblage d'éléments préfabriqués sans l'utilisation d'échafaudage - Ne nécessite pas beaucoup d'entretien. - Insensible aux tassements différentiels des appuis. - Coût de réalisation bas relativement aux autres variantes. 	<ul style="list-style-type: none"> - Contrainte de dégagement vertical (tablier de 2.05 m de haut). - L'utilisation des fondations profondes à cause de poids propre important. - Poids propre assez grand. - Coffrage compliqué et limité au marché.
Variante 2 : Pont mixte	<ul style="list-style-type: none"> - La possibilité de franchir des grandes portées. - La diminution du nombre des poutres, donc la légèreté. - La rapidité de l'exécution. - Ouvrage présente un aspect esthétique et architectural. 	<ul style="list-style-type: none"> - Nécessite une main d'œuvre qualifiée (pour les soudures). - Difficulté d'exécution. - Entretien périodique. - Sensibilité au gradient thermique. - Coût très élevé relativement aux deux premières variantes.
Variante 2 : Pont à poutres en béton armé	<ul style="list-style-type: none"> - Simplicité et rapidité d'exécution ce qui réduit les délais d'exécutions. - Mieux maîtriser la qualité des poutres, du point de vue comportement mécanique (la qualité du béton et le ferrailage) et aussi qualité des parements et tolérances dimensionnelles. - Le fonctionnement isostatique de ce type de structure, la rend insensible aux tassements différentiels des appuis et aux effets du gradient thermique. 	<ul style="list-style-type: none"> - Surcoût de transport des poutres préfabriquées si le chantier est loin du site de fabrication. - La hauteur des poutres et leurs poids qui augmentent au fur et à mesure que leur portée augmente. - La pile intermédiaire se trouve dans le lit d'oued. - Nombre de pile important.

IV.4.2. Devis estimatif et quantitatif des trois tabliers

Tous les détails de calcul des devis pour les trois variantes sont donnés dans les tableaux IV.16, IV.17 et IV.18, on obtiendra le montant total avec toutes taxes comprises pour chacune des variantes comme suit :

Tableau IV. 13 : Montant total de chaque variante.

Variante 1	Variante 2	Variante 3
153 534 633.00 DA	197 966 020.00 DA	180 881 785.00

Tableau IV. 14 : Devis estimatif et quantitatif de la variante 1.

DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF VARIANTE N°01					
N°	Désignations des postes	U	Quantités	Prix unitaire (HT)	Montant
Poste 1 : Pieux					
1.1	Forage des pieux Ø1000mm verticaux en terrain non rocheux	ML	540	55 000.00	29700000.00
1.2	Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ML	1 620	2 500.00	4050000.00
1.3	Essais d'auscultation sonique	U	36	16000.00	576000.00
1.4	Recepape des pieux	U	36	3700.00	133200.00
1.5	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	1	1520000.00	1520000.00
TOTAL (Poste 1)					35979200.00

CHAPITRE IV : Conception et Pré-dimensionnement

Poste 2 : Béton					
2.1	Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	M ³	35	10 500.00	367500.00
2.2	Béton RN 27 pour semelles (piles, culées)	M ³	400	17 400.00	6960000.00
2.3	Béton RN 27 pour piles	M ³	183	18 000.00	3294000.00
2.4	Béton RN 27 pour culées	M ³	250	18 000.00	4500000.00
2.5	Béton RN 35 pour poutres + hourdis + entretoises	M ³	1 222	25 000.00	30550000.00
TOTAL (Poste2)					45671500.00
Poste 3 : Acier					
3.1	Acier FeE50 pour Infrastructure	T	110.00	106 000.00	11 660 000.00
3.2	Acier Fe E50 pour superstructure	T	215.00	106 000.00	22 790 000.00
3.3	Acier de précontrainte	T	34	380 000.00	12 920 000.00
TOTAL (Poste3)					47370000.00
TOTAL HORS TAXES				129 020 700.00	
T V A 19 %				24 513 933.00	
TOTAL EN TTC				153 534 633.00	
Cent cinquante-trois millions cinq cent trente-quatre mille six cent trente-trois Dinars Algérien					

CHAPITRE IV : Conception et Pré-dimensionnement

Tableau IV. 15 : Devis estimatif et quantitatif de la variante 2.

DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF VARIANTE N°02					
N°	Désignations des postes	U	Quantités	Prix unitaire (HT)	Montant
Poste 1 : Pieux					
1.1	Forage des pieux Ø 1 000mm verticaux en terrain non rocheux	ML	450	55 000.00	24 750 000.00
1.2	Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ML	1 350	2 500.00	3 375 000.00
1.3	Essais d'auscultation sonique	U	30	16000.00	480 000.00
1.4	Recepape des pieux	U	30	3700.00	111 000.00
1.5	Essais statiques des pieux	U	1	1520000.00	1520000.00
TOTAL (Poste 1)					30 236 000.00
Poste 2 : Béton					
2.1	Béton de propreté de 10 cm	M ³	30	10 500.00	315 000.00
2.2	Béton RN 27 pour semelles (pile, culées)	M ³	330	17 400.00	5 742 000.00
2.3	Béton RN 27 pour piles	M ³	120	18 000.00	2 160 000.00
2.4	Béton RN 27 pour culées	M ³	308	18 000.00	5 544 000.00
2.5	Béton RN 35 pour hourdis	M ³	567	25 000.00	14 175 000.00
TOTAL (Poste 2)					27 936 000.00
Poste 3 : Acier					
3.1	Acier haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure	T	101	106 000.00	10 706 000.00
3.2	Acier haute adhérence Fe E50 A pour superstructure	T	100	106 000.00	10 600 000.00
3.4	acier charpente métallique pour tablier (poutre +entretoise)	T	181	480 000.00	86 880 000.00
TOTAL (Poste 3)					108 186 000.00
TOTAL HORS TAXES				166 358 000.00	
T V A 19 %				31 608 020.00	
TOTAL EN TTC				197 966 020.00	
Cent quatre-vingt-dix-sept millions neuf cent soixante-six mille vingt DinarsAlgérien					

Tableau IV. 16 : Devis estimatif et quantitatif de la variante 3.

DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF VARIANTE N°03					
N°	Désignations des postes	U	Quantités	Prix unitaire (HT)	Montant
Poste 1 : Pieux					
1.1	Forage des pieux Ø1000mm verticaux en terrain non rocheux	ML	810	55 000.00	44 550 000.00
1.2	Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ML	2 430	2 500.00	6 075 000.00
1.3	Essais d'auscultation sonique	U	54	16000.00	864 000.00
1.4	Recepage des pieux	U	54	3700.00	199 800.00
1.5	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	1	1520000.00	1520000.00
TOTAL(Poste1)					53 208 800.00
Poste 2 : Béton					
2.1	Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	M ³	49	10 500.00	514 500.00
2.2	Béton RN 27 pour semelles (piles, culées)	M ³	563	17 400.00	9 796 200.00
2.3	Béton RN 27 pour piles	M ³	304	18 000.00	5 472 000.00
2.4	Béton RN 27 pour culées	M ³	212	18 000.00	3 816 000.00
2.5	Béton RN 35 pour poutres + hourdis + entretoises	M ³	1 476	25 000.00	36 900 000.00
TOTAL(Poste2)					56 498 700.00
Poste 3 : Acier					
3.1	Acier FeE50 pour Infrastructure	T	140	106 000.00	14 840 000.00
3.2	Acier Fe E50 pour superstructure	T	259	106 000.00	27 454 000.00
TOTAL(Poste3)					42 294 000.00
TOTAL HORS TAXES				152 001 500.00	
T V A 19 %				28 880 285.00	
TOTAL EN TTC				180 881 785.00	
Cent quatre-vingts millions huit cent quatre-vingt-un mille sept cent quatre-vingt-cinq Dinars Algérien					

IV.4.3. Analyse des variantes

Après l'analyse des aspects négatifs, positifs et quantitatifs des trois variantes, on constate que chacune d'elle dispose des caractéristiques qui s'absentent chez l'autre.

Vue que les critères les plus important reste : le coût, la rapidité d'exécution et la facilité au niveau de l'étude, la variante **pont a poutres en béton armé à travées indépendantes** est écartée, car elle présente un nombre d'appuis très important, qui nuit non seulement l'esthétique, mais aussi augmente le coût total de l'infrastructure, ainsi que la variante **pont mixte bipoutre** où on constate un volume d'acier très important ce qui influe sur le coup du projet notamment l'entretien permanent de ce dernier.

D'où la variante qui s'avère la plus avantageuse reste la variante **pont à poutres préfabriquées en post tension** qui fera l'objet de notre étude

IV.5. CONCLUSION

Ce chapitre nous a permis de voir que le choix du type de pont et sa conception générale dépendent essentiellement de données des contraintes naturelles imposées par le site, ainsi que des paramètres de réalisation, économiques et esthétiques, en respectant les caractéristiques géométriques et mécaniques de chaque solution. Ce choix « **Pont à Poutres Préfabriquées en Post Tension** » fera, désormais, l'objet de notre étude définitive.

CHAPITRE V



CHARGES

ET

HYPOTHESES DE CALCUL

CHAPITRE V : Charges et hypothèses de calcul

V.1. INTRODUCTION

Au présent de ce chapitre, on va définir et évaluer les principales actions engendrées par les charges permanentes ainsi qu'aux efforts dus à l'ensemble des actions d'origine naturelles et fonctionnelles applicables au pont. En passant tout d'abord par la définition des normes et les règlements en vigueur dans l'Algérie.

V.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL

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

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

V.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

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

V.3.1. Béton

Béton est un terme générique qui désigne un matériau monolithique de construction composite fabriqué à partir de granulats (sable, graves) agglomérés par un liant.

NB : La densité du béton armé est de 25 kN/m³

Tableau V. 1 : Caractéristiques de béton.

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

V.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** : Créent et maintiennent la précontrainte sur le béton.

CHAPITRE V : Charges et hypothèses de calcul

V.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

V.3.2.2. Armatures de précontrainte

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

- Les armatures actives de précontrainte sont sous tension même sans aucune sollicitation extérieure.
- Les aciers de précontraints ont été classés par catégories : fils, barres, Torons.

Les armatures de précontraintes sont constituées de torons **9T15s TBR** (très basse relaxation), classe **1 860**.

- Résistance ultime : $f_{prg} = 1\ 860$ MPa ;
- Limite élastique : $f_{peg} = 1\ 674$ MPa ;
- Module d'élasticité : $E_p = 190\ 000$ MPa
- Section droite d'un toron : $A_{p\ 1toron} = 150$ mm²
- Section d'un câble : $A_p = 1350$ mm²
- Diamètre du gain : $\Phi = 80$ mm
- Coefficient de relaxation des câbles à 1 000 heures : $\rho = 2.5\%$
- Coefficient de recul d'encrage $g = 2$ mm

f_{peg} : limite élastique conventionnelle à 0,1%.

f_{prg} : contrainte de rupture garantie.

V.3.3. Contraintes admissibles

V.3.3.1. Béton

➤ Contraintes admissibles à la compression :

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

Le coefficient θ est fixé à :

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

Tableau V. 2 Contraintes admissibles à la compression de béton.

Etat	Contrainte limite		Superstructure	Infrastructure
ELU	f_{bu} (MPa)	$\gamma_b = 1.5$	19.83	15.3
		$\gamma_b = 1.15$	25.87	19.96
ELS	f_{bc} (MPa)		21	16.2

➤ Déformation longitudinale du béton :

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

- Module de déformation instantanée (courte durée <24h) : $E_{ij} = 11\ 000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$.
- Module de déformation différée (longue durée) : $E_{ij} = 3\ 700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$.

V.3.3.2. Armatures

➤ Contrainte limite de traction des aciers :

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

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

➤ 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

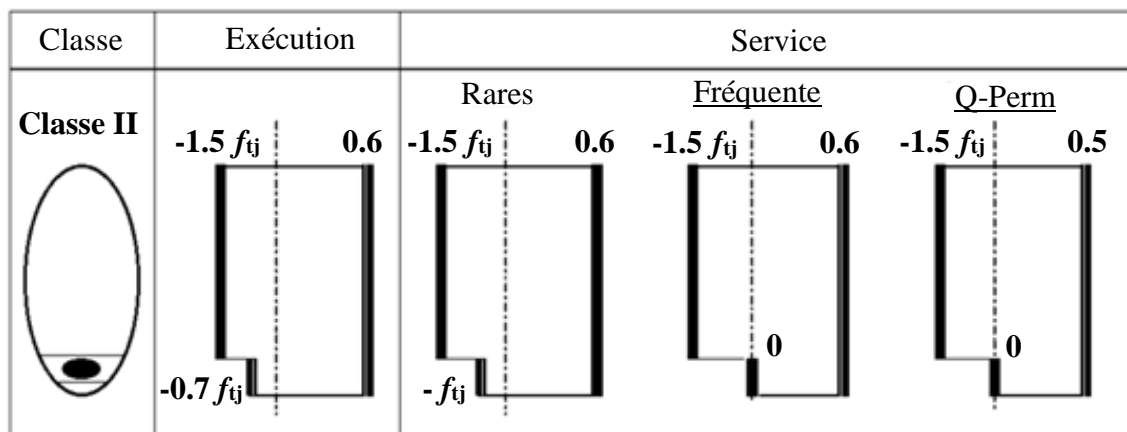


Figure V. 1 : Limitation des contraintes des sections en B.P.

CHAPITRE V : Charges et hypothèses de calcul

V.4. EVALUATION DES ACTIONS

Les actions appliquées à un pont sont de trois types :

- Les actions hors trafic ;
- Les actions dues au trafic.
- Les actions accidentelles.

V.4.1. Evaluation des actions hors trafic

V.4.1.1. Les charges permanentes

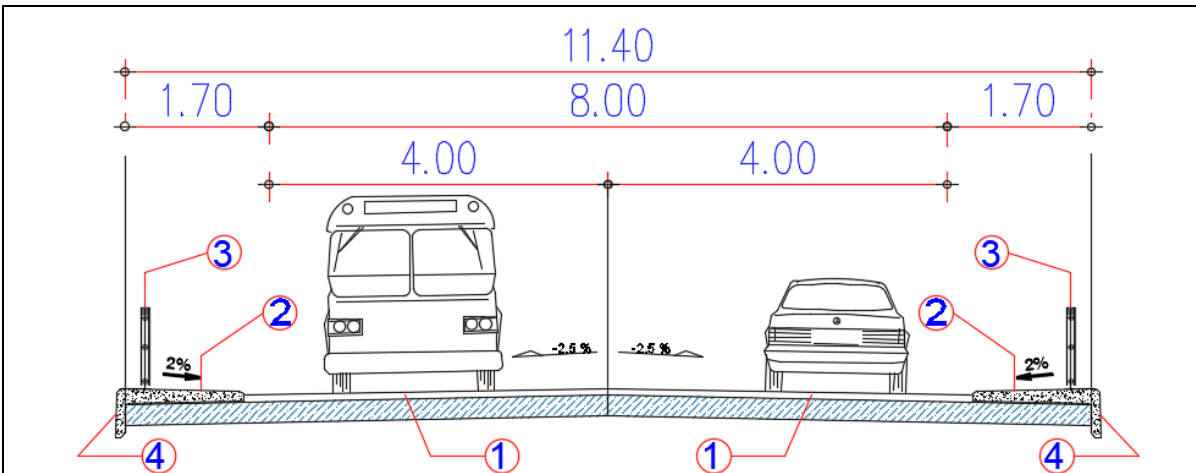
Les Charges Permanentes sont dues aux poids des matériaux constituant la structure des éléments permanent incorporés dans la structure. Le calcul de ces charges se fait automatiquement avec un logiciel de calcul de structures.

➤ Les compléments de charges permanentes CCP :

Les compléments de charges permanentes comprennent notamment le poids propre des installations fixes et les équipements de la plateforme de la voie portée par l'ouvrage.

Les actions dues aux compléments de charges sont résumés dans le tableau ci-dessous

Tableau V. 4 : Estimation du poids dû aux CCP.



L'élément	La densité γ (kN/m ³)	La charge répartie (kN/ml)	Nombre d'éléments	La charge (kN/ml)	La charge (kN) L=34m
1. Revêtement	24.00	17.2	1	17.2	584.8
2. Trottoirs	25.00	5.00	2	10	340
3. Garde-corps	/	1.00	2	2.00	68
4. Corniche	25.00	1.45	2	2.9	98.6
Total	/	/	/	32.4	1091.4

CHAPITRE V : Charges et hypothèses de calcul

➤ Charge permanentes CP

Tableau V. 5: Poids propre d'une poutre.

L'élément	S (m ²)	L (m)	V (m ³)	P (KN)
1. Section d'about	0.96	2 × 1	1.92	48
3. Section intermédiaire	0.75	2 × 2	3	75
4. Section médiane	0.545	28	15.26	381.5
Total	/	34	20.18	504.5

Tableau V. 6: Poids du tablier

L'élément	V (m ³)	Nombre	P (KN)
1. Poutre	20.18	7	3531.5
3. Dalle	96.9	1	2422.5
4. Entretoise	0.27	2 × 6	82
Poids propre total du tablier			6036
Poids total du tablier (poids propre + CCP)			7 127.4
Poids total du tablier de la partie poutre (5 travées)			35 721

CHAPITRE V : Charges et hypothèses de calcul

V.4.1.2. Action thermique

Le gradient thermique résulte d'un échauffement ou d'un refroidissement unilatéral de courte durée de la structure porteuse est $\Delta\theta = \pm 7^{\circ}\text{C}$ (RCPR; tableau 3.2).

Pour une zone proche et moyen sud de l'Algérie (climat tempéré), la variation uniforme des températures est entre $+45^{\circ}\text{C}$ et -20°C . La valeur de calcul est pris égale à $\Delta T = 30^{\circ}$

V.4.2. Evaluation des actions dues au trafic

V.4.2.1. Système de charge à considérer

Les charges à prendre en compte lors de l'évaluation des actions dues au trafic sont définies par les articles du document technique réglementaire RCPR, elles se composent des chargements civil A et B qui sont distinct, indépendants et envisager successivement pour toutes justifications des éléments de ponts, en outre le pont doit aussi supporter autre charges qui peuvent être considéré comme charge défavorable dans certaines cas on trouve les deux catégories charges militaires lourdes et convois exceptionnels.

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

V.4.2.2. Caractéristiques du pont :

➤ Largeur Roulable (Lr)

C'est la largeur du tablier comprise entre les dispositifs de retenue, s'il y en a, ou bordures. Elle comprend donc la chaussée proprement dite et les surlargeurs éventuelles telles que les bandes d'arrêt d'urgence (BAU), bandes dérasées (BDG), etc.

➔ Largeur roulable : **8.60 m**

➤ Largeur Chargeable (Lch)

Elle est déduite de la largeur roulable en enlevant une bande de 0,5 m de chaque dispositif de sécurité comme indiqué dans la loi suivante :

$$Lch = Lr - n \cdot 0,5$$

Lch : largeur chargeable en m.

Lr : Largeur roulable en m

n : Nombre de dispositifs de retenue tel que $n \leq 2$.

-Dans le cas où il n'y a pas de bandes d'arrêt d'urgences (BAU), alors $Lch = Lr$.

➔ Largeur chargeable : **7.60 m**

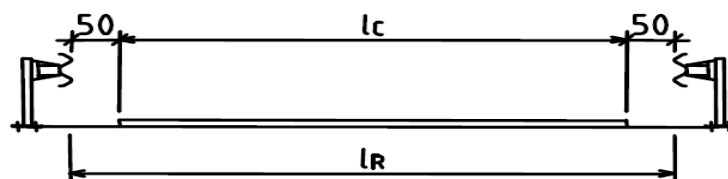


Figure V. 2 : La largeur roulable.

➤ Nombre de voies (N_v)

Par convention, les chaussées comportent un nombre de voies de circulation égale à la partie entière de la caution par 3 de leur largeurs chargeables (L_{ch}) exprimé en mètre tel que :

$$N_v = L_{ch} / 3$$

➡ Nombre de voies : 2

➤ Largeur réelle d'une voie (V)

La largeur d'une voie de circulation, V , est donné par :

$$V = L_{ch} / N_v.$$

➡ Largeur d'une voie : 3.8 m

➤ Classe des ponts

Les ponts sont rangés en 3 classes suivant leur largeur roulable L_r , et leur destination :

- **1ère classe** : tous les ponts supportant une largeur roulable supérieure ou égale à 7 m c'est à dire $L_r \geq 7$ m et ceux portant des bretelles d'accès à de telles chaussées, ainsi que les autres ponts éventuellement désignés par le Cahier des Prescriptions Spéciales (C.P.S.), tels que les ponts urbains ou en zone industrielle avec risque d'accumulation de poids lourds quel que soit leur largeur.

- **2ème classe** : tous les ponts autres que ceux de la 1ère classe supportant des chaussées de largeur roulable comprise strictement entre 5,50 m et 7 m, c'est à dire, 5,5

$$m < L_r < 7 \text{ m.}$$

- **3ème classe** : les ponts autres que ci-dessus portant des chaussées de 1 ou 2 voies de largeur roulable inférieure ou égale à 5,5 m. c'est à dire $L_r \leq 5,5$ m.

➡ Classe de ponts : $L_r \geq 7$ m ➔ Pont de 1^{ère} classe.

V.4.2.3. Système de charge A

Selon le document technique règlementaire RCPR le système de charge A est une charge uniformément répartie dont l'intensité dépend de la longueur chargée (formule suivant) et des coefficients résultants d'une application en fonction de la classe du pont et de nombre des voies chargées (coefficient multiplicateur a_1)

$$A(l) = 2.30 + \frac{360}{L + 12} \text{ (KN/m}^2\text{);}$$

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

$$A_1 = \max \left\{ \begin{array}{l} a_1 A(l) \\ 4 - 0.002L \end{array} \right. \text{ (KN/m}^2\text{);}$$

L : la longueur chargée du tablier (m).

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

Tableau V. 7 : Coefficient a_1 .

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

$a_2 = v_0/v$, v étant la largeur d'une voie, et $v_0 = 3.50$ m. d'où $a_2 = 0.92$.

Les résultats sont résumés dans les deux tableaux suivants :

Tableau V. 8: Valeurs de $A(L)$ pour le tablier poutres.

N des voies	L (m)	$A(l)$ (kN/m ²)	a_1	a_2	$A(l) \times a_1 \times a_2$ (kN/m ²)	L_v (m)	$A(l)$ (kN/ml)
1	34	10.13	1	0.92	9.33	3.80	35.44
2	34	10.13	1	0.92	9.33	7.60	70.88

V.4.2.4. Système de charge B

Vu que notre pont se classe dans la première classe le système de charge B comprend trois systèmes dont il y a lieu d'examiner indépendamment les effets pour chaque élément du pont

- Le système B_c se compose de camions type.
- Le système B_r se compose d'une roue isolée.
- Le système B_t se compose de groupes de deux essieux dénommés tandems.

➤ Système de charges B_c / Article 4.5.3 RCPR :

Un camion type du système B_c comporte trois essieux, tous à roues simple pneumatique et qui répond aux caractéristiques suivantes :

- Charge totale 300KN
- Charge portée par chacune des essieux arrière 120KN
- Charge portée par l'essieu avant 60KN
- Longueur de l'encombrement 10.5m
- Largeur d'encombrement 2.5m
- Distance des essieux arrière 1.5m
- Distance de l'essieu avant au premier essieu arrière 4.5m
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu 2m
- Surface d'impact d'une roue arrière 0.25x0.25m²
- Surface d'impact d'une roue avant 0.20x0.20m²

CHAPITRE V : Charges et hypothèses de calcul

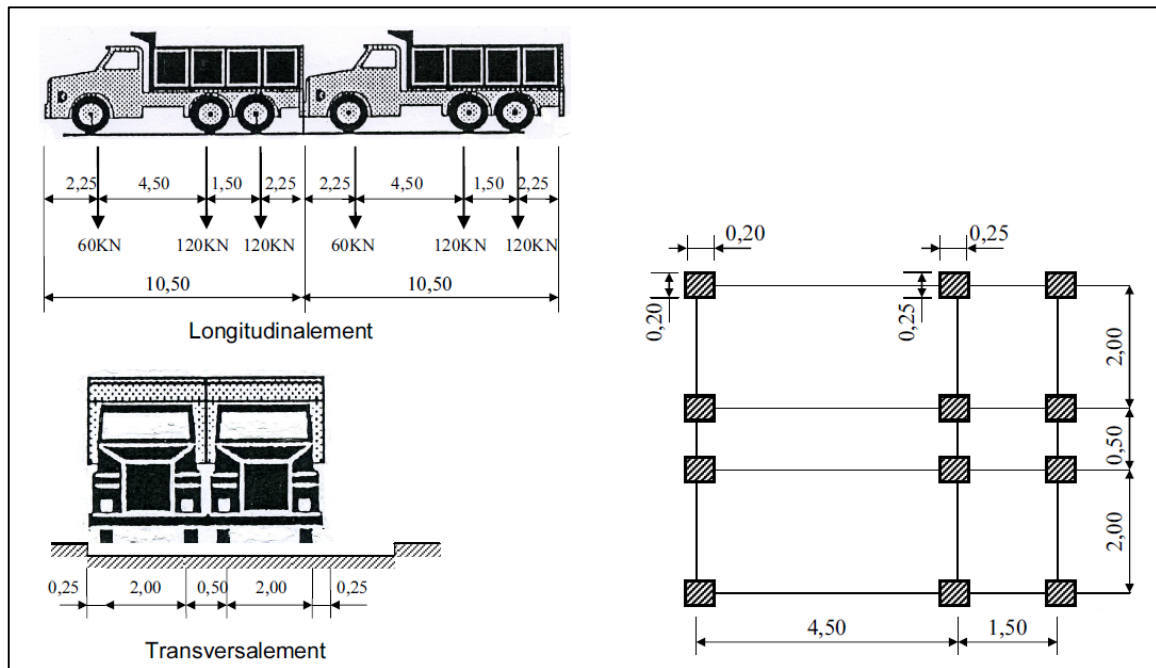


Figure V. 3 : Système de chargement Bc.

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

N : Nombre de voies prises dans le calcul.

Tableau V. 9 : Les valeurs de b_c .

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

Donc les valeurs à prendre en compte sont :

Tableau V. 10 : Les valeurs de B_c .

N° des voies	B_c (KN)	b_c	$B_c \times b_c$ (KN)
1	600	1.2	720
2	1 200	1.1	1 320

➤ Système de charges Bt / Article 4.5.3 RCPR :

Un tandem du système B_t comporte deux essieux tous deux à deux roues simple munies de pneumatiques et répondant aux caractéristiques suivantes :

- Charge portée par chaque essieu 160KN
- Distance des deux essieux 1.35m
- Distance d'axe des deux roues d'un essieu 2m

CHAPITRE V : Charges et hypothèses de calcul

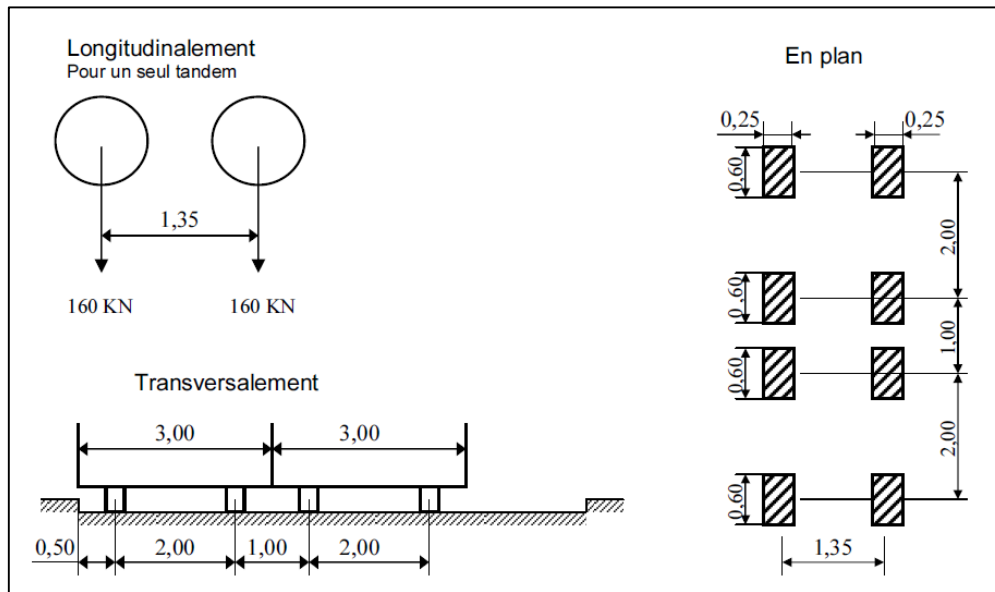


Figure V. 4 : Système de chargement B_t .

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

N : Nombre de voies prises dans le calcul.

Tableau V. 11: Les valeurs de b_t .

	b_t
Première classe	1.2
Deuxième classe	1

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

Tableau IV.1 : Valeurs de B_t .

N° des voies	B_t (kN)	b_t	$B_t \times b_t$ (kN)
1	320	1.2	384
2 – 3	640	1.2	768

➤ Système de charges B_r / Article 4.5.2 RCPR :

Le système B_r se compose d'une roue isolée (100 kN).

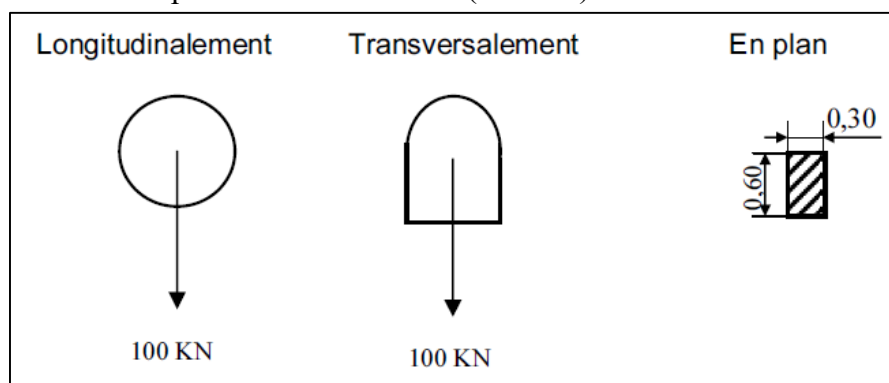


Figure V. 5 : Système de chargement B_r .

CHAPITRE V : Charges et hypothèses de calcul

V.4.2.5. Charges militaires : Mc 120

Un seul convoi est supposé circuler quelle que soit la largeur de la chaussée dans le sens transversal, dans le sens longitudinal le nombre de véhicules successifs est déterminé pour produire l'effet le plus défavorable avec une distance qui sépare entre deux convois de moins égale à 30.5m.

Les impacts des chenilles sont dirigés parallèlement à l'axe de celle-ci et peuvent être disposés sur toute la largeur chargeable.

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

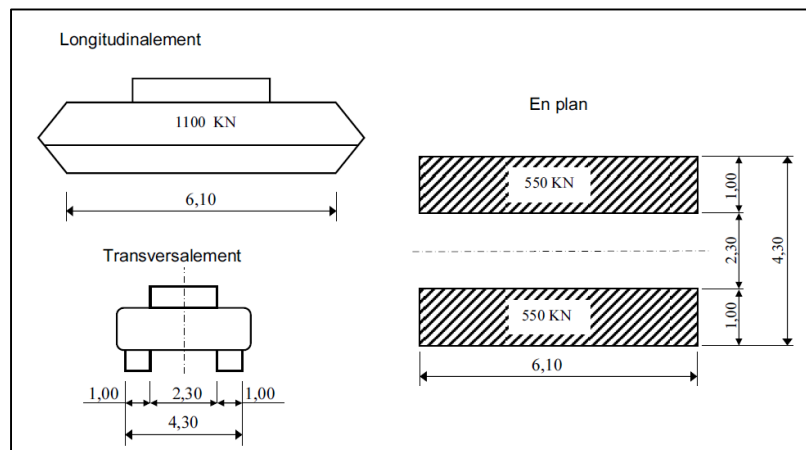


Figure V. 6: Convoi de charge Mc 120.

V.4.2.6. Charges exceptionnelles : D240

Le convoi D240 comporte une remorque supportant 2400 KN, dont le poids est supposé uniformément réparti qui circule seul longitudinalement et transversalement quelles que soient la largeur et la longueur du pont.

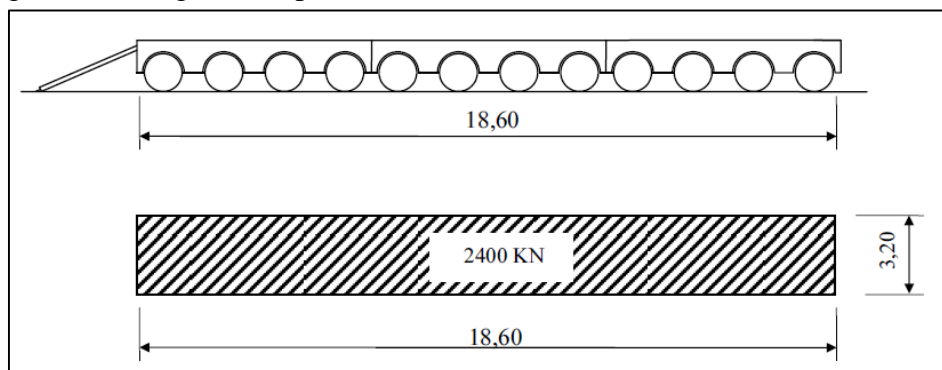


Figure V. 7 : Convoi exceptionnel D240

V.4.2.7. Coefficient de majoration dynamique

Les systèmes de charges B et Mc120 sont majorés par un coefficient (δ) appelé coefficient de majoration dynamique. Ce coefficient permet de passer d'une étude dynamique vers une pseudo-dynamique. En effet, les charges dynamiques sont remplacées par des charges statiques majorées par ce coefficient. Le système de charge D240 n'est pas majoré vu la lenteur de ce dernier, sa charge est considérée directement comme une charge statique.

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

Avec :

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

G : sa charge permanente (Poids propre + CPP).

S : sa surcharge maximale.

Les 2 tableaux ci-après résument les valeurs de coefficient de majoration dynamique :

Tableau V. 12 : Coefficients de majoration dynamique pour le tablier.

Système de charge	L (m)	G (kN)	S (kN)	δ
B _c	34	7127.4	1320	1.078
B _t			384	1.059
Mc120			1100	1.074

V.4.2.8. Efforts de freinage

Les charges des chaussées des systèmes de charge **A** et **B_c** sont susceptibles de développer des efforts de freinage, ces efforts s'exercent sur la surface de la chaussée, dans l'une ou dans l'autre direction de la circulation, dans le cas courant la résultante de ces efforts peut être supposée centrée sur l'axe longitudinal de la chaussée.

Ces efforts n'intéressent pas la stabilité des tabliers, mais il y a lieu de les considérer pour la stabilité des appuis et la résistance des appareils d'appuis.

➤ Système de charge B_c :

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

➤ Système de charge A :

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

$$F = \frac{A \times S}{20 + 0.0035 \times S} \quad S : \text{est la surface chargée en (m}^2\text{)}.$$

Tableau V. 13: L'effort de freinage F(KN) de système A pour le tablier poutres.

N des voies	S (m ²)	A(l) (kN/m ²)	F (kN)
1	129.20	9.33	58.92
2	258.40	9.33	115.29

CHAPITRE V : Charges et hypothèses de calcul

V.5. LES COMBINAISONS D' ACTIONS

Les combinaisons d'actions expriment les différentes répartitions des efforts appliqués aux structures en fonction de la probabilité de leur existence et des plus grandes valeurs qu'ils peuvent prendre. On distingue conventionnellement deux états limites :

- Etat limite ultime ELU
- Etat limite de service ELS

V.5.1. Valeurs caractéristiques des actions dues au trafic

Données par le tableau 6.1 du RCPR :

Tableau V. 14 : Tableau des coefficients des actions dues au trafic.

Charges	Nature de l'état limite	
	ELU de résistance	ELS
- Charges de chaussées et effets annexes - Charges sur remblais	1.07	1.2
- Charges militaires - Charges exceptionnelles	1.0	1.0
- Charges sur trottoirs - Gardes corps - Passerelles piétons	1.07	1.0

V.5.2. Combinassions de charges

Tableau V. 15: Combinassions d'action.

L'état limite	Les combinaisons d'actions
ELU (Combinassions fondamentales)	$1.35 G + 1.6AL1 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$
	$1.35 G + 1.6AL2 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$
	$1.35 G + 1.6BC1 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$
	$1.35 G + 1.6BC2 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$
	$1.35 G + 1.6BT1 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$
	$1.35 G + 1.6BT2 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$
	$1.35 G + 1.35D240 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$
	$1.35 G + 1.35Mc120 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$
ELS (Combinassions rares)	$G + 1.2AL1 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$
	$G + 1.2AL2 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$
	$G + 1.2BC1 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$
	$G + 1.2BC2 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$
	$G + 1.2BT1 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$
	$G + 1.2BT2 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$
	$G + D240 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$
	$G + Mc120 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$

V.6. CONCLUSION

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

CHAPITRE VI



MODELISATION ET EVALUATION DES EFFORTS CHARGES

VI.1. INTRODUCTION

La modélisation a pour objectif d'élaborer un modèle capable de décrire d'une manière approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions. Cette démarche de modélisation par la méthode des éléments finis (MEF) met en évidence la maîtrise de trois domaines des sciences de l'ingénieur : la mécanique des milieux continus, la rhéologie des matériaux et le calcul numérique par ordinateur.

La mécanique des milieux continus (MMC) apporte un cadre mathématique et physique en assimilant la matière à un milieu continu (continuité du milieu et de ses évolutions) et en permettant la définition des notions de déformation, de contrainte et de loi de comportement.

La rhéologie, par l'étude expérimentale des matériaux, permet de formuler et de valider une description du comportement d'un échantillon du volume représentatif. Cette description se traduit par des lois exprimant en tout point matériel une relation plus au moins complexe entre les tenseurs de contrainte et de déformation et leurs accroissements respectifs. Les progrès réalisés permettent aujourd'hui une analyse plus fine de comportement non linéaire des matériaux utilisés dans la construction des ouvrages.

L'analyse numérique fournit les moyens de résoudre par « discrétisation » les équations aux dérivées partielles associées à un problème physique citant dans notre cas la méthode des éléments finis. L'introduction des lois de comportement dans un code en éléments finis est aujourd'hui assez bien maîtrisée. Le logiciel de calcul se situe ainsi au bout d'une chaîne d'hypothèses et il constitue son expression informatique directement utilisable par l'ingénieur.

La méthode des éléments finis est basée sur une idée simple : subdiviser (discrétiser) une forme complexe en un grand nombre de sous domaines élémentaires de forme géométrique simple (éléments finis) interconnectés en des points appelés nœuds. Nous considérons le comportement mécanique de chaque élément séparément, puis nous assemblons ces éléments de telle façon que l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements soit satisfaite en chaque nœud. Cela est basé sur une équation appelée :

$$\text{Équation fondamentale de la MEF: } [\mathbf{K}] \{\mathbf{U}\} = \{\mathbf{F}\}$$

Donc la **MEF** est l'extension des méthodes matricielles utilisées dans l'analyse des systèmes treillis pour étudier les structures continues.

[K]- matrice de rigidité caractérisant le système ($n \times n$).

{U}- vecteur des **DDL** – Degrés De Libertés (n), inconnus ; par exemple, les déplacements et les rotations des nœuds en mécanique des solides et des structures.

{F}- vecteur des sollicitations appliquées {vecteur forces} ;(n), connu.

Pour une modélisation exacte du comportement des ouvrages, l'ingénieur est appelé à suivre La démarche suivante :

- Définir les noeuds et les éléments (Créer le maillage).
- Pour chaque élément, établir la matrice de rigidité élémentaire **[Ke]** reliant les degrés de libertés (déplacements) nodaux **{ue}** et les forces **{fe}** appliquées aux noeuds :

$$[K_e] \{ue\} = \{fe\}.$$

- Assembler les matrices et les vecteurs élémentaires en un système global $[K] \{U\} = \{F\}$ de manière à satisfaire les conditions d'équilibre aux nœuds.
- Modifier le système global en tenant compte des conditions aux limites.
- Résoudre le système $[K] \{U\} = \{F\}$ et obtenir les déplacements $\{U\}$ aux nœuds.
- Calculer les gradients (déformations et contraintes) dans les éléments et les réactions aux nœuds sur lesquels les conditions aux limites sont imposées.

VI.2. Présentation de logiciel :

ROBOT Structural Analysis Professional est un logiciel de calcul et d'optimisation des structures. Il utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales de type : Treillis, Portiques, Structures mixtes, Grillages de poutres, Plaques, Coques, Contraintes planes, Déformations planes, Éléments axisymétriques, Éléments Volumiques.

Les utilisateurs de ROBOT pour les études d'Ouvrages d'Art ou de Génie Civil bénéficient de toute la puissance de modélisation de ROBOT afin de réaliser des modèles mixtes, composés de barres et/ou coques. Ils peuvent également disposer des éléments volumiques. Des modèles spécifiques comme les charges roulantes, les phases, le calcul des sections d'acier théoriques permettent l'étude de nombreux ouvrages.

ROBOT permet de roulantes, c'est à dire la charge d'un convoi modélisé par une combinaison de forces quelconques (forces concentrées, charges linéaires et charges surfaciques). Le convoi est un ensemble de forces de directions, valeurs et positions données. Pour chaque pas, le convoi est déplacé d'une position vers la suivante. Le cas de charge roulante est ainsi considéré comme un ensemble de plusieurs cas de charges statiques (un cas de charge pour chaque position du convoi).

ROBOT peut calculer les structures à un nombre de barres et à un nombre de nœuds illimités. Les seules limitations découlent des paramètres de l'ordinateur sur lesquels les calculs sont effectués (mémoire vive et espace disque disponibles).

ROBOT permet d'effectuer des analyses statiques et dynamiques, ainsi que des analyses linéaires ou non linéaires.

ROBOT est un logiciel orienté Métier adapté aux constructions en acier, en bois, en béton armé ou mixte. Il comprend des modules d'assemblage, de ferrailage, de vérification et de dimensionnement suivant les différentes normes nationales existantes.

ROBOT a été conçu spécialement pour l'environnement Windows 2000/NT/XP. Lors de la création de ROBOT, ses concepteurs ont utilisé les techniques modernes de l'étude des structures et de la programmation orientée objet profitant des outils performants de la société Microsoft. Tous ces facteurs garantissent une très haute fiabilité du code généré et la facilité d'ajouter à ROBOT de nouvelles fonctionnalités et de nouveaux modules.

VI.3. EVALUATION DES EFFORTS EN SERVICE

Étant donné que l'ouvrage isostatique avec trois travées indépendantes, on étudiera une seule travée (une dalle de 25 cm d'épaisseur avec 07 poutres de longueur de 34m).

La valeur et la position transversale des charges appliquées ainsi que leurs combinaisons sont faites selon les indications de RCPR (voir chapitre IV et le tableau V.9).

VI.4. Modélisation

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

En général, la modélisation d'un ouvrage comprend :

- La définition de la structure.
- La définition des différentes sections de l'ouvrage.
- La définition de la bibliothèque des matériaux utilisés (béton, acier...etc.).
- La définition des conditions d'appui.
- La définition des cas de charge et des combinaisons de calcul.
- Résultats de calcul.

Dans notre cas, la modélisation est opérée comme suit :

- La structure des poutres est définie par des éléments barres.
- La structure de la dalle est définie par un panneau.
- Les sections et les matériaux utilisés sont déjà définis dans les chapitres III&IV.
- Les appuis sont considérés comme des appuis simples/double.
- Les charges et surcharges avec ces combinaisons sont définies, selon l RCPR, dans les paragraphes précédents.

Avec le même principe de modélisation, on fait appuyer doublement une ligne d'appuis, l'autre étant simplement appuyée. Chaque ligne est solidarisée par une entretoise. Les charges seront distribuées transversalement entre les 7 poutres par l'intermédiaire d'une dalle maillée à la base d'éléments finis.

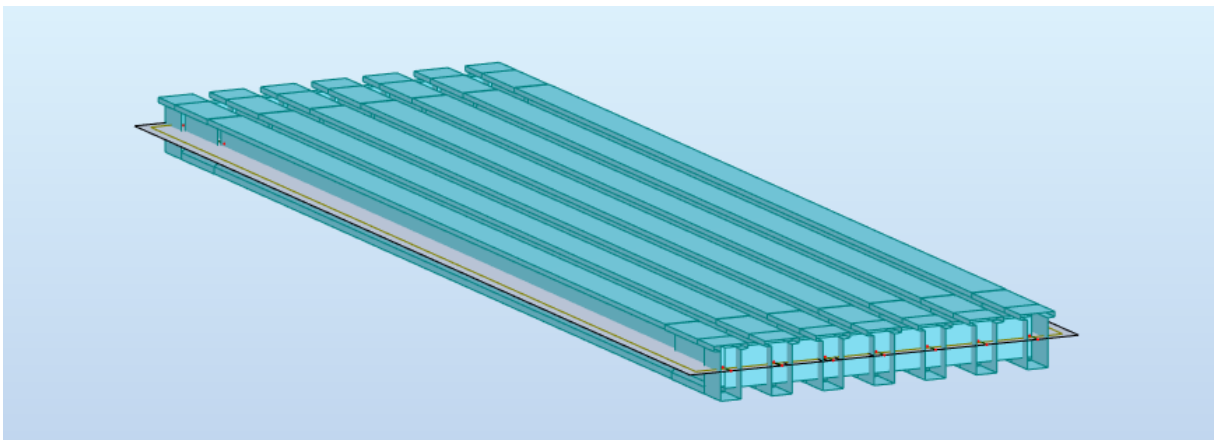


Figure VI. 1: Modèle de calcul de la partie poutre.

CHAPITRE VI : modélisation et évaluation des efforts charges

VI.4.1. Définition des charges

Les charges appliquées sur le modèle global de la structure sont :

- Les charges permanentes.
- Les surcharges dictées par RCPR, appliquées soit comme des charges statiques, soit comme des charges roulantes.

Ces charges sont définies dans ce tableau :

Tableau VI. 1 : Définition des charges et surcharges.

Nom		Type	Description
G	PP	Charge Permanente	Poids propre des poutres et les entretoises.
	Dalle		Poids propre du béton de la dalle.
	Corniche + Bordures		Poids des corniche et bordures
	Revêtement		Poids propre de couche de roulement.
	Garde-corps		Poids des barrières de sécurité.
T	Charge température	La variation de température	
$\Delta\theta$		Gradient thermique	
A(l)	Charge d'exploitation statique	Charge statique du trafic A(l)	
B_c	Charge d'exploitation mobile	Charge mobile - Camion	
B_t		Charge mobile - Tandem	
Mc120		Charge mobile - militaire	
D240		Charge mobile - Exceptionnelle	

VI.4.2. Affectation des charges

VI.4.2.1. Charges permanentes

La charge constituée par le poids propre des éléments en béton armé (poutres, dalles et entretoises) sont calculées automatiquement par le logiciel.

Les autres charges permanentes sont appliquées comme suit :

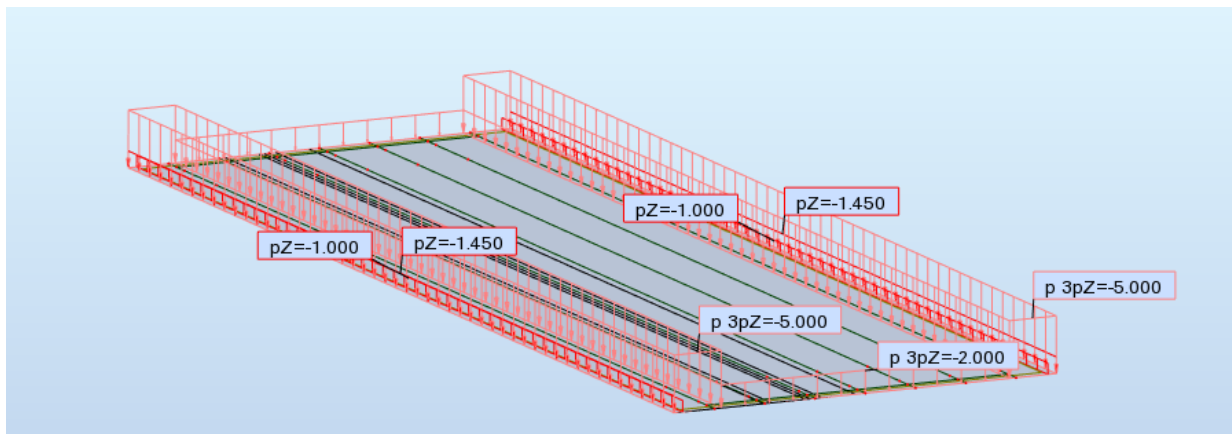


Figure VI. 2 : Les charges permanentes appliquées sur le modèle globale.

VI.4.2.2. Surcharges A(I) :

Les surcharges A(I) sont modélisées comme des charges réparties sur une partie ou la totalité de la dalle.

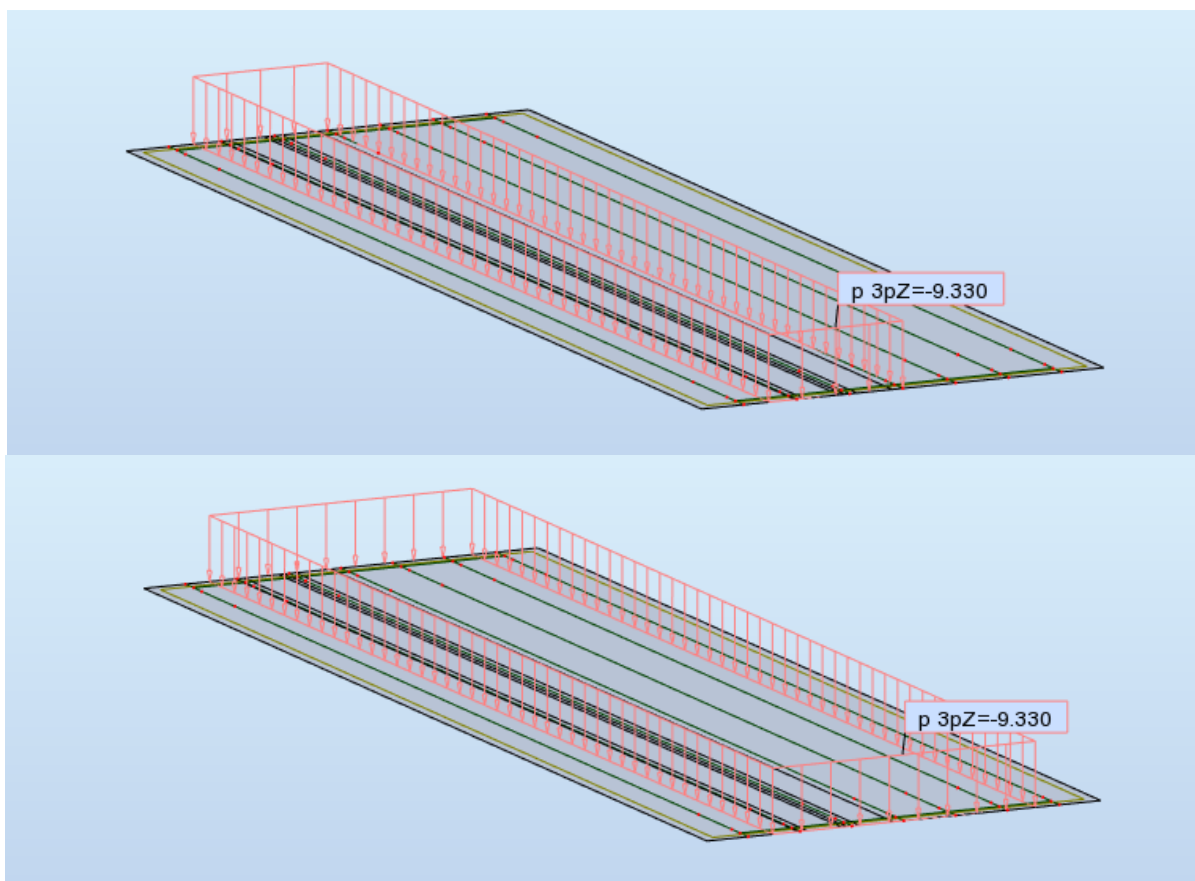


Figure VI. 3 : Affectations des charges type A(I)₁ et A(I)₂.

VI.4.2.3. Les charges mobiles

Les charges (Bc, Bt, MC120, D240) sont appliquées suivant des lignes de circulation qui ont été définies en relation avec l'axe de la voie, les charges mobiles ont été appliquées pour chaque ligne avec l'excentricité nécessaire à positionner le véhicule dans la position désirée.

CHAPITRE VI : modélisation et évaluation des efforts charges

Les différentes positions possibles des charges mobiles sont représentées dans les figures ci-dessous :

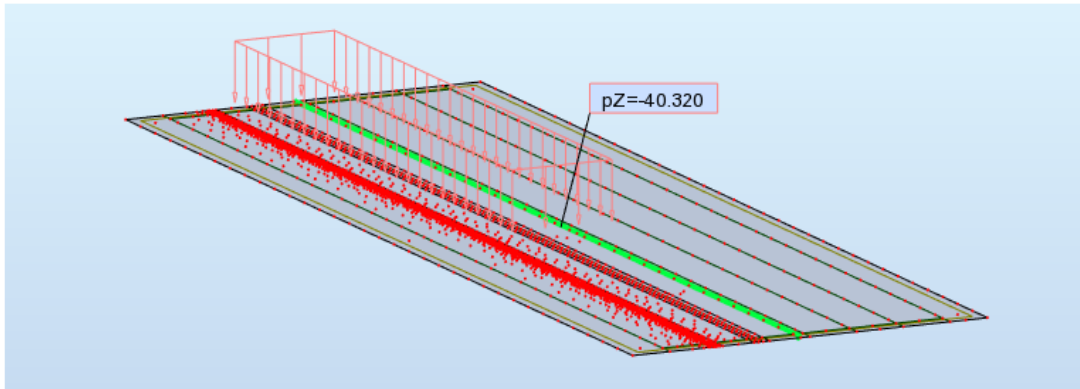


Figure VI. 4 : Affectations des charges type A(I)₁ et A(I)₂.

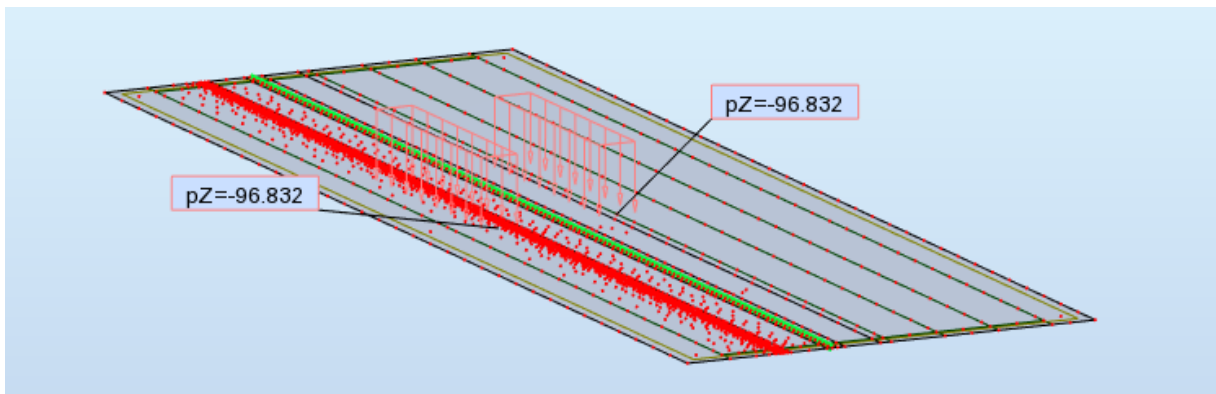


Figure VI. 5 : Affectations des charges type A(I)₁ et A(I)₂.

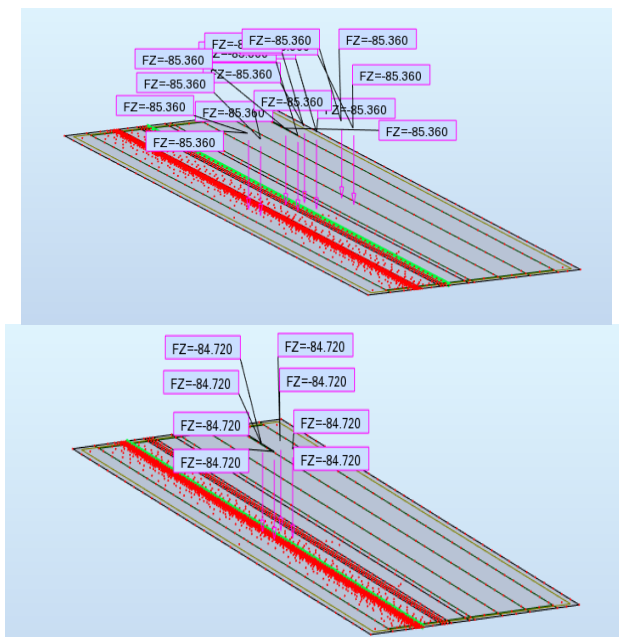


Figure VI. 6 : Affectations des charges type BT₁ et BT₂.

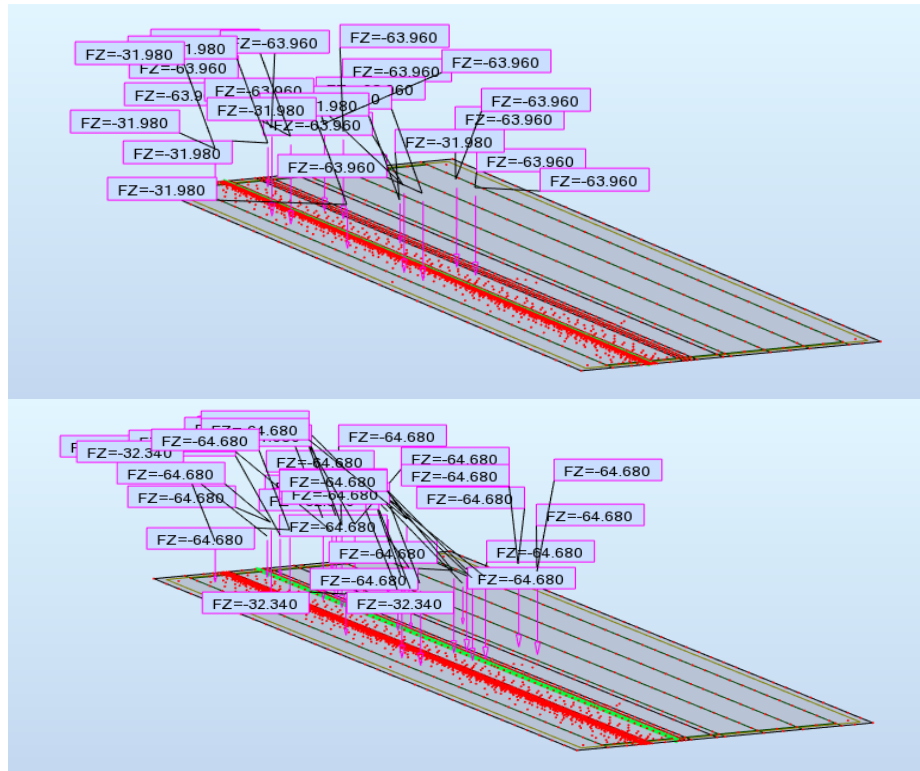


Figure VI. 7 : Affectations des charges type Bc_1 et Bc

VI.4.2.4. Action thermique :

Pour le calcul des effets des actions thermiques sur le système, on a appliqué des variations $T = 35^\circ\text{c}$ seulement sur l'épaisseur de la dalle et un gradient thermique de 7°c .

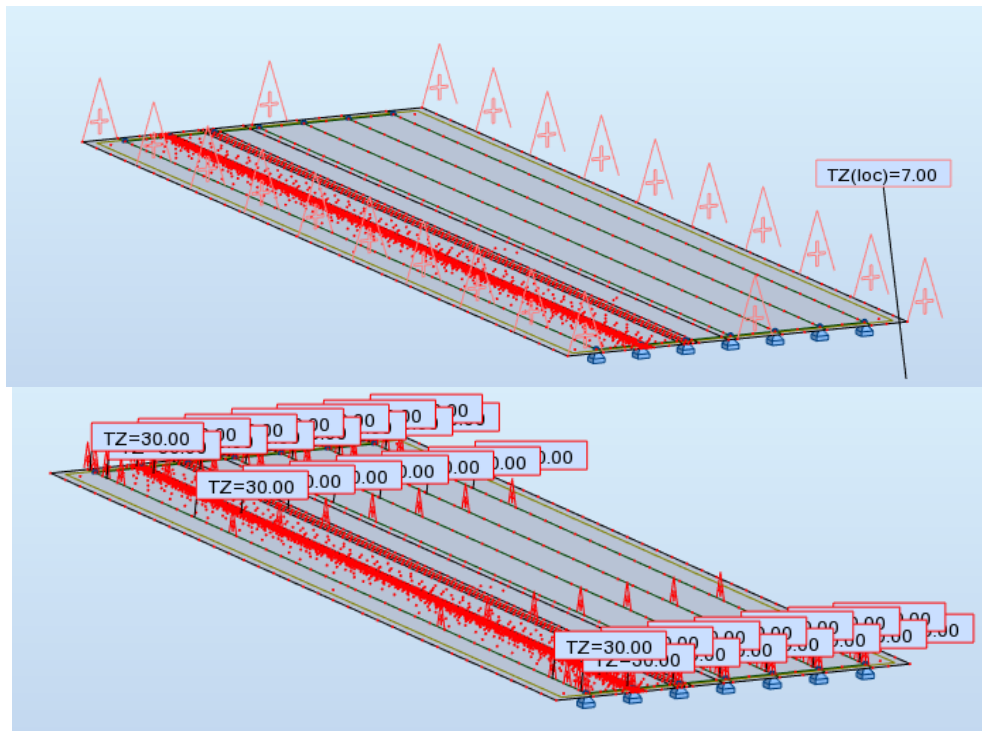
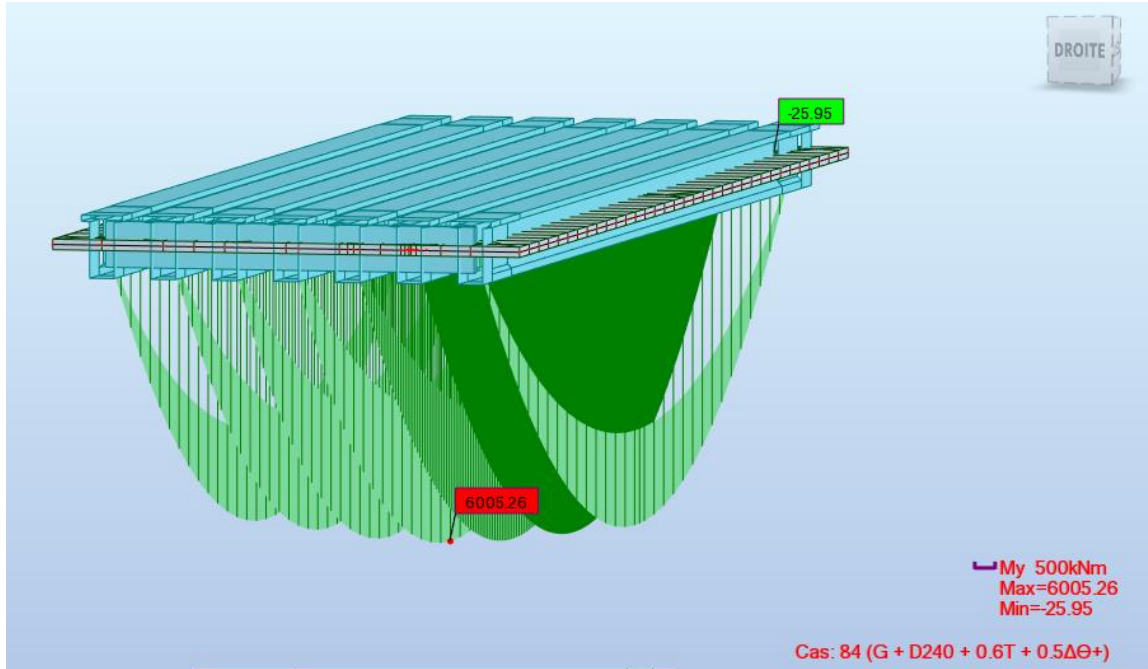


Figure VI. 8 : Affectations des charges type T et $\Delta\theta$.

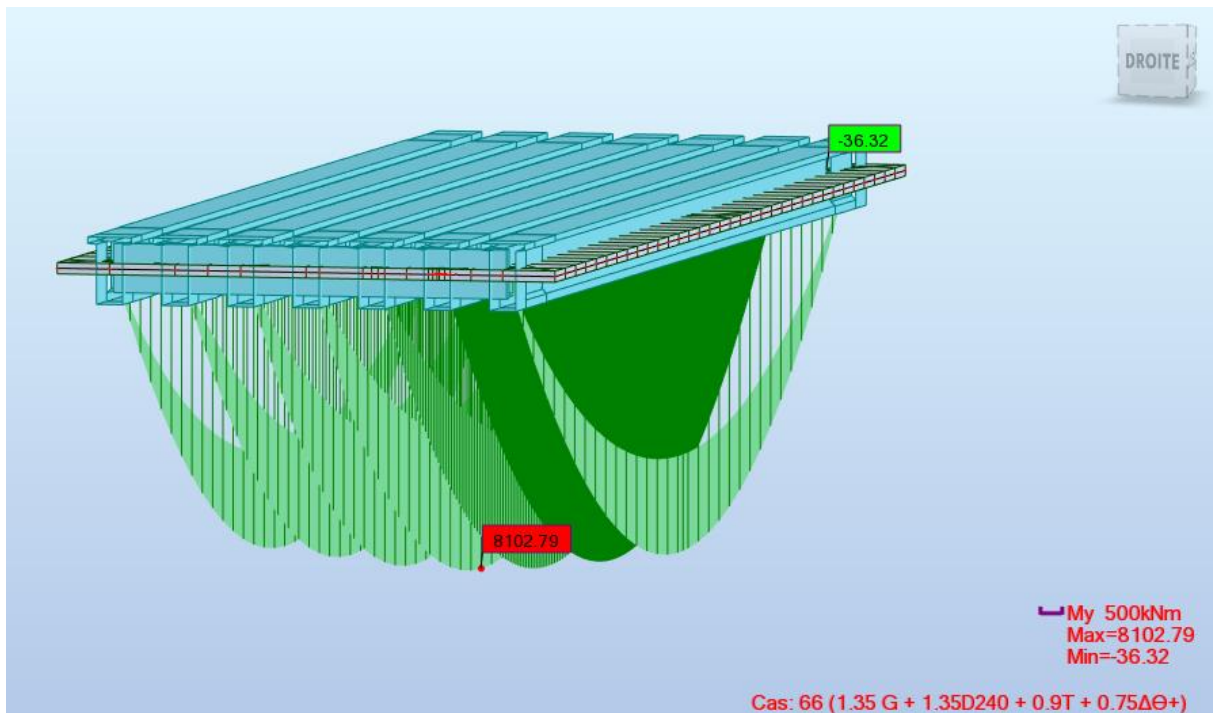
VI.4.3. Résultats

Les résultats des sollicitations maximales V et M, en KN et en KN.m, à l'ELS et à l'ELU, sont montrées dans les diagrammes ci-dessous, et qui sont obtenues sous le convoi D240.

➤ Moment maximal à l'ELS



➤ Moment maximal à l'ELU



➤ Effort tranchant maximal à l'ELS

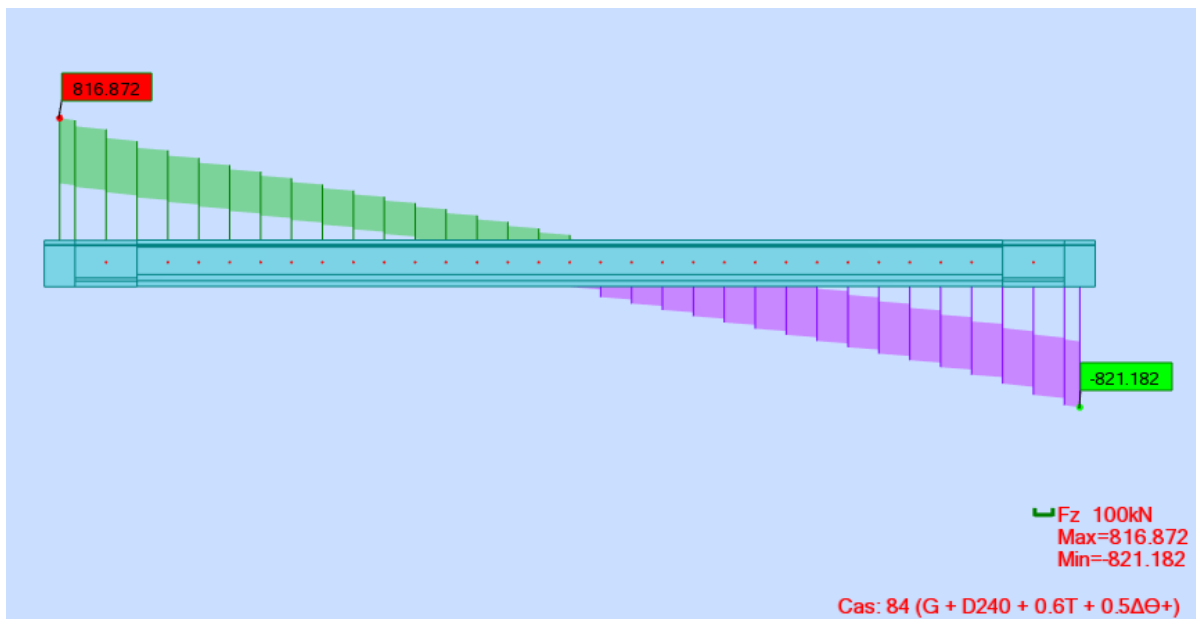


Figure VI. 11 : Effort tranchant maximal à l'ELS.

➤ Effort tranchant maximal à l'ELU

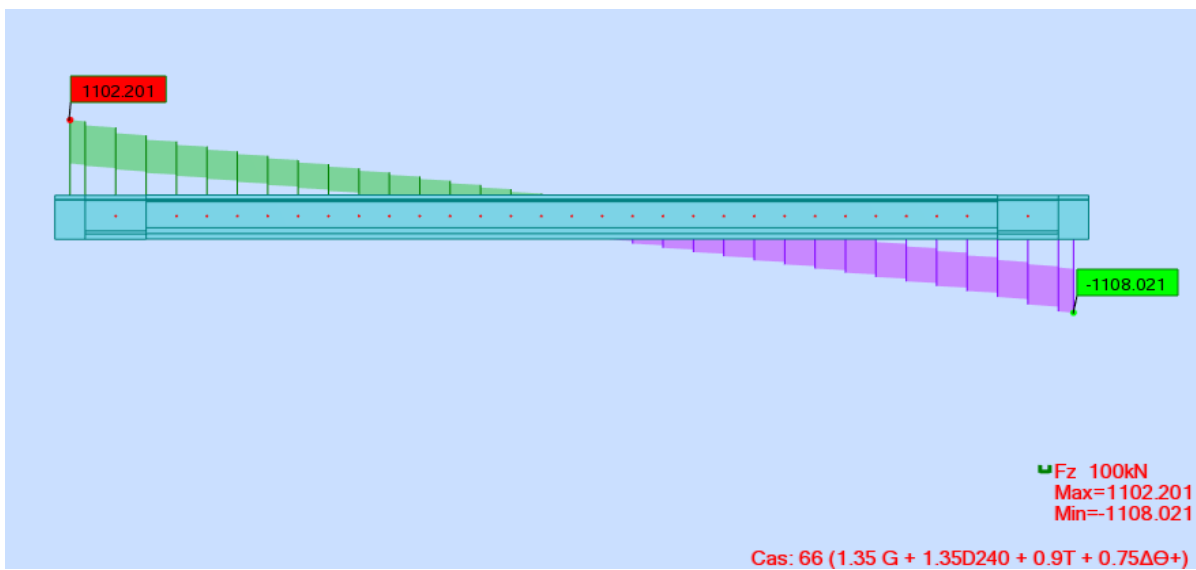


Figure VI. 12 : Effort tranchant maximal à l'ELU.

➤ Moments poids propre de la poutre

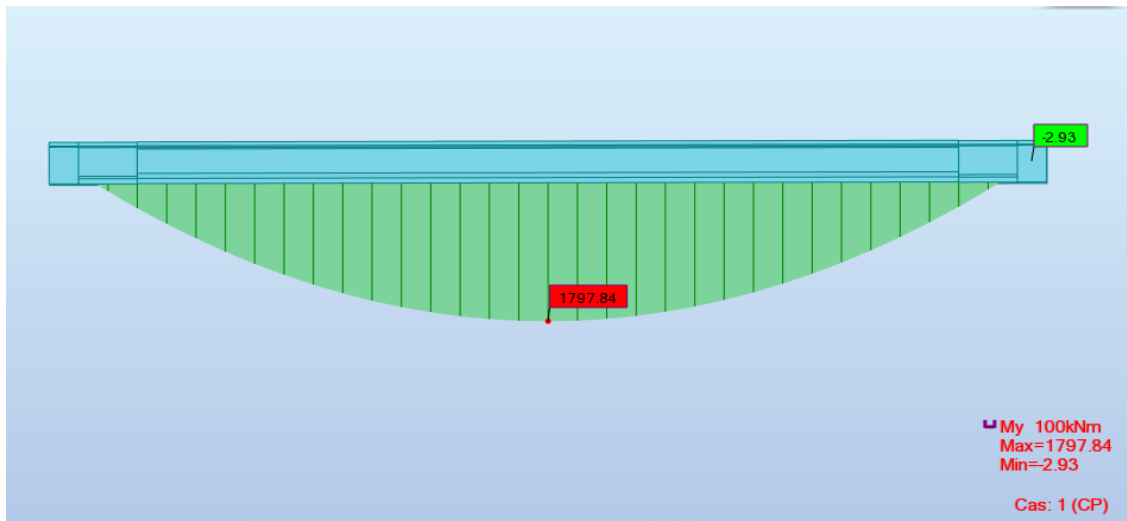


Figure VI. 13 : Moments poids propre de la poutre.

➤ Moments poids poutre + dalle

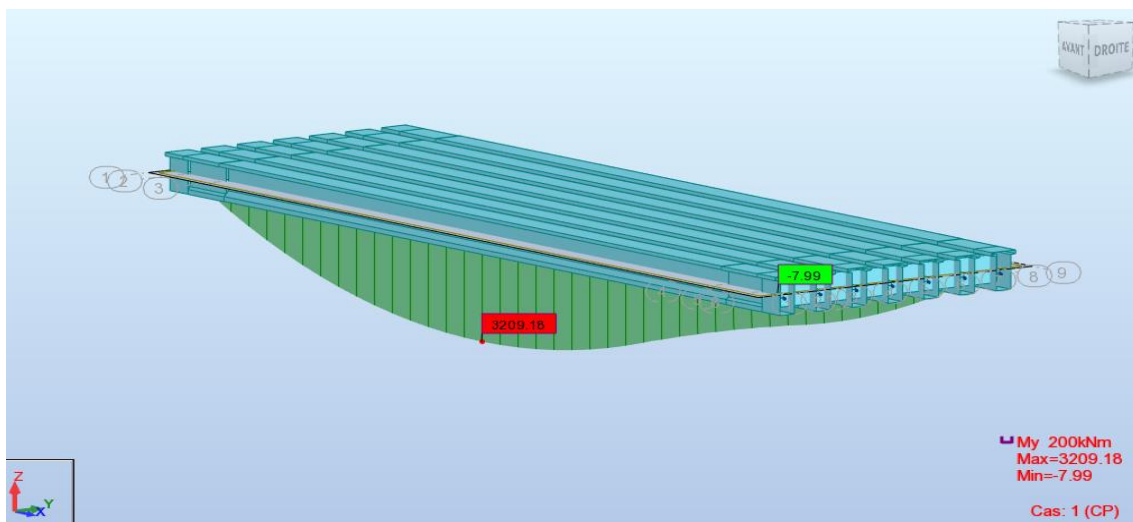


Figure VI. 14 : Moments poids propre de la poutre.

➤ Effort tranchant maximal poutre + dalle

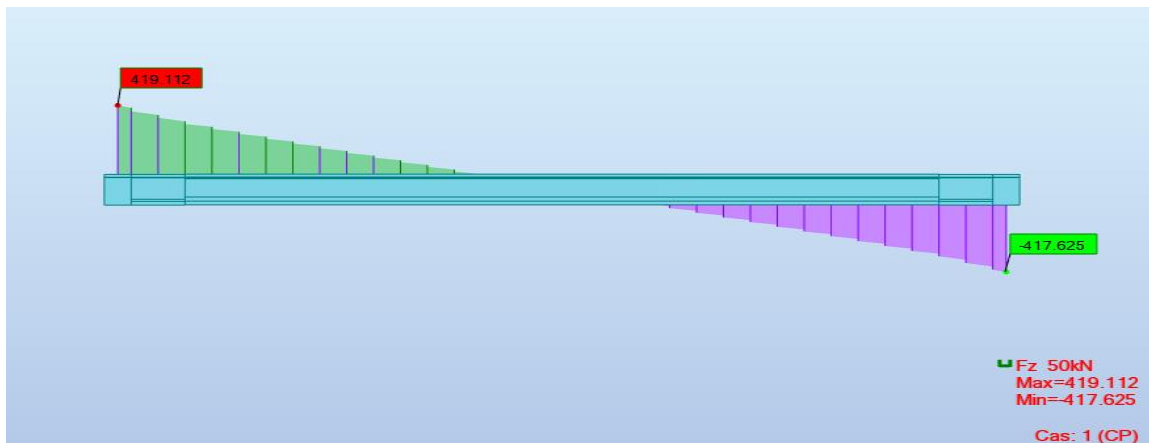


Figure VI. 15 : Effort tranchant maximal poutre + dalle

CHAPITRE VII



ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

VII.1. ETUDE DE LA PRECONTRAINT

VII.1.1. Introduction

Comme le béton armé, le béton précontraint associe béton et armatures, mais il s'en différencie de façon fondamentale dans son principe. En 1928, Eugène Freyssinet eut l'idée géniale qui révolutionna le monde de la construction en permettant au béton de ne travailler qu'en compression. Il venait d'inventer le **béton précontraint**.

Il définissait ainsi la précontrainte : «Pré contraindre une construction, c'est la soumettre avant application des charges à des forces additionnelles déterminant des contraintes telles que leur composition avec celles qui proviennent des charges donne en tout point des résultantes inférieures aux contraintes limites que la matière peut supporter indéfiniment sans altération. »

VII.1.2. Principe du béton précontraint

La précontrainte a pour but de soumettre le béton lors de sa fabrication à des contraintes préalables permanentes de compression. Une fois l'ouvrage en service, ce gain en compression va s'opposer aux contraintes de traction créées par les charges appliquées à l'ouvrage (poids propre, charge d'exploitation, charge climatique, etc.). Le béton, un matériau qui présente une faible résistance à la traction, se trouve ainsi utilisé au mieux de ses possibilités en ne travaillant qu'en compression.

La précontrainte est appliquée au béton grâce à des câbles de précontrainte en acier. Ces câbles sont tendus par des vérins de précontrainte. Lorsque l'on tend les câbles, ils vont par réaction appliquer un effort de compression au béton.

On cherche donc à utiliser au mieux la résistance du béton, en le comprimant à l'avance par un jeu de forces internes, de façon à ce que la variation de contraintes ne provoque qu'une décompression du béton.

L'intensité de la précontrainte à mettre en œuvre dépend évidemment des tractions auxquelles il faudra s'opposer et des raccourcissements instantanés et différés du béton.

VII.1.3. Procédé de la précontrainte

Le procédé utilisé pour la mise en tension des câbles est la « post-tension », La précontrainte par post-tension est réalisée par des armatures (câbles ou torons) mis en tension après coulage du béton lorsqu'il a acquis une résistance mécanique suffisante (pour lui permettre de supporter les efforts de compression auxquels il est alors soumis). Après coulage et durcissement du béton, les câbles de précontrainte sont enfilés dans des gaines et des ancrages qui s'appuient sur l'ouvrage en béton, une fois que la tension voulue est atteinte, le câble ainsi tendu est bloqué avec un système d'ancrage à travers lequel on injecte un coulis de mortier pour protéger les câbles contre la corrosion et assurer l'adhérence entre le câble et le béton.

Les câbles transmettent leur tension au béton et le transforment en béton précontraint.

CHAPITRE VII : Etude de la Précontrainte

VII.1.4. Données de calcul

Tableau VII. 1: Données géométriques et mécaniques et résultats de logiciel.

Données de l'ouvrage	
H (P)	1.5m
H (P+D)	1.75m
Lpoutre	34m
Lportée	33m
N poutres	7
E dalle	0.25m
enrobage	0.03m
λ	1.5m
LTC	1m
b About	0.6m

Caractéristiques du béton		
Fc28=	35	MPa
Ft28=	2.7	MPa
σ_{bc} =	21	MPa
σ_{bt} =	-4.05	MPa

Résultats Logiciel	
M _{gp} (MN.m)	1.80 MN.m
M _M (MN.m)	6.005 MN.m
M _m (MN.m)	3.090 MN.m
V _M (MN)	0.821 MN
V _m (MN)	0.416 MN

Caractéristiques des câbles 9T15s	
Type toron	T15s
N ^{bre} Toron	9
Ap 1 Toron	150 mm ²
Ap 1Toron	0.00015 m ²
Ap =	0.00135 m ²
f _{prg} =	1860 MPa
Fp0 =	221.4 kN
f _{peg} =	1674 MPa
D gaine =	0.08 m
f =	0.18 (1/rd)
ϕ =	0.002 (1/m)
g =	6 mm
μ_0 =	0.43
ρ_{1000h} =	2.5
Ep =	190 000 MPa
fe =	500 MPa
σ_{adm} =	434.78 MPa

Caractéristiques des sections				
	Section about		Section médiane	
	Poutre	P + dalle	Poutre	P + dalle
B (m ²)	0.960	1.335	0.540	0.924
v' (m)	0.792	1.026	0.783	1.126
v (m)	0.708	0.724	0.717	0.624
IG (m ⁴)	0.195	0.384	0.156	0.316
ρ	0.361	0.280	0.515	0.487

CHAPITRE VII : Etude de la Précontrainte

VII.1.5. Détermination de la valeur minimale de la précontrainte en service :

La valeur de la section minimale de la précontrainte pour une section de classe II (contraintes de traction sont admises mais limitées) est donnée par :

$$P_{\text{MIN}} = \sup (P_I, P_{II})$$

$$P_I = \frac{\Delta M + \frac{I}{v'} \sigma_{bt1} + \frac{I}{v} \sigma_{bt2}}{\rho \times h}, \text{ section sous-critique.}$$

$$P_{II} = \frac{M_{\text{M}} + \frac{I}{v'} \sigma_{bt2}}{v' + \rho \times v - d'}, \text{ section sur critique.}$$

Les caractéristiques géométriques à prendre sont de la poutre + dalle mi-travée :

- **B** : l'aire.
- **v** et **v'** : les distances de son centre de gravité aux fibres extrêmes ($v + v' = h$).
- **I** : moment d'inertie.
- **ρ** : rendement géométrique.
- **Mmax** : Moment sous (G + D240 + 0.6T + 0.5ΔΘ) = 6.005 MN.m.
- **Mmin** ; Moment sous charge permanentes (G) = 3.090 MN.m.
- ΔM = Mmax - Mmin.
- **σbt1** ; **σbt2** : Sont des contraintes limites de traction.
- **σbc** : Est la contrainte limite de compression. **σbt2**

Application Numérique :

Tableau VII. 2 : de la valeur minimale de la précontrainte en service

Détermination de P _{MIN}	
σ _{bt1}	-2.70 MPa
σ _{bt2}	-4.05 MPa
d'	0.18 m
P _I	3.42 MN
P _{II}	4.79 MN
P _{MIN}	4.79 MN

$$P_I < P_{II} \rightarrow \text{Section sur-critique.}$$

$$\rightarrow P_{\text{MIN}} = \sup (P_I, P_{II}) = 4.79 \text{ MN.}$$

VII.1.6. Détermination du nombre de câbles :

Le nombre de câble est donné par la relation suivante : $n \geq \frac{P_{\text{min}}}{(1 - \Delta P) \times P_o}$

- **P_o** : Effort de précontrainte limite qu'un câble 9T15s peut créer.
- $P_o = \min \{(0.8 \times f_{\text{prg}} \times S) ; (0.9 \times f_{\text{peg}} \times S)\}$
- ΔP : pertes de tension estimées à 25 %.

Application Numérique :

$$f_{prg} = 1\,860 \text{ MPa} ; f_{peg} = 1\,674 \text{ MPa} ; S = 0.00135 \text{ m}^2 \rightarrow P_0 = 2.008 \text{ MN.}$$

$$\Delta P = 25 \% \rightarrow n \geq 3$$

→ Donc on opte pour : **n = 3 câbles de 9T15s, classe 1 860.**

VII.1.7. Détermination du nombre de câble au niveau d'about

Les caractéristiques géométriques à prendre sont de la poutre seule à mi-travée :

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = \frac{P}{B_n} + \frac{v}{I_n} (Pe_0 + Mg) \geq -1,5 f_{ty} = \bar{\sigma}_{bt} \\ \sigma_{inf} = \frac{P}{B_n} - \frac{v'}{I_n} (Pe_0 + Mg) \leq 0,6 f_{cj} = \bar{\sigma}_{bc} \end{cases}$$

Application Numérique :

- **Fibre supérieure :** $P \leq 6.13 \rightarrow n \leq 3.047$
- **Fibre inférieure :** $P \leq 13.07 \rightarrow n \leq 6.51$

VII.1.8. Pré-vérification des contraintes

Pour faciliter les travaux de la mise en tension de la précontrainte on préconise de placer les trois câbles dans l'about, puis on fait la vérification des contraintes s'ils sont satisfaites ou non. La vérification a $x = L/2$, se fait selon les quatre phases suivantes :

- **Première phase :** après 7 jours de coulage de béton de la poutre

La première étape de vérification des contraintes est conditionnée par :

- Après le septième jour, la mise en tension est à 50 %.
- Les pertes considérées sont de 10 % (document setra).

- **Deuxième phase :** après 28 jours,

La deuxième étape de vérification des contraintes est conditionnée par :

- La mise en tension des câbles est de 100 % à 28 jours.
- Les pertes considérées sont de 10 %.

- **Troisième phase :** après coulage de la dalle

On pose les poutres sur leurs appuis définitifs et on coule l'hourdis sur place. Les efforts considérés dans cette phase sont :

- Efforts dus à la deuxième phase.
- Poids propre de l'hourdis coulé sur place.
- Les pertes sont estimées à 15%.

- **Quatrième phase :** en service

La dernière étape de vérification des contraintes est conditionnée par :

- Mise en tension est déjà faite à 100 %.
- le moment se maximise et les pertes sont estimées à 25 %.

Les vérifications à faire sont : $\bar{\sigma}_{bt2} \leq \sigma_{inf} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ et $\bar{\sigma}_{bt1} \leq \sigma_{sup} \leq \bar{\sigma}_{bc}$.

Tableau VII. 3: Résultats de vérification des contraintes.

Phase	Phase 1	Phase 2	Phase 3	Phase 4
f_{cj} (MPa)	23.18	35	35	35
f_{ij} (MPa)	1.99	2.7	2.7	2.7
σ_{bc} (MPa)	13.91	21.00	21.00	21.00
σ_{bt1} (MPa)	-2.99	-4.05	-4.05	-4.05
σ_{bt2} (MPa)	-1.39	-1.89	-1.89	-2.7
ΔP (%)	10.00	10.00	15.00	25.00
Nbr câble	3	3	3	3
M (MN.m)	1.790	1.790	5.18	6.005
e_0 (m) = $v' - d'$	0.61	0.61	0.95	0.95
P (MN)	2.86	5.42	5.12	4.52
σ_{sup} (MPa)	5.57	3.16	6.15	9.61
σ_{inf} (MPa)	5.00	17.56	4.44	-1.19
Observation	C.V	C.V	C.V	C.V

→ Les contraintes sont préalablement bien vérifiées pour les 4 phases.

VII.1.9. Trace des câbles de précontrainte

VII.1.9.1. Principe

Le tracé des câbles de précontrainte comporte des déviations dans le plan vertical et dans le plan horizontal.

La géométrie des câbles essentiellement paraboliques puisque les charges permanentes sont généralement uniformément réparties. Un alignement droit d'un mètre environ précède l'ancrage.

En section médiane, section la plus sollicitée, les câbles sont regroupés dans le talon à un excentrement maximum. La précontrainte se révèle surabondante, au fur et à mesure qu'on se rapproche de l'appui, ce qui conduit à relever les câbles progressivement pour ne pas créer de contraintes excessives en fibre inférieure tout en apportant une bonne réduction d'effort tranchant.

Les câbles de première famille sont généralement tous ancrés à l'about des poutres et de préférence à espacement constant de façon à bien répartir l'effort de précontrainte et ainsi limiter au mieux les effets de la diffusion. Ainsi que, la résultante des forces de précontrainte coïncide avec le centre de gravité de la section d'about.

VII.1.9.2. Position des câbles

En section médiane, la section la plus sollicitée, les câbles sont regroupés dans le talon à un excentrement maximum selon l'une des dispositions montrées dans la figure ci-dessous. On opte pour la dernière disposition ; on regroupe 2 câbles et on surmonte le troisième.

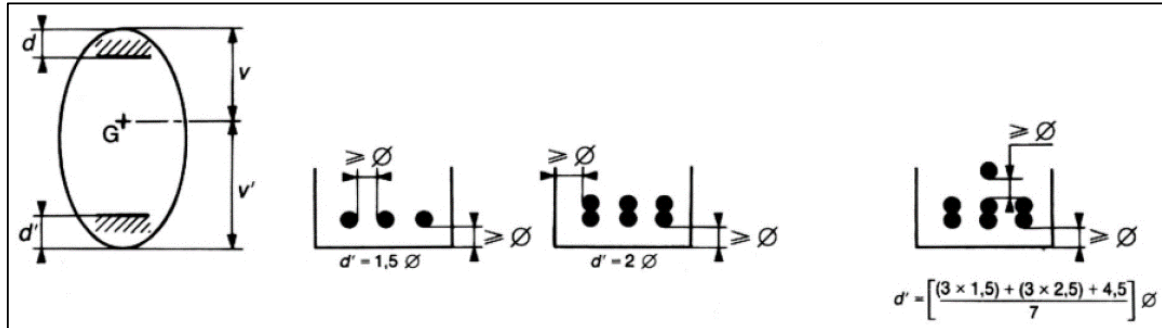


Figure VII. 1 : Dispositions constructives des câbles de précontrainte.

A l'extrémité de la poutre (section d'about), on respecte les conditions imposées par l'emplacement des plaques d'ancrage. La plaque d'ancrage adéquate pour un câble **9T15s** est de dimensions **A × B = 225 × 185 mm²**, dont l'entraxe vertical est déterminé comme suit :

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa} \rightarrow a = 369.50 \text{ mm}$$

$$X \geq 0.85 \times a \rightarrow X \geq 314.07 \text{ mm} \rightarrow X = 320 \text{ mm.}$$

Les câbles sont de préférence ancrés à l'about à espacement constant de façon à bien répartir l'effort de précontrainte et ainsi limiter au mieux les effets de la diffusion. Ainsi que la résultante des forces de précontrainte coïncide avec le CDG de la section d'about.

Tableau VII. 4: Position des câbles.

Câble	Y _i (m)	Section d'about	Y _i (m)	Section médiane
C1	0.57		0.12	
C2	0.86		0.2	
C3	1.15		0.36	

VII.1.9.3. Tracé des câbles :

Le tracé des câbles est essentiellement parabolique puisque les charges permanentes sont généralement uniformément réparties. Il comporte des déviations que dans le plan vertical.

➤ **Angle de relevage α** : un alignement droit d'un mètre d'environ précède l'ancrage.

Cet alignement est incliné d'un angle α qui est donné par la formule suivante :

$$\text{Arcsin} \left(\frac{V_M - \bar{V}}{P} \right) \leq \alpha \leq \text{Arcsin} \left(\frac{V_m + \bar{V}}{P} \right)$$

\bar{V} : Effort tranchant limite que peut supporter la section d'about ; $\bar{V} = \bar{\tau} \times b_n \times 0.8h$;

$\bar{\tau}$: Contrainte tangentielle limitée en état limite de service ; $\bar{\tau} = \sqrt{0.4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \sigma_x)}$

σ_x : Contrainte normale au niveau de la fibre neutre ; $\sigma_x = \frac{P}{B_n}$

B_n : surface nette de la section d'about + dalle ; $B_n = B - n \times B_{\text{Gaine}}$

n : nombre de gaines.

B_{Gaine} : surface de la gaine.

b_n : largeur nette de la section d'about + hourdis ; $b_n = b_0 - n_{\text{lit}} \times 0.5\Phi$.

b_0 : largeur brute.

n_{lit} : nombre de lits.

Φ : diamètre de la gaine.

➤ **Rayon de courbure** : On admet qu'il est égale à : $\frac{1}{R} \cong 8 \times \frac{f}{l^2}$

f : est la flèche maximale (mesurée à mi- longueur) entre la parabole et la corde qui relie les deux extrémités de la parabole.

l : est la longueur de la parabole ($L = 32 \text{ m}$).

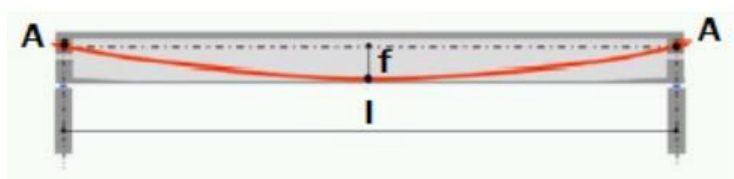


Figure VII. 2 : Rayon de courbure du câble.

➤ **L'angle de déviation β** : sur une longueur l peut être calculé par : $\beta(l) = 4 \times \frac{f}{l}$

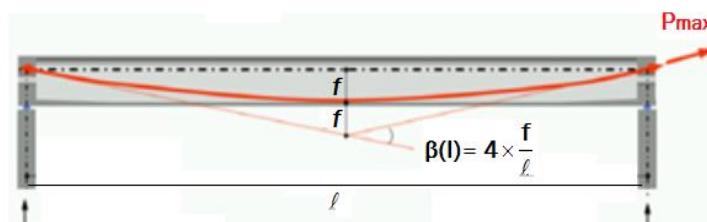


Figure VII. 3: L'angle de déviation des câbles.

CHAPITRE VII : Etude de la Précontrainte

Application Numérique :

Tableau VII. 5 : Caractéristiques du tracé des câbles de précontrainte des poutres.

$b_n =$	0.52 m
$B_n =$	1.32 m ²
$P =$	4.52 MN
$\sigma_x =$	3.42 MPa
$\tau =$	2.57 MPa
$v =$	1.87 MPa

L câble =	34 m
$L_{rel} =$	1 m
$l_{pb} =$	32 m

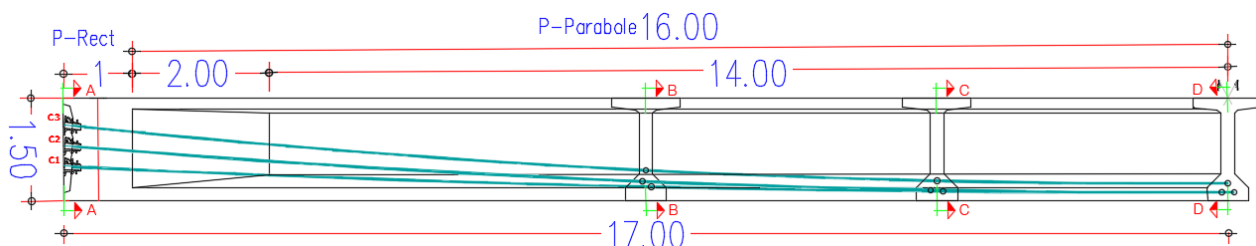
$$\alpha_{C1} = 2.66^\circ$$

$$\alpha_{C2} = 4.68^\circ$$

$$\alpha_{C3} = 5.93^\circ$$

$$-13.45 \leq \alpha \leq 30.46 \text{ (}^\circ\text{)}$$

N° câble	l (m)	α_{rel} (°)	Yi (m)			f (m)	R (m)	$\beta(l)$ rad
			x=0.12	x=1	x=17			
C1	32	2.66	0.5	0.45	0.12	0.33	383.79	0.042
C2	32	4.68	0.8	0.72	0.12	0.60	214.00	0.075
C3	32	5.93	1.1	1.00	0.24	0.76	169.28	0.095



VII.1.10. Calcul des pertes

VII.1.10.1. Définition :

D'une façon générale, on désigne sous le nom «perte de tension» ou «perte de précontrainte » toute différence entre l'effort exercé lors de sa mise en tension et l'effort qui s'exerce en un point donné d'une armature à un instant donné.

En post tension, l'effort de précontrainte varie à la fois:

- Dans l'espace, avec l'abscisse le long du câble, du fait de frottement;
- Dans le temps, à cause du retrait et du fluage du béton et de la relaxation des aciers.

En pré tension, l'effort de précontrainte varie principalement dans le temps du fait de l'application successive des actions.

VII.1.10.2. Les types de pertes :

Les pertes de tension se divisent en deux groupes :

- Les pertes de tension instantanées : se produisant lors de la mise en tension des câbles de précontrainte.
- Pertes de tension différées : se produisant dans un temps plus au moins long après la mise en tension.

VII.1.10.3. Calcul des pertes de tension:

➤ Pertes de tension par frottement :

Ce type de perte se produit par frottement des câbles sur la gaine lors de la mise en tension.

La tension appliquée σ_{p0} à l'origine diminue entre le point d'application et un point donnée d'abscisse « x », sa nouvelle valeur est donnée par la relation :

$$\sigma_p(x) = \sigma_{p0} \times e^{[-(f \times \beta + \varphi \times x)]}$$

$$\varphi = 0.002 \text{ m}^{-1}$$

$$f = 0.18$$

$$\sigma_{p0} = 1488 \text{ MPa}$$

σ_{p0} : La tension à l'origine

e : La base des logarithmes népériens

f : Coefficient de frottement en courbe (rd^{-1}).

β : Somme des déviations angulaires arithmétiques du câble sur la distance x (rd)

φ : Coefficient de frottement en ligne (m^{-1})

x : La distance de la section considérée (m).

Tableau VII. 6 : Valeurs des pertes dues aux frottements.

N° câble	x = l/2 (m)	β (rad)	$f \beta + \varphi x$	$\Delta\sigma_\varphi$ (MPa)	$\Delta\sigma_\varphi$ Moy (MPa)	$\Delta\sigma_\varphi$ Moy (%)
C1	17	0.042	0.042	60.49	67.92	4.56%
C2	17	0.075	0.47	68.97		
C3	17	0.095	0.051	73.63		

CHAPITRE VII : Etude de la Précontrainte

➤ Pertes par déformation instantanée du béton:

La perte de tension qui résulte des déformations instantanées du béton dues à l'action des armatures de précontrainte et aux autres actions permanentes peut être assimilée à une perte moyenne affectant chacune des armatures et égale dans une section donnée :

$$\sigma_e = \frac{1}{2} \frac{E_p}{E_{ij}} \sigma_{bi}$$

$$\sigma_{bj} : \text{contrainte parabole du béton, } \sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_g} - \frac{M_p \times e}{I_g}$$

P : effort de précontrainte, $P = n \times A_p (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_p \text{ Moy})$

A_p : section du câble de précontrainte ;

E_p : module d'élasticité de l'acier ;

E_{ij} : module de déformation longitudinale instantanée du béton ;

e : excentricité moyenne des câbles ;

M_p : moment du au poids propre de la poutre ;

I_G : moment d'inertie de section médiane seule.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII. 7 : Valeurs des Pertes par déformation instantanée du béton.

M_p	1.8 MN.m	➔	σ_b	17,7 MPa
E_{ij}	35 981.73 MPa		σ_e	46.93 MPa
n câble	3		σ_e	3,15 %
e	0.62 m			
B_n	0.54 m ²			
I_G	0,16 m ⁴			

➤ Pertes par retrait :

Les câbles, liés au béton à leurs extrémités par les ancrages, et tout au long de leur tracé par le coulis d'injection, sont astreints à subir les mêmes variations de déformations que le béton adjacent. Si t_0 est l'âge du béton au moment de la mise en tension d'un câble, la partie non encore effectuée du retrait vaut :

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

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

La perte finale de tension par retrait est donc, pour le câble considéré :

$$\Delta\sigma_r = E_p \times \xi_r [1 - r(t_0)]$$

Très souvent, on peut négliger $r(t_0)$ devant 1, ce qui conduit à la formule simplifiée $\Delta\sigma_r \approx E_p \times \xi_r$

$$\varepsilon_r = 2 \times 10^{-4} ; E_p = 190\,000 \text{ MPa} \rightarrow \Delta\sigma_r = 38 \text{ MPa} = 2.55 \%$$

CHAPITRE VII : Etude de la Précontrainte

➤ Pertes par fluage :

Lorsqu'une pièce est soumise, à partir de sa mise en précontrainte, à des actions permanentes subissant des variations dans le temps, la perte finale de tension due au fluage du béton est prise égale à :

$$\sigma_e = \frac{1}{2} \sigma_{bi} \frac{E_p}{E_{ij}} \quad \sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_n} - \frac{M_m \times e}{I_n}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII. 8 : Valeurs des Pertes par fluage.

$M_{m(cp+cep)}$	3.09 MN.m	➔	σ_b	13.00 MPa
I_n	0.3159 m ⁴		$\Delta\sigma_{fl}$	171.57 MPa
$V'n$	1,126		$\Delta\sigma_{fl}$	11.53%
e	0.97 m			
P	5.68 MN			

➤ Pertes par relaxation :

La relaxation de l'acier est un relâchement de la tension, cette perte dépend de l'acier et de son traitement.

La perte de tension finale due à la relaxation peut être estimée par la formule :

$$\Delta\sigma_p = \frac{6}{100} \times \rho_{1000} \left(\frac{\sigma_i}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \times \sigma_i$$

Avec :

ρ_{1000} (%) : relaxation garantie à 1 000 h ;

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Application Numérique

$$\rho_{1000} = 2,5 \%$$

$$\mu_0 = 0,43$$

$$f_{prg} = 1860 \text{ MPa}$$

Tableau VII. 9: Valeurs des Pertes par fluage

$\Delta\sigma_p$	63.51	MPa
$\Delta\sigma_{fl}$	4.27	%

CHAPITRE VII : Etude de la Précontrainte

VII.1.11. Les pertes totales

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

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

Application Numérique

Pertes instantanées totales : $\Delta\sigma_i = \Delta\sigma_\phi + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_e = 85.66 \text{ MPa} = 5.76 \%$

Pertes différées totales : $\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6}\Delta\sigma_p = 226.58 \text{ MPa} = 15.23 \%$

Pertes totales : $\Delta\sigma_{TOT} = \Delta\sigma_i + \Delta\sigma_d = 312.24 \text{ MPa} = 20.9 \%$

On constate que les pertes totales trouvées sont proches en moyenne de celles supposées au début (25%). Pour la suite du calcul on prend : $\Delta\sigma = 20.9 \%$.

Tableau VII. 10 : Pertes totales

	MPa	%
$\Delta\sigma_{Inst}$	85.66	5.76
$\Delta\sigma_{Diff}$	226.58	15.23
$\Delta\sigma_\infty =$	312.24	20.98

VII.1.12. Vérification des contraintes normales

Dans la réalisation de l'ouvrage, certaine phase provoque des contraintes beaucoup plus importantes, donc on doit vérifier les contraintes en phase de construction.

Les vérifications sont faites selon les mêmes étapes citées ci-dessus avec les caractéristiques géométriques et les efforts de précontrainte corrigées après l'évaluation réelle de ces derniers

VII.1.12.1. Sections de vérification :

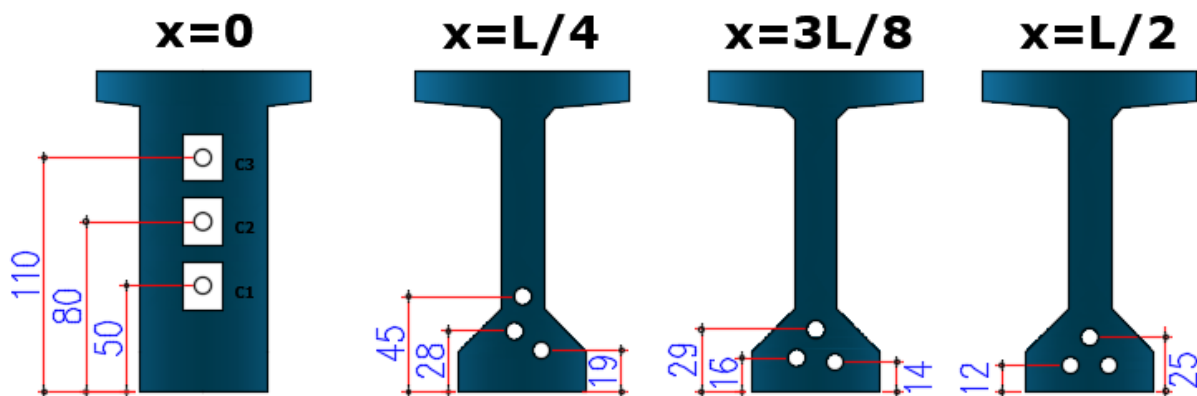


Figure VII. 4 : Sections de vérifications.

CHAPITRE VII : Etude de la Précontrainte

VII.1.12.2. Caractéristiques nettes des sections:

C'est la section totale du béton avec déduction des conduits ou les gaines. Elle est utilisée pour le calcul des contraintes à l'ELS en classe I et II.

Pour l'estimation des caractéristiques géométriques nettes des sections on utilise le logiciel **AUTOCAD**.

Tableau VII. 11: Caractéristiques nettes des sections de vérification.

Section	x = 0.5		x = L/4		x = 3L/8		x = L/2	
	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle
H (m)	1.50	1.75	1.50	1.75	1.50	1.75	1.50	1.75
B_n (m²)	0.95	1.32	0.53	0.90	0.53	0.91	0.53	0.91
v_n (m)	0.709	0.722	0.709	0.612	0.702	0.610	0.701	0.609
v'_n (m)	0.791	1.028	0.794	1.138	0.798	1.141	0.799	1.141
I_{nG} (m⁴)	0.194	0.382	0.154	0.307	0.152	0.304	0.152	0.303
ρ (%)	36.41	38.99	51.62	48.71	51.20	48.26	51.20	48.18
d_{moy} (m)	0.15		0.31		0.20		0.16	

VII.1.12.3. Limitation des contraintes

Les contraintes limites de calcul sont regroupées dans le tableau au-dessous :

Tableau VII. 12 : Caractéristiques nettes des sections de vérification.

j ≥ 28 jours	σ_{bcj} = 21,00 MPa	Exécution / Q.Rares / Q.Fréquente
	σ_{bt1} = -4,50 MPa	
	σ_{bt2} = -1.89 MPa	Exécution
	σ_{bt2} = -2.7 MPa	Q.Rares

j ≥ 7 jours	σ_{bcj} = 13.91 MPa	Exécution / Q.Rares / Q.Fréquente
	σ_{bt1} = -2.99 MPa	
	σ_{bt2} = -1.39 MPa	Exécution
	σ_{bt2} = -1.99 MPa	Q.Rares

CHAPITRE VII : Etude de la Précontrainte

VII.1.12.4. Effort de précontrainte :

Pour les justifications aux ELS, la précontrainte est représentée par deux valeurs caractéristiques :

- Valeur caractéristique maximale : $P_1 = 1.02 P_0 - 0.8 \Delta P$
- Valeur caractéristique minimale : $P_2 = 0.98 P_0 - 1.2 \Delta P$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII. 13 : Caractéristiques de chaque phase de vérification.

Phase	N câble	ΔP (%)		P (%)	P ₁ (MN)	P ₂ (MN)
Phase 1	3	0.5 $\Delta\sigma_i$	2.88	50	2.98	2.81
Phase 2	3	$\Delta\sigma_i$	5.76	100	5.78	5.35
Phase 3	3	$\Delta\sigma_i + 0.5 \Delta\sigma_d$	9.56	100	5.56	5.03
Phase 4	3	$\Delta\sigma_{TOT}$	20.98	100	5.14	4.39

VII.1.12.5. Justification des contraintes normales :

Les conditions à vérifier sont : $\bar{\sigma}_{bt1} \leq \sigma_{sup} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ et $\bar{\sigma}_{bt2} \leq \sigma_{inf} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma(y) = \frac{P_i}{B} + \frac{P_i \times e_0 + M}{I} y$$

P_i : la valeur caractéristique de la précontrainte.

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

e_0 : excentricité du câble de précontraint moyen.

M : moment extérieur ;

Les résultats de calcul et de vérification sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII. 14: Vérification des contraintes normales pour chaque phase.

Phase	Section	e_0 (m)	M_{ELS} (MN.m)	σ_{Max} (MPa)		σ_{Min} (MPa)	
				σ_{sup}	σ_{inf}	σ_{sup}	σ_{inf}
Phase 1	X = 0	-0.36	0.00	7.05	-1.23	6.65	-1.16
	X = L/4	0.48	1.29	4.92	6.41	4.98	5.68
	X = 3L/8	0.60	1.68	5.11	8.81	5.25	7.96
	X = L/2	0.64	1.80	5.10	6.23	5.27	5.35
Phase 2	X = 0	-0.36	0.00	13.66	-2.37	12.65	-2.2
	X = L/4	0.48	1.29	3.97	18.66	4.11	16.79
	X = 3L/8	0.60	1.68	2.62	20.31	3.00	18.16
	X = L/2	0.64	1.80	2.13	20.89	2.59	18.65

Tableau VII. 15 : Vérification des contraintes normales pour chaque phase.

Phase	Section	e ₀ (m)	M _{ELS} (MN.m)	σ _{Max} (MPa)		σ _{Min} (MPa)	
				σ _{sup}	σ _{inf}	σ _{sup}	σ _{inf}
Phase 3	X = 0	-0.12	0.00	5.50	2.39	4.97	2.16
	X = L/4	0.83	2.23	1.41	14.95	4.84	12.73
	X = 3L/8	0.94	2.85	1.32	15.17	5.43	12.69
	X = L/2	0.98	3.09	1.21	15.40	1.67	12.84
Phase 4	X = 0	-0.12	0,00	5.07	2.20	7.68	1.88
	X = L/4	0.83	4.51	6.19	4.72	9.74	1.60
	X = 3L/8	0.94	5.43	6.84	3.50	10.35	0.02
	X = L/2	0.98	6.01	7.63	2.01	8.28	-1.57

VII.1.13. Justification des contraintes tangentielles a l'ELS:

Le but de cette justification est de vérifier que les effets d'un effort tranchant cumulé aux effets du moment fléchissant et de l'effort normal ne compromettent pas la sécurité de l'ouvrage, la vérification des contraintes tangentielle sera calculer pour la phase 4, qui présente un effort tranchant maximale, on doit vérifier pour cela les inégalités suivantes :

$$\tau^2 \leq 0,4.f_{tj} [f_{tj} + \sigma_x] = \tau_1^{-2}$$

$$\tau^2 \leq 2 \cdot \frac{f_{tj}}{f_{cj}} [0,6.f_{cj} - \sigma_x] \times [f_{tj} + \sigma_x] = \tau_2^{-2}$$

Si $\sigma_x < 0,4.f_{cj}$ on a $\tau_1 < \tau_2$, donc on vérifie juste que $\tau < \tau_1$

τ : Contrainte tangentielle ;

σ_x : Contrainte normale longitudinale au centre de gravité.

On va faire la vérification des contraintes tangentielle juste pour la phase 4, qui présente un effort tranchant maximale

➤ **Détermination de la contrainte normale « σ_x » :**

$$\sigma_x = \frac{P}{B_n}, \text{ avec : } P = \sum_{i=1}^4 P_i \cos \alpha_i$$

P : effort de précontrainte ;

B_n : surface nette de la section considérée.

CHAPITRE VII : Etude de la Précontrainte

Application Numérique

$$B_n = 1.32 \text{ m}^2$$

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa} \quad - \quad f_{t28} = 2,7 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{C1} = 2.66^\circ$$

$$\alpha_{C2} = 4.68^\circ$$

$$\alpha_{C3} = 5.93^\circ$$

Tableau VII. 16 : Détermination des contraintes « σ_x » et « τ_1 ».

	P	Pcos α	Psin α
P1	1.587	1.586	0.074
P2	1.587	1.582	0.129
P3	1.587	1.579	0.154
Somme	4.747	0.367	

\longrightarrow

σ_x	3.60	MPa
τ_1	2.35	MPa

➤ Détermination de la contrainte tangentielle « τ » :

La contrainte tangentielle est donnée par la formule suivante :

$$\tau = \frac{V_{red} \times S_n(y)}{I_n \times b_n} \quad ,$$

$$\text{Avec : } V_{red} = V_{ser} - \sum P_i \sin \alpha_i$$

V_{red} : effort tranchant réduit ;

S_n : moment statique nette par rapport à l'axe horizontal passant par le C.D.G de la section situé au-dessus de l'axe neutre, (pour la 4ème phase on prend le moment statique on prend celle de la poutre + hourdis) ;

b_n : largeur nette de la section ;

I_n : moment d'inertie nette de la section.

Application Numérique

Tableau VII. 17: Détermination de la contrainte tangentielle « τ ».

$V_{ser} =$	0.82	MPa
$V_{red} =$	0.46	MPa
$S_n =$	0.37	m ³
$I_n =$	0.38	m ⁴
$b_n =$	0.52	m

$$\tau = \frac{0,46 \times 0,37}{0,38 \times 0,52}$$

$$\tau = 0,86 \text{ MPa}$$

On constate que : $\tau < \tau_1$

Les contraintes tangentielles et normales sont vérifiées à ELS dans la section d'about

VII.2. ARMATURES PASSIVES DES POUTRES

VII.2.1. Armatures passives des zones tendues

Dans les parties de la section où le béton est tendu, il est nécessaire de disposer une section d'armatures minimale A_s (art. 6.1.32 4.1 des Règles BPEL).

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

B_t : aire de la section du béton en traction ;

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

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

Application Numérique

$$B_t = 0.159 \text{ m}^2$$

$$\sigma_b = 1.57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{Nbt} = 1.08 \text{ MPa}$$

$$N_{Bt} = 0.1717 \text{ MN}$$

$$A_s = \frac{0.159}{1000} + \left(\frac{0.1717}{500} \times \frac{2.7}{1.57} \right)$$

$$A_s = 7.49 \text{ cm}^2$$

→ On prend : 4 HA16 = 8.04 cm².

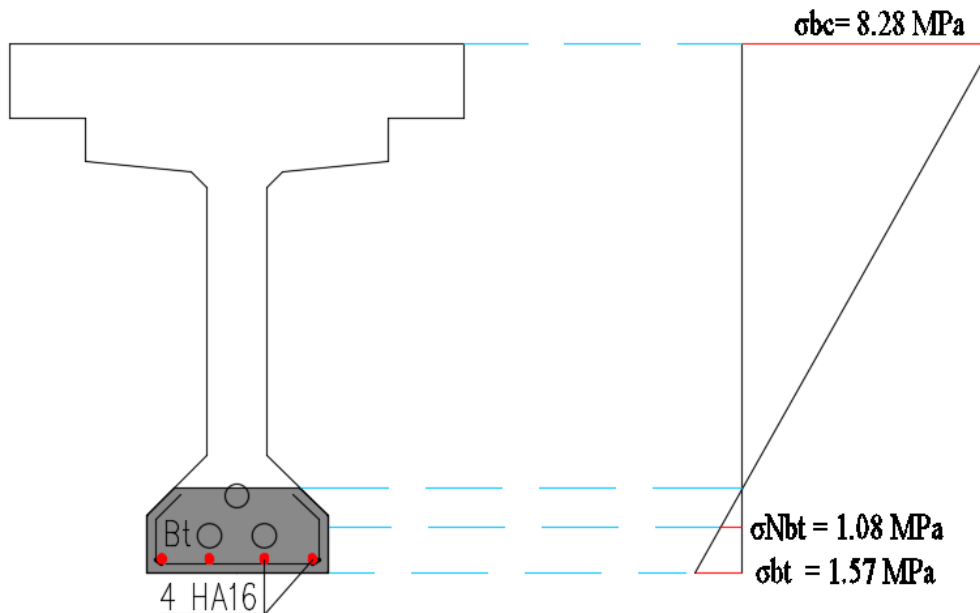


Figure VII. 5 : Diagramme des contraintes et ferrailage à mi- travée.

CHAPITRE VII : Etude de la Précontrainte

VII.2.2. Justifications de la poutre à l'ELU

Les justifications des éléments d'une poutre vis-à-vis de l'état-limite ultime comportent la vérification, d'une part, de la résistance des armatures transversale et, d'autre part, celle des bielles comprimées.

- La première étape consiste à déterminer l'angle β_u que froment les bielles de béton avec la fibre moyenne de la poutre, cette angle est donnée par :

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

Dans laquelle :

σ_x, σ_y : représentent les contraintes normales au niveau de G ; $\sigma_x = P/B_n$

τ_u : Contrainte tangentielle ultime, $\tau_u = \frac{V_u \cdot \operatorname{red} \cdot S_n(y)}{I_n \cdot b_n}$

Application Numérique :

Tableau VII. 18 : Détermination de l'angle β_u .

$V_{ult} =$	1.106 MPa	➔	$B_n =$	1.32 m ²
$V_{red} =$	0.74 MPa		$\sigma_x =$	3.60 MPa
$S_n =$	0.37 m ³		$\tau_u =$	1.39 MPa
$I_n =$	0.38 m ⁴		$\beta_u =$	18.87°
$b_n =$	0.52 m			

On prend : $\beta_u = 30^\circ$

- La deuxième étape consiste à déterminer la section des armatures transversale A_t , donnée par :

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

Avec :

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

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

f_e : Limite d'élasticité de l'acier ;

$\gamma_s = 1,15$: pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales ;

b_n : largeur nette de la section d'appui.

Application Numérique :

$$f_{t28} = 2,7 \text{ MPa}$$

$$f_e = 500 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$\tau_u = 1,39 \text{ MPa}$$

$$\beta_u = 30^\circ$$

$$b_n = 0,52 \text{ m}$$

$$\rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq 3,39 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

- Le pourcentage minimum a disposé

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

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,6 \frac{b_n \gamma_s}{f_e}$$

Application Numérique :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 7.17 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

→ On retient un cadre HA10 avec un espacement de 15 cm à l'appui et 25 cm à mi- travée.

- La justification de la compression de la bielle de béton par la formule approchée :

$$\tau_u \leq \frac{f_{c28}}{6} = \frac{35}{6} = 5,83 \text{ MPa} \text{ Ce qui est vérifié. } \checkmark$$

VII.2.3. Armature de peau

La section des armatures de peau disposées parallèlement à la section transversale d'une poutre doit être d'au moins 3 cm² par mètre de largeur de parement. Ceci correspond à environ un cadre HA12 (A_s = 2.26 cm²), avec un espacement de 20 cm.

Le ferrailage des différentes sections de la poutre sont montrées dans la figure ci-dessous :

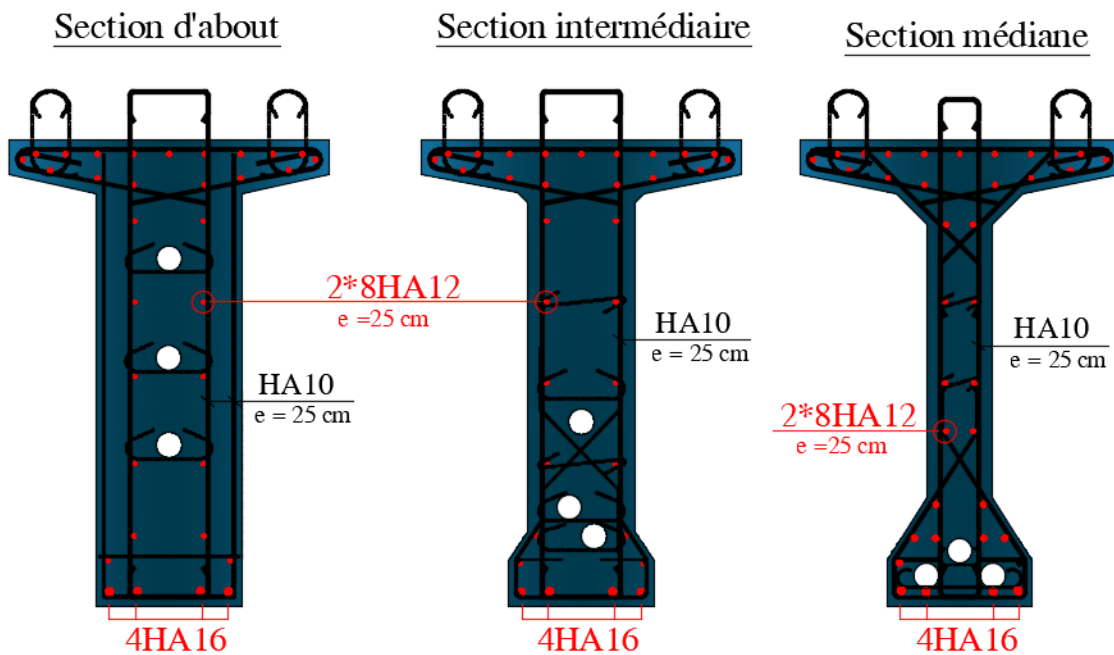


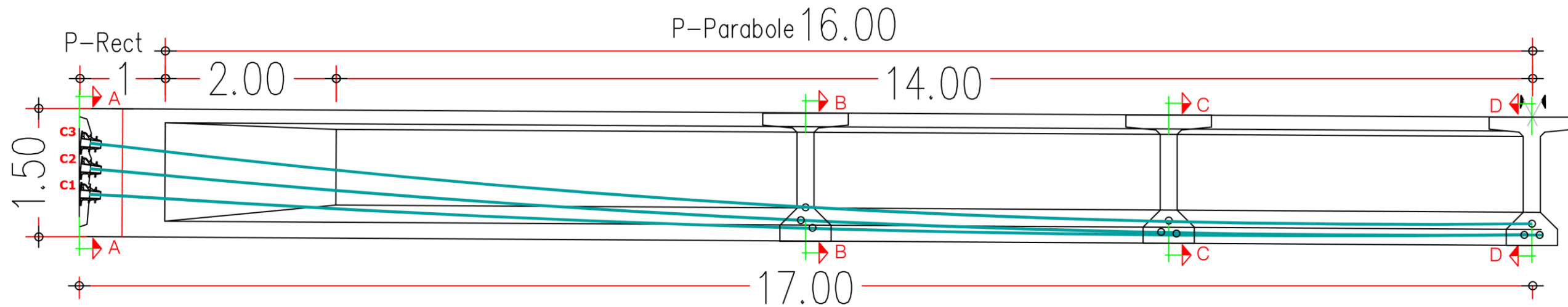
Figure VII. 6 : Armature de la poutre

VII.3. CON CLUSION

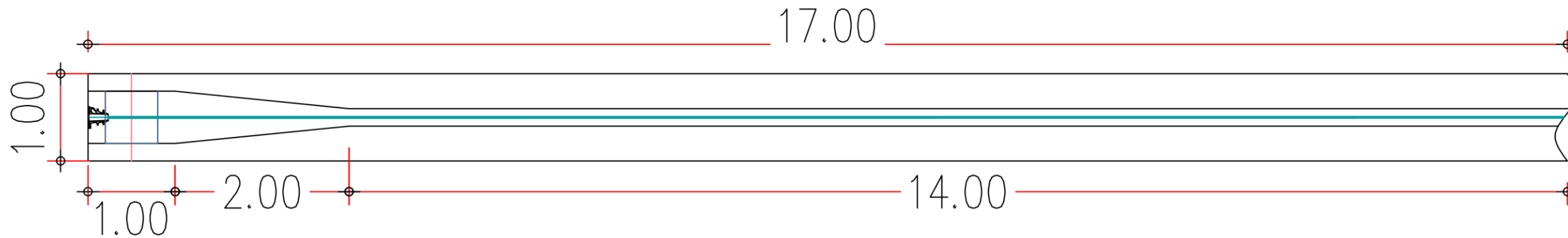
L'étude de la précontrainte, nous a permis de vérifier que le câblage choisit satisfait les conditions exigées sur les contraintes normales et tangentielles en zone courante.

Les poutres sont ensuite surmontées par un hourdis qui permet l'emplacement des équipements sur le tablier. Ces derniers seront traités dans le chapitre suivant

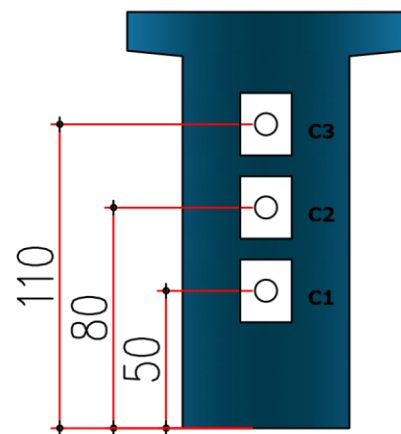
TRACE DE LA PRECONTRAINTE COUPE LONGITUDINALE Ech:1/30



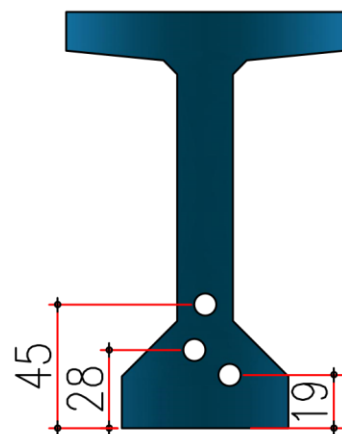
TRACE DE LA PRECONTRAINTE VUE EN PLAN Ech:1/30



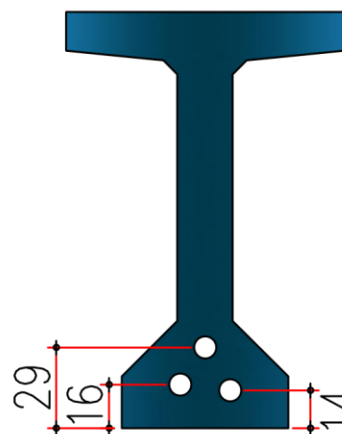
COUPE A-A Ech : 1/25



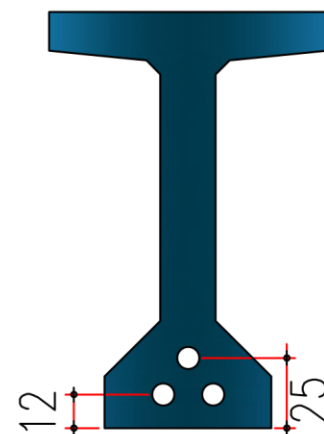
COUPE B-B Ech : 1/25



COUPE C-C Ech : 1/25



COUPE D-D Ech : 1/25



Type de câble : 9T15s

Section $A_c = 1\ 350\ \text{mm}^2$

Classe : 1 860

Module d'élasticité : 190 000 MPa

Nombre de câbles : 3

- Première phase :

Dès que le béton aura atteint les 25 MPa

Mise en tension a 50% des câbles C1- C2 -C3

- Deuxième phase :

Dès que le béton aura atteint les 35 MPa

Mise en tension a 100% des câbles

Nbre Toron = 9

A_p 1 Toron = 150 mm²

A_p 1 Toron = 0.00015 m²

$A_p = 0.00135\ \text{m}^2$

$f_{prg} = 1860\ \text{MPa}$

$F_{p0} = 221.4\ \text{kN}$

$f_{peg} = 1674\ \text{MPa}$

D gaine = 0.08 m

$f = 0.18\ (1/\text{rd})$

$\phi = 0.002\ (1/\text{m})$

$g = 6\ \text{mm}$

$\mu_0 = 0.43$

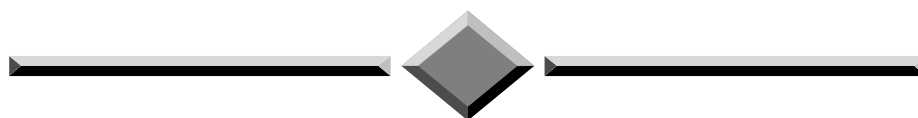
$\rho_{1000h} = 2.5$

$E_p = 190\ 000\ \text{MPa}$

$f_e = 500\ \text{MPa}$

$\sigma_{adm} = 434.78\ \text{MPa}$

CHAPITRE VIII



ETUDE DU TABLIER

ETUDE DU TABLIER

VIII.1.1. Introduction

Une poutre isostatique simplement appuyée peut subir des déformations sous l'effet de son poids propre seul, d'autre part la mise en précontrainte l'une telle pièce engendre aussi des déformations (rotation, flèche, raccourcissement ...ect). Néanmoins, il est nécessaire que ces déformations puissent librement se produire sans toutefois modifier les efforts de précontrainte et par conséquent l'état de précontrainte résultant dans les diverses sections des appuis, c'est pourquoi dans la plus part des cas ce type de poutres sont posées sur des appuis en Néoprène (caoutchouc synthétique) permettant la liberté des rotations et les déplacements d'appui.

VIII.1.2. Flèches et contre flèches

La flèche due au poids propre est déterminée à partir de modèle de calcul. Les flèches sont comptées positivement vers le bas et négativement vers le haut (contre flèche).

➤ Flèche due au poids propre :

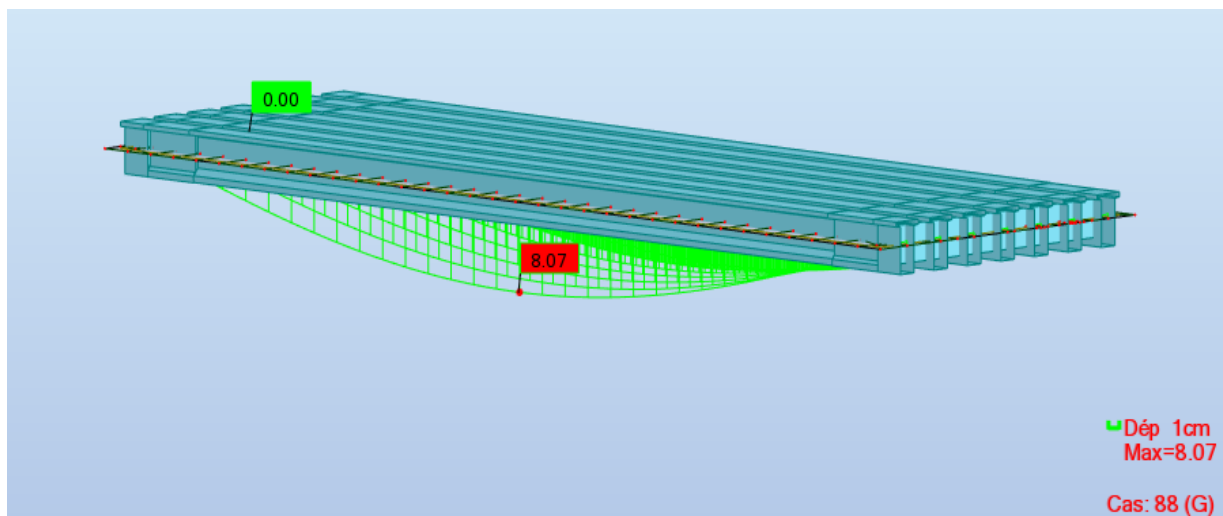


Figure VIII. 1 : Flèche max de la poutre due à poids propre.

D'après ce diagramme on constate que la flache maximale de la poutre due au poids propre (Poutres, entretoises, dalle, équipements) est égale à 5.30 cm

$$\rightarrow f_G = 8.07 \text{ cm}$$

➤ Contre flèche de précontrainte :

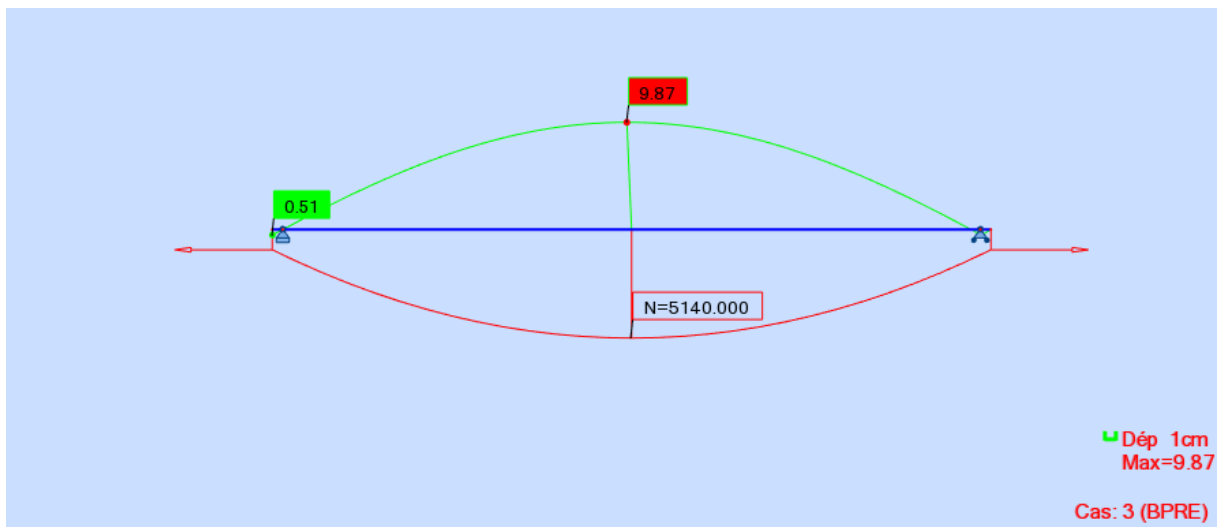


Figure VIII. 2 : La contre-flèche de la poutre seule avant le coulage de la dalle.

D'après ce diagramme on constate que la contre flèche maximale de la poutre due la mise en tension des câbles de précontraintes (la mise en tension a 100 % pour les quatre câbles) est égale à 9,87 cm.

$$f_p = -9,87 \text{ cm}$$

➤ Flèche de construction :

La flèche de construction est donnée par la formule suivante :

$$f_c = 3/4(f_p - f_G) = 3/4 (9.87 - 5.3) = 3.42 \text{ cm}$$

$$f_c = 3.42 \text{ cm}$$

➤ Flèche maximale a ELS

La flèche maximale à l'ELS est donnée par la combinaison de calcul :

$$G + D240 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$$

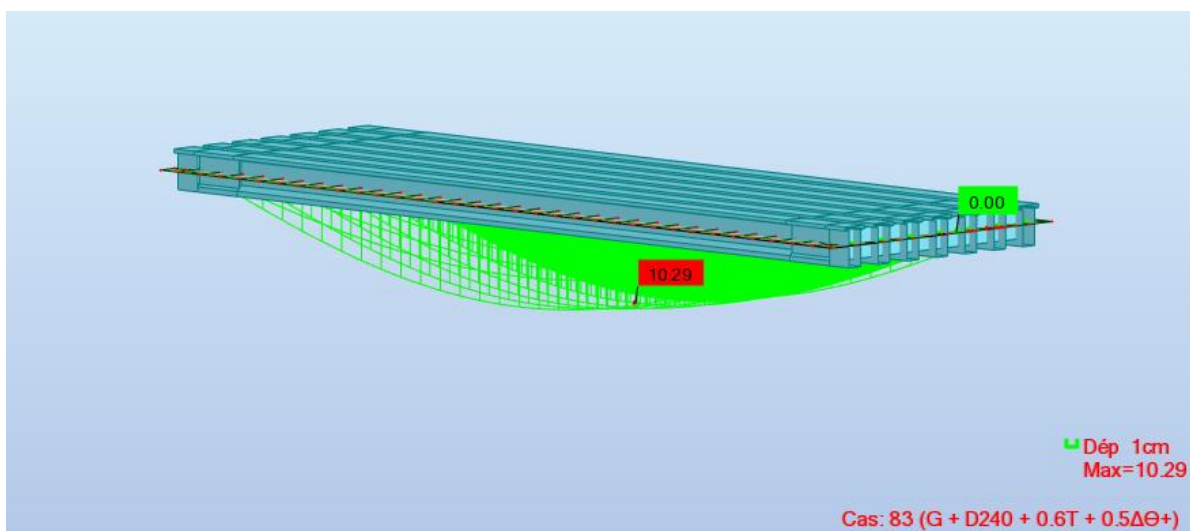


Figure VIII. 3 : La flèche maximale du tablier en service.

CHAPITRE VIII : Etude du tablier

D'après le diagramme ci-dessus on constate que la flèche maximale de la poutre à ELS est égale à 10.29 cm

$$f_{ELS} = 10.29 \text{ cm}$$

VIII.1.3. Flèche totale

La flèche totale maximale est donnée par les sommes des différentes flèches déjà calculées :

$$f = f_{ELS} + f_P + f_C$$

$$f = 3.84 \text{ cm}$$

Suivant les règles **BAEL** la flèche admissible est de $L/500$, où L est la portée de la travée considérée. Donc : $\delta_{adm} = 34/500 = 6.8 \text{ cm}$.

La flèche calculée due au poids propre, précontraint et aux surcharges : $f = 3.84 \text{ cm}$

$3.84 < 6.8 \text{ cm} \rightarrow$ La condition de déplacement élastique est vérifiée ✓

VIII.2. ETUDE DE L'ENTRETOISE

VIII.2.1. Principe de ferrailage

Les entretoises ont pour rôle d'encastrer les poutres à la torsion et de solidariser la section transversale, mais elles sont nécessaires surtout lors de l'opération de vérinage, une opération souvent effectuée pour un changement des appareils d'appuis. Dans ce cas, les charges sont transmises aux appuis par l'intermédiaire des entretoises et développent par conséquent des efforts importants, sur la base desquels le ferrailage des entretoises sera dimensionné.

Ces efforts qui dépendent du nombre et de la répartition des vérins, et qui dépendent lui mêmes de leur puissance et du poids du tablier à soulever. Donc il est intéressant d'optimiser ce positionnement afin d'avoir le minimum d'efforts, et par conséquent le minimum de ferrailage. Il apparaît donc clairement la nécessité de prévoir l'emplacement des vérins (bossage fretté), pour éviter le développement d'efforts imprévus au moment du vérinage.

Pour cela, et puisque le nombre des poutres est impair, on opte pour le positionnement montré dans la figure ci-dessous :

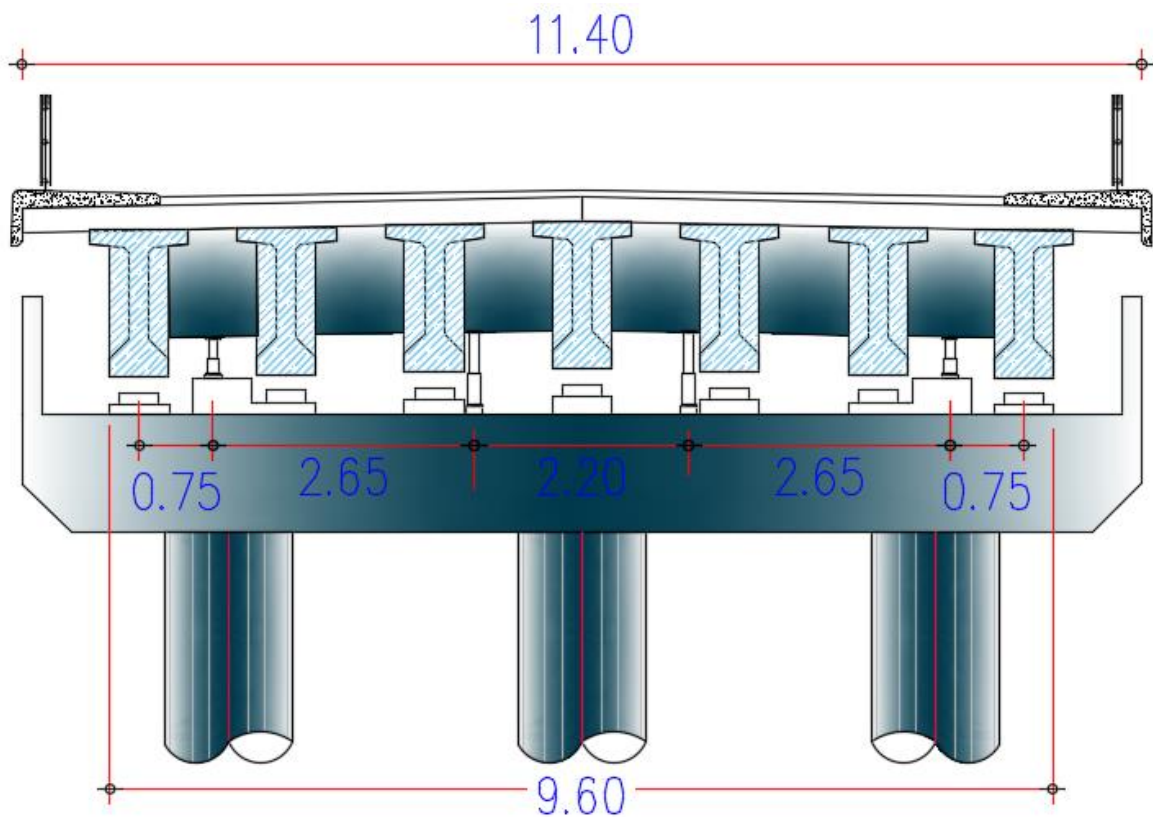


Figure VIII. 4 : Position des vérins.

VIII.2.2. Évaluation des efforts

L'entretoise sera assimilée à une poutre contenue de 9.6 m de longueur, reposant sur six appuis, et supportant son poids propre (charge uniformément répartie) et le poids des poutres, de la dalle et de complément de charges permanentes (charges concentrées, obtenues à partir des réactions sous charges permanentes sans prendre en compte le poids des entretoises).

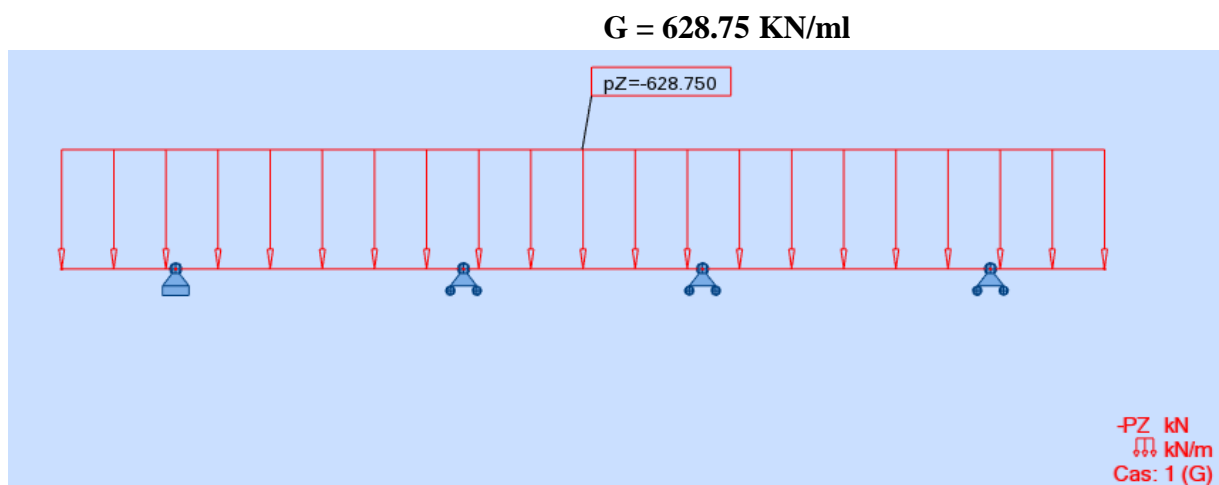


Figure VIII. 5 : Modèle de calcul.

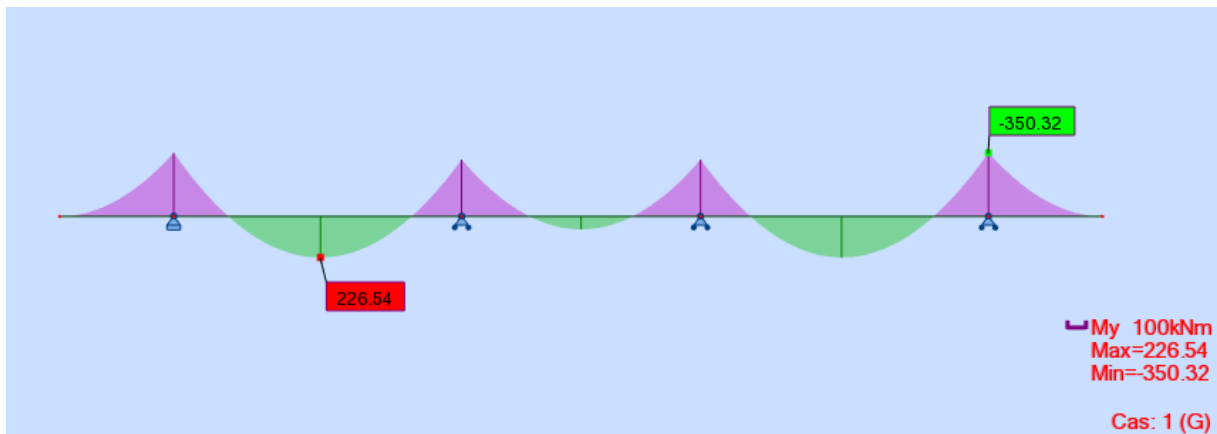


Figure VIII. 6: Diagramme des moments sous G à l'ELS.

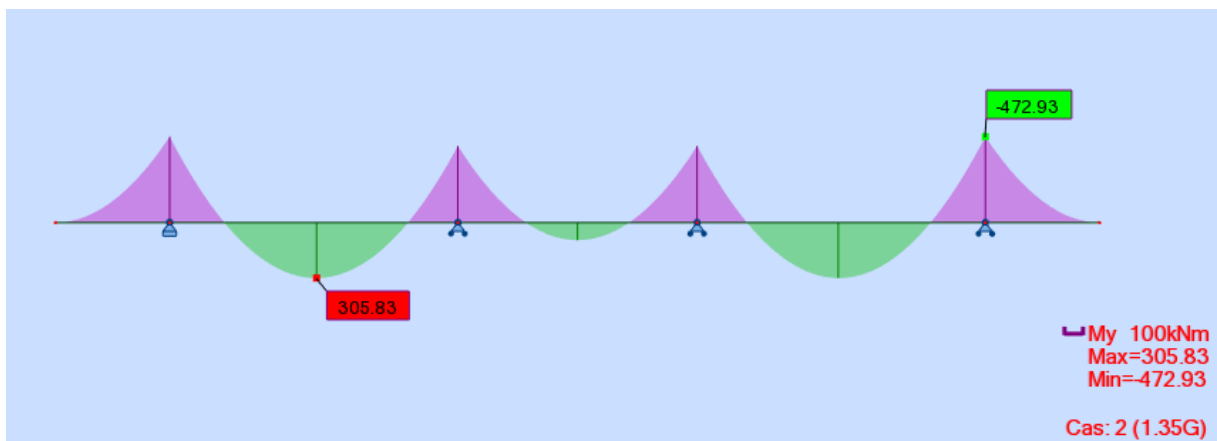


Figure VIII. 7: Diagramme des moments sous G à l'ELU.

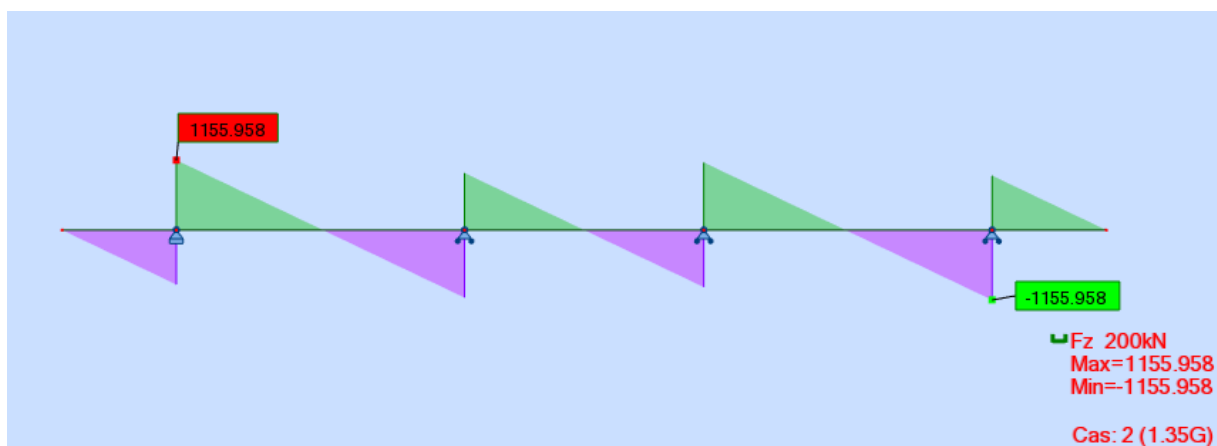


Figure VIII. 8 : Diagramme de l'effort tranchant sous G à l'ELU.

VIII.2.3. Ferrailage de l'entretoise :

Le ferrailage est constitué d'armatures de flexion longitudinale et d'armatures d'effort tranchant verticales. Des armatures de peau sont également réparties sur la hauteur des voiles. Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous (Voir **Annexe F**) et représentés dans la figure ci-contre :

Tableau VIII. 1: Résultats de calcul de ferrailage de l'entretoise.

Armatures	As (cm ²)	Ø (mm)	e (cm)
Longitudinales supérieures	14.9	2×(3 HA20)	15
Longitudinales inférieures	9.4	2×(3 HA16)	15
Armatures transversales	2.26	2 HA12	11
Armatures de peau	≥ 2.2 cm ² /ml	HA10	15

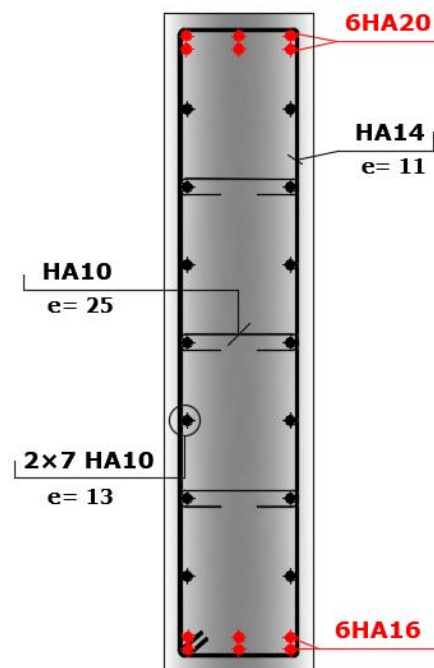


Figure VIII. 9 : Ferrailage de l'entretoise.

VIII.3. ETUDE DE L'HOURDIS

VIII.3.1. Principe de ferrailage :

Vu que notre tablier est dépourvu d'entretoises intermédiaires, l'hourdis joue le rôle de ses entretoises, dont il assure la répartition transversale des efforts dans le tablier.

Donc, l'hourdis est soumis à deux types de flexion :

- Une flexion longitudinale : la précontrainte des poutres qui reprend ces efforts.
- Une flexion transversale : le ferrailage passif de la dalle qui reprend ces efforts.

Donc, On va étudier que la flexion transversale, en déterminant la section d'acier nécessaire pour la dalle.

VIII.3.2. Évaluation des efforts

L'hourdis est modélisé en utilisant un élément Barre, dont la largeur est prise égale à 1 m. Les charges appliquées sur la dalle sont les mêmes actions définies en chapitre IV (poids propre, poids des équipements, charges de trafic), ainsi que leurs combinaisons correspondantes.

Les résultats obtenus sont donnés ci-dessous sous forme de diagrammes. Nous nous considérons que les efforts obtenus sous les combinaisons les plus défavorables à l'état limite de service (ELS) et à l'état limite ultime (ELU).

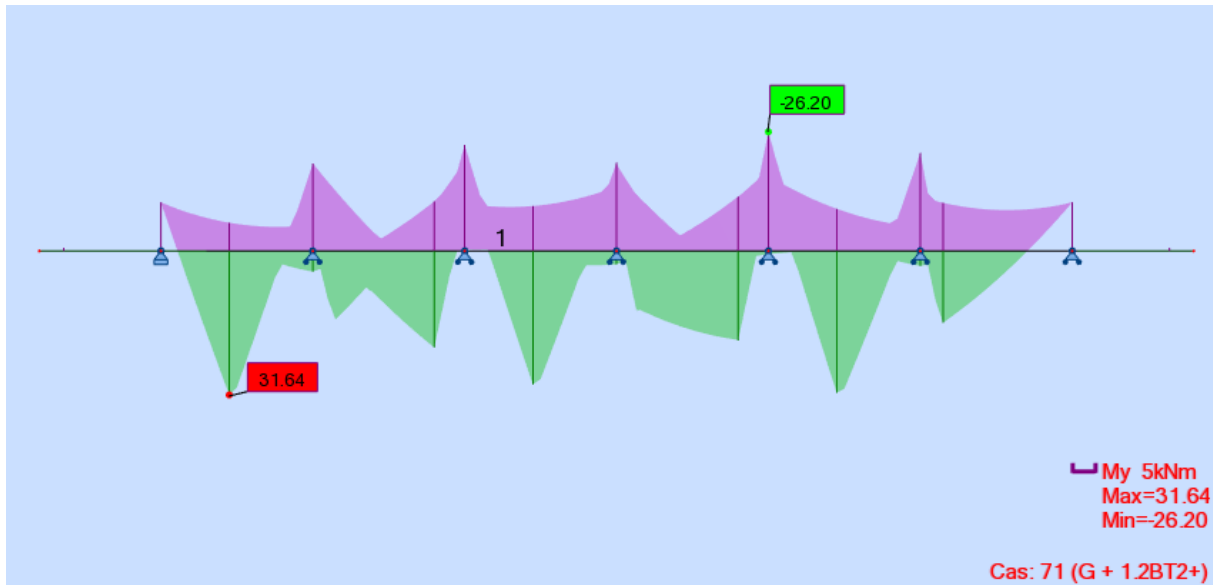


Figure VIII. 10 : Diagramme des moments sous G + 1.2 Bt2+ à l'ELS.

Donc les moments max à l'ELS sont :

- Fibre supérieure : MELS = 26,20 KN.m
- Fibre inférieure : MELS = $31,64 / 0.8 * 55.15$ KN.m

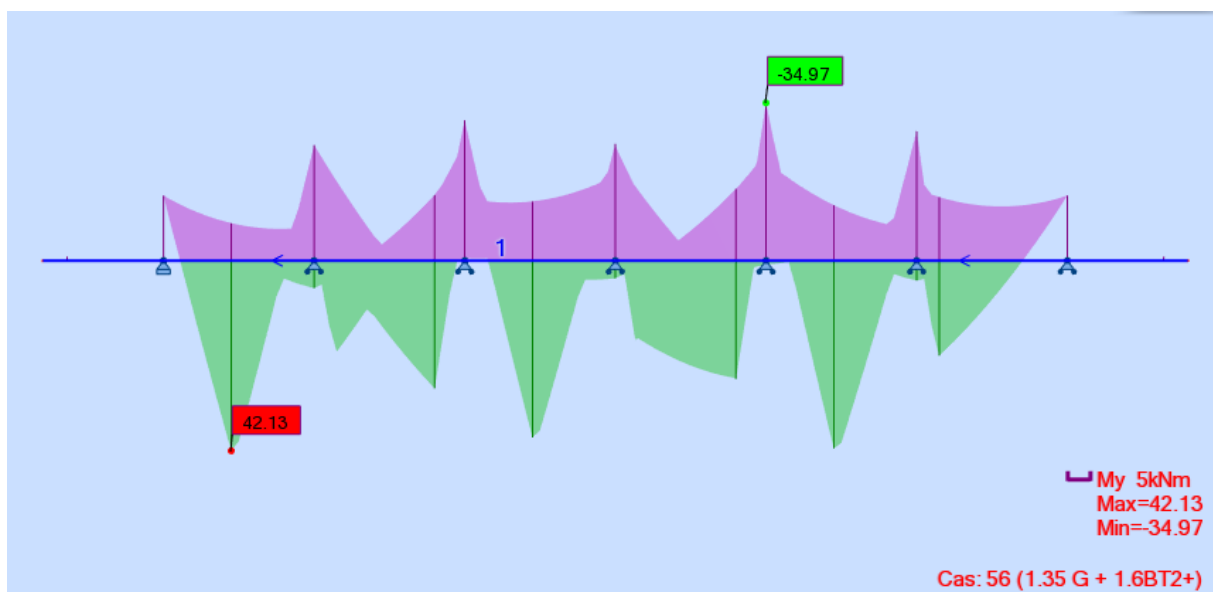


Figure VIII. 11 : Diagramme des moments sous 1.35G + 1.6 Bt2 à l'ELU.

CHAPITRE VIII : Étude du tablier

Donc les moments max à l'ELU sont :

- **Fibre supérieure : MELU = 34.97 KN.m**
- **Fibre inférieure : MELU = 42.13 KN.m**

VIII.3.3. Ferrailage de la dalle

Les résultats de calcul de ferrailage présentés dans le tableau ci-dessous sont détaillés à (l'Annexe D). Le ferrailage longitudinal est le tiers de celui de ferrailage transversal.

Tableau VIII. 2 : Résultats de calcul de ferrailage de la dalle.

Nappe	Armatures transversales			Armatures longitudinales		
	As (cm ²)	Ø (mm)	e (cm)	As (cm ²)	Ø (mm)	e (cm)
Supérieure	5.7	HA14	20	1.9	HA10	20
Inférieure	7	HA14	20	2.33	HA10	20

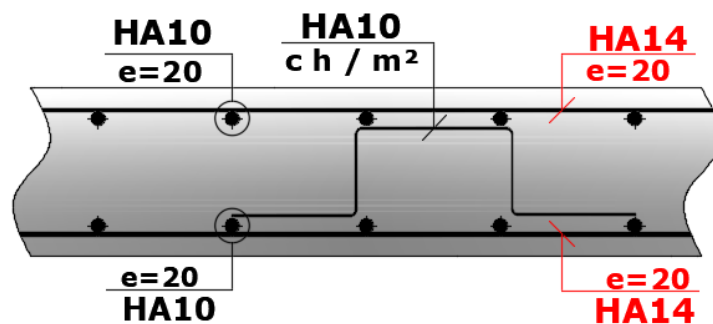


Figure VIII. 12 : Ferrailage de la dalle (coupe transversale).

VIII.4. CONCLUSION

Comme on a déjà dit dans l'introduction, un bon dimensionnement et vérification de l'hourdis et des équipements est nécessaire pour le fonctionnement du pont, et c'est ce qu'on a effectué dans ce chapitre. Dans la suite nous entamerons l'étude de l'infrastructure et les différentes vérifications.

CHAPITRE IX



ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DU PONT

IX.1. INTRODUCTION

Les équipements du pont ont un rôle très important dans la conception, le calcul et la vie estimée de l'ouvrage. Ces derniers permettent à un pont de garantir sa fonction vis-à-vis des usagers. Dans ce chapitre, on va étudier les équipements nécessaires pour l'ouvrage, tel que l'appareil d'appui et le joint de chaussée, à l'état limite ultime et accidentel (séisme).

IX.2. APPAREIL D'APPUI

Les appareils d'appui sont des éléments de structure qui assurent la liaison entre le tablier et les appuis, ils ont pour fonction de transmettre les efforts verticaux et horizontaux.

Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appui qui sont :

- Appareils d'appui en élastomère fretté.
- Articulations en béton.
- Appareils d'appui spéciaux.
- Appareils d'appui métalliques.

Les appareils d'appui en élastomère fretté (AAEF) et les appareils d'appui à pot (AAP) représentent plus de 90 % des appareils d'appui utilisés sur les ponts

Dans notre cas on a choisi un appareil d'appui en élastomère fretté

IX.2.1. Les appareils d'appui en élastomère fretté

Ils sont constitués par un empilage de feuilles d'élastomère (en général, du néoprène de tôles d'acier jouant le rôle de frettes, la liaison entre les tôles et le néoprène étant obtenue par (adhésion) au moment de la vulcanisation. L'épaisseur des frettes est comprise entre 1 et 3mm, et l'épaisseur des feuilles de néoprène est, en général de 8,10 ou 12mm. Ce type d'appareil d'appui est le plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton.

Le principal intérêt de ces appareils d'appui, en dehors de leur coût relativement modéré, réside dans leur déformabilité vis-à-vis des efforts qui les sollicitent : ils reprennent élastiquement les charges verticales, les charges horizontales et les rotations.

Mais ces déformations s'accompagnent de contraintes de cisaillement à l'intérieur des feuillets de néoprène qu'il convient de limiter pour éviter leur dégradation.

Pour la liaison entre la poutre et ces supports on a choisit des appareils d'appuis en élastomère fretté à cause des avantages qu'ils présentent :

- Facilité de mise en oeuvre.
- Facilité de réglage et de contrôle.
- Ils transmettent des charges normales à leur plan, et ils permettent en même temps d'absorber par rotation et distorsion les déformations et translations de la structure.
- Ils sont économiques.
- Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis.
- Ils n'exigent aucun entretien.

IX.2.2. Définition géométrique d'un appareil d'appui

On utilise les appareils d'appui du **type B**, ils comportent $n+1$ frettes métalliques et n feuillet d'élastomère d'épaisseur constante, ils sont enrobés sur leur périphérie d'une épaisseur d'élastomère d'au moins 4 millimètres et sur les faces supérieures et inférieures d'un demi-feuillet

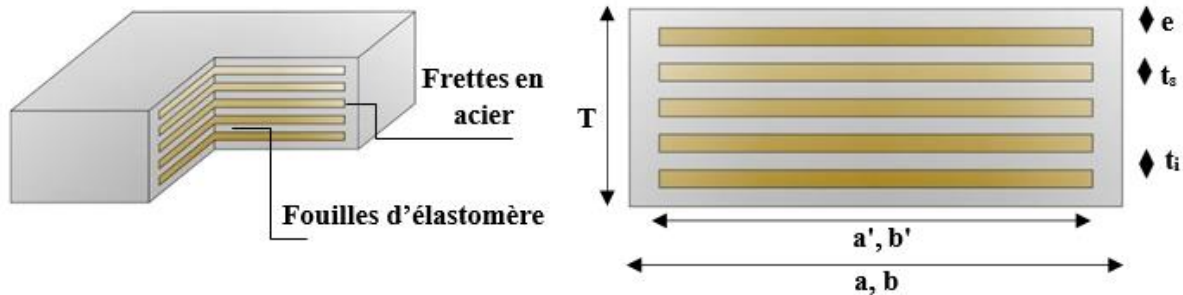


Figure IX. 1 : Définition géométrique d'un appareil d'appui.

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

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

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

t_s : épaisseur d'une frette élémentaire.

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

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

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

n : nombre de feuillet élémentaires d'élastomère.

e : enrobage.

IX.2.3. Dimensionnement des appareils d'appui

Les dimensions en plan de l'appareil d'appui sont déterminées en vérifiant la condition de non-cheminement et non écrasement sur la contrainte normale sous la réaction maximale à L'ELU.

IX.2.3.1. Aire l'appareil d'appui :

La contrainte de compression moyenne doit être comprise entre 20 et 25 MPa sur la surface **A'** suivant la dimension de l'appareil d'appui.

L'appareil d'appui doit vérifier l'inégalité suivante :

$$\frac{R_{\max}}{a' \times b'} \leq \sigma_{\text{adm}} = 20 \text{ MPa}$$

Avec :

a : Coté parallèle à l'axe longitudinale de l'ouvrage ;

b : Coté perpendiculaire à l'axe longitudinale de l'ouvrage ;

R_{max} : Réaction d'appuis maximale à L'ELU ($R_{\max} = 1.258 \text{ MN}$) ;

σ_m : Contrainte de compression sous la réaction R_{\max} .

➤ Application Numérique :

$$a \times b' \geq 629 \text{ cm}^2$$

➔ On prend : $a \times b = 35 \times 25 \text{ cm}^2$

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

L'épaisseur de l'appareil d'appui T est conditionné par la condition de non flambement,

avec a est le plus grand côté : $\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$

➤ Application Numérique :

➔ $35 \leq T \leq 70 \text{ (mm)}$

IX.2.3.3. Dimensionnement des frettes

On vérifie la contrainte de traction des frettes $t_s \geq \max\left(\frac{a \times \sigma_m}{\beta \times \sigma_e}; 2\text{mm}\right)$

σ_e : Limite d'élasticité en traction de l'acier constructif des frettes.

$\sigma_e = 2200 \text{ Kg/cm}^2$ (Acier E24-1: e < 3mm {SETRA Bulletin technique})

➤ Application Numérique :

$$\beta = \frac{a \times b}{2 \times G \times (a + b)} = 8.10 \quad \sigma_m = \frac{N_{Max}}{a \times b} = 14.38 \text{ MPa}$$

➔ $t_s \geq \max(2.64\text{mm}; 2\text{mm})$

On prendra : $t_s = 3 \text{ mm}$

Donc l'appareil d'appui aura les caractéristiques suivantes :

- 4 feuillets d'élastomères intermédiaires d'épaisseur $t_i = 10 \text{ mm}$
- 2 feuillets d'élastomères extérieurs d'épaisseur $t/2 = 5\text{mm}$
- 5 frettes intermédiaires d'épaisseur $t_s = 3\text{mm}$

Tableau IX. 1: Dimensionnement en plan des appareils d'appui.

Dimensions	Valeurs (mm)	
a	350	
b	250	
t_i	10	
t_s	3	
e	4	
T_b	65	
T	50	

IX.2.4. Evaluation des raideurs statiques et dynamiques des appuis

Une fois les appareils d'appui sont dimensionnés, on doit prendre en considération leurs souplesses, aussi celles des piles, pour calculer la position exacte des centres de rigidité de chaque tablier, et la répartition exacte des efforts de freinage entre les différents appuis.

Les raideurs des différents appuis se calculent comme suit :

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

- **n** : le nombre d'appareils d'appuis par élément porteur.
- **G** : module de cisaillement de l'appareil d'appui ($G = 1.8 \text{ MPa}$ en cas dynamique).
- **a, b, T** : sont respectivement les dimensions en plan et l'épaisseur net d'élastomère.
- **nf** : le nombre de fûts de la pile, égal à **3** pour les piles P01 à P07.
- **E** : le module de déformation instantanée du béton ($f_{c28} = 27 \text{ MPa} \rightarrow E = 33\,000 \text{ MPa}$).
- **I** : inertie longitudinale d'un fût.
- **h** : hauteur du fût de pile.

Tableau IX. 2: Evaluation des raideurs longitudinales statiques et dynamiques des appuis.

Elément	Piles			Appareils d'appui		Appuis
	h (m)	I (m ⁴)	K _{Pile} (MN/m)	n	K _{Appd} (/m)	K _{App} (MN/m)
C01	/	infini	infini	7	2.10	14.70
P01	5.5	0.14013	332.94	14	2.10	27.01
P02	5.8	0.14013	213.30	14	2.10	25.84
P03	5.8	0.14013	213.30	14	2.10	25.84
P04	5.8	0.14013	213.30	14	2.10	25.84
C02	/	infini	infini	7	2.10	14.70

NB : les culées sont supposées infiniment rigides, seuls les appareils d'appui se déforment.

IX.2.5. Evaluation des efforts verticaux appliqués sur les appareils d'appuis

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

Tableau IX. 3: Evaluation des réactions R(KN) pour un seul appareil d'appui d'une poutre.

Combinaison	Réaction minimale	Réaction maximale
G	448.325	611.406
1,35 G + 1,6 A(1)	604.53 (2 voies chargées)	831.456 (2 voies chargées)
1,35 G + 1,6 Bc	641.852 (1 voies chargées)	1 175.692 (2 voie chargée)
1,35 G + 1,6 Bt	636.175 (1 voies chargées)	970.154 (2 voies chargées)
1,35 (G + Mc120)	639.32	1 110.483
1,35 (G + D240)	740.101	1 259.526

Tableau IX. 4: Evaluation des efforts verticaux sur chaque appareil d'appui.

Effort normal	Appui d'une poutre
$F_{Z, Gmin}$ (KN)	604.086
F_Z (KN)	943.376
$F_{Z, min}$ (KN)	815.51

IX.2.6. Evaluation des des efforts et les déplacements les horizontaux

IX.2.6.1. Efforts dus aux actions dynamiques :

Il y a une seule action dynamique c'est celui de l'effort de freinage maximal dû à un camion

Bc : $F_{fr} = 0.30$ MN ;(Voir chapitre IV).

IX.2.6.2. Efforts dus aux actions statiques :

L'effort statique en tête de chaque appui est donné par la formule suivante :

$$H_{sta} = \frac{\Delta_x \times G \times a \times b}{T_q}$$

- G : module de déformation transversale d'appareil d'appui, $G = 1.2$ MPa.
- Δ_x : déformation due à la force considérée.
- $a \times b$: dimensions de l'appareil d'appuis.
- T_q : épaisseur des feuillets d'élastomère.

➤ Action due au retrait dans chaque appareil appui :

$$H_r = \frac{\Delta_r \times G \times a \times b}{T_q} \rightarrow \Delta_r = \varepsilon_r \times |X_i|, \text{ avec: } \varepsilon_r = 2 \times 10^{-4}, \text{ coefficient de retrait}$$

➤ Action due à la variation de la température

$$H_T = \frac{\Delta_T \times G \times a \times b}{T_p} \rightarrow \Delta_T = \varepsilon_T \times |X_i|, \text{ où: } \varepsilon_T = \Delta T \times \alpha$$

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

➤ Action due au fluage :

$$H_{fl} = \frac{\Delta_{fl} \times G \times a \times b}{T_q} \rightarrow \Delta T_{fl} = \varepsilon_{fl} \times |X_i|, \text{ où: } \varepsilon_{fl} = 2.5 \times 10^{-4}$$

➤ Centre de rigidité :

Le centre de rigidité par rapport milieux de l'ouvrage est : $X_{CR} = \frac{\sum X_i K_i}{\sum K_i} = 84.65$ m

- K_i : raideur d'appui.
- X_i : position des appuis.
- $|X_i|$: la distance entre l'appui et le centre de rigidité

Tableau IX. 5 : Evaluation des Efforts dus aux actions statiques.

	X_i	$ X_i $ (m)	K_i (MN/m)	H_T (KN)	H_{flu} (KN)	H_r (MN)
C ₁	0	84.65	2.10	62.21	35.55	35.55
P ₁	34.05	50.6	27.01	37.19	21.25	21.25
P ₂	68.15	16.5	25.84	12.13	6.93	6.93
P ₃	102.25	17.6	25.84	12.93	7.39	7.39
P ₄	136.35	51.7	25.84	37.99	21.71	21.71
C ₂	170.4	85.75	2.10	63.02	36.01	36.01

IX.3. Etude sismique

Les ponts peuvent être amenés à osciller sous l'effet des tremblements de terre, cette oscillation peut être verticale ou horizontale, fonction de la direction d'excitation.

Dans le cas de faible à moyenne sismicité (cas de notre ouvrage), une excitation verticale ne génère aucun dégât, car les ouvrages sont conçus en premier lieu de manière à reprendre les charges verticales telles que le poids propre et les surcharges d'exploitations, à l'inverse de la composante vertical la composante horizontale du séisme, peut causer des sollicitations nettement plus grandes que les autres actions. Et particulièrement, dans les ponts à poutre, cette action est très importante dans le sens longitudinal que dans le sens transversal.

IX.3.1. Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude 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 le risque sismique en **groupe 2** (pont important).
- L'ouvrage se trouve dans une zone sismique **Ia** (sismicité faible).
- Le coefficient d'accélération de zone **A = 0.12** (RPOA, tableau 3.1).
- Le sol est de catégorie **S2** (site ferme).
- Le taux d'amortissement du matériau constituant les appuis (béton armé), $\xi = 5 \%$.
- Le module de cisaillement d'élastomère des appareils d'appuis est **G = 1.2 MPa**.

IX.3.2. Méthode de calcul

De manière générale, l'analyse d'un pont se fait par la méthode spectrale monomodale (mode fondamental) ou par la méthode du spectre de réponse (analyse dynamique linéaire).

IX.3.2.1. La méthode spectrale monomodale

C'est une méthode simplifiée où les mouvements de la structure sont à tout instant proportionnels à une déformée privilégiée, appelée mode fondamental. Les caractéristiques du mode fondamental dans chaque direction sont déterminées à l'aide d'une analyse modale dans la direction considérée à condition de remplacer, pour le calcul des efforts, la masse du mode fondamental par la masse totale du modèle.

CHAPITRE IX : Etude Sismique et Equipements du Pont

L'application de la méthode monomodale est gouvernée par la vérification des critères suivants :

➤ **Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental :**

Masse modale (Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental) doit être supérieure à 70 % de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation autrement dit, la masse des piles M_p doit être inférieure à 43 % de la masse du tablier :

$$M_p \leq 0.43 M_T$$

M_T : la masse totale du tablier.

M_p : la masse des piles.

Tableau IX. 6: calcul des masses des piles et des chevetres .

Piles	Hmoy (m)	D(m)	n Fût	Masse(KN)
P1	5	1.3	3	165.92
P2	5.8	1.3	3	192.46
P3	5.8	1.3	3	192.46
P4	5.8	1.3	3	192.46

	h(m)	b (m)	l(m)	nmbre
Chevetre	1.20	2.20	11.40	4.00

Résultat :

$$M_p = 3\,720.90 \text{ KN}$$

$$M_T = 35\,720.85 \text{ KN}$$

$$M_p \leq 0.43 M_T = 15\,359.96 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Angle de biais :**

Le biais (angle de l'axe du tablier avec l'axe de ses appuis) doit être supérieur à 70 grades et les raideurs longitudinales et transversales totales des appuis ne doivent pas varier de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans biais 88.88.

Résultat : il s'agit d'un pont sans biais → **Condition Vérifiée.**

➤ **Symétrie transversale :**

La symétrie transversale c'est-à-dire la distance entre le centre de masse du tablier et le centre élastique des appuis (excentricité théorique e_0) n'excède pas 5% de la distance entre appuis extrêmes pour l'étude du séisme transversal : $e_0 = |X_M - X_R| \leq 5\% L$

$$X_M = \frac{L}{2} \quad X_{CR} = \frac{\sum X_i K_i}{\sum K_i} = 84.65$$

Résultat :

$$X_M = 170.4 / 2 = 85.2 \text{ m}$$

$$X_{CR} = 84.65 \text{ m}$$

$$|85.2 - 84.65| = 0.55 \leq 8.52 \text{ m} \rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

➤ Courbure de pont :

Il s'agit d'un pont qui présente une partie des clothoïdes d'un rayon large, suivi par une partie droite. ➔ **Condition vérifiée.**

Toutes conditions sont vérifiées par conséquent l'utilisation de cette méthode est permise
Pour note cas, nous allons adopter la méthode du spectre de réponse.

IX.3.2.2. La méthode du spectre de réponse

L'analyse par le spectre de réponse est une analyse élastique des réponses dynamiques maximales de tous les modes significatifs de la structure, elle se base sur un calcul dynamique multimodal spectral où la réponse globale est obtenue par des combinaisons statiques des contributions modales maximales.

➤ Modélisation

Pour pouvoir effectuer l'analyse sismique multimodale et définir les modes propres et les périodes de l'ouvrage on doit faire la modélisation de toute la structure, pour cela on utilise le logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS.

Dans le logiciel de calcul ROBOT, la masse des éléments structuraux de l'ouvrage est calculée de manière implicite à partir des caractéristiques géométriques (dimensions du tablier et des sections des piles) et mécaniques (masse volumique du béton). La masse due au poids propre des surcharges et des équipements fixés sur le tablier est assigné par le calculateur sous forme de charges permanentes additionnelles.

La modélisation se fait en plusieurs étapes, ces étapes sont présentées ci-dessous :

Tableau IX. 7: Les étapes de la modélisation.

Etape	Description
01: Définition du tablier	Il est défini par des éléments barres
02: Affectation des différentes sections	Les sections sont détaillées dans le chapitre IV
03: Modélisation des piles	1-Modélisation du chevêtre définie par un profilé en BA (2.2 m x 1.2 m) 2- Modélisation des fûts qui sont définies par des éléments poteaux circulaire encastrent a la base
04: Définition des conditions d'appuis	Pile : nœuds compatible avec la rigidité de l'appareil d'appui définie dans le chapitre IX Culées : appuis élastique avec la rigidité des appareils d'appuis définis dans le chapitre IX
05: Définition des cas de charges et des combinaisons d'actions	Importation des spectres de réponses et définition des charges et surcharges.

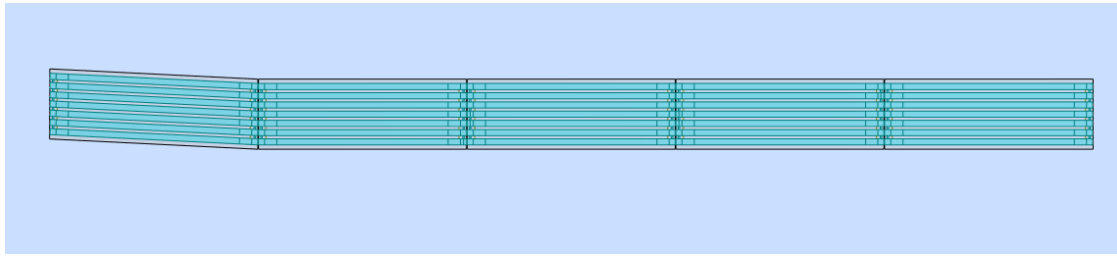


Figure IX. 2 : Modèle de calcul vue en plan .

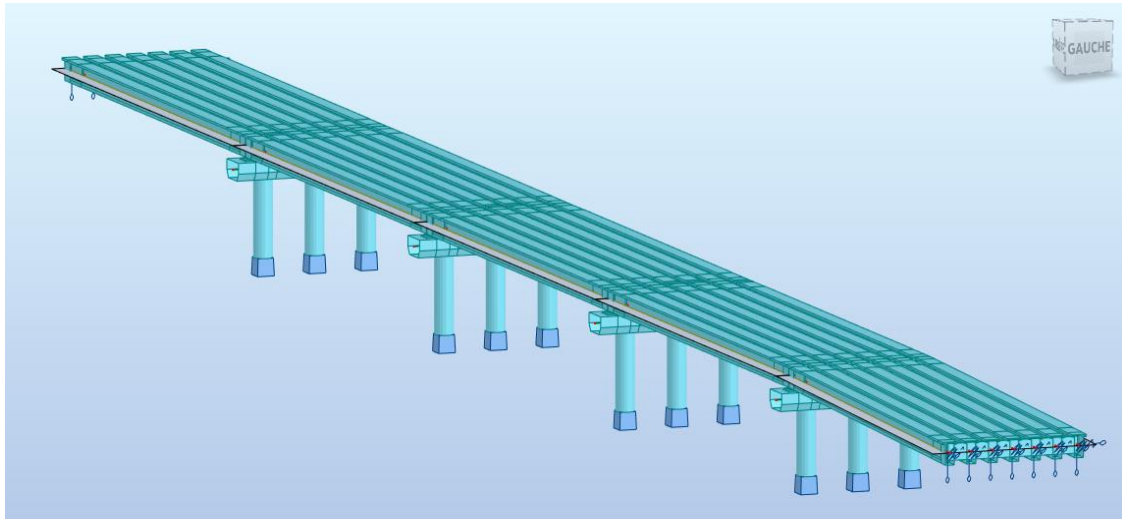


Figure IX. 3 : Modèle de calcul multimodal 3D

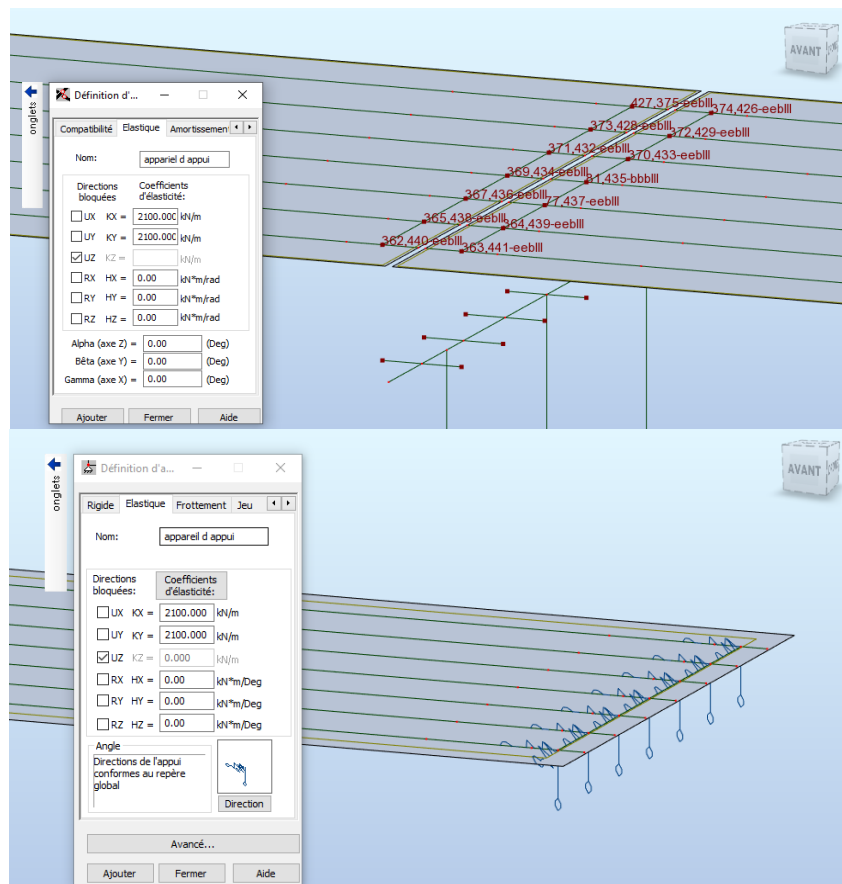


Figure IX. 4 : Condition d'appuis tablier-culés/piles.

IX.3.2.3. Spectre de réponse de la composante horizontale

Pour les deux directions longitudinale et transversale, on utilise le spectre montré ci-dessous :

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

Sae (T, ξ) : accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à l'amortissement ξ et à la période **T** du mode propre considéré dans la direction considérée.

A : coefficient d'accélération de zone. **A = 0.12**

g : accélération de la pesanteur **g = 9.81 m/s²**

S : coefficient du site **S = f (S2) = 1.1** (RPOA, tableau 3.3).

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

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (RPOA, tableau 3.3) :

(T1, T2) = f (S2) = (0.15 ; 0.40)

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

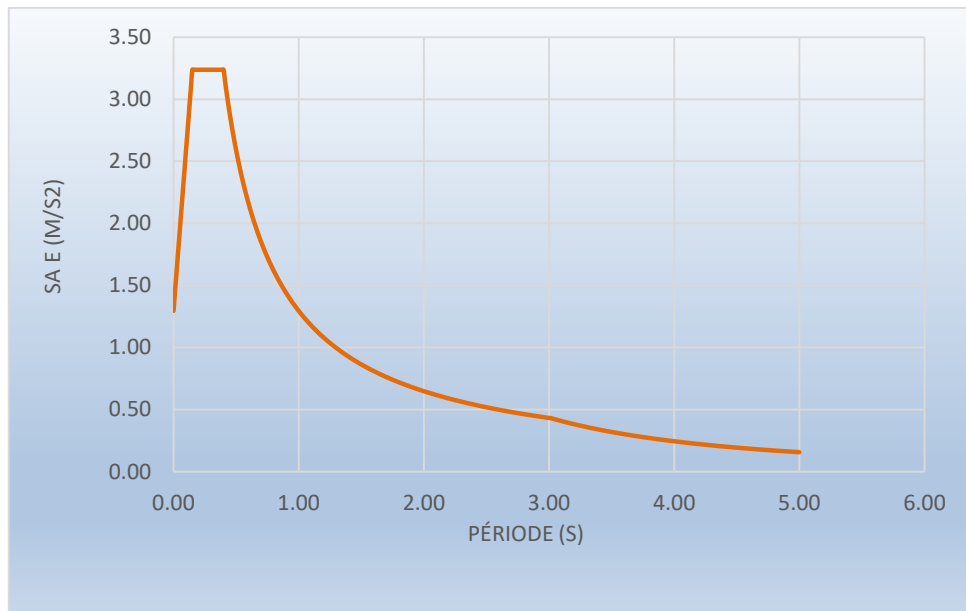


Figure IX. 5 : Spectre de réponse élastique Sae (T) - composante horizontale.

IX.3.2.4. Spectre de réponse de la composante verticale

Pour la composante verticale du séisme, on utilise le spectre montré ci-dessous :

$$\text{Sae} (T, \xi) = \begin{cases} \alpha \mathbf{A}g \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1)\right) & \mathbf{0} \leq T \leq T_1 \\ 2.5\alpha \mathbf{A}g \eta & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\alpha \mathbf{A}g \eta \left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\alpha \mathbf{A}g \eta \left(\frac{3T_2}{T^2}\right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

α : coefficient qui tient en compte l'importance de la composante verticale en zone de faible sismicité α (zone I) = 0.7

S : le coefficient de site, dans le cas de la composante verticale, est pris égal à 1.

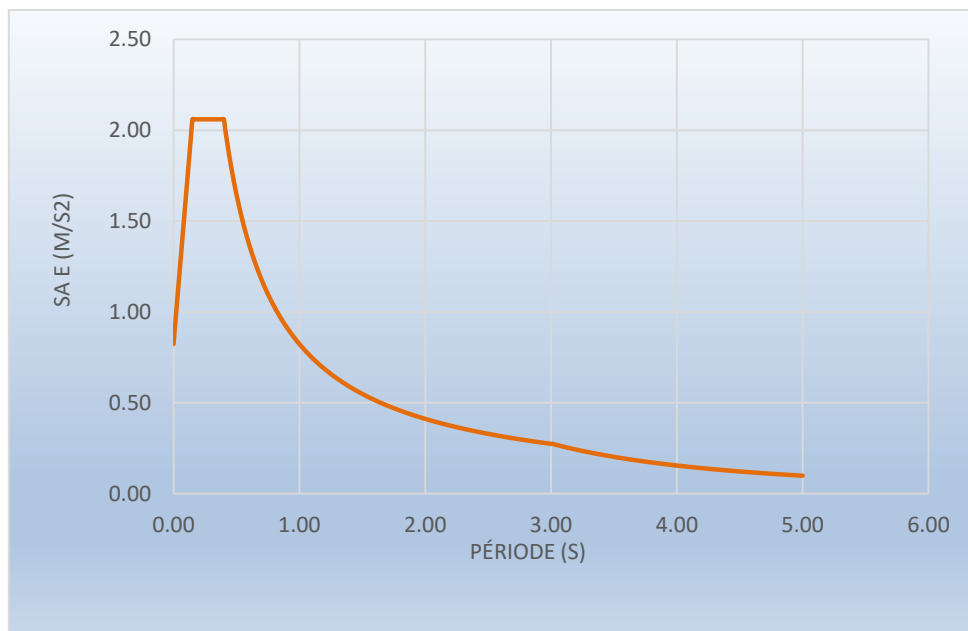


Figure IX. 6 : Spectre de réponse élastique Sae (T) - composante verticale.

IX.3.3. Modes significatifs

Tous les modes qui ont une contribution importante à la réponse structurale totale doivent être pris en compte. Autrement dit, on tient en compte les modes pour lesquels la somme des masses modales effectives $\Sigma(M_i)_c$ atteint au moins **90%** de la masse totale du pont M_T (ou **70%** à condition de considérer le mode résiduel qui tient compte des modes négligés).

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

Tableau IX. 8 : Modes propres.

Modes	Période (s)	Participation de masse (%)			Cumul de participation (%)		
		UX	UY	UZ	Cumul X	Cumul Y	Cumul Z
1	1.02	3.46	16.46	0.00	3.46	16.46	0
2	1.02	32.22	2.14	0.00	35.68	18.6	0
3	0.98	0.65	11.19	0.00	36.33	29.79	0
4	0.98	4.77	1.14	0.00	41.1	30.93	0
5	0.97	0.08	15.88	0.00	41.19	46.81	0
6	0.96	12.27	0.06	0.00	53.45	46.86	0
7	0.95	0.03	17.06	0.00	53.49	63.92	0
8	0.93	14.16	0.09	0.00	67.65	64.01	0
9	0.92	0.02	5.9	0.00	67.66	69.91	0
10	0.89	0.01	1.07	0.00	67.68	70.98	0
...
62	0.19	0.00	2.38	0.00	94.9	77.81	0

IX.3.4. Période propre

Après le calcul des modes propres :

- **T = 1.02 s** pour le sens longitudinal.
- **T = 0.98 s** pour le sens transversal

IX.3.5. Combinaison des réponses modale

Dans une direction donnée, les sollicitations E_i , issues de chacun des modes i (efforts, déplacements, contraintes...) sont alors combinées en utilisant la Combinaison Quadratique Complète (méthode (CQC)). Cette méthode est intégrée dans le logiciel de calcul.

$$E = \sqrt{\sum_i \sum_j E_i r_{ij} E_j}$$

r_{ij} : facteur de corrélation calculé en fonction de l'amortissement et le rapport des périodes propres des deux modes i et j .

IX.3.6. Combinaison des composantes de l'action sismiques

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

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

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

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

IX.3.7. RESULTATS

IX.3.7.1. Le déplacement maximal de l'ouvrage

En utilisant les résultats donnés par le logiciel de calcul, et en appliquant les trois paragraphes ci-dessus, on calcule les réactions longitudinales et transversales à la base de chaque fût, aussi que les déplacements longitudinaux et transversaux des tabliers sur chaque appui. Les efforts horizontaux appliqués sur les appareils d'appui sont calculés par :

$$F_L = K_L \times U_L \quad \text{et} \quad F_T = K_T \times U_T \quad \text{Tous les résultats sont donnés à l'ANNEXE E.}$$

- Le déplacement maximal dans le sens longitudinal $U_x = 4.01\text{cm}$.

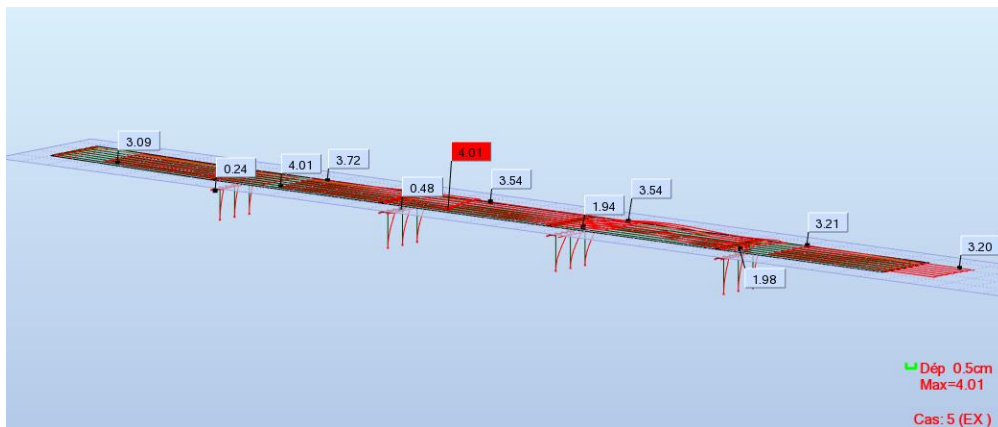


Figure IX. 7 : Déplacement de l'ouvrage dans le sens longitudinal.

- Le déplacement maximal dans le sens transversal est de $U_y = 4.14\text{ cm}$.

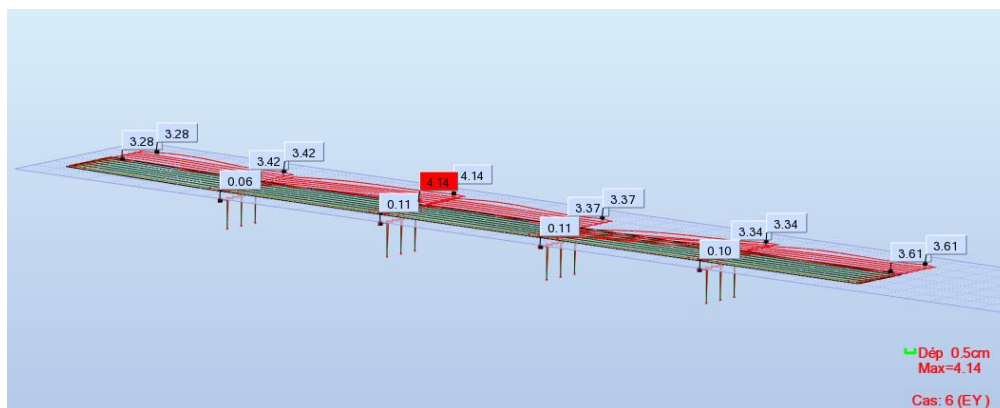


Figure IX. 8 : Déplacement de l'ouvrage dans le sens transversal.

IX.3.7.2. Sollicitations défavorables

Après introduction des combinaisons de charge dans le logiciel robot on a trouvé les sollicitations défavorables pour chaque fut.

Les figures suivantes présentes les extrêmes globaux des sollicitations pour chaque fut de la pile 3 à la combinaison sismique défavorable.

- Sens longitudinal avec : $E = E_x + 0.3 E_y$

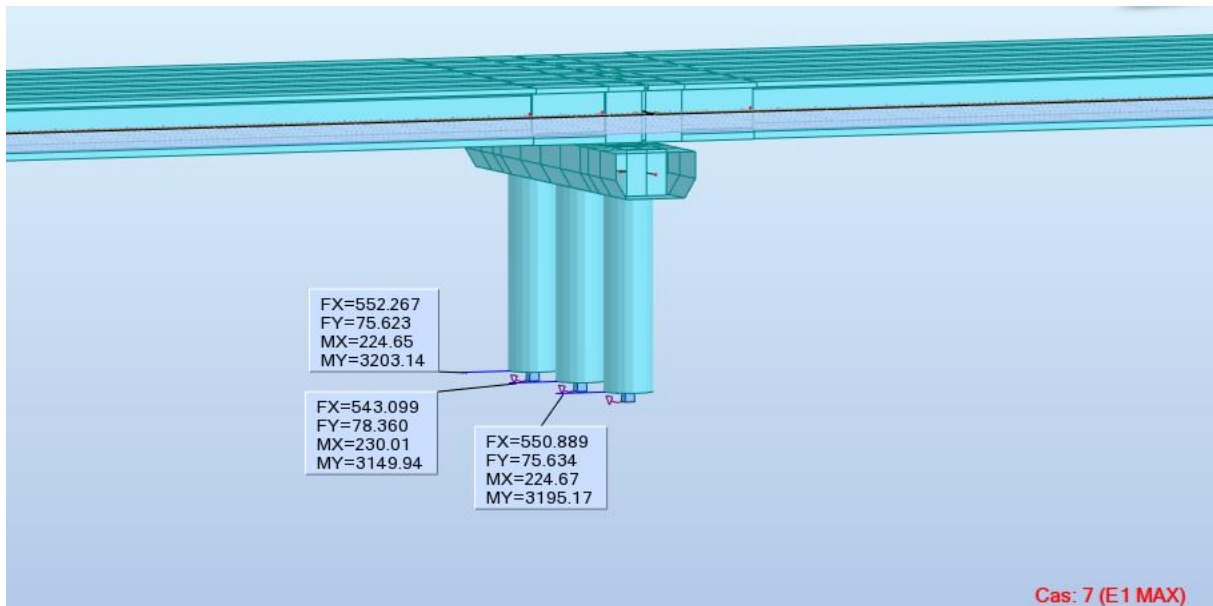


Figure IX. 9 : Les sollicitations pour chaque fut de la pile 13 dans le sens longitudinal.

- Sens transversal avec : $E = E_y + 0.3 E_x$

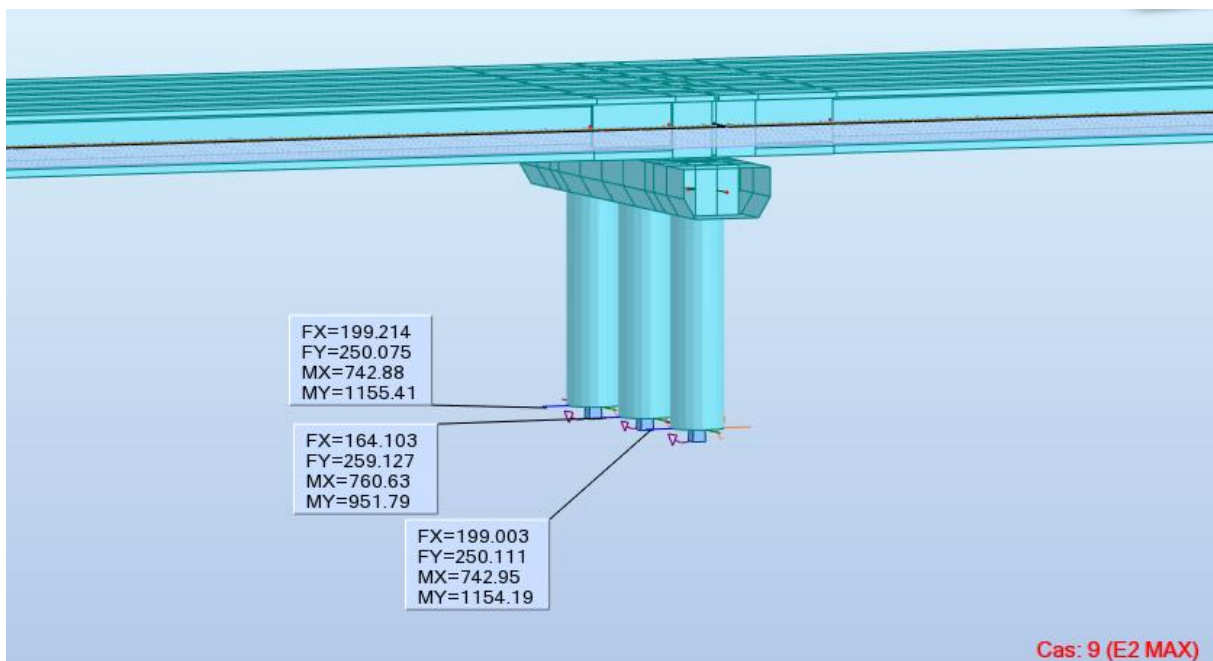


Figure IX. 10 : les sollicitations de chaque fut de la pile 13 dans le sens transversal.

IX.4. Vérifications du dimensionnement selon l'RPOA

Suivant l'RPOA il y a quatre types de vérification pour les appareils d'appuis en élastomère fretté :

IX.4.1.1. Résistance à la compression

$$\sigma_{AP} = \frac{N_{\max}}{a \times b}$$

Application numérique

$$\sigma_{AP} = \frac{1.258}{0.35 \times 0.25} = 14.38 \text{ MPa}$$
$$14.38 \leq \sigma_{adm} = 20 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérfifié.}$$

IX.4.1.2. Sécurité au flambement

On doit vérifier :

$$\gamma_s \times Pu \leq Pc$$

Avec :

- γ_s : le coefficient de sécurité, $\gamma_s = 3$.
- Pu : la valeur maximale des charges verticales à l'ELU.
- $Pc = 4 \times G \times B \times S^2 \times d/h$: la charge critique de flambement.
- $G = 0.9 \text{ MPa}$
- B : l'aire nominale de l'appui.
- d : la somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur de caoutchouc.
- h : la hauteur totale de l'appareil d'appui.
- S : le facteur de forme, $S = \frac{a b}{2 t (a + b)}$

Application numérique

$$S = \frac{350 \times 250}{2 \times 10 (350 + 250)} = 7.29$$

$$d = 0.10 + 0.03 = 0.13 \text{ m}$$

$$h = 0.065 \text{ m}$$

$$B = 0.25 \times 0.35 = 0.0875 \text{ m}^2$$

$$Pc = 4.47 \text{ MN}$$

$$Pu = 1.26 \text{ MN}$$

$$\gamma_s \times Pu = 3 \times 1.26 = 3.77 \text{ MN}$$

$$\gamma_s \times Pu \leq Pc \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

IX.4.1.3. Limitation de la distorsion dans le sens longitudinal

On doit vérifier : $\delta = \tan.\gamma < \delta_c$

La distorsion δ des appareils d'appuis doit être limitée à une valeur critique δ_c .

$$\delta_c = 0.7 + 4 (\delta_0 - 0.7) \cdot (0.25 - p) \text{ Si } p \leq 0.25$$

$$\delta_c = 1.4 (1 - 2p) \text{ Si } p > 0.25$$

avec :

- $p = Pu/Pc$
- $\delta_0 = c/Tq$
- $\delta = d/Tb$
- c : le plus petit côté pour un appui rectangulaire ($c = 250$ mm).
- δ : la distorsion de l'appareil d'appui.
- d : déplacement horizontal.

Application numerique

$$P = \frac{1.2}{4.47} = 0.28MN$$

$$P > 0.25 \rightarrow \delta_c = 1.4 (1 - 2 \times 0.283) = 0.6176$$

$$\delta_0 = \frac{250}{50} = 50 > 2, \text{ on prend } 2$$

$$\delta = \frac{40.1}{65} = 0.616$$

$$\delta < \delta_c \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

IX.4.1.4. Condition de non glissement :

On doit vérifier que la force horizontale

$$H < F \times N_{\max} \text{ et } F = 0.1 + \left(\frac{0.6}{\sigma_m} \right)$$

- N : est l'effort de compression vertical.
- f : est le coefficient de frottement.

Application numerique

Cas piles :

$$N = 0.7154 \text{ MN}$$

$$\sigma_m = 8.1762 \text{ MPa ;}$$

$$f = 0.1754 \text{ H} = 0.139 \text{ MN}$$

$$H < 0.1754 \times 0.7154 = 0.1240 \text{ MN}$$

\rightarrow Condition non vérifiée.

Donc on doit placer des dispositifs de non-glissement au niveau de la pile et la culée

IX.5. 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. Leur étude est faite suivant le guide SETRA.

IX.5.1. Dimensionnement des dés d'appuis au niveau de la pile et la culée

La hauteur des bossages devra compenser la dénivellation entre l'intrados du tablier et la face supérieure des appuis. Pour notre ouvrage, et puisqu'il présente des dénivellations longitudinalement et transversalement (dévers), alors cette hauteur sera variable en gardant **une valeur minimale de 10 cm.**

Tableau VII.2 : Dimensionnement des dés d'appui.

Dimension	dé d'appui sur culées	dé d'appui sur piles
$a_1 = b_1$ (cm)	60	60
h_{\min} (cm)	10	10
h_{\max} (cm)	12	18.5

IX.5.2. Ferrailage des dés d'appuis

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

➤ Armatures de chainage :

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

Ces armatures de chainage sont généralement disposées en une seule nappe ancrée aux extrémités soit par boucle à plat soit dans le corps de fût.

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

- N : réaction maximale.
- σ_s : contrainte limite des armatures d'acier. $\sigma_s = 500/1.15 = 435$ MPa.

➤ Armatures horizontales :

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

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

➤ Frette supérieure :

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

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

➤ **Frette inférieure :**

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

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

Application numerique

$$A_c = 7.22 \text{ cm}^2, \text{ soit } 5\text{HA}14.$$

$$^2 A_h = 3.61 \text{ cm}^2, \text{ soit } 4\text{HA}12.$$

$$A_s = 1.15 \text{ cm}^2, \text{ soit } 4\text{HA}8.$$

$$A_i = 2.89 \text{ cm}^2, \text{ soit } 4\text{HA}10.$$

IX.6. JOINT DE CHAUSSEE

Les tabliers des ponts subissent des variations dimensionnelles longitudinales dues à des variations de température, du retrait, du fluage et des déformations d'exploitation. Il convient de rendre le tablier librement dilatable, donc de ménager un jeu à ses ou à une de ses extrémités. Les joints sous ballaste sont conçus et réalisés pour assurer la continuité de la circulation

IX.6.1. Calcul de souffle

Le souffle d'un joint est le déplacement relatif maximal prévisible des deux éléments en regard, mesuré entre leurs deux positions extrêmes. On ne s'intéresse qu'à la composante longitudinale de ce déplacement. Selon RPOA 2008, le dimensionnement est fait selon la combinaison suivante :

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

W : souffle total du joint.

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

W_T : souffle thermique.

W_S : le souffle sismique.

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

Le souffle sismique a été calculé lors du calcul des efforts séismiques ($W_S = 4.01 \text{ cm}$).

Donc :

$$W = 12 \text{ cm.}$$

IX.6.2. Type de joint

On choisit le type de joint de chaussée selon le souffle calculé, et en regardant le catalogue de joints de chaussée CIPEC, on constate que pour un souffle de 6.2 cm il faut considérer la famille de joints appelée Wd (souffles moyens), Ces joints sont de la famille des joints à dents en console.

Ils se composent de couples d'éléments indépendants à dents triangulaires moulés en alliage d'aluminium, livrés en longueur d'un mètre et disposés face à face. Une succession de couples d'éléments installés bout à bout forme la ligne de joint. Des fixations assurent l'ancrage des éléments métalliques aux structures.

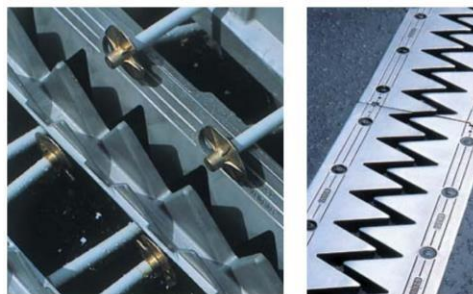


Figure IX. 11 Type de joint

Tableau IX. 9 : Calcul du souffle total.

Position du joint	C01	C02
$ X_i $ (m)	84.65	85.75
W_D (mm)	38.09	38.58
W_T (mm)	29.62	30.01
W_S (mm)	32.1	34.3
W (mm)	60.63	62.01
Type du joint	Wd80	Wd80

IX.7. CONCLUSION

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

CHAPITRE X



ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

CHAPITRE X : Etude de l'Infrastructure

X.1. INTRODUCTION

L'étude de l'infrastructure d'un ouvrage est l'une des options fondamentales du projet. Elle a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations. Un appui (pile ou culée) est défini essentiellement par ses caractéristiques géométriques et mécaniques. Ses caractéristiques doivent répondre aux exigences du franchissement. On va traiter dans ce chapitre des différentes étapes de dimensionnement de l'infrastructure du pont.

X.2. ETUDE DE LA PILE

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

X.2.1. Conception de la pile

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

Pour notre ouvrage, Nous avons opté pour la solution d'un modèle de base B, piles composées des colonnes (3 fûts) avec une section circulaire, surmontés par un chevêtre.

Tableau X. 1 : Implantation et hauteurs des piles.

N° pile	PK (Km)	Type Fondation	Côte (m)	H _{moy} fûts (m)	H _{moy} colonne (m)
P1	00 + 415.316	Profonde	94.80	5	6.3
P2	00 + 449.416	Profonde	94.35	5.8	7.1
P3	00 + 483,516	Profonde	93.70	5.8	7.1
P4	00 + 517.616	Profonde	93.43	5.8	7.1

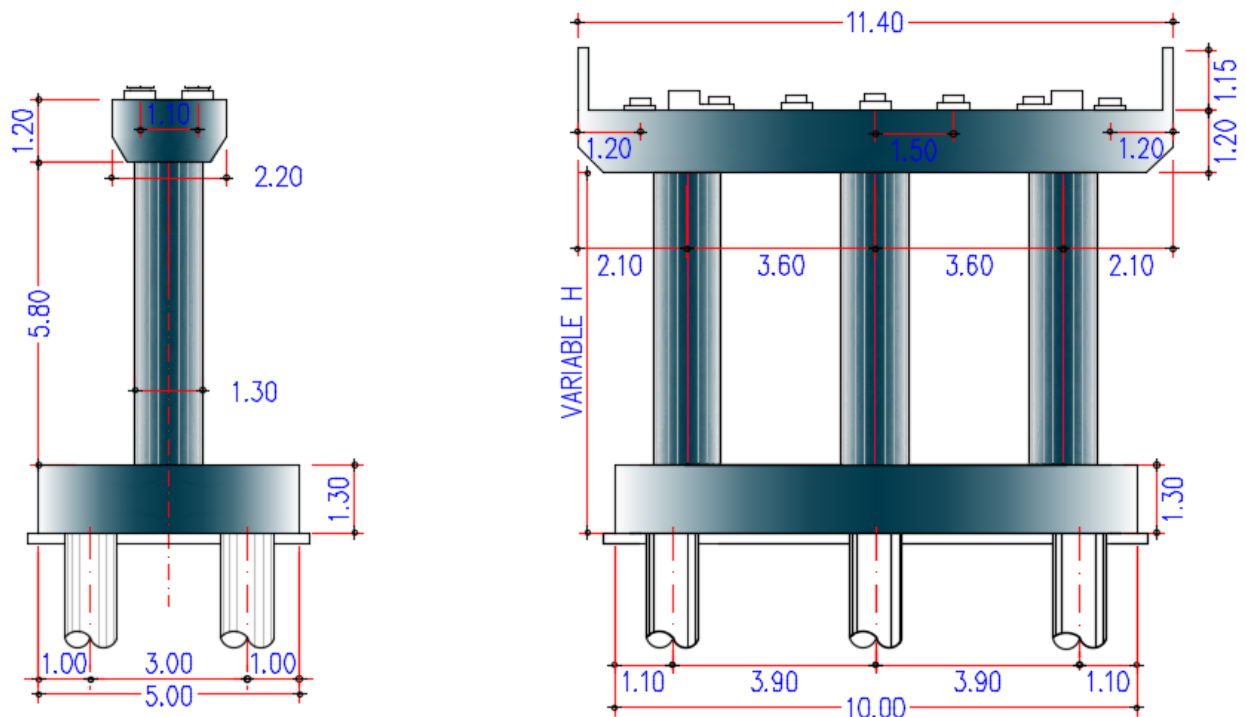


Figure X. 1: Dimensions des piles les plus hautes

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

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

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

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

$$l_f = 0.7 \times l_0 \quad (l_0 \text{ est la hauteur du fût}).$$

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

Tableau X. 2: Vérification du flambement de piles la pile haute.

Appuis	l_f (m)	i_y (m)	i_x (m)	λ_y	λ_x
Pile 03	4.06	0.325	0.325	12.492	12.492

→ Pas de risque de flambement

X.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.

X.2.2.1. Efforts statiques :

Tableau X. 3 : Evaluations des efforts statiques des piles les plus sollicitées.

Sollicitations	Charge	Pile 03
Vertical (KN)	G (chevêtre / pleine)	752.4
	G (fût)	577.39
	G (Tablier)	7127.40
	A(l)	1205.00
	Bc	1118.79
	Mc 120	1089.68
	D240	1760.00
Horizontal Longitudinal (KN)	Freinage Bc	180.00
	Freinage A(l)	115.29
	Température	63.03
	Fluage + Retrait	100.05
Moment longitudinal (KN.m)	Freinage Bc	898.82
	Freinage A(l)	356.21
	Température	523.17
	Fluage + Retrait	830.43

X.2.2.2. Efforts sismiques

Conformément à l'étude sismique réalisée au chapitre précédent, les réactions à la base de chaque fût sont calculées et donnés à l'Annexe C. On donne ci-dessous les cas les plus défavorables :

Tableau X. 4 : Réactions et moments dus au séisme à la base de chaque fût.

Réactions	Pile 03
R _v (KN)	90.621
R _L (KN)	552.267
R _T (KN)	75.623
M _L (KN.m)	224.67
M _T (KN.m)	3203.24

X.2.2.3. Combinaisons des efforts

Les combinaisons les plus défavorables sont les suivants :

$$\text{ELS ; } G+1.2Bc+0.6T$$

$$\text{ELU ; } 1.35G + 1.6Bc + 0.9 \Delta T + D$$

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

Tableau X. 5 : Combinaison A ELS des efforts à la base de fût.

combinaisons	Réaction				
	R _v (KN)	R _L (KN)	R _T (KN)	M _L (KN.m)	M _T (KN.m)
ELA	299.973	199.214	250.075	742.88	1155.41

Tableau X. 6: Combinaison A ELS des efforts à la base de fût.

	N	H	MH	MV	M	1ère file	2ème file
						R ₁	R ₂
G	10082.19	137.87	1144.33	0.00	1144.33	1553.22	1807.51
G+1.2A1+0.6T	11528.19	276.22	2292.59	0.00	2292.59	1666.63	2176.10
G+1.2Bc+0.6T	11424.73	353.87	4085.39	0.00	4085.39	1450.19	2358.05
G+Mc120+0.6T	11171.86	137.87	1144.33	0.00	1144.33	1734.83	1989.13
G+D240+0.6T	11842.19	137.87	1144.33	0.00	1144.33	1846.55	2100.85

Tableau X. 7: Combinaison A ELU des efforts à la base de chaque fût

	N	H	MH	MV	M	1ère file	2ème file
						R ₁	R ₂
1,35G	13610.95	191.80	1591.94	0.00	1591.94	2091.61	2445.37
1.35G+1.6A1++0.9T	15538.96	376.26	3122.95	0.00	3122.95	2242.83	2936.82
1.35G+1.6Bc+0.9T	15401.02	479.80	3982.34	0.00	3982.34	2124.35	3009.32
1.36G+1.35Mc120+0.9T	15986.95	191.80	1591.94	0.00	1591.94	2487.61	2841.37
1.35G+1.35D240+0.9T	13610.95	191.80	1591.94	0.00	1591.94	2091.61	2445.37

X.2.3. Ferrailage des éléments de la pile

Le détail de calcul est présenté dans l'ANNEXE D.

X.2.3.1. Ferrailage de chevêtre

➤ Dimensionnement à la flexion

Le chevêtre est sollicité principalement par un moment longitudinal et un effort tranchant.

Les résultats de calcul des efforts internes sont donnés aux diagrammes suivants :

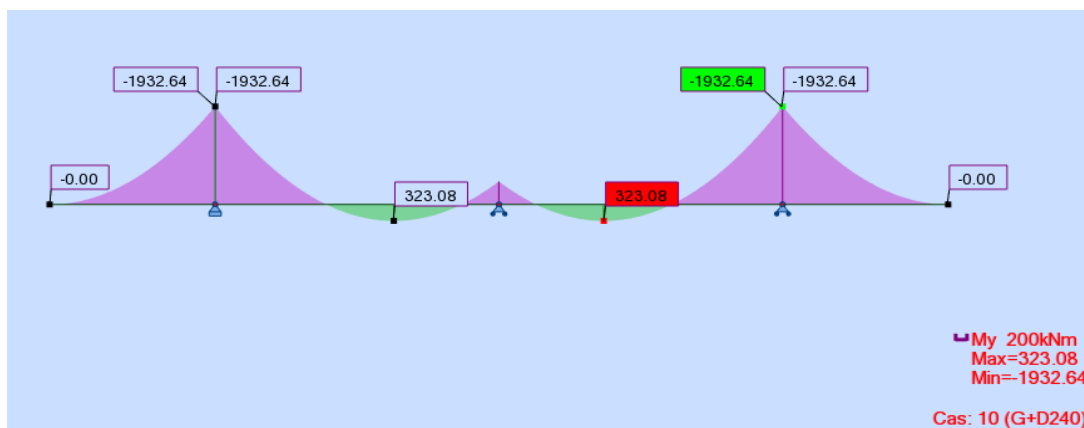


Figure X. 2 : Moment fléchissant maximal sous la combinaison G+ D240

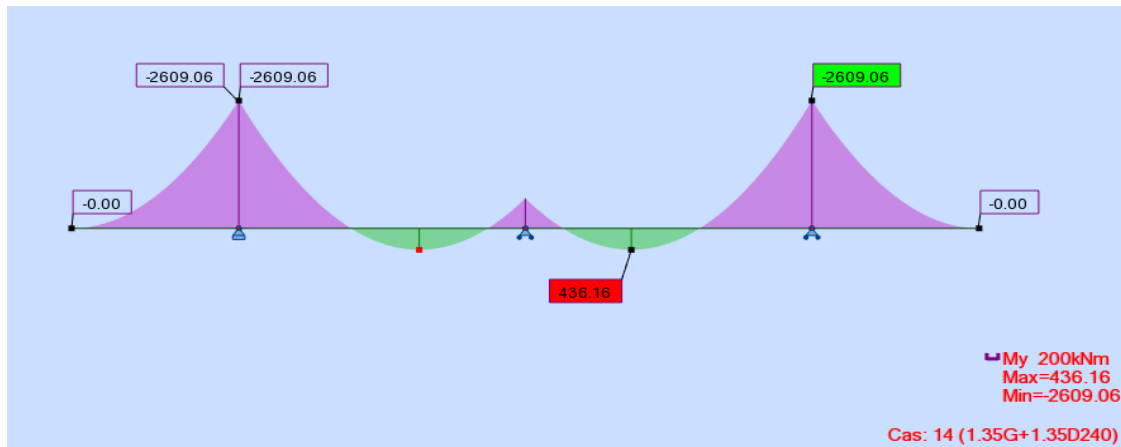


Figure X. 3 : Moment fléchissant maximal sous la combinaison 1.35G+1.35D240.

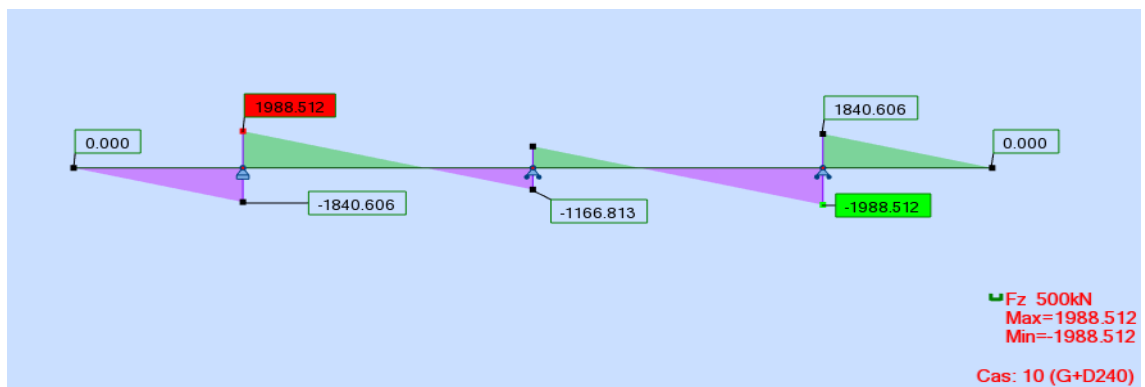


Figure X. 4 : Effort tranchant maximal sous la combinaison G+D240.

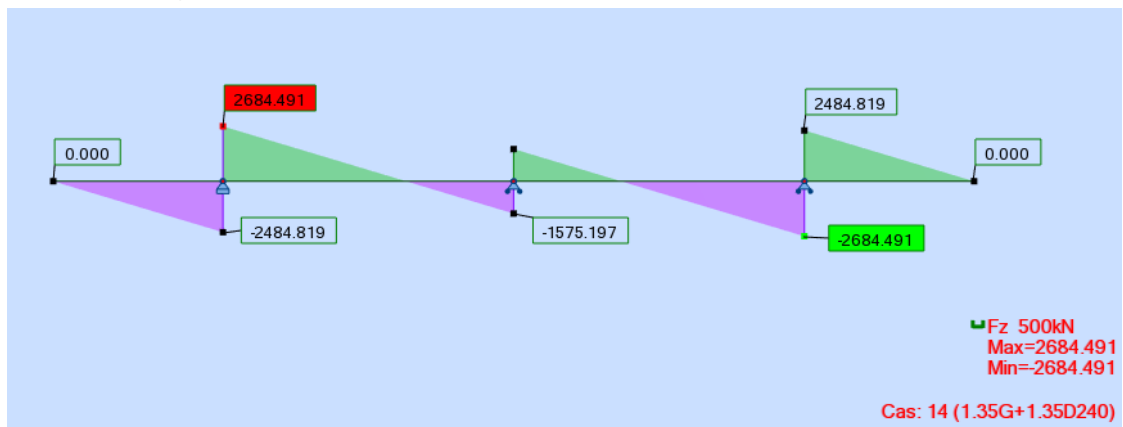


Figure X. 5 : Effort tranchant maximal sous la combinaison 1.35G+1.35D240 .

Les résultats de ferrailage sont donnés au tableau ci-dessous (voir ANNEXE D)

Tableau X. 8 : Ferrailage de chevette.

Armature		Effort ELS	Effort ELU	As (cm ²)	Ø (mm)	e (cm)
longitudinale	Nappe sup	1 932.64	2 609.06	74.3	16HA25	15
	Nappe inf	323.08	436.16	24.9	16H16	15
transversale		1 988.51	2 684.49	3.08	HA16	15/20

➤ Dimensionnement a la torsion

L'excentricité de l'application des charges par rapport au plan de symétrie est $e = 0,55$ m. Pour déterminer le ferrailage nécessaire pour résister aux efforts de torsion, on considère une section rectangulaire ayant la hauteur du chevetre, et dont la largeur L_t est limitée par :

$$L_t = L_c \quad \text{si } L_c \leq \Phi + H_c$$

$$L_t = L_c + \Phi \quad \text{si } L_c > \Phi + H_c$$

Application Numérique :

$$L_c = 2.2\text{m}$$

$$H_c = 1.2\text{m}$$

$$\Phi = 1.3\text{m}$$

$$L_t = L_c = 2.2\text{m}$$

La contrainte tangente de torsion donnée par :

$$\tau_b = \frac{C}{2 \Omega b_n}$$

b_n : l'épaisseur de la paroi de la section creuse équivalente, $b_n = H_c/6$;

C : moment de torsion maximal par ml ;

Ω : l'aire du torsion, $\Omega = (H_c - b_n) \times (L_t - b_n)$

Evaluation de moment de torsion C

- Phase de construction

$$C_1 = P_G \times e$$

Application Numérique :

$$P_G = 154.89 \text{KN/ml}$$

$$e = 0.55\text{m}$$

$$C_1 = 85.19 \text{ KN.m/ml}$$

- Phase service

$$C_1 = P_{D240/1V} \times e$$

Application Numérique :

$$P_{D240/1V} = 154.39 \text{KN/ml}$$

$$e = 0.55\text{m}$$

$$C_2 = 84.91 \text{ KN.m/ml}$$

$$C = \max(C_1; C_2) = 85.19 \text{ kN.m/ml}$$

Ferraillage longitudinale :

$$A_s = \frac{1}{\sigma_a} \times \frac{C \times P}{2\Omega}$$

P : périmètre du chevêtre

$\bar{\sigma}_a$: Contrainte admissible de l'acier

Application Numérique :

$$\Omega = 2\text{m}^2$$

$$C = 0.55\text{m}$$

$$\sigma_a = 333.33\text{MPa}$$

$$P = 6.4\text{m}$$

$$A_s = 4.05 \text{ cm}^2$$

On opte pour 5HA 14, avec un espacement de 20 cm

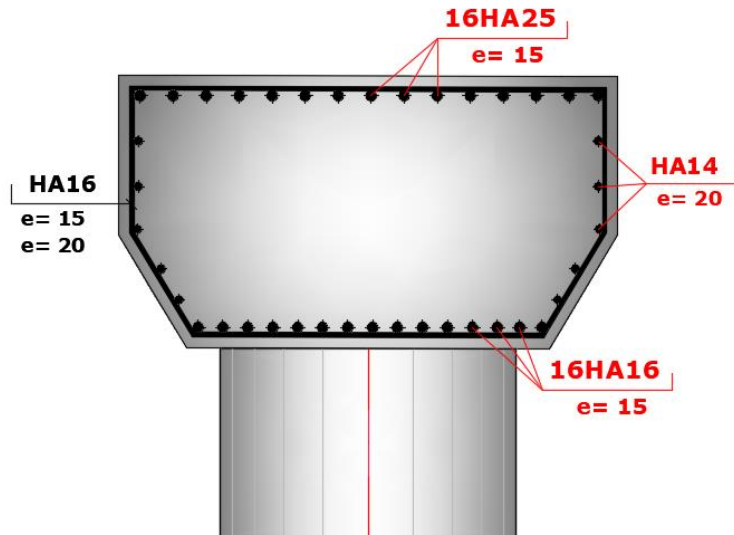


Figure X. 6 : Ferraillage de chevêtre .

X.2.3.2. Etude des fûts

La colonne est un élément qui est encastré à la base dans la semelle et qui travaille à la flexion composée déviée. Les résultats de ferraillage sont les suivants (voir ANNEXE F) :

La colonne est un élément qui est encastré à la base dans la semelle, il travaille à la flexion composée déviée. Il est sollicité essentiellement aux : charges permanentes, poids propres de la superstructure et les efforts sismiques. Les colonnes présentent les dimensions suivantes :

- Diamètre des colonnes : $D = 1,30 \text{ m}$.
- Hauteur moy : $H = 5,60 \text{ m}$.
- Entraxe : $E = 5,00 \text{ m}$.

➤ Ferrailage des fûts à ELS

Le fût est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée.

Sollicitations les plus défavorables : **Voir ANNEXE C**

- **ELS** : $M_{max} = 1\,722,76$ kN.m/fût $N_{cors} = 4\,803,64$ kN/fût
- **ELU** : $M_{max} = 1\,679,30$ kN.m/fût $N_{cors} = 6\,473,72$ kN/fût
- **ELA** : $M_Y = 1\,155,41$ kN.m/fût $M_X = 742,88$ kN.m/fût $N_{cors} = 299,973$ kN/fût
 $R_Y = 250,075$ kN/fût

Tableau X. 9 : Ferrailage de chevêtre.

Armature	Efforts/ fût	ELS	ELU	ELA	As(cm ²)	n	Ø (mm)	e (cm)
Longitudinal	R_v(KN)	4 803.64	6 473.72	250.075	132.7	28	25	15
	M_z(KN.m)	1 722.76	1 679.30	742.88				
	M_y(KN.m)	0.00	0.00	1 155.41				
Transversale	R(KN)	117.96	159.93	871.99	4.02	2	16	25 corn 13 critq

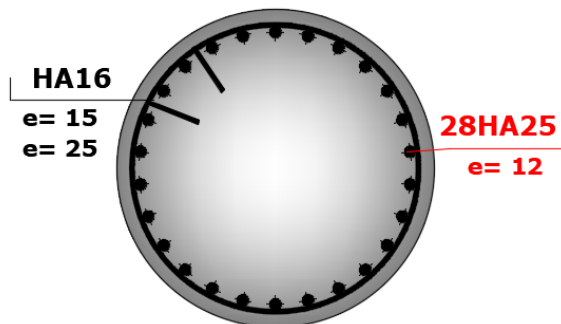


Figure X. 7 : Ferrailage des colonnes des fûts .

X.2.1. Etude de fondation

X.2.2. Ferrailage de la semelle

Pour le ferrailage de la semelle on utilise la méthode des bielles, conditionnée par :

$$\begin{cases} \alpha \geq 45^\circ \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$$

Avec :

$h = H - d' = 1.2m$, $d' = 10$ cm ;

$L = 3m$ entraxe entre les pieux ;

$b = 1.3m$ épaisseur de mur frontal

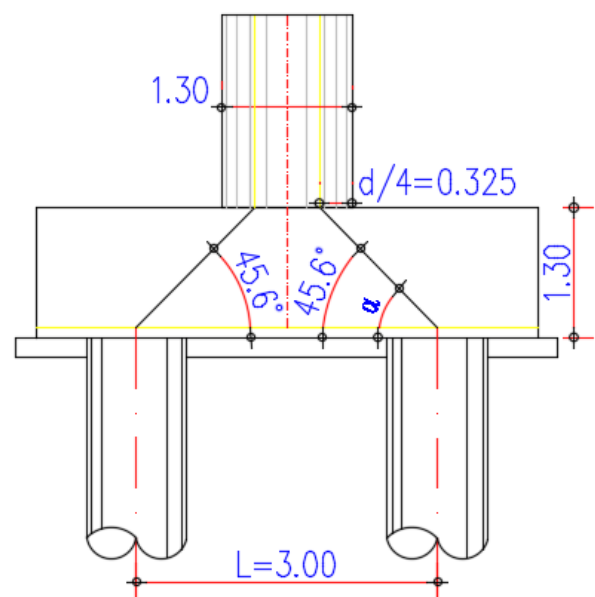


Figure X. 8 : Application de la Méthode de Bielle

A partir de Figure VIII.8 on tir les données suivantes :

$$\frac{L}{2} - \frac{b}{4} = 1,175 \text{ m} < 1.2 \text{ m} \checkmark$$

$$\alpha_1 = 45.6^\circ \geq 45^\circ \checkmark$$

$$\alpha_2 = 45.6^\circ \geq 45^\circ \checkmark$$

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

$$A_s = \frac{N_1}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{\left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4}\right)}{h}$$

Avec : $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} f_e$

NB : Pour évaluer les efforts à la base de la semelle, on ajoute les effets de poids, d'inertie et de distance engendrés par la semelle en suivant les transformations. Mais dans notre cas on a une Force sismique faible (zone I) alors il y aura pas un grand changement entre la réaction à la base de futs et à la base de la semelle.

Application numérique :

$$\begin{aligned} N_{\text{Max-ELS}} &= 2.36 \text{ MN} \\ N_{\text{Max-ELA}} &= 299.67 \text{ kN} \\ \bar{\sigma}_{a\text{-ELS}} &= 333,33 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{a\text{-ELA}} &= 500 \text{ MPa} \\ A_{\text{S-ELS}} &= 69.27 \text{ cm}^2 \\ A_{\text{S-ELA}} &= 58.55 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Donc $A_s = 69.27 \text{ cm}^2$

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur (L) telle que : $L = H + \Phi_{\text{pieu}} = 3 + 1,2 = 2.5 \text{ m}$.

Qui donne les sections suivantes : $A_{\text{S-ELS}} = 27.70 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

D'après RPOA (article 7.6.1) l'armature sollicité aux tractions doit avoir un pourcentage minimum de $0.15\% < p_g < 1.5\%$ pour la **zone I** qui nous donne :

Application numérique

$$0.15\% \times h \times 1\text{ml} = 19.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On opte : $A_s = 27.70 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Armatures transversales inférieure

- $A_s = 27.70 \text{ cm}^2/\text{ml}$; Soit : HA25, avec un espacement de 17 cm.

Armatures longitudinales inférieure

- $A_{s1} = A_s/2 = 13.85 \text{ cm}^2/\text{ml}$; Soit : HA20, avec un espacement de 20 cm.

Armatures transversales supérieure

- $A_{s2} = A_s/3 = 9.236 \text{ cm}^2/\text{ml}$; Soit : HA16, avec un espacement de 20 cm.

Armatures longitudinales supérieure

- $A_{s3} = A_s/4 = 6.927 \text{ cm}^2$; Soit : HA14, avec un espacement de 20 cm.

Armatures latérales

- $A_{s4} = A_s/10 = 2.771 \text{ cm}^2$; Soit : HA14, avec un espacement de 15 cm.

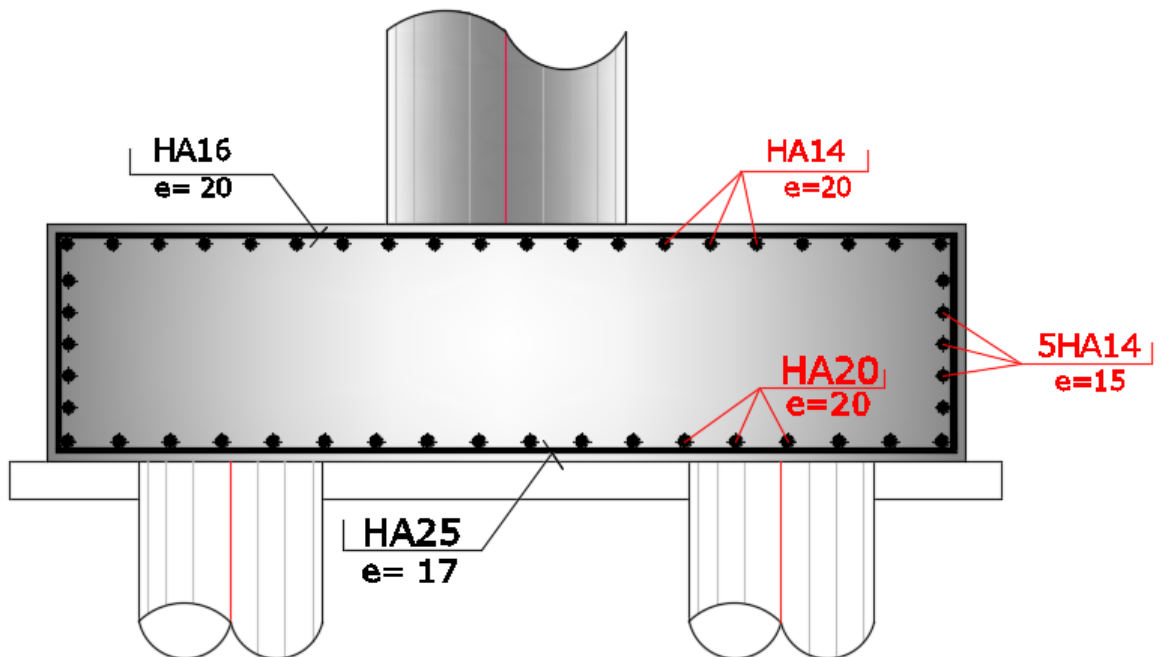


Figure X. 9 : Ferrailage de la semelle

X.2.2.1. Etude des pieux

➤ Nombre des pieux :

Le nombre de pieux est en fonction de la capacité portante d'un pieu donné par le rapport géotechnique et l'effort vertical du au tablier et la culée.

$$n_p = \frac{N_{\max}}{Q_p}$$

N_{\max} : L'effort normal maximal à l'ELS ;

Q_p : Capacité portante d'un pieu à l'ELS à 12 ml.

Application numérique :

$$N_{\max} = 11365.96$$

$$Q_p = 3874.95$$

$$n_p = 3$$

On prend : **6 pieux** de 12 m de profondeur. ✓

➤ **Effort revenant à chaque pieu :**

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_{x \times Y}}{\sum Y^2} \pm \frac{M_{y \times X}}{\sum X^2}$$

n : Nombre des pieux ;

N : Effort normal ;

M_x, M_y : Moments dans les sens x,y ;

X,y : La distance des pieux par rapport à l'axe de la semelle.

Sollicitations les plus défavorables

- ELS: $N_1 = 1\,846,55$ kN
 $N_2 = 2\,100,85$ kN
- ELU: $N_1 = 2\,487,91$ kN
 $N_2 = 2\,841,37$ kN

➤ **Actions sur les pieux**

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

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

b : Diamètre du pieu ;

C_u : Module de réaction du sol ;

y : Déplacement en tête du pieu.

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

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

α : Longueur élastique du pieu ;

Calcul du Coefficient d'amortissement du module de WARNER λ :

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

E : module d'élasticité du béton ;

I : moment d'inertie du pieu ;

b : longueur du pieu.

Application numérique :

$$C_u = 30 \text{ MN/m}^3$$

$$E = 33\,000 \text{ MPa}$$

$$b = 1,00 \text{ m}$$

$$I = 0,0491 \text{ m}^4$$

$$\lambda = 0,261$$

$$\text{D'où : } \lambda L = 3,13$$

D'où, en tire les valeurs de (X_{ϕ}^H, X_{ϕ}^M) pour $\lambda \times L = 3,13$ à partir du tableau WERNER.

$$\lambda L = 3.13 \rightarrow \begin{cases} X_{\phi}^H = 1,17 \\ X_{\phi}^M = 1,49 \end{cases}$$

Effort tranchant en tête du pieu :

ELS: $H_{Max} = 353,87 \text{ kN}$ $\bar{P} = 58,97 \text{ kN}$

ELU: $H_{Max} = 479,80 \text{ kN}$ $\bar{P} = 79,97 \text{ kN}$

ELA : $H_{Max} = 120.03 \text{ kN}$ $\bar{P} = 20.005 \text{ kN}$

Moments fléchissant :

Le moment en tête du pieu donné par la relation suivante :

$$\bar{M} = -\frac{X_{\phi}^H}{X_{\phi}^M} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

ELS: $M = -178.41 \text{ kN.m}$ $N_{COR} = 1450.19 \text{ KN}$

ELU: $M = -241.90 \text{ kN.m}$ $N_{COR} = 2091.61 \text{ KN}$

ELA: $M = -362.81 \text{ kN.m}$ $N_{COR} = 3369.83 \text{ KN}$

➤ Ferrailage des pieux

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée.

Section d'acier :

- Avec Robot expert $A_s = 78.5 \text{ cm}^2$ Donc : on prend 25 HA20 ($A_s = 78,54 \text{ cm}^2$), esp = 11 cm

Cerces transversales :

- Avec Robot expert : 2 Cerce H14, esp = 15 cm dans les zones critiques ($2d=2m$) et 30 cm dans les zones courantes.

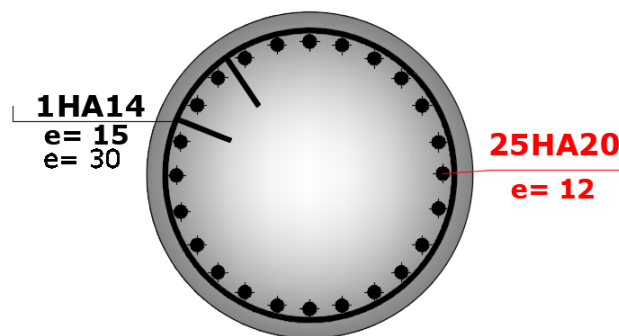


Figure X. 10 : Ferrailage du pieu.

X.3. ETUDE DE LA CULEE

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

X.3.1. Conception des culées

X.3.1.1. Choix de type de culée

On distingue trois types :

- Culées enterrées sont noyées dans le remblai d'accès à l'ouvrage.
- Culées remblayées constituées par un ensemble de murs ou voiles en béton armé.
- Culées creuses sous forme d'une boîte renversée.

On opte pour une culée remblayée (appui et soutien des remblais).

X.3.1.2. Eléments constituant une culée remblayée

Une culée remblayée a les éléments principaux suivants :

- Mur garde grève (sépare le remblai de l'ouvrage).
- Sommier d'appui (sur lequel repose l'about du tablier).
- Mur-cache (pour la protection des appareils d'appui).
- Mur de front (transmis les charges verticales et soutient le remblai).
- Mur en retour (porte les corniches et soutient le remblai).
- Corbeau arrière (sous forme de trapèze en arrière qui porte la dalle de transition).
- Corbeau avant (porte le joint de chaussée et dégage l'espace en dessous)
- Dalle de transition (pour la transition d'un milieu semi-rigide vers un autre rigide).
- La semelle (supporte le poids propre et les charges venantes du tablier).

X.3.1.3. Pré-dimensionnement de la culée

Tableau X. 10 : Pré-dimensionnement de la culée

	H(m)	Long(m)	Ep(m)/L
Semelle	1.30	11.80	5.00
Mur frontale	5.00	11.40	1.55
Dalle de transition	0.30	10.30	4.00
Corbeau	/	10.90	/
Mur de garde grève	2.00	11.40	0.30
Mur en retour	/	/	0.50

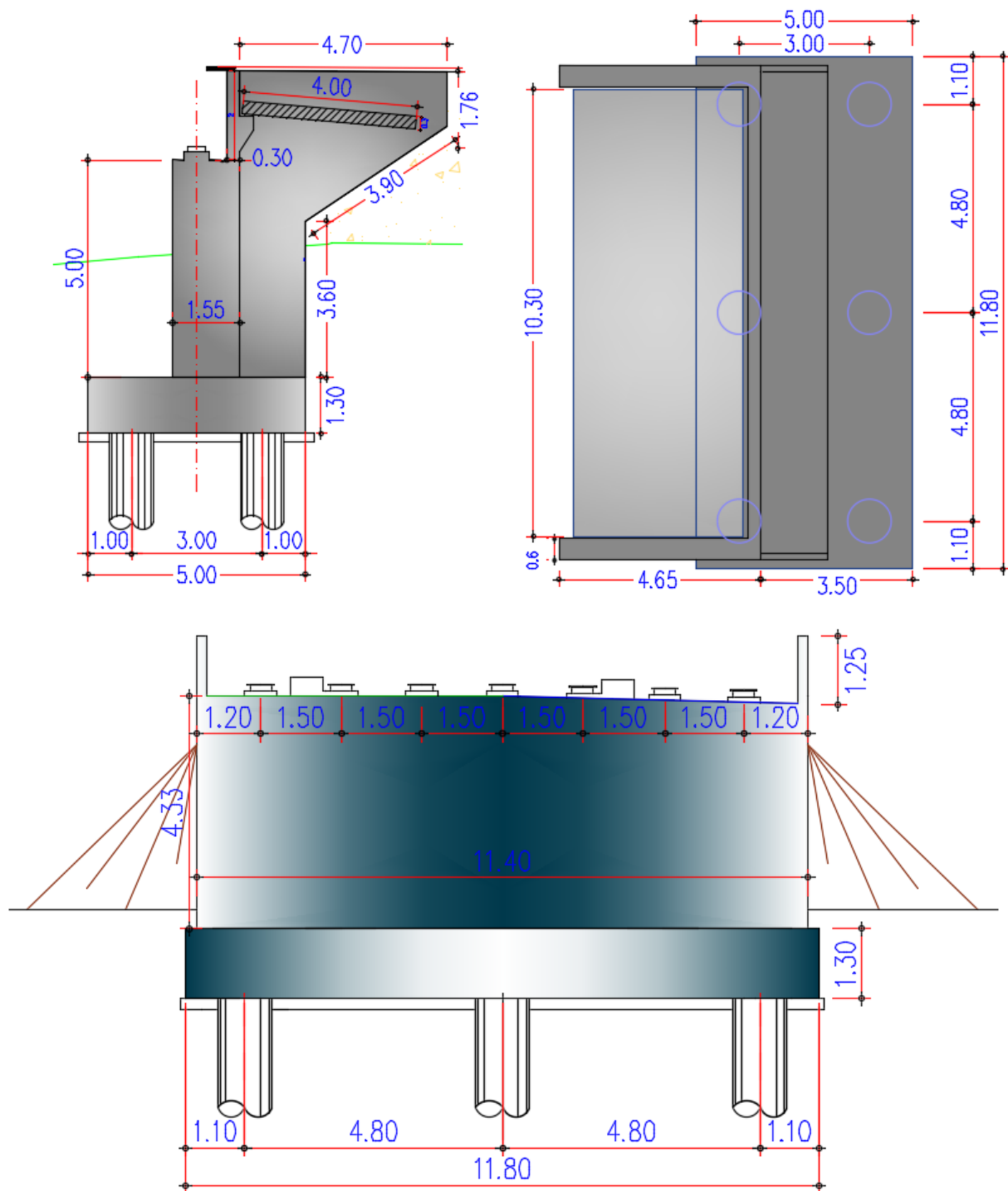


Figure X. 11: Dimensions de la culée 1.

X.3.2. Evaluation des efforts agissants sur les culées :

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

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

X.3.2.1. Evaluation des efforts issus du remblai et des surcharges :

➤ **Evaluation des charges statiques dues au remblai**

Le remblai d'accès sollicite la culée par son poids propre et par une poussée statique s'exerçant à une hauteur H/3 selon un diagramme de pression triangulaire. Elle est donnée par :

$$F_h = \frac{1}{2} \gamma k_a H^2$$

γ : est la masse volumique de remblai ; $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$

H : est la hauteur totale de la culée ; $H = 8. \text{ m}$

K_a : coefficient de poussée dans le cas normal .

➤ **Evaluation des efforts dus aux surcharges**

Selon SETRA, une surcharge sur remblai $q = 10 \text{ KN/m}^2$ est appliquée sur le remblai d'accès. Cette surcharge provoque une poussée appliquée à mi-hauteur selon un diagramme rectangulaire. Elle est donnée par :

$$F_{ah} = \frac{qH}{\cos\beta} k_a$$

Tableau X. 11 : Calcul des efforts dus au remblai et des surcharges .

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH (y/o)	MFV/o	MFH/o
Poids des Terres Amont	2424.17	/	2.26	485	5478.62	/
Poussée des terres	/	2443.49	/	2.78	/	-6801.06
Poids Sur 10kN/m ²	497.96	/	1.75	/	871.43	/
Poussée Sur 10kN/m ²	/	325.15	/	4.18	/	-1357.50

X.3.2.2. Evaluation des efforts issus de la culée :

➤ **Efforts dus au poids propre des éléments de la culée**

Ils sont calculés tout simplement en multipliant le volume de chaque élément par le poids volumique de béton armé $\gamma_{BA} = 25 \text{ KN/ m}^3$, et en considérant leurs excentrement par rapport au point situé en bas de la semelle (coté du tablier).

Tableau X. 12 : Calcul des efforts dus au poids propre des culées.

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	MFV/o	MFH/o
Semelle	1917.50	/	0.00	0.65	0.00	/
Mur F	2208.75	/	0.21	3.79	463.84	/
DDT	151.50	/	3.04	7.32	460.56	/
Mur en R	273.45	/	2.65	5.75	724.64	/
Corbeau	43.20	/	1.11	6.99	47.95	/
MGG	171.00	/	0.84	7.33	143.64	/

CHAPITRE X : Etude de l'Infrastructure

X.3.2.3. Evaluation des efforts issus du tablier :

Les charges statiques et dynamiques issues du tablier sont :

Tableau X. 13 : Evaluation des charges statiques et dynamiques issues du tablier.

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	MFV/o	MFH/o
Rg	3563.70	/	0.00	/	0.00	/
R(Al)	1205.00	/	0.00	/	0.00	/
Rbc	1118.79	/	0.00	/	0.00	/
RMc120	1089.68	/	0.00	/	0.00	/
RD240	1760.00	/	0.00	/	0.00	/
Hf+r	/	100.05	/	6.30	/	630.33
HT°	/	63.03	/	6.30	/	397.11
Freinage AL	/	57.64	/	6.30		363.15
Freinage Bc	/	150.00	/	6.30		945.00

X.3.2.4. Combinaisons de charge

Tableau X. 14 : Combinaison des efforts.

		N(KN)	H(KN)	MH (KN.m)	MV (KN.m)	ΔM (KN.m)
ELS	G+0.6T+1	10753.27	2581.37	-7289.97	7319.25	29.28
	G+0.6T+1.2q	10753.27	2971.55	-8918.96	7319.25	-1599.71
	G+0.6T+1.2A(l)	12199.27	2650.54	-6854.18	7319.25	465.07
	G+0.6T+1.2Bc	12095.82	2761.366	-6155.97	7319.25	1163.28
	G+0.6T+Mc120	11842.94	2581.37	-7289.97	7319.25	29.28
	G+0.6T+D240	12513.27	2581.37	-7289.97	7319.25	29.28
ELU	1.35G+0.9T	14516.91	3490.52	-7973.09	9880.99	1907.89
	1.35G+0.9T+1.6q	69550.47	17943.63	-107406.37	114065.18	6658.81
	1.35G+0.9T+1.6 A(l)	72356.08	18071.08	-109228.95	114065.18	4836.23
	1.35G+0.9T+1.6 Bc	71985.75	18183.63	-110838.37	114065.18	3226.81
	1.35G+0.9T+1.35Mc120	71016.33	17943.63	-107406.37	114065.18	6658.81
	1.35G+0.9T+1.35D240	72025.05	17943.63	-107406.37	114065.18	6658.81

X.3.3. Etude sismique de la culée

X.3.3.1. Evaluation des charges sismique

On fait les calculs sur 3 cas favorables de séismes correspondant à :

- **1ème cas** : cas de séisme «horizontal ; 1+kv» $K_h = 0,20$
- **2ème cas** : cas de séisme «horizontal ; 1-kv » $K_h = 0,20$
- **3ème cas** : cas de séisme «vertical» $K_v = 0.3 \times k_h = 0,06$

➤ **Calcul du coefficient de poussée**

Dans les conditions sismiques, le coefficient de poussée sera déterminé par la formule de MONOBE- OKABE qui est citée dans le RPOA :

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

Avec :

$$\theta = \arctg\left(\frac{k_H}{1 \pm k_v}\right)$$

k_h : coefficient sismique horizontal ; $k_h = A = 0.12$

k_v : coefficient sismique vertical ; $k_v = 0.3 \times k_h = 0.04$

A : coefficient d'accélération de zone (voir chapitre précédent).

φ : Angle de frottement interne du remblai sans cohésion ; $\varphi = 30^\circ$

β : Angle que fait la surface du remblai avec l'horizontale ; $\beta(\text{Culée 02}) = 0^\circ$

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

Tableau X. 15: Calcul des coefficients de poussée possibles.

Cas	k_H	k_v	θ (°)	K_{ad}
Normal	0.00	0.00	0.00	0.33333
Séisme Horizontal + Vertical descendant	0.12	0.04	6.61	0.40769
Séisme Horizontal	0.12	0.00	6.84	0.41068
Séisme Horizontal + Vertical ascendant	0.20	- 0.04	7.10	0.41392

Tableau X. 16: Evaluations des charges sismique.

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH (y/o)	M _{FV} /o	M _{FH} /o
Semelle	69.03	230.10	0.00	0.65	0.00	149.57
Mur F	79.52	265.05	0.21	3.79	16.70	1004.54
DDT	5.45	18.18	3.04	7.32	16.58	133.08
Mur en R	9.84	32.81	2.65	5.75	26.09	188.68
Corbeau	1.56	5.18	1.11	6.99	1.73	36.24
MGG	6.16	20.52	0.84	7.33	5.17	150.41
Poids des Terres Amont	87.27	290.90	2.26	4.85	197.23	1410.87
Somme	258.82	862.75	/	/	263.49	3073.38

	N1 (kN)	V1 (kN)	M _v (Kn.m)	M _h (Kn.m)
Total	258.82	862.75	263.49	3073.38

➤ Evaluation des charges Sismiques dues à la poussée dynamiques des terres

La valeur de la poussée dynamique globale sous séisme, comportant à la fois les effets statiques et dynamiques de la poussée active des terres, et appliquée à mi-hauteur de mur, est donnée par la formule suivante :

$$F_{ah} = \frac{1}{2} \gamma(1 \pm k_v) H^2 K_{ad}$$

Tableau X. 17 : Charges Sismiques dues à la poussée dynamiques des terres

Cas	K_{ad}	F_{ah} (KN)	d_h (m)	M_h (KN.m)
Séisme Horizontal + Vertical descendant	0.40769	3 127.41	2.783	8 704.62
Séisme Horizontal + Vertical ascendant	0.41392	2 954.54	2.783	8 223.46

	N_2 (kN)	V_2 (kN)	M_h (Kn.m)
Pad Max	0.00	3127.41	8704.62
Pad Min	0.00	2954.54	8223.46

	N_C (kN)	V_C (kN)	M_C (Kn.m)
CAS 1	0.00	3990.16	11778.00
CAS 2	0.00	3817.28	11296.84
CAS 3	258.82	0.00	263.49

➤ Evaluation des charges Sismiques dues au tablier

Tableau X. 18 : charges Sismiques dues au tablier

Cas	F_{ah} (KN)	d_h (m)	M_h (KN.m)
Séisme Tablier	494.77	6.30	3117.04

	N_T (kN)	V_T (kN)	M_T (Kn.m)
CAS 1	0.00	4020.71	12183.48
CAS 2	0.00	3849.22	11718.98
CAS 3	258.82	0.00	263.49

X.3.4. Combinaison des efforts

On s'intéresse aux combinaisons suivantes :

- **P max - H + 0,3V**
- **P min - H - 0,3V**
- **P max + V - 0,3H**
- **P min - V - 0,3H**

Tableau X. 19: Combinaison des charges sismique

	N	V	M
P max - H + 0.3V	10830.92	4145.98	-5574.35
P min - H - 0.3V	10675.62	3974.48	-5267.94
P max + V - 0.3H	11012.09	1331.48	3138.53
P min - V - 0.3H	10494.44	1280.03	2750.90

X.4. Ferrailage des éléments de la culée

Le détail de calcul est présenté dans l'ANNEXE F.

X.4.1. Ferrailage du mur frontal

➤ Combinaison d'actions sur le mur frontal

- ELS:

$$M_{ELS} = G+0.6T+1.2Bc = 899.75 \text{ kN.m/ml.}$$

$$N_{cor} = 762.52 \text{ kN/ml.}$$

- ELU:

$$M_{ELU} = 1.35G+0.9T+1.6Bc = 1591.87 \text{ kN.m/ml}$$

$$N_{cor} = 883.91 \text{ kN/ml.}$$

➤ Ferrailage de mur frontal (Voir figure IX.12) :

- Section d'acier : avec logiciel de calcul on trouve $A_s = 30 \text{ cm}^2$.

On prend : **3HA25/ml + 2HA32** ; $A_s = 30.81 \text{ cm}^2$, $St = 20 \text{ cm}$.

- Armatures transversale :

$A_{st} = A_s/4 = 7.5 \text{ cm}^2$. On prend: **7HA12 /ml**, $St = 15 \text{ cm}$.

- Armatures de construction :

$A's = A_s/3 = 10 \text{ cm}^2$. On prend : **7 HA16/ml**, $St = 20 \text{ cm}$.

X.4.2. Ferrailage du 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 Bc .

➤ Evaluation des efforts :

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

- Moment des poussées des terres :

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

$$M_r = \frac{H \times P}{3} \quad P = \frac{1}{2} K_{ah} \times \gamma \times H^2 \times L$$

- **H** : hauteur des remblais, H = 2 m.
- **K_a** : coefficient de poussée des terres, K_a = 0.33.
- **L** : longueur des remblais, L = 1 m.

Application numérique :

$$\begin{aligned} P &= 11.88 \text{ KN/ml} \\ M_P &= 7.92 \text{ KN.m/ml} \\ M_{P-ELU} &= 10.69 \text{ KN.m} \\ M_{P-ELS} &= 7.92 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

- Moment dû à la force de freinage M_f Bc :

Le moment dû à la forme de freinage est donné par la formule suivante :

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

μ : coefficient de pondération, μ = 1.6 à l'E.L.U et μ = 1.2 à l'E.L.S .

Application numérique :

$$\begin{aligned} P &= 60 \text{ kN.} \\ M_{f-ELU} &= 90.35 \text{ KN.m} \\ M_{f-ELS} &= 67.76 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

- Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève :

Le moment d'encastrement à la base du mur garde grève aura pour expression la formule suivante :

$$M_f = \frac{12K}{0.75 + 2h} \int_0^h \frac{h-x}{(0.25+x)} dx$$

γ: coefficient de pondération. γ = 1,6 à ELU et 1,2 à ELS.

B_c : coefficient de pondération du système Bc.

h : hauteur de mur garde grève.

δ : coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai.

Application numérique

$$\begin{aligned} M_{f-ELU} &= 50.32 \text{ KN.m} \\ M_{f-ELS} &= 37.74 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

➤ **Combinaison d'actions sur le MGG :**

$$M_{ELS} = M_G + 1.2M_Q = 131.43 \text{ kN.m/ml.}$$

$$M_{ELU} = 1.35M_G + 1.6M_Q = 151.37 \text{ kN.m/ml.}$$

➤ Ferrailage de mur garde-grève (Voir figure IX.12) :

- Section d'acier : avec logiciel de calcul on trouve $A_s = 20.90 \text{ cm}^2$.

On prend : **5HA25/ml**; $A_s = 24.54 \text{ cm}^2$, $St = 20 \text{ cm}$.

- Armatures transversale :

$A_{st} = A_s/4 = 5.225 \text{ cm}^2$. On prend : **5HA12 /ml**, $St = 20 \text{ cm}$.

- Armatures de construction :

$A's = A_s/3 = 6.97 \text{ cm}^2$. On prend : **5HA14/ml**, $St = 20 \text{ cm}$.

X.4.3. Dalle de transition

Elle se calcule comme une dalle rectangulaire supposée simplement appuyée, sachant que réellement elle est reposée sur des appuis élastique sur toute sa surface (contact direct avec le sol). Elle est soumise à son poids propre, aux surcharges et le poids de remblais au-dessus de la dalle.

➤ Evaluation des efforts :

La dalle est supposée simplement appuyée sur ses deux extrémités, on évalue les efforts sur une bonde de 1 m.

- Remblais : $G_{\text{remblais}} = 18 \times 1.09 \rightarrow G_{\text{remblais}} = 19.62 \text{ kN/ml}$
- Poids propre de la dalle : $G_{P.\text{Dalle}} = 25 \times 0.3 \rightarrow G_{P.\text{dalle}} = 7.5 \text{ kN/ml}$
- Revêtement : $G_{\text{Revêtement}} = 25 \times 0.08 \rightarrow G_{\text{Revêtement}} = 2 \text{ kN/ml}$
- Surcharge d'exploitation : $\rightarrow Q = 10 \text{ kN/ml}$.

Tableau X. 20 : Evaluation des efforts de la dalle de transition

Type de charge	Q (kN/ml)	M (KN.m/ml)	V (kN)
Poids propre	7.5	15	15
Revêtement	2	4	4
Remblai	12.96	39.24	39.24
Surcharges	10	20	20

➤ Combinaison d'actions sur la dalle de transition :

- ELS:

$$M_{ELS} = M_G + 1.2M_Q = 82.24 \text{ kN.m/ml.}$$

$$V_{ELS} = V_G + 1.2V_Q = 82.24 \text{ kN/ml.}$$

- ELU:

$$M_{ELU} = 1.35M_G + 1.6M_Q = 110.62 \text{ kN.m/ml.}$$

$$V_{ELU} = 1.35V_G + 1.6V_Q = 110.62 \text{ kN/ml.}$$

Ferrailage de la dalle de transition (Voir figure IX.12)

La dalle de transition est sollicitée par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

- Section d'acier : avec logiciel de calcul on trouve $A_s = 14.9 \text{ cm}^2$.

On prend : **5HA20/ml**; $A_s = 15.71 \text{ cm}^2$, $St = 20 \text{ cm}$.

- Armatures transversale :

$A_{st} = A_s/4 = 3.73 \text{ cm}^2$. On prend: **5HA12 /ml**, $St = 20 \text{ cm}$.

- Armatures de construction :

$A's = A_s/3 = 4.97 \text{ cm}^2$. On prend : **5HA14/ml**, $St = 20 \text{ cm}$.

X.4.4. Corbeau d'appui de la dalle de transition

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

➤ **Evaluation des efforts :**

- Réaction due au poids des remblais :

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

$$R_{Rem} = \frac{q \times L}{2} = 58.24 \text{ KN} / \text{ML}$$

q:charges des remblais, $q = q_{remblais} + q_{revêtement} + q_p \text{ dalle}$. **L**: longueur de la dalle de transition.

- Réaction des surcharges sur remblais :

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

$$R_{Rem - surchg} = \frac{q \times L}{2} = 20 \text{ KN} / \text{ML}$$

q : surcharges sur remblais.

➤ **Combinaison d'actions sur le corbeau :**

$R_{ELU} = 1.35R_G + 1.6R_Q = 108.62 \text{ kN/ml}$.

$R_{ELS} = R_G + 1.2R_Q = 78.24 \text{ kN/ml}$.

➤ **Ferraillage du corbeau (Voir figure IX.12) :**

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

- Section d'acier :

$A_s = 16 \text{ cm}^2$, On prend : **5 HA25/ml**, $St = 20 \text{ cm}$.

- Armatures de construction :

$A's = A_s/3 = 5.33$, On prend: **5 HA12/ml**, $St = 20 \text{ cm}$

X.4.5. Mur en retour

Le mur frontal est un élément qui est encastré dans la semelle, Il est sollicité essentiellement aux : charges permanentes, poids propres de la superstructure, poussée des terres, surcharge sur les remblais et les surcharges d'exploitations.

➤ **Evaluation des efforts :**

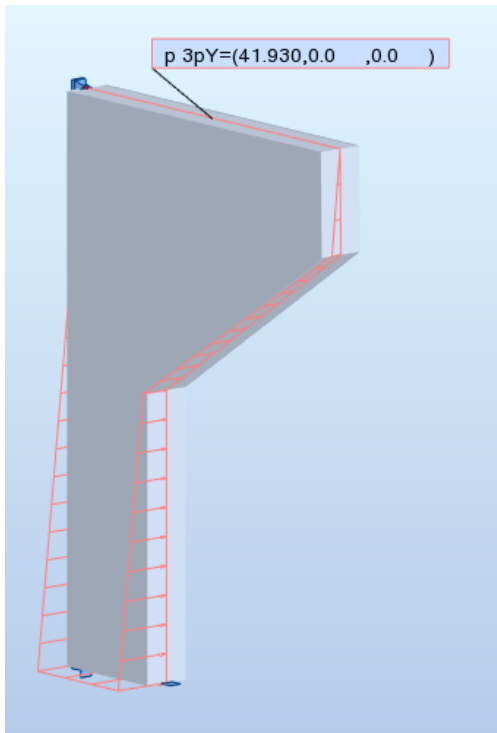


Figure X. 12 : Poussée des terres .

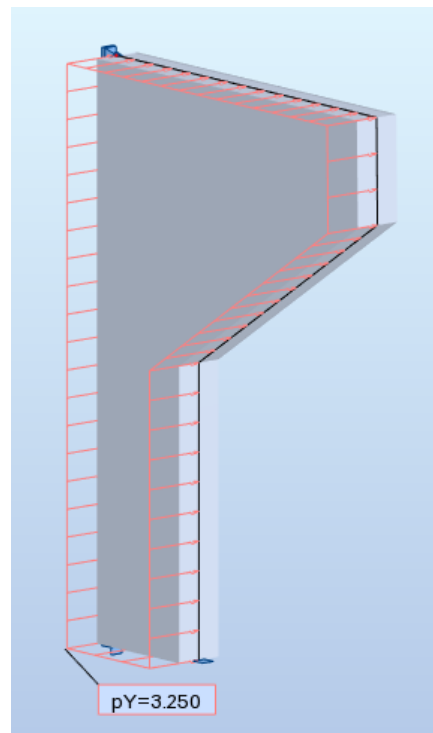


Figure X. 13 : Poussée des surcharges.

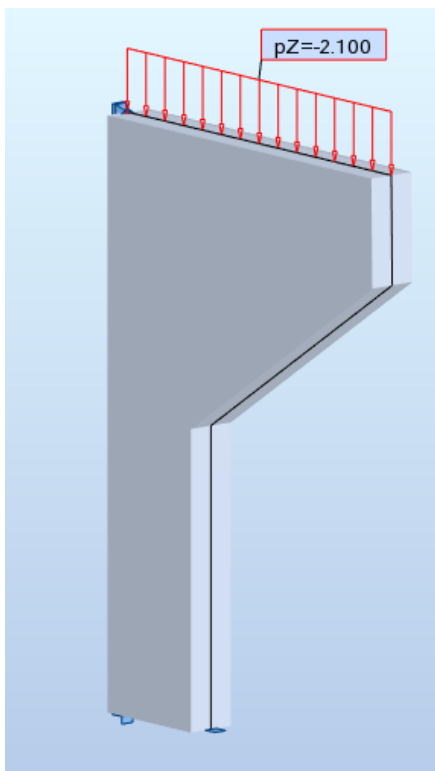


Figure X. 14:les surcharge des trottoirs

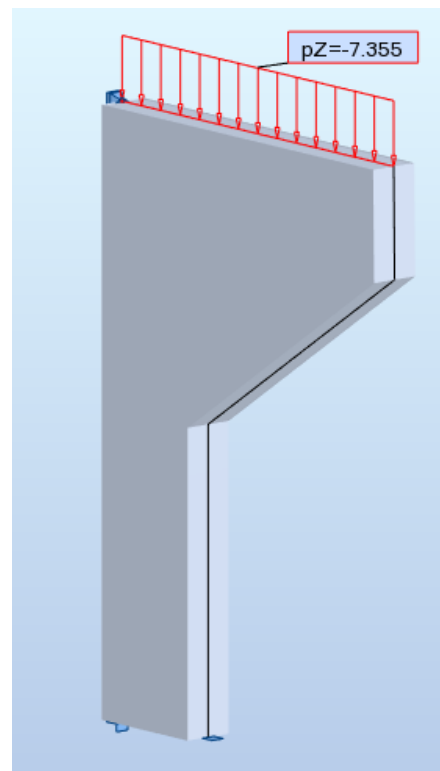


Figure X. 15: complément des charges permanentes

➤ Les moments sur le mur en retour

➤ Combinaison d'actions sur le mur en retour :

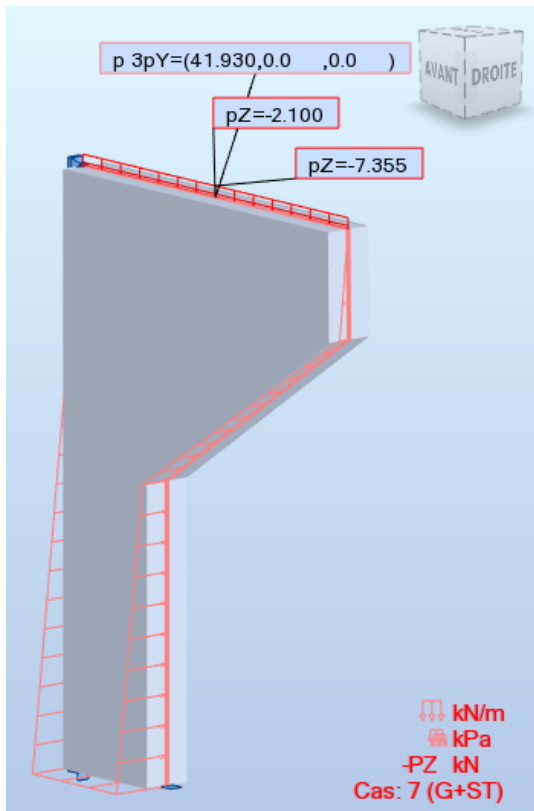


Figure X. 16 : La combinaison G+1.2Q .

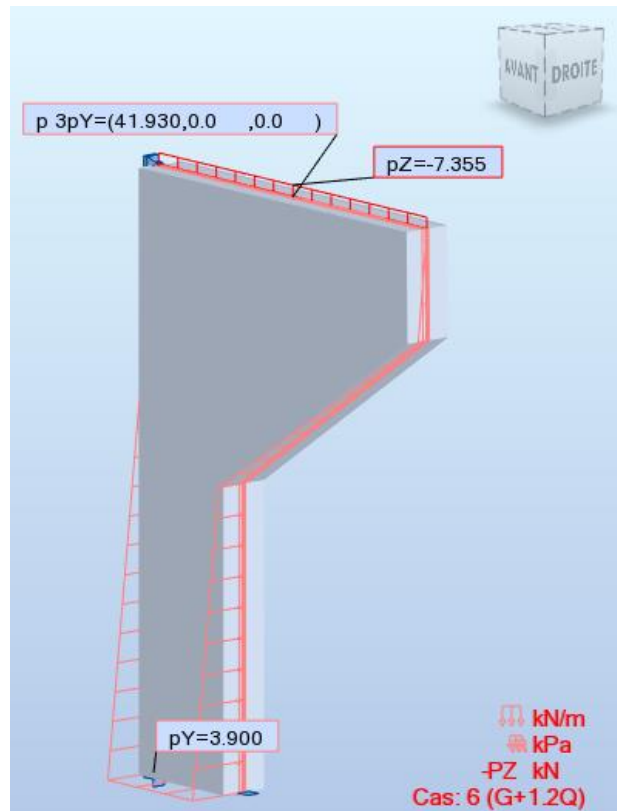


Figure X. 17: La combinaison G+S

➤ Les moments sur le mur en retour

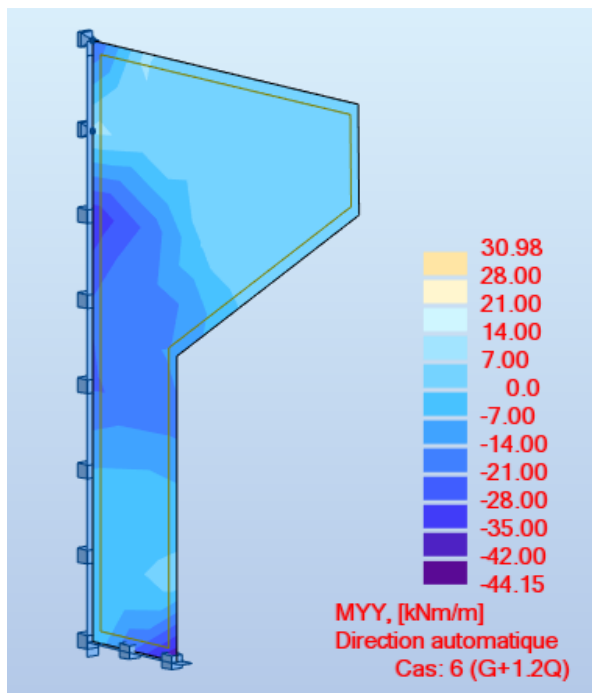


Figure X. 18: Les moments Myy

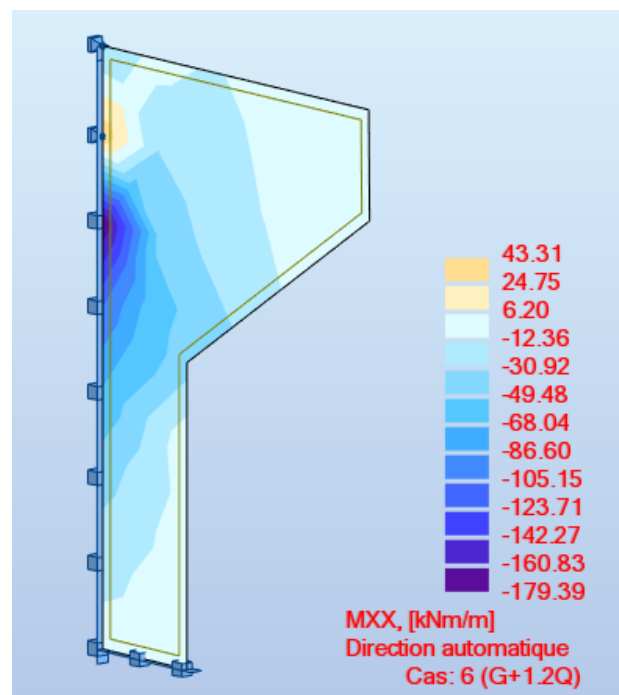


Figure X. 19: Les moments Mxx.

➤ Ferrailage du mur en retour horizontal Voir figure IX.12) :

Le ferrailage 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 :

Résultats à l'ELS :

$$M_{XX} = 179.39 \text{ kN.m/ml}$$

$$N_{XX} = 192.40 \text{ kN/ml}$$

$$M_{YY} = 44.15 \text{ kN.m/ml}$$

$$N_{YY} = 78.91 \text{ kN/ml}$$

a) Ferrailage horizontal du mur en retour :

▪ Section d'acier :

Avec Robot expert $A_s = 6.4 \text{ cm}^2$; Donc : on opte pour 7HA14/ml ($A_s = 10.78 \text{ cm}^2$) / coté remblai avec un espacement de 15 cm.

▪ Armatures de constructions :

$A'_s = A_s/3 = 2.1 \text{ cm}^2$; Donc : on opte pour 7HA10/ml ($A'_s = 5.50 \text{ cm}^2$) / coté tablier avec un espacement de 15 cm.

b) Ferrailage vertical du mur en retour:

▪ Section d'acier :

Avec Robot expert $A_s = 6.5 \text{ cm}^2$; Donc : on opte pour 7HA14 /ml ($A_s = 10.78 \text{ cm}^2$) / coté remblai avec un espacement de 15 cm.

▪ Armature de constructions :

$A'_s = A_s/3 = 2.16 \text{ cm}^2$; Donc : on opte pour 7HA10 /ml ($A'_s = 5.50 \text{ cm}^2$) / coté tablier avec un espacement de 15 cm.

X.5. CONCLUSION

L'étude de l'infrastructure abordée dans ce chapitre traite le dimensionnement ainsi la stabilité de la pile et de la culée tout en vérifiant le ferrailage de ses éléments qui lui permettrait d'avoir un fonctionnement adéquat. D'où l'ouvrage peut-être exploité en toute sécurité.

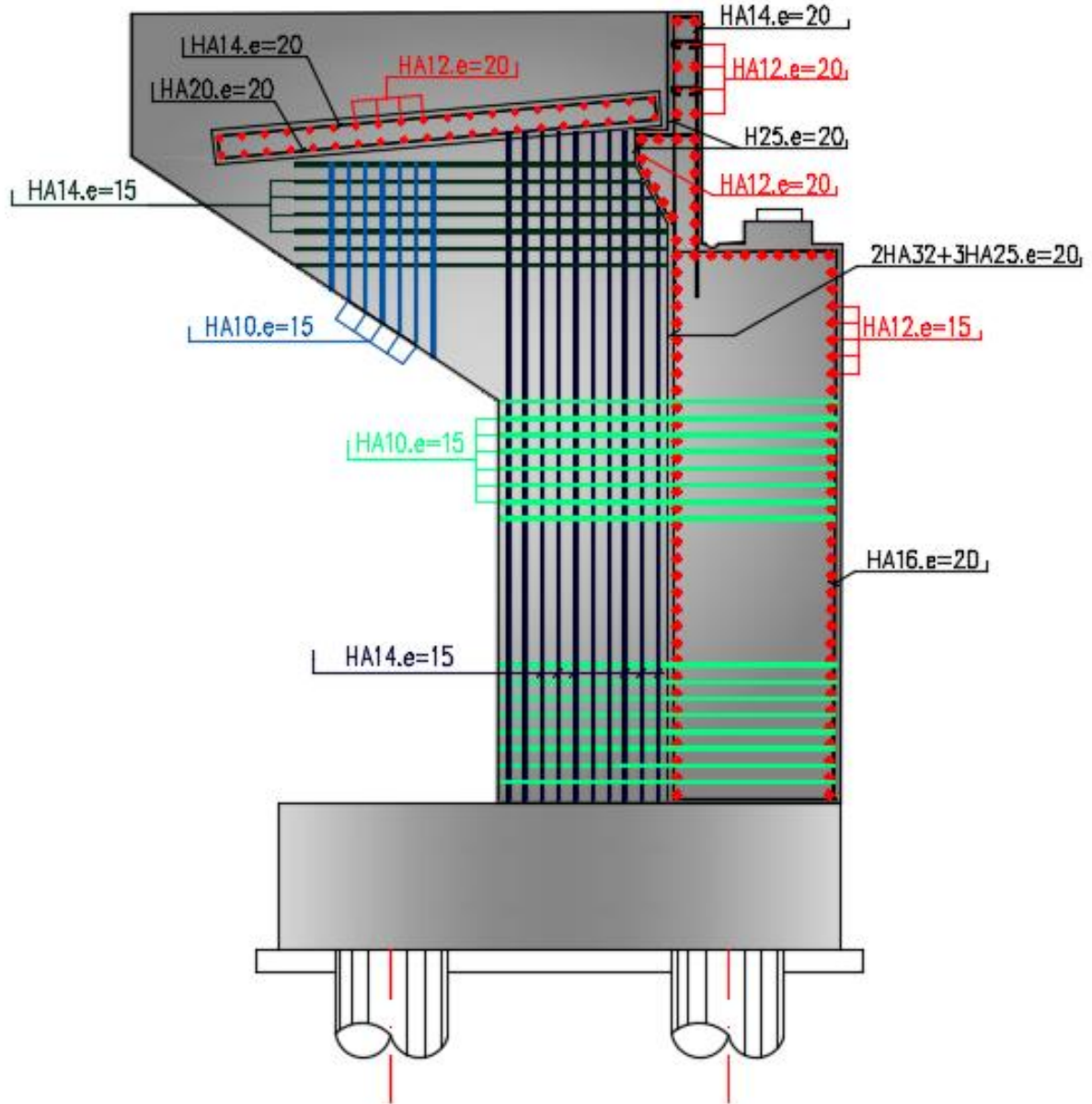
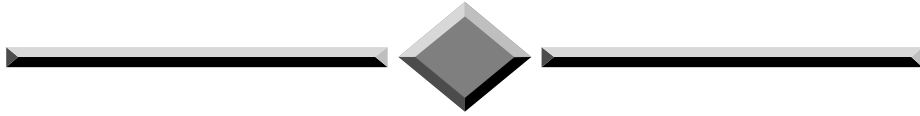


Figure X. 20 : Ferrailage de la culée.

CHAPITRE XI



CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

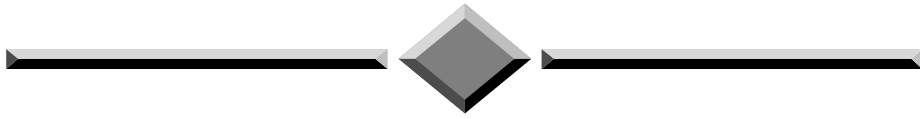
Ce projet de fin d'études est une excellente synthèse de tout ce qu'on a appris durant notre cursus au sein de l'Ecole Nationale Supérieure des travaux Publics, cette étude nous a permis de mettre en pratique sur un cas réel avec les notions fondamentales concernant la conception et le pré dimensionnement des structures particulières tels pont à poutres précontraintes de type VIPP.

La conception d'un projet nécessite la réflexion, le bon sens et une connaissance étendue sur les bases et les méthodes d'exécution la modélisation et le dimensionnement nécessite des connaissances profondes et les principes de calcul des structures dans le domaine des ouvrages d'art se fait à partir de la lecture des déférentes références bibliographiques, la maîtrise de la réglementation régissante, et surtout l'utilisation du logiciel comme moyen de calcul et le plus important de choisir un bon encadreur.

Notre projet, nous a permis aussi de bien visualiser les différentes phases d'exécution d'un ouvrage d'art, d'appliquer tous les règlements (BAEL et RPOA, SETRA ...etc...). Et par la suite de pouvoir utiliser les logiciels du domaine tels qu'AUTOCAD, Robot EXPERT et Global Mapper, ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS ainsi le Microsoft Office, ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS.

Enfin, la bonne formation d'un ingénieur est fondée sur trois factures : un enseignant très compétent, des livres sélectionnés et un étudiant studieux et diligent et curieux.

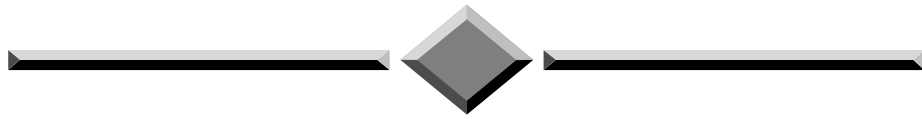
Bibliographie



Bibliographie

- BERNARD-GELY. A & CALGARO. J-A, conception des ponts. Presses de l'école nationale des ponts et chaussées. Avril 2006.
- CALGARO. J-A, projet et construction des ponts. Presses de l'école nationale des ponts et chaussées, mai 2007.
- Documents SETRA (VIPP) Pont à poutres préfabriqués par post-tension 1996.
- Le Béton précontraint aux états limites, HENRY THONIER.
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites - BPEL 1991 révisé 1999.
- Règles BAEL 1991, Révisé en 1999.
- Règles RCPR, Document Technique Règlementaire DTR, Ministère Des Travaux Publics, (avril 2009).
- Règles RPOA, Document Technique Règlementaire DTR, Ministère Des Travaux Publics, (2008).
- Document SETRA, Joints de chaussée de pont-route.
- Documents SETRA, Barrière de sécurité pour la retenue des poids lourds (septembre 1999).
- Document SETRA, Appareils d'appuis en élastomère fretté, guide, utilisation sur les ponts et viaducs et structures similaires, (juillet2007).
- Norme européenne, norme française appareils d'appui structuraux, NF EN 1337-3 (septembre 2005).
- Documents SETRA, Piles et Palées, appuis des tabliers PP73 réimpression octobre 1985.
- Mr. BELAOURA.M, Cours de Béton Armé et Béton Précontraint. Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics d'Alger.

ANNEXE A



RESULTATS
DES
ESSAIS GEOTECHNIQUES

Exemple d'un sondage carotté

Echelle (m)		Récupération		SPT (Nf + Nz)	RQD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE	
Elevation (m)	Profondeur (m)	25	50											75
0.20												terre de recouvrement		
1.0							CR	X				Blocs et galets à matrice sableuse		
2.0														
3.0														
4.0														
5.0														
6.0	-5.00					116	CR	X						
6.00	6.00	100 %												
7.0														
8.0														
9.0														
10.0														
11.0							CR	X						
12.0	-12.00													
12.00	12.00													
13.0														
14.0														
15.0														
16.0														
17.0														
REMARQUES :												TYPE CAROTTIER :	ABREVIATIONS :	
												CF : Carottier fendu TM : Tube à paroi mince PS : Tube à position fixe CR : Tube carottier	AG : Analyse granulométrique S : Sédimentométrie L : Limites d'Atterberg(WL,IP) W : Teneur en eau PV : Poids volumique(Sd, Gh) AC : Analyse chimique	OIS : Cisaillement rectiligne TR : Cisaillement Triaxial Rc : Résistance à la compression OED : Essai oedométrique G _L : Gonflement libre R : Refus à l'enfoncement

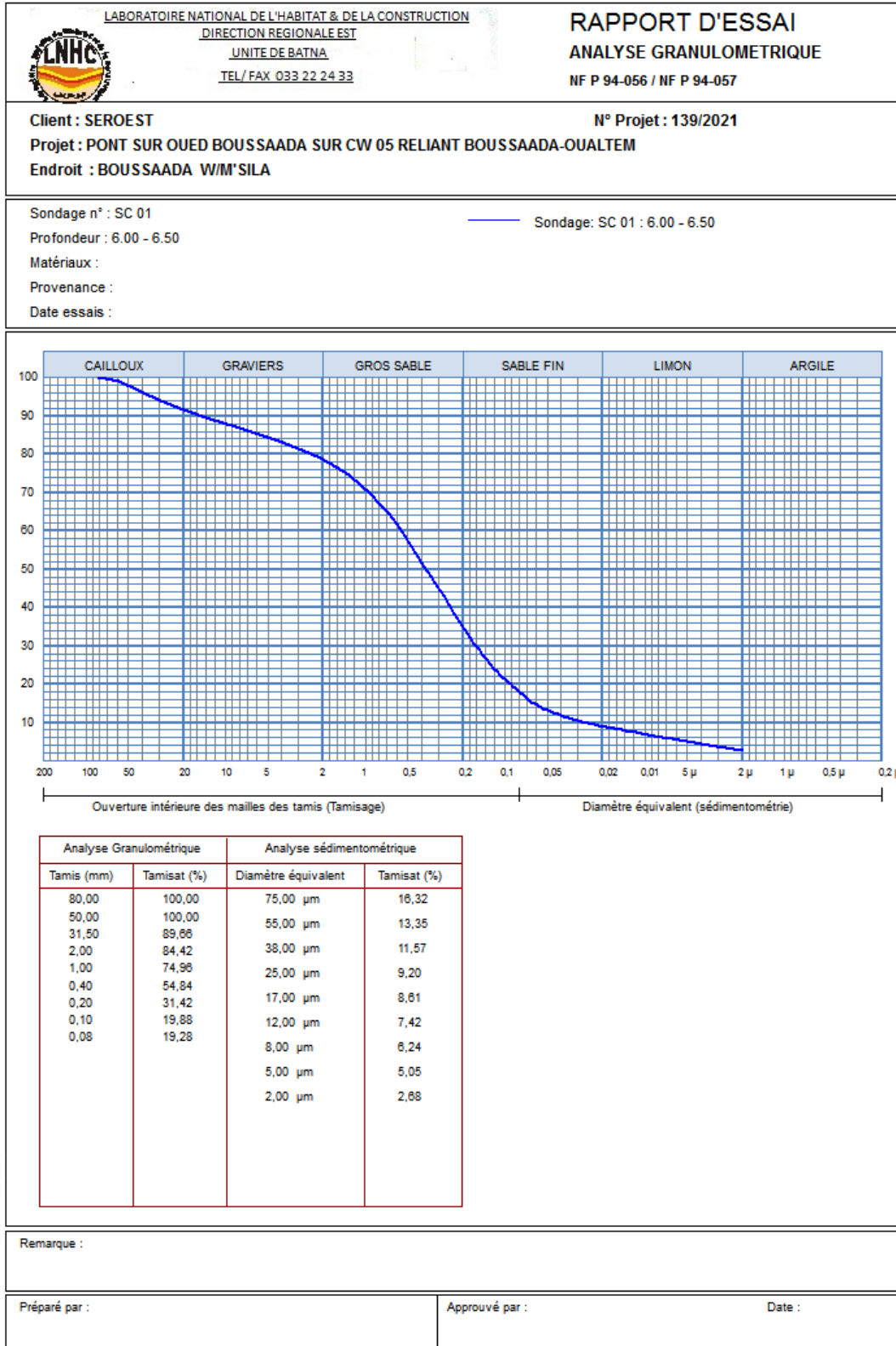
© SolTests 2013

ANNEXE A : Résultats des Essais Géotechniques

Echelle (m)		Elevation (m)	Profondeur (m)	Récupération	SPT (N1 + N2)	RCD	Tubage	Carottier	Etat	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE	
-0.50		0.50	1.00	1.20									Terre de recouvrement		
1.00		1.20											Sable beige à brunâtre		
2.00								CR	⊗				Sable limoneux avec blocs et galets.		
3.00															
4.00															
5.00								CR	⊗						
6.00				100 %											
7.00															
8.00															
9.00															
10.00															
11.00		-11.00													
12.00		11.00						CR	■				Roches calcaire grisâtre.		
13.00		-12.00											Fin du forage à une profondeur de 12 m.		
14.00		12.00													
15.00															
16.00															
17.00															
REMARQUES :												TYPE CAROTTIER :		ABREVIATIONS :	
												CF : Carottier fendu TM : Tube à paroi mince PS : Tube à position fixe CR : Tube carottier		AG : Analyse granulométrique S : Sédimentométrie L : Limites d'Atterberg(WL,IP) W : Teneur en eau PV : Poids volumique(Gd, Gt) AC : Analyse chimique CIS : Cisaillement rectiligne TR : Cisaillement Triaxial Rc : Résistance à la compression OED : Essai oedométrique GL : Gonflement libre R : Refus à l'enfoncement	


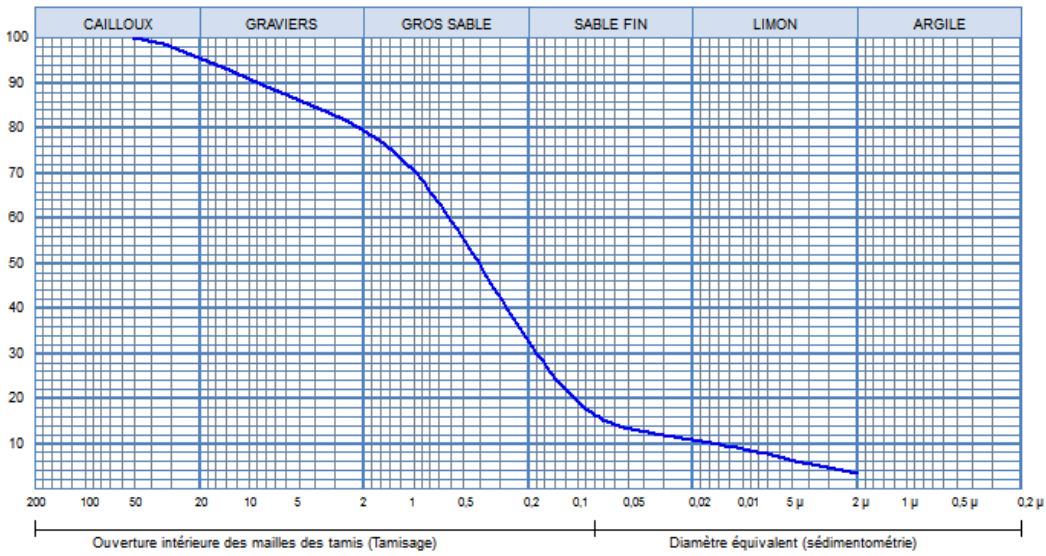
© SolTrends 2013

Exemple d'un analyse granulométrique




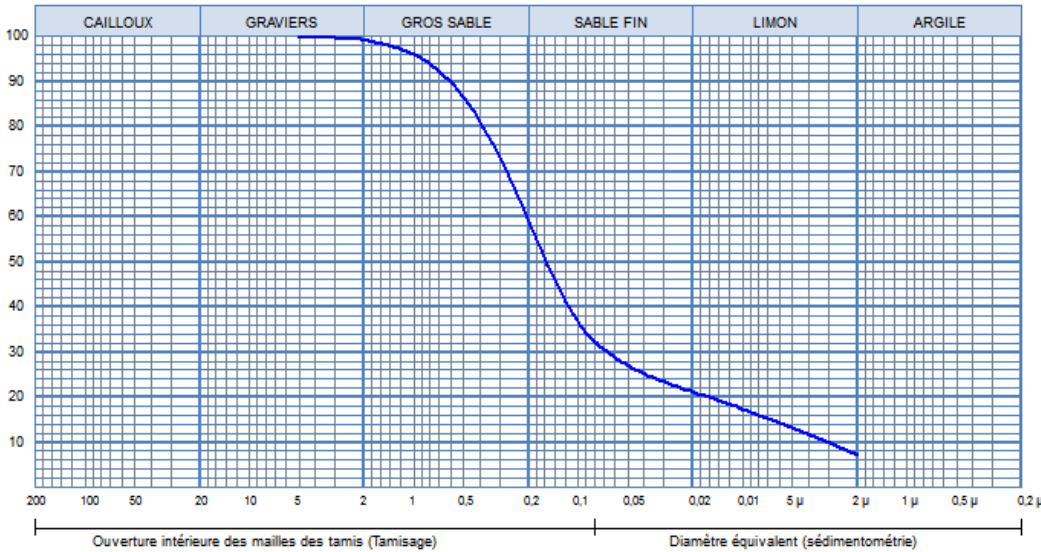
© SolTests 2013

ANNEXE A : Résultats des Essais Géotechniques

 <p>LABORATOIRE NATIONAL DE L'HABITAT & DE LA CONSTRUCTION DIRECTION REGIONALE EST UNITE DE BATNA TEL/ FAX 033 22 24 33</p>	<p>RAPPORT D'ESSAI ANALYSE GRANULOMETRIQUE NF P 94-056 / NF P 94-057</p>																																												
<p>Client : SEROEST Projet : PONT SUR OUED BOUSSAADA SUR CW 05 RELIANT BOUSSAADA-OUALTEM Endroit : BOUSSAADA W/M'SILA</p>	<p>N° Projet : 139/2021</p>																																												
<p>Sondage n° : SC 02 Profondeur : 2.50 - 3.00 Matériaux : Provenance : Date essais :</p>	<p>— Sondage: SC 02 : 2.50 - 3.00</p>																																												
																																													
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="2">Analyse Granulométrique</th> <th colspan="2">Analyse sédimentométrique</th> </tr> <tr> <th>Tamis (mm)</th> <th>Tamisat (%)</th> <th>Diamètre équivalent</th> <th>Tamisat (%)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>50,00</td> <td>100,00</td> <td>75,00 μm</td> <td>14,83</td> </tr> <tr> <td>31,50</td> <td>100,00</td> <td>55,00 μm</td> <td>13,33</td> </tr> <tr> <td>5,00</td> <td>84,34</td> <td>38,00 μm</td> <td>12,32</td> </tr> <tr> <td>2,00</td> <td>82,62</td> <td>25,00 μm</td> <td>11,32</td> </tr> <tr> <td>1,00</td> <td>76,64</td> <td>17,00 μm</td> <td>10,31</td> </tr> <tr> <td>0,40</td> <td>51,62</td> <td>12,00 μm</td> <td>9,31</td> </tr> <tr> <td>0,20</td> <td>25,34</td> <td>8,00 μm</td> <td>8,30</td> </tr> <tr> <td>0,08</td> <td>16,34</td> <td>5,00 μm</td> <td>6,29</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td>2,00 μm</td> <td>3,28</td> </tr> </tbody> </table>		Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique		Tamis (mm)	Tamisat (%)	Diamètre équivalent	Tamisat (%)	50,00	100,00	75,00 μm	14,83	31,50	100,00	55,00 μm	13,33	5,00	84,34	38,00 μm	12,32	2,00	82,62	25,00 μm	11,32	1,00	76,64	17,00 μm	10,31	0,40	51,62	12,00 μm	9,31	0,20	25,34	8,00 μm	8,30	0,08	16,34	5,00 μm	6,29			2,00 μm	3,28
Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique																																											
Tamis (mm)	Tamisat (%)	Diamètre équivalent	Tamisat (%)																																										
50,00	100,00	75,00 μm	14,83																																										
31,50	100,00	55,00 μm	13,33																																										
5,00	84,34	38,00 μm	12,32																																										
2,00	82,62	25,00 μm	11,32																																										
1,00	76,64	17,00 μm	10,31																																										
0,40	51,62	12,00 μm	9,31																																										
0,20	25,34	8,00 μm	8,30																																										
0,08	16,34	5,00 μm	6,29																																										
		2,00 μm	3,28																																										
<p>Remarque :</p>																																													
<p>Préparé par :</p>	<p>Approuvé par : _____ Date : _____</p>																																												


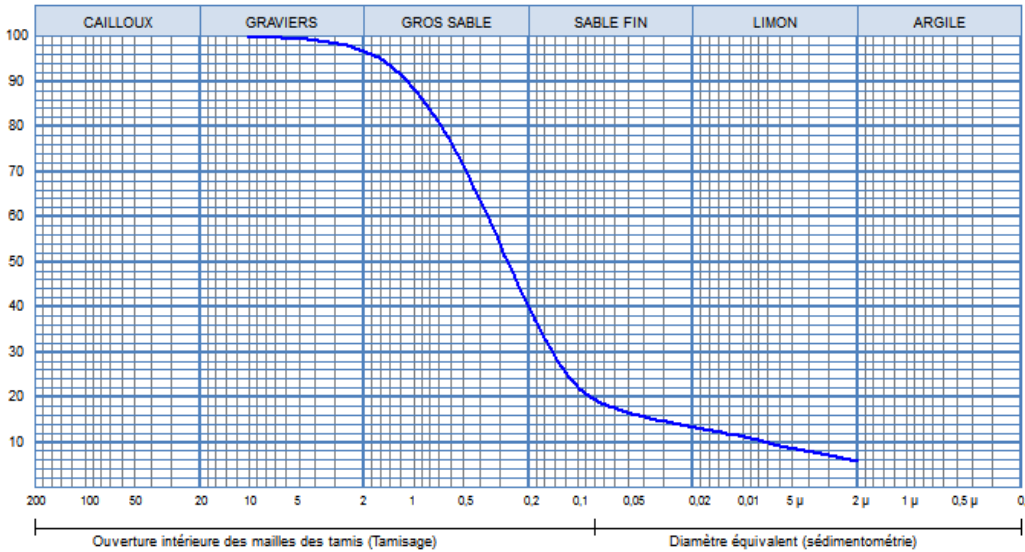
© SolTests 2013

ANNEXE A : Résultats des Essais Géotechniques

 LABORATOIRE NATIONAL DE L'HABITAT & DE LA CONSTRUCTION DIRECTION REGIONALE EST UNITE DE BATNA TEL/ FAX 033 22 24 33	RAPPORT D'ESSAI ANALYSE GRANULOMETRIQUE NF P 94-056 / NF P 94-057																																												
Client : SEROEST Projet : PONT SUR OUED BOUSSAADA SUR CW 05 RELIANT BOUSSAADA-OUALTEM Endroit : BOUSSAADA W/M'SILA	N° Projet : 139/2021																																												
Sondage n° : SC 02 Profondeur : 6.00 - 6.50 Matériaux : Provenance : Date essais :																																													
 <p style="font-size: small;">Ouverture intérieure des mailles des tamis (Tamisage) Diamètre équivalent (sédimentométrie)</p>																																													
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="2">Analyse Granulométrique</th> <th colspan="2">Analyse sédimentométrique</th> </tr> <tr> <th>Tamis (mm)</th> <th>Tamisé (%)</th> <th>Diamètre équivalent</th> <th>Tamisé (%)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>5,00</td> <td>100,00</td> <td>75,00 µm</td> <td>30,91</td> </tr> <tr> <td>2,00</td> <td>100,00</td> <td>55,00 µm</td> <td>27,66</td> </tr> <tr> <td>1,00</td> <td>97,38</td> <td>38,00 µm</td> <td>24,41</td> </tr> <tr> <td>0,40</td> <td>93,92</td> <td>25,00 µm</td> <td>22,24</td> </tr> <tr> <td>0,20</td> <td>53,68</td> <td>17,00 µm</td> <td>20,07</td> </tr> <tr> <td>0,10</td> <td>33,80</td> <td>12,00 µm</td> <td>18,99</td> </tr> <tr> <td>0,08</td> <td>33,08</td> <td>8,00 µm</td> <td>15,74</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td>5,00 µm</td> <td>13,57</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td>2,00 µm</td> <td>7,07</td> </tr> </tbody> </table>		Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique		Tamis (mm)	Tamisé (%)	Diamètre équivalent	Tamisé (%)	5,00	100,00	75,00 µm	30,91	2,00	100,00	55,00 µm	27,66	1,00	97,38	38,00 µm	24,41	0,40	93,92	25,00 µm	22,24	0,20	53,68	17,00 µm	20,07	0,10	33,80	12,00 µm	18,99	0,08	33,08	8,00 µm	15,74			5,00 µm	13,57			2,00 µm	7,07
Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique																																											
Tamis (mm)	Tamisé (%)	Diamètre équivalent	Tamisé (%)																																										
5,00	100,00	75,00 µm	30,91																																										
2,00	100,00	55,00 µm	27,66																																										
1,00	97,38	38,00 µm	24,41																																										
0,40	93,92	25,00 µm	22,24																																										
0,20	53,68	17,00 µm	20,07																																										
0,10	33,80	12,00 µm	18,99																																										
0,08	33,08	8,00 µm	15,74																																										
		5,00 µm	13,57																																										
		2,00 µm	7,07																																										
Remarque :																																													
Préparé par :	Approuvé par : Date :																																												

© SoftTests 2013

ANNEXE A : Résultats des Essais Géotechniques

 LABORATOIRE NATIONAL DE L'HABITAT & DE LA CONSTRUCTION DIRECTION REGIONALE EST UNITE DE BATNA TEL/ FAX 033 22 24 33	RAPPORT D'ESSAI ANALYSE GRANULOMETRIQUE NF P 94-056 / NF P 94-057																																												
Client : SEROEST Projet : PONT SUR OUED BOUSSAADA SUR CW 05 RELIANT BOUSSAADA-OUALTEM Endroit : BOUSSAADA W/M'SILA	N° Projet : 139/2021																																												
Sondage n° : SC 02 Profondeur : 10.00 - 10.50 Matériaux : Provenance : Date essais :	Sondage: SC 02 : 10.00 - 10.50																																												
																																													
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="2">Analyse Granulométrique</th> <th colspan="2">Analyse sédimentométrique</th> </tr> <tr> <th>Tamis (mm)</th> <th>Tamisé (%)</th> <th>Diamètre équivalent</th> <th>Tamisé (%)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>10,00</td> <td>100,00</td> <td>75,00 µm</td> <td>18,34</td> </tr> <tr> <td>5,00</td> <td>100,00</td> <td>55,00 µm</td> <td>16,38</td> </tr> <tr> <td>2,00</td> <td>98,28</td> <td>38,00 µm</td> <td>15,41</td> </tr> <tr> <td>1,00</td> <td>97,16</td> <td>25,00 µm</td> <td>13,74</td> </tr> <tr> <td>0,40</td> <td>71,68</td> <td>17,00 µm</td> <td>12,77</td> </tr> <tr> <td>0,20</td> <td>28,72</td> <td>12,00 µm</td> <td>11,98</td> </tr> <tr> <td>0,10</td> <td>20,12</td> <td>8,00 µm</td> <td>10,52</td> </tr> <tr> <td>0,08</td> <td>20,00</td> <td>5,00 µm</td> <td>8,56</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td>2,00 µm</td> <td>5,83</td> </tr> </tbody> </table>		Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique		Tamis (mm)	Tamisé (%)	Diamètre équivalent	Tamisé (%)	10,00	100,00	75,00 µm	18,34	5,00	100,00	55,00 µm	16,38	2,00	98,28	38,00 µm	15,41	1,00	97,16	25,00 µm	13,74	0,40	71,68	17,00 µm	12,77	0,20	28,72	12,00 µm	11,98	0,10	20,12	8,00 µm	10,52	0,08	20,00	5,00 µm	8,56			2,00 µm	5,83
Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique																																											
Tamis (mm)	Tamisé (%)	Diamètre équivalent	Tamisé (%)																																										
10,00	100,00	75,00 µm	18,34																																										
5,00	100,00	55,00 µm	16,38																																										
2,00	98,28	38,00 µm	15,41																																										
1,00	97,16	25,00 µm	13,74																																										
0,40	71,68	17,00 µm	12,77																																										
0,20	28,72	12,00 µm	11,98																																										
0,10	20,12	8,00 µm	10,52																																										
0,08	20,00	5,00 µm	8,56																																										
		2,00 µm	5,83																																										
Remarque :																																													
Préparé par :	Approuvé par :																																												
	Date :																																												

© SoftTests 2013

RESULTAT DE LA CAMPAGNE GEOTECHNIQUE

1. Par sondages carottés

Sondage carotté SC01

00.00 - 00.50m	Terre de recouvrement.
00.50 - 01.20m	Sable beige à brunâtre.
01.20 - 11.00m	Sable limoneux avec blocs et galets.
10.00 - 12.00m	Roches calcaire grisâtre.

Sondage carotté SC02

00.00 - 00.20m	Terre de recouvrement.
00.20 - 06.00m	Blocs et galets à matrice sableuse.
06.00 - 12.00m	Sable beige limoneux avec passage de blocs et galets.

2. Par essais de pénétration standard SPT (Standard Pénétration Test)

N° du sondage	Prof (m)	N0	N1	N2	Valeur SPT (N)
SC 01	1.50 – 1.95	10	8	8	16
	3.00 – 3.45	10	8	8	16
	6.50 – 6.45	18	65	Refus	> 50
	9.00 – 9.45	65	Refus	Refus	> 50
	12.00 – 12.45	65	Refus	Refus	> 50
SC 02	1.50 – 1.95	65	Refus	Refus	> 50
	3.00 – 3.45	65	Refus	Refus	> 50
	6.50 – 6.45	65	Refus	Refus	> 50
	9.00 – 9.45	65	Refus	Refus	> 50
	12.00 – 12.45	65	Refus	Refus	> 50

RESULTATS DES ESSAIS DE LABORATOIRE

1. Analyse Granulo-Sédimentométrique (NA 5232 et NA 5251):

Sondage / Profondeur		Diamètre Des Grains					
		Argile ($d < 2\mu$)	Limons ($0.02\text{mm} > d > 2\mu$)	Sable fin ($0.2\text{mm} > d > 0.02\text{mm}$)	Gros sable ($2.00\text{mm} > d > 0.2\text{mm}$)	Graviers ($20\text{mm} > d > 2\text{mm}$)	Cailloux ($20\text{mm} > d$)
SC 01	1.50 ÷ 2.00 m	03%	07%	26%	42%	14%	08%
	4.50 ÷ 5.00 m	04%	08%	28%	48%	10%	02%
SC 02	2.50 ÷ 3.00 m	04%	08%	22%	46%	16%	04%
	10.00 ÷ 10.50 m	06%	08%	26%	56%	04%	/
	6.00 ÷ 6.50 m	08%	14%	38%	40%	/	/

2. Paramètres Physiques selon les normes (NA 5209 et NA 5210):

Sondage / Profondeur		Paramètres Mesurés				
		Densité humide γ_h (t/m ³)	Densité sèche γ_d (t/m ³)	Teneur en eau naturelle W_n (%)	Teneur en eau de saturation W_s (%)	Degré de saturation S_r (%)
SC 01	1.50 ÷ 2.00 m	1.49	1.48	0.16	31.03	0.52
	4.50 ÷ 5.00 m	1.49	1.48	0.12	30.50	0.41
SC 02	2.50 ÷ 3.00 m	1.52	1.52	0.11	29.35	0.40
	6.00 ÷ 6.50 m	1.52	1.52	0.10	28.81	0.31
	10.00 ÷ 10.50 m	1.48	1.47	0.32	30.79	1.12

3. Compression simple sur échantillon rocheux

N° du sc	Prof (m)	Ø (cm)	hauteur (cm)	Charge (KN)	Rc(MPA)	Observation
SC 01	11.00-11.20	8.50	17.00	100.23	17.66	Roche altéré

4. A partir de l'essai de pénétration standard (SPT)

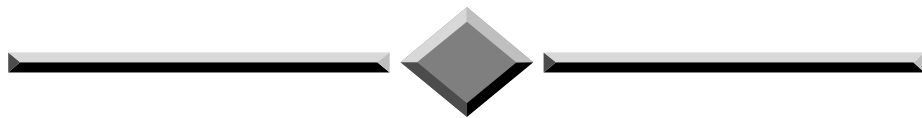
a) Charge limite en pointe

Profon (m)	Nspt	q_0 (bars)	Cn	Nspt cor
1.5	16	0.12	2.68	42.81
3	16	0.24	1.96	31.13
6	100	0.48	1.41	141.42
9	100	0.72	1.17	117.36
12	100	0.96	1.03	102.81

b) Charge limite par frottement latéral

Profon (m)	Nspt	Alpha	Hi (m)	q_{si} (bars)
1.5	16	0.001	1.25	0.16
3	16	0.001	2.25	0.16
6	100	0.001	3.00	0.80
9	100	0.001	3.00	0.80
12	100	0.001	2.50	0.80

ANNEXE B

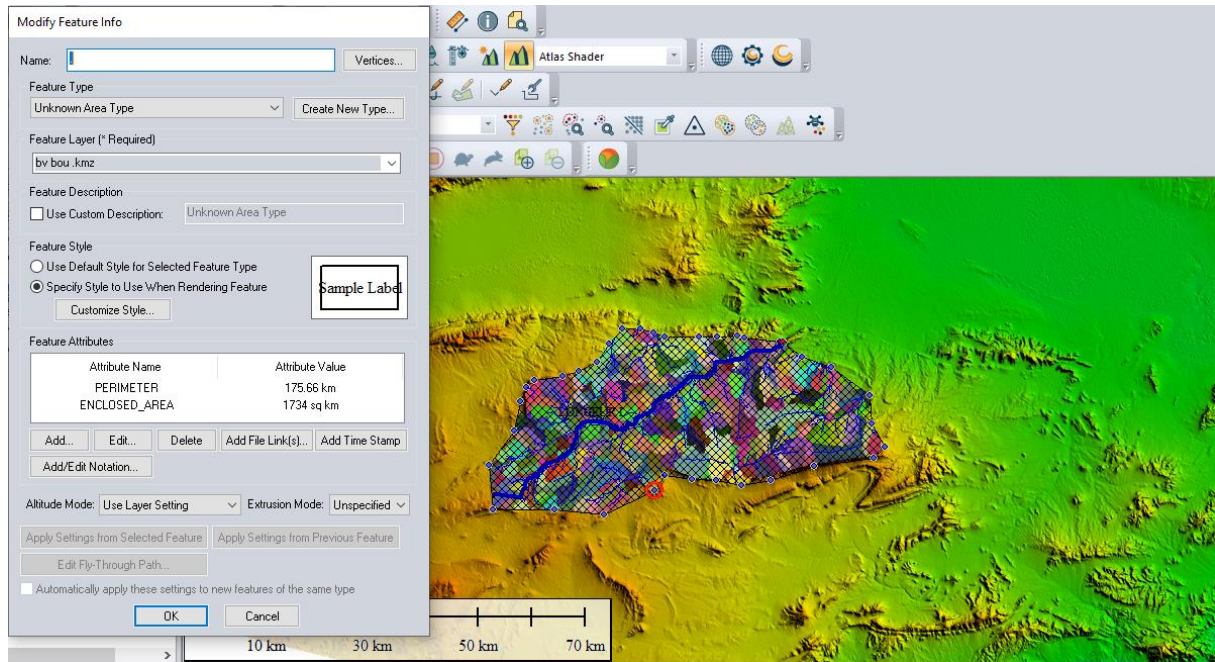


HYDROLOGIQUE

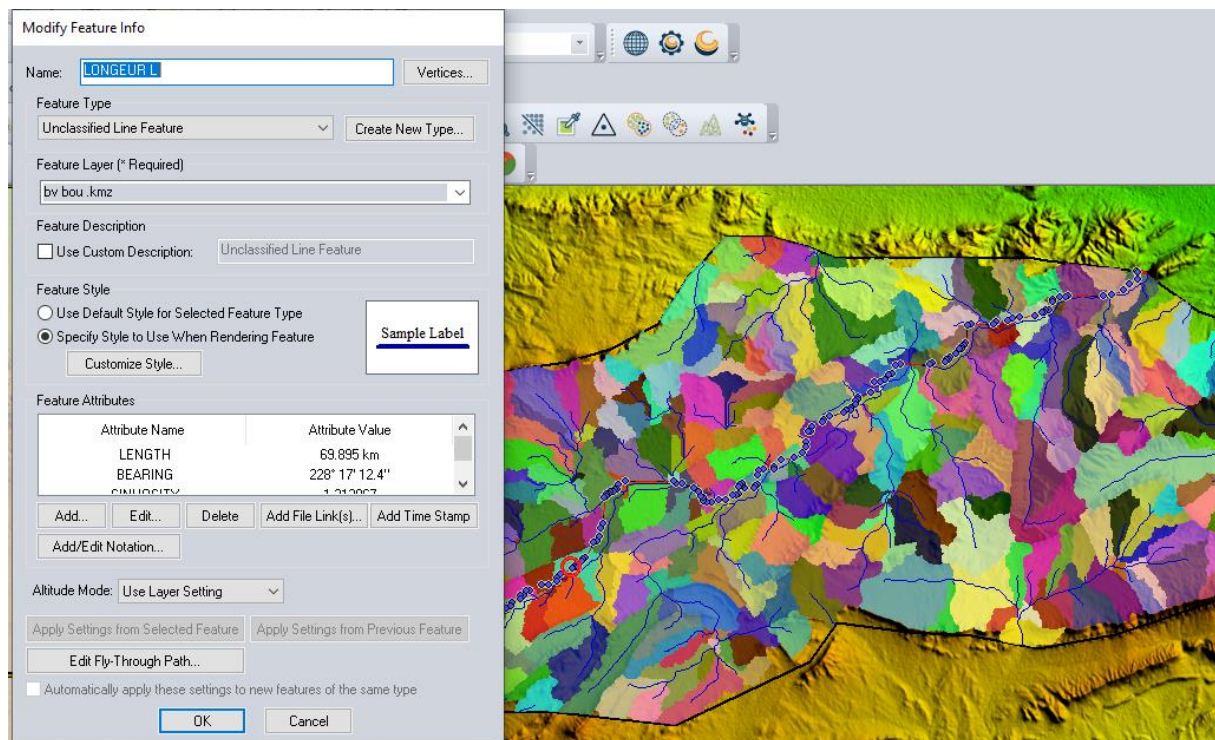
ET

HYDRAULIQUE

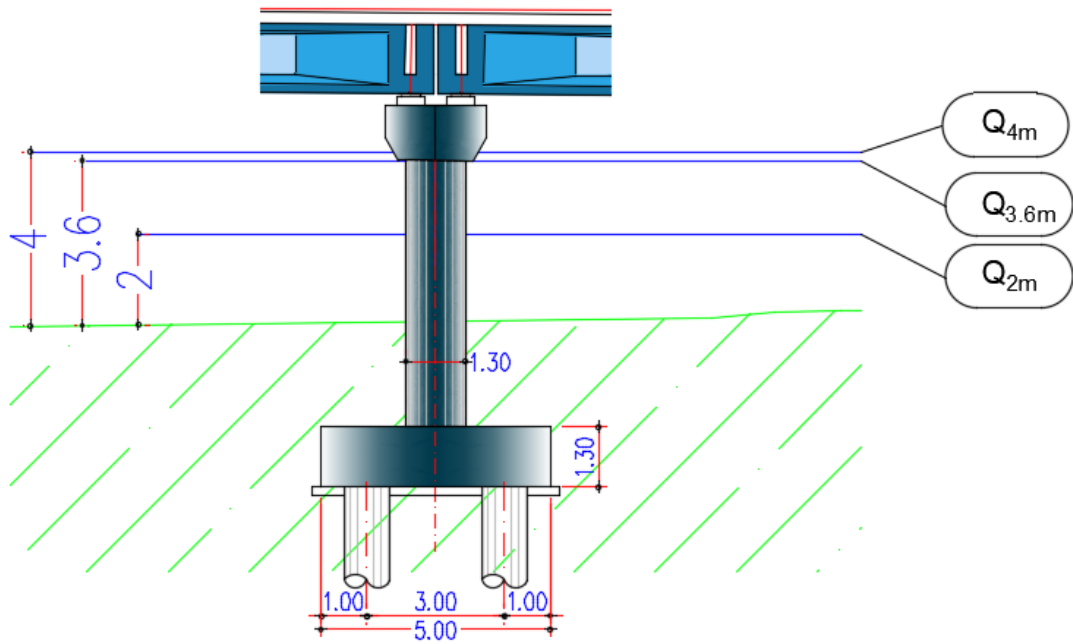
CHAPITRE I : Hydrologique et hydraulique



Surface du Bassins versants avec logiciel global Mapper v22.00

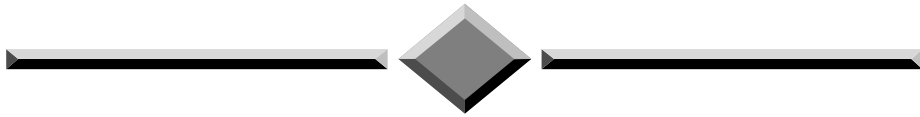


Longueur du drain principal en Km



Les hauteurs de débet sur la pile

ANNEXE C



DIAGRAMMES DES EFFORTS INTERNES

Diagrammes des moments à l'ELS :

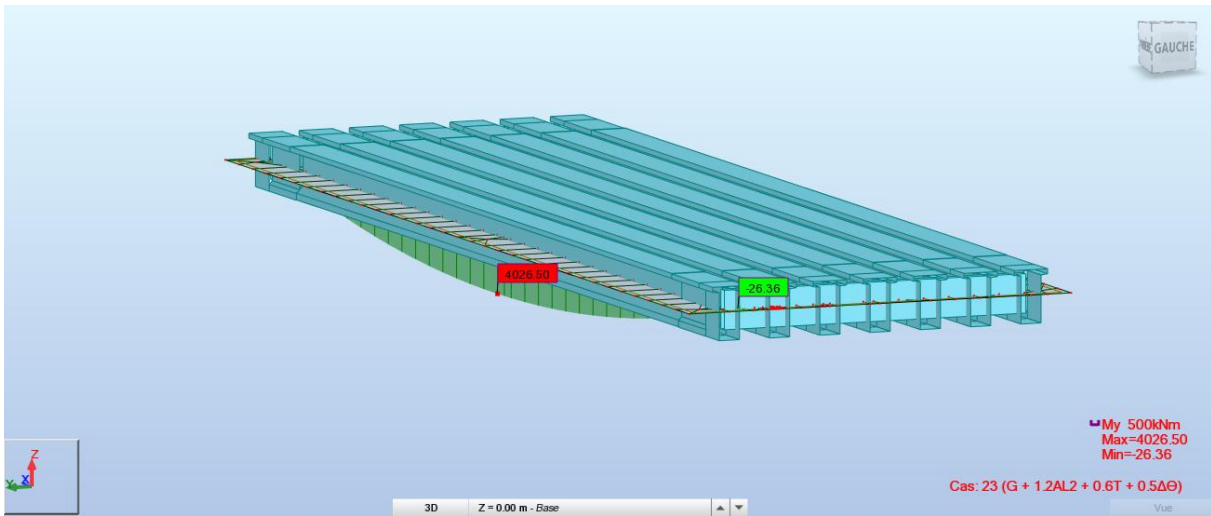


Figure B.1 : Moment fléchissant sous la combinaison $G + 1.2AL2 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$.

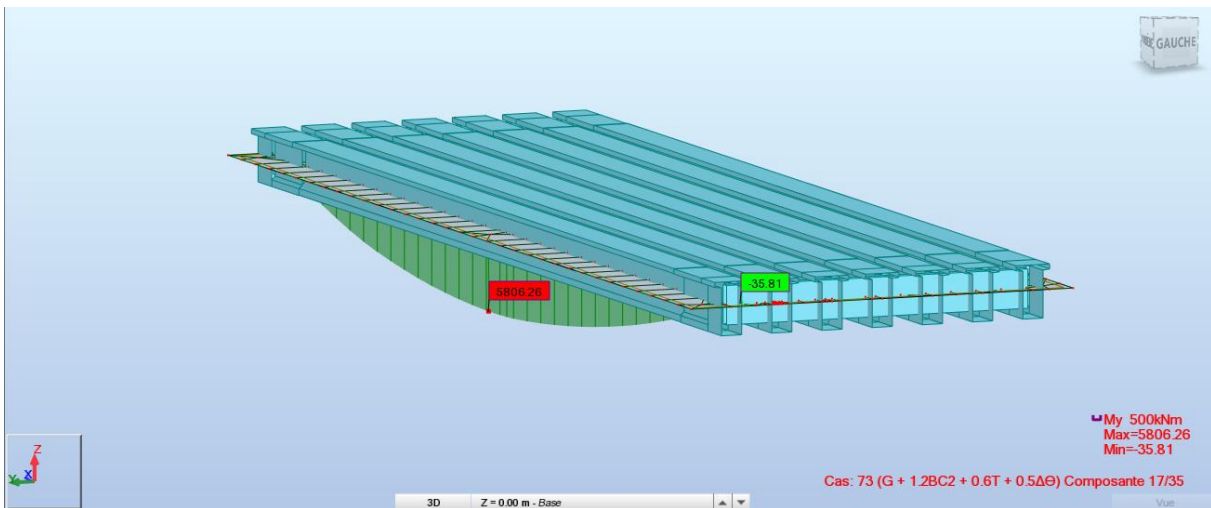


Figure B.2 : Moment fléchissant sous la combinaison $G + 1.2Bc2 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$

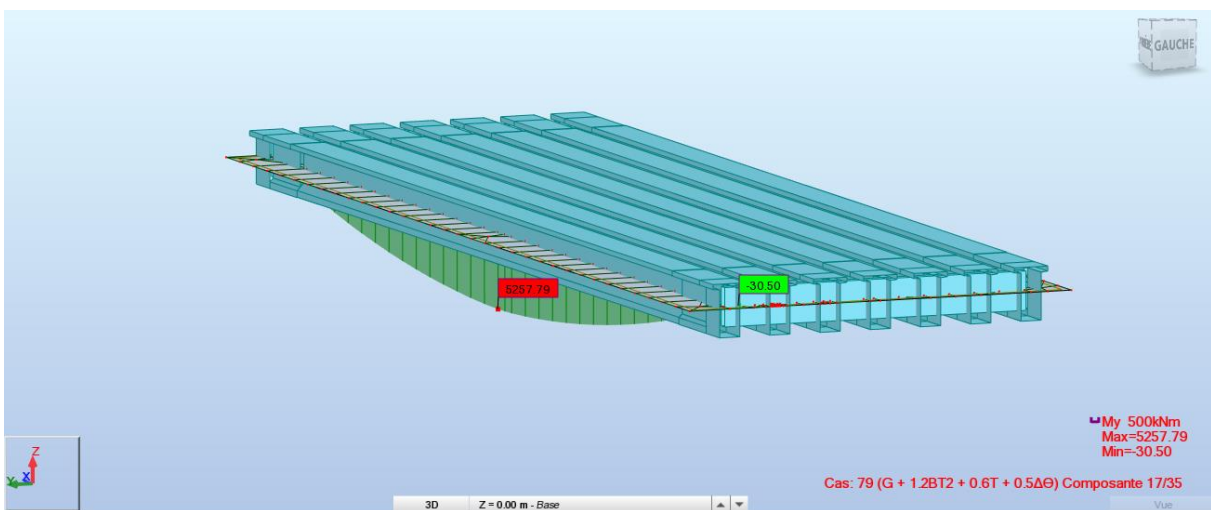


Figure B.3 : Moment fléchissant sous la combinaison $G + 1.2BT2 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$.

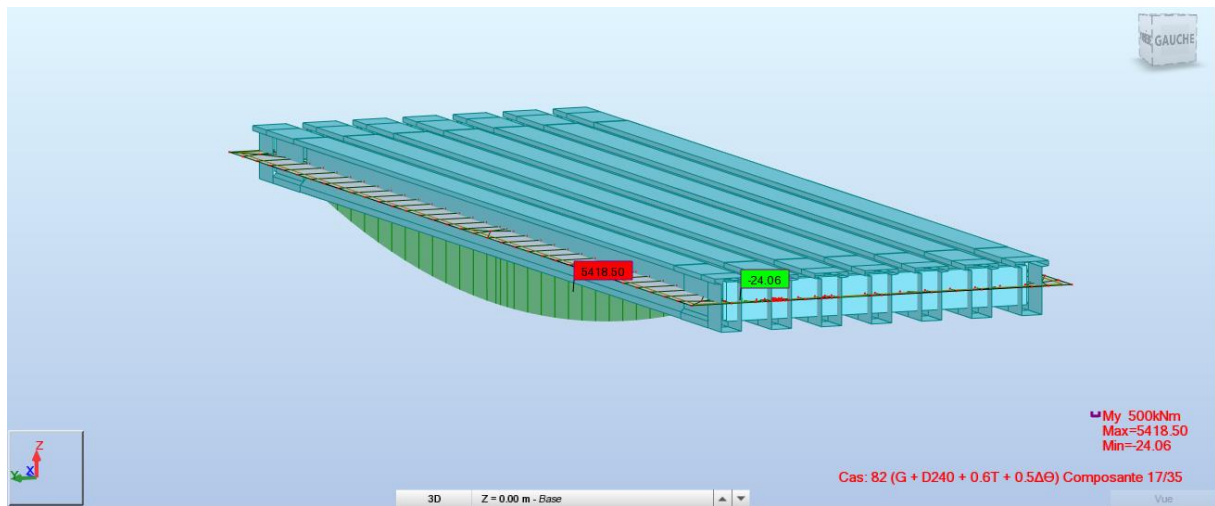


Figure B.4 : Moment fléchissant sous la combinaison $G + D240 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$

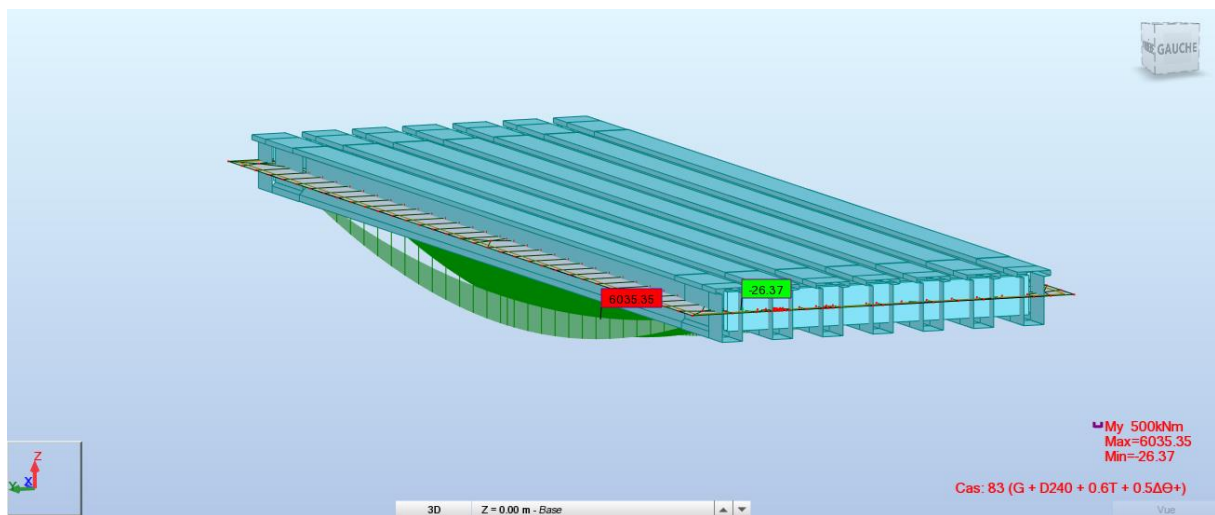


Figure B.5 : Moment fléchissant sous la combinaison $G + D240 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta^+$

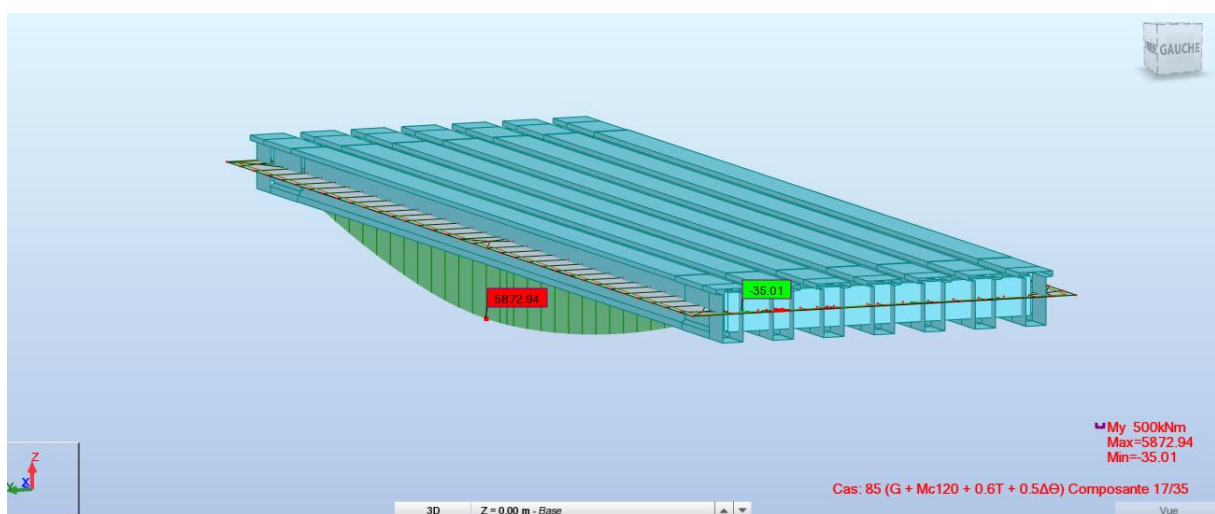


Figure B.6 : Moment fléchissant sous la combinaison $G + Mc120 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$

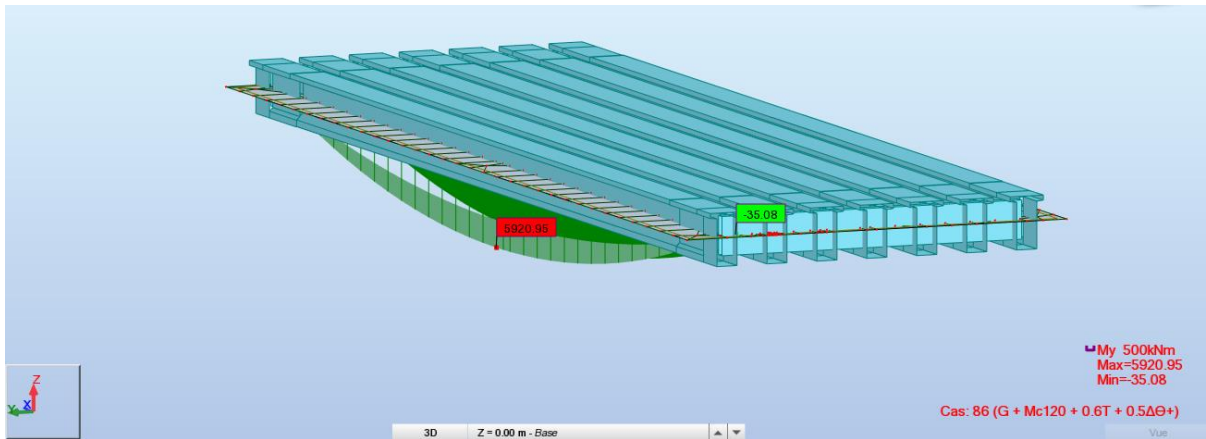


Figure B.7 : Moment fléchissant sous la combinaison $G + Mc120 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta^+$.

Diagrammes des moments à l'ELU :

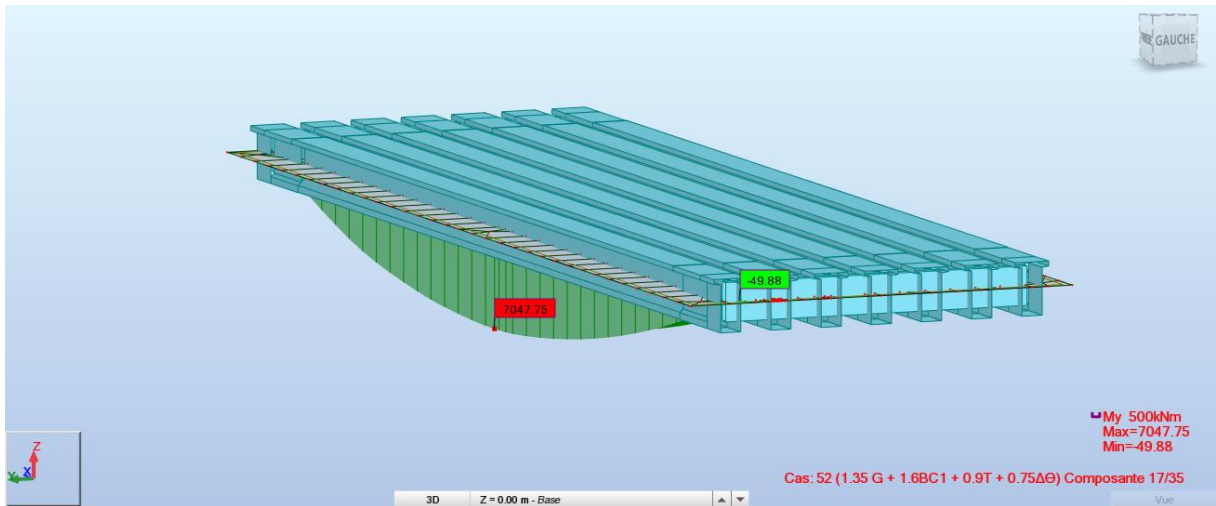


Figure B.8 : Moment fléchissant sous la combinaison $1.35G + 1.6BC1 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$.

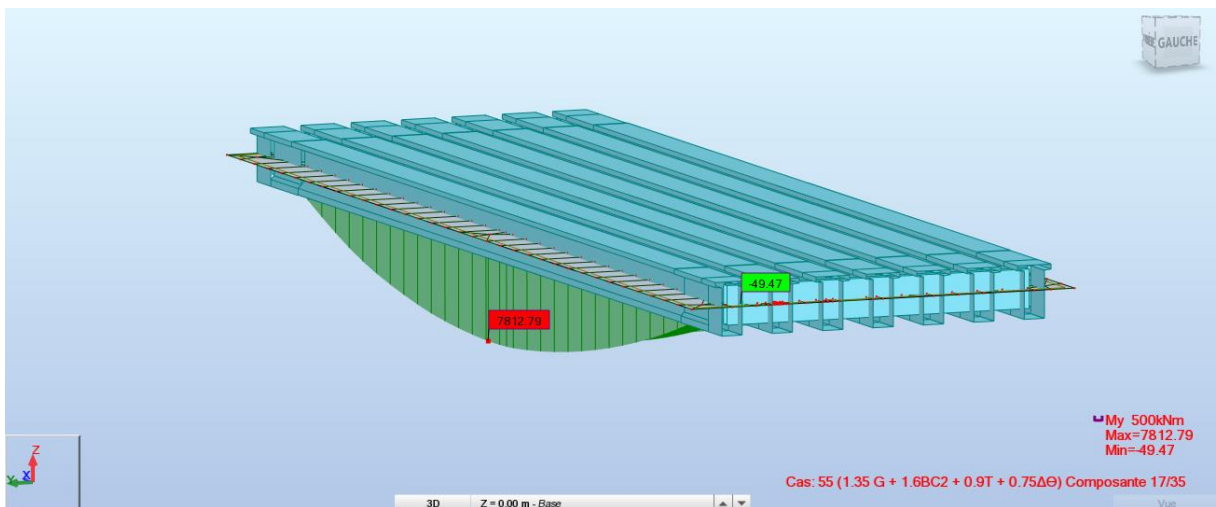


Figure B.9 : Moment fléchissant sous la combinaison $1.35G + 1.6BC2 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$.

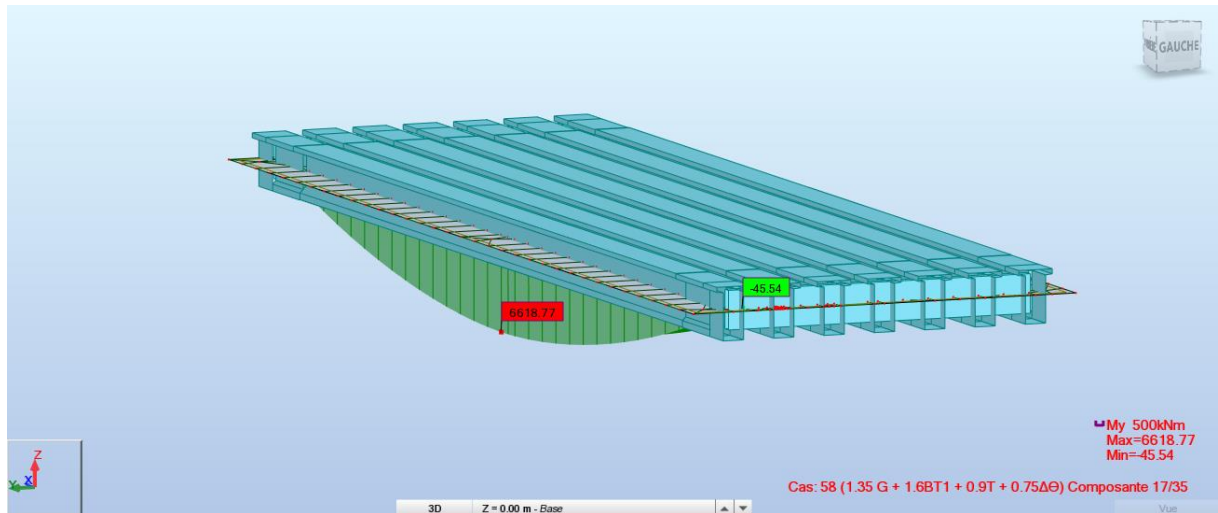


Figure B.10 : Moment fléchissant sous la combinaison $1.35G + 1.6BT1 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$.

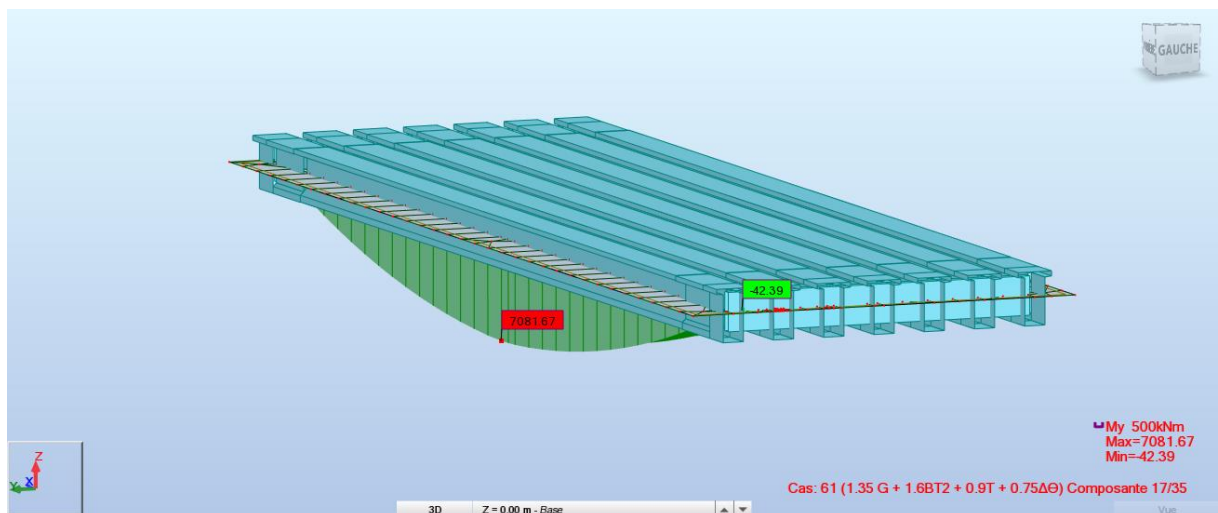


Figure B.11 : Moment fléchissant sous la combinaison $1.35G + 1.6BT2 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$.

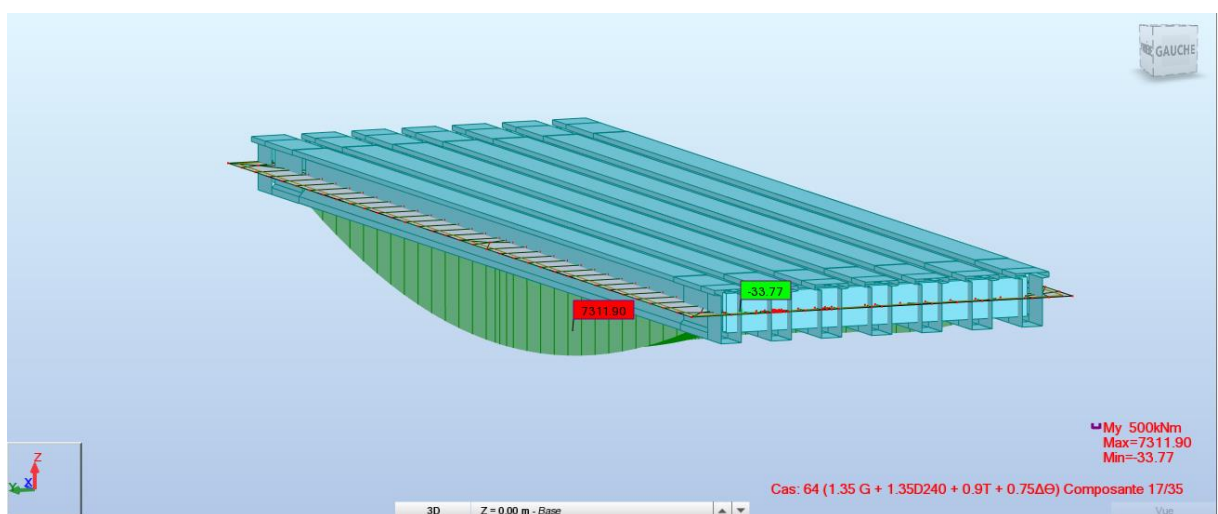


Figure B.13 : Moment fléchissant sous la combinaison $1.35G + 1.35D240 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$.

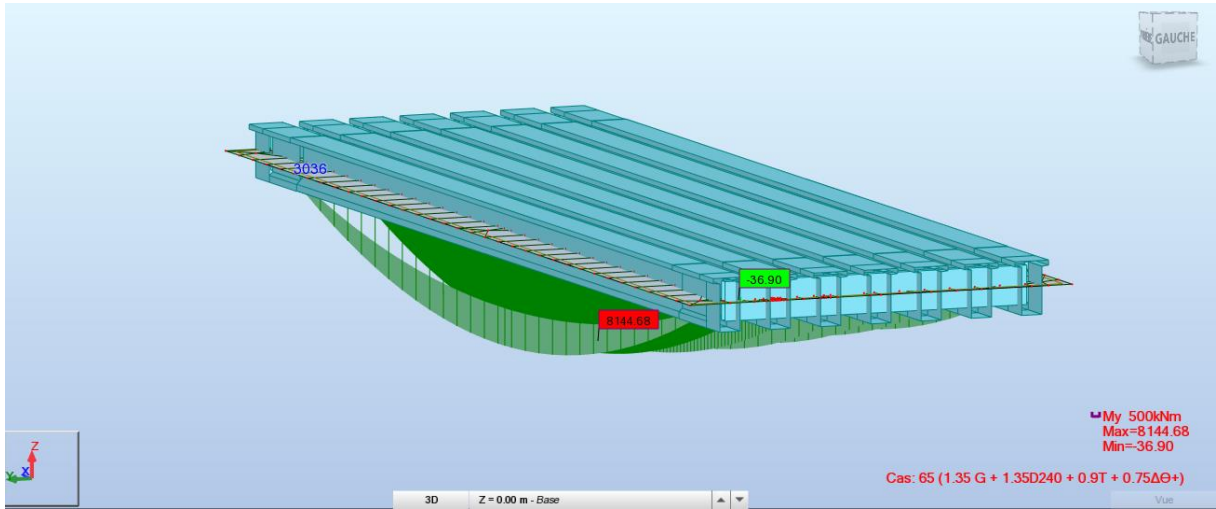


Figure B.14 : Moment fléchissant sous la combinaison $1.35G + 1.35D240 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta^+$.

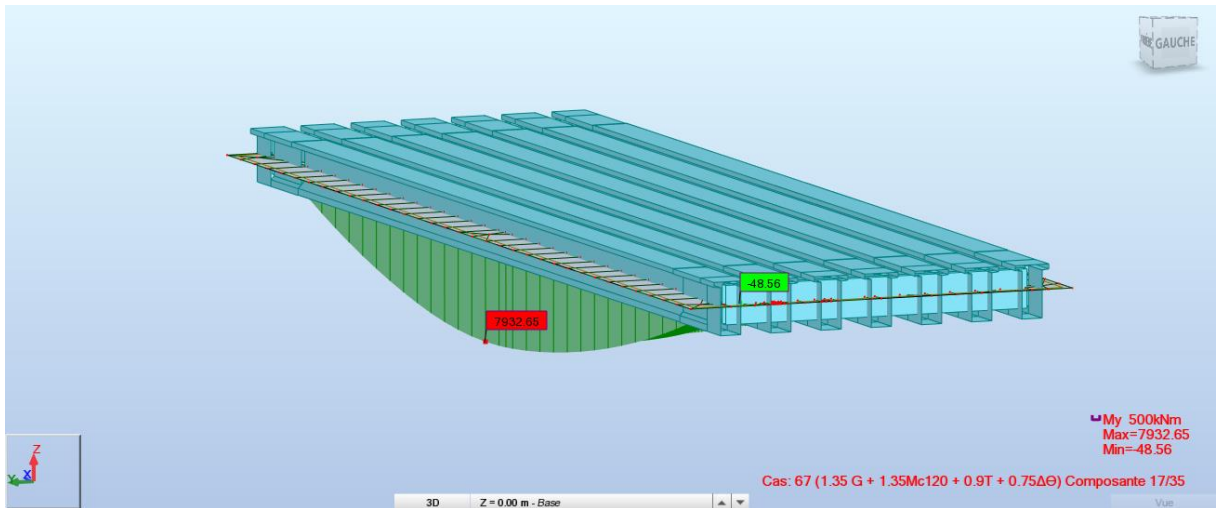


Figure B.15 : Moment fléchissant sous la combinaison $1.35G + 1.35Mc120 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$.

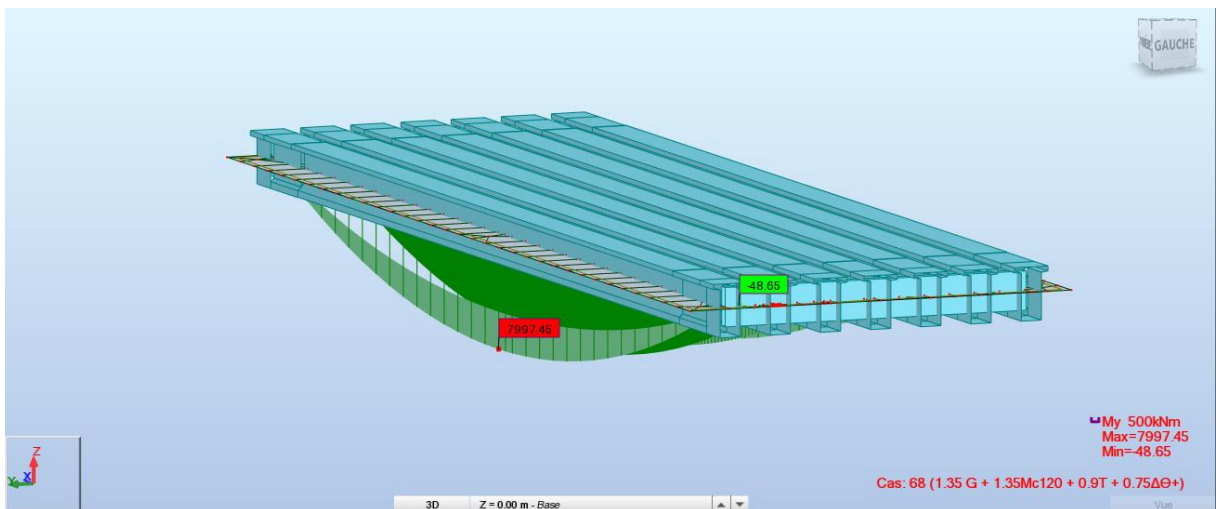


Figure B.16 : Moment fléchissant sous la combinaison $1.35G + 1.35Mc120 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta^+$.

Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELS :

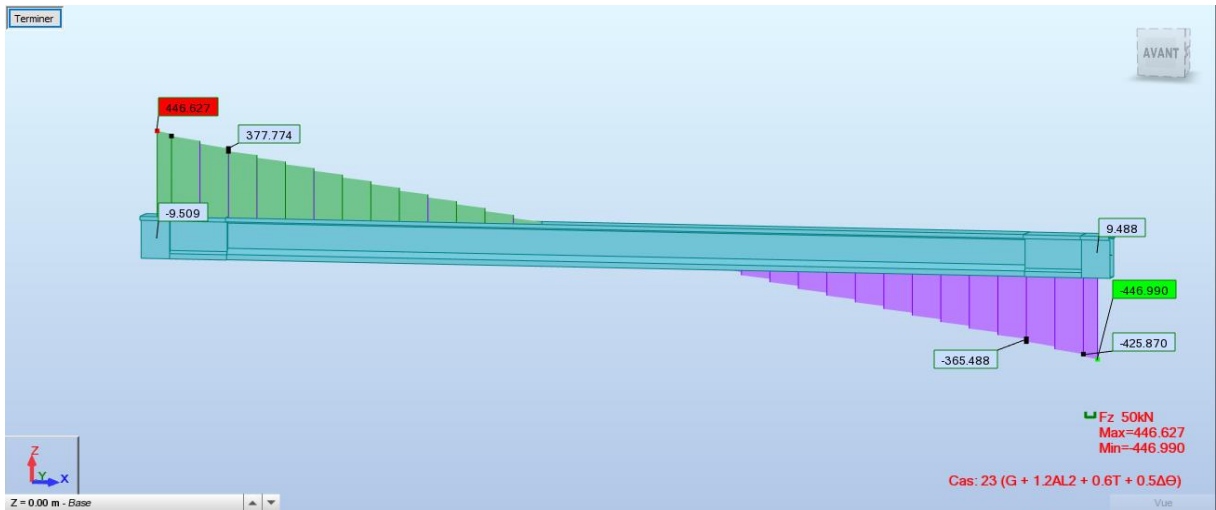


Figure B.17 : Effort tranchant sous la combinaison $G + 1.2AL2 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$.

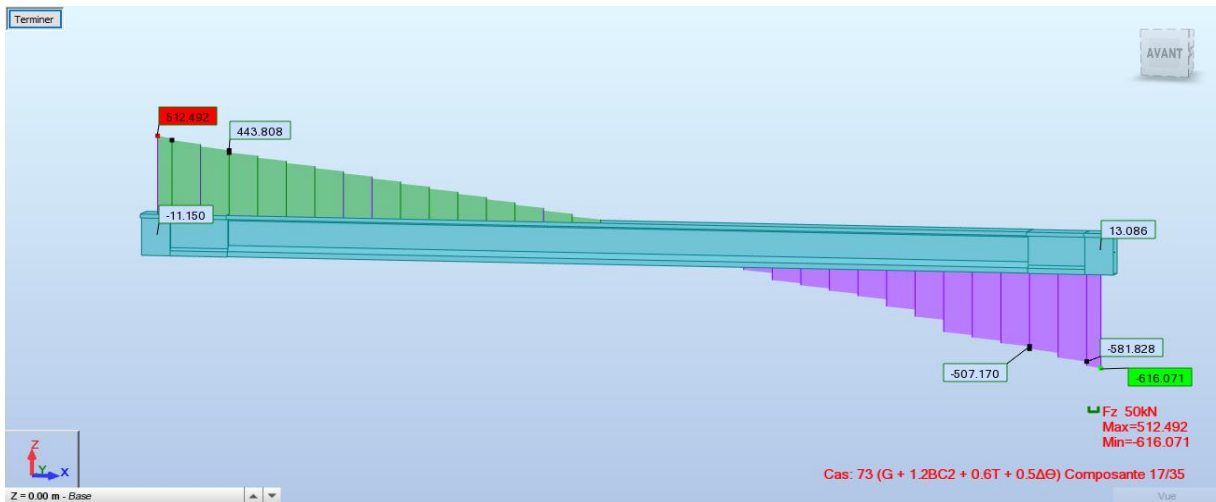


Figure B.18 : Effort tranchant sous la combinaison $G + 1.2Bc2 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$.

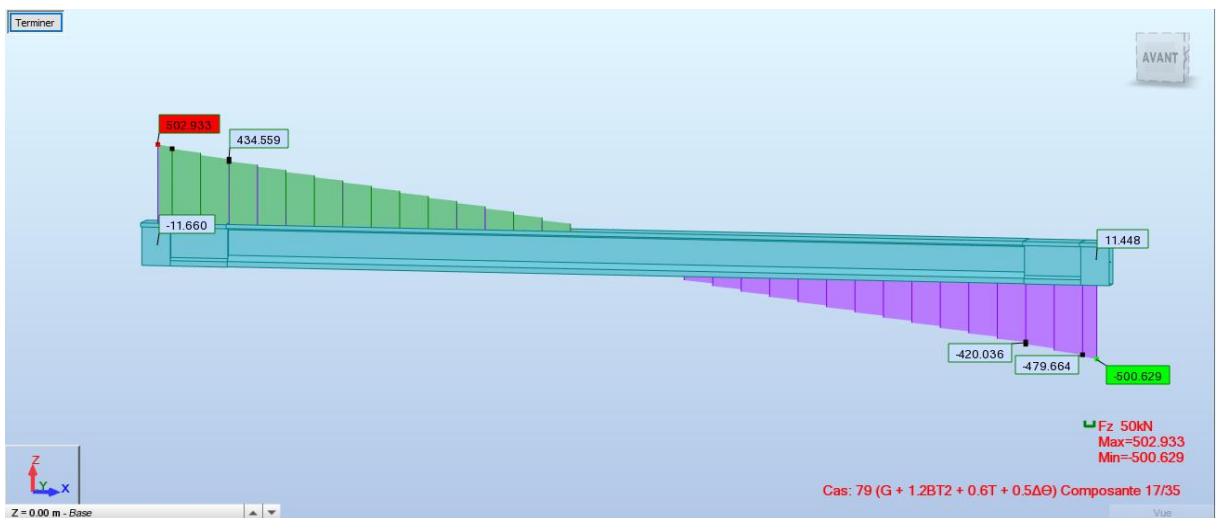


Figure B.19 : Effort tranchant sous la combinaison $G + 1.2BT2 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$.

ANNEXE C : Diagrammes des Efforts Internes

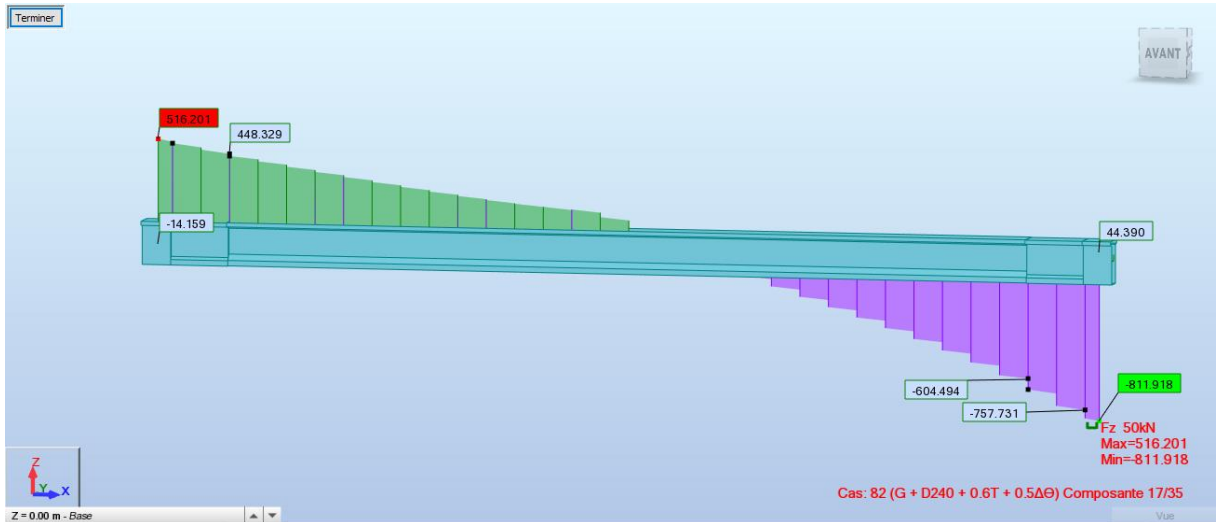


Figure B.20 : Effort tranchant sous la combinaison $G + D240 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$.

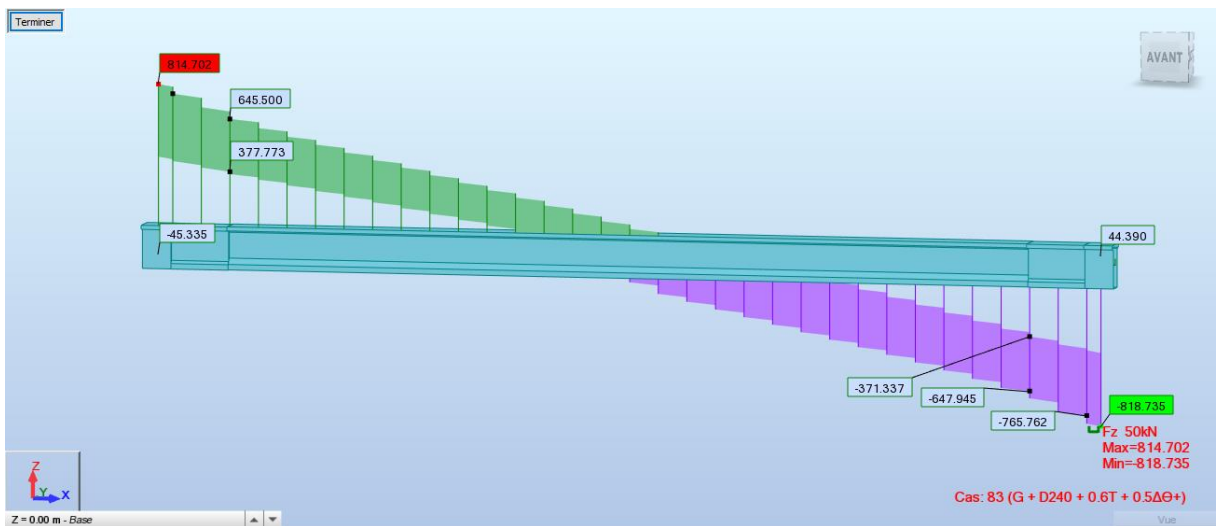


Figure B.21 : Effort tranchant sous la combinaison $G + D240 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta^+$.

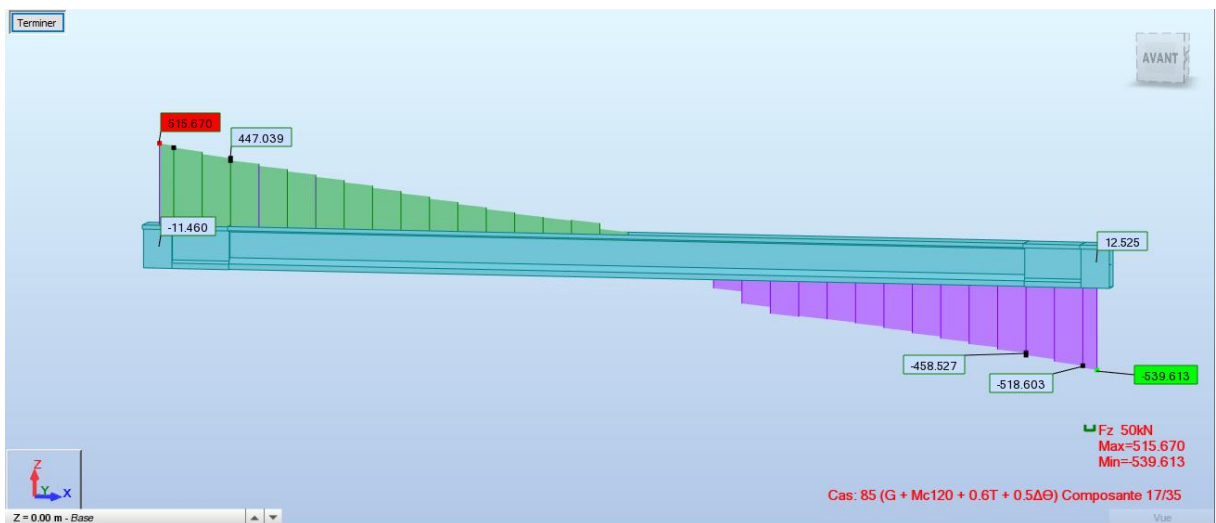


Figure B.22 : Effort tranchant sous la combinaison $G + Mc120 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$.

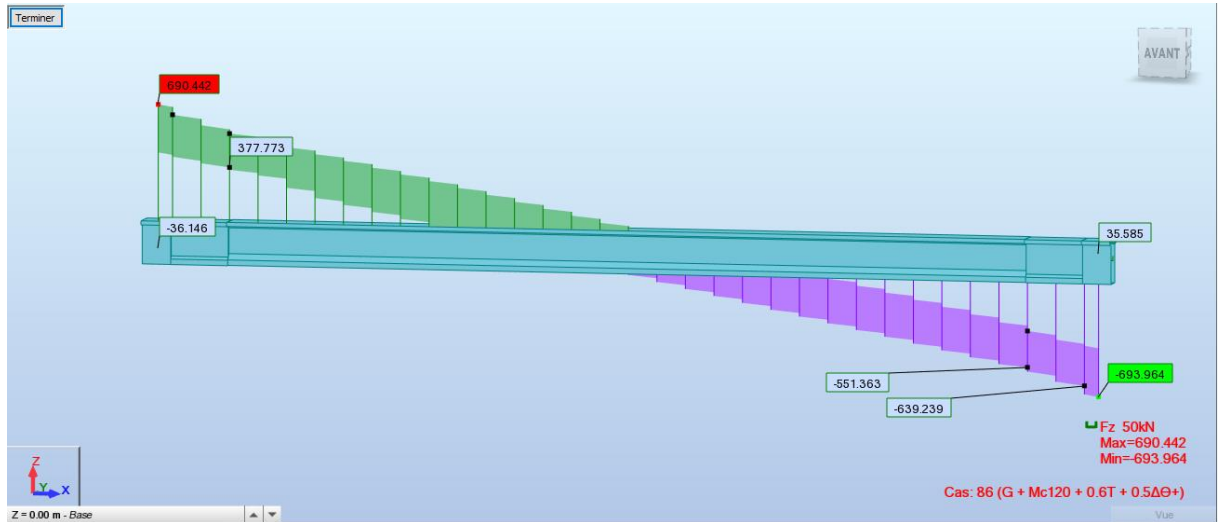


Figure B.23 : Effort tranchant sous la combinaison $G + Mc120 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta^+$.

Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU :

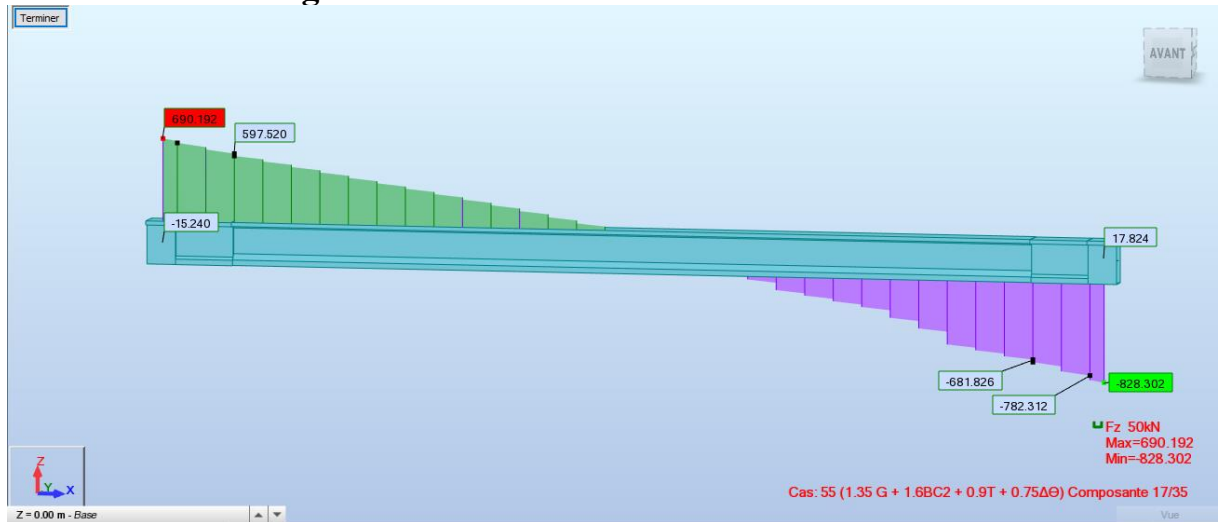


Figure B.24 : Effort tranchant sous la combinaison $1.35G + 1.6BC2 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$.

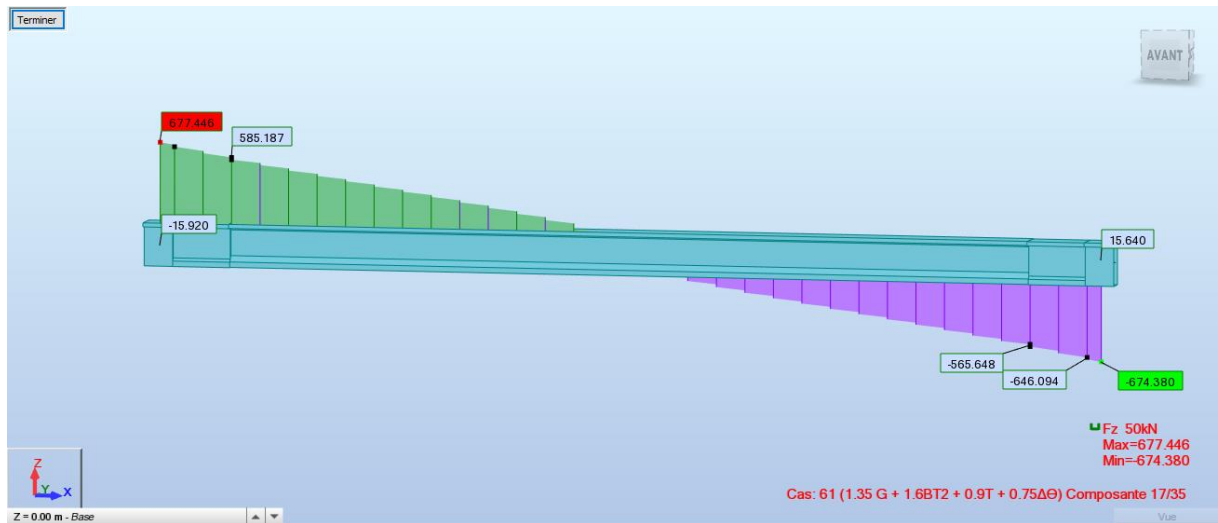


Figure B.25 : Effort tranchant sous la combinaison $1.35G + 1.6BT2 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$.

ANNEXE C : Diagrammes des Efforts Internes

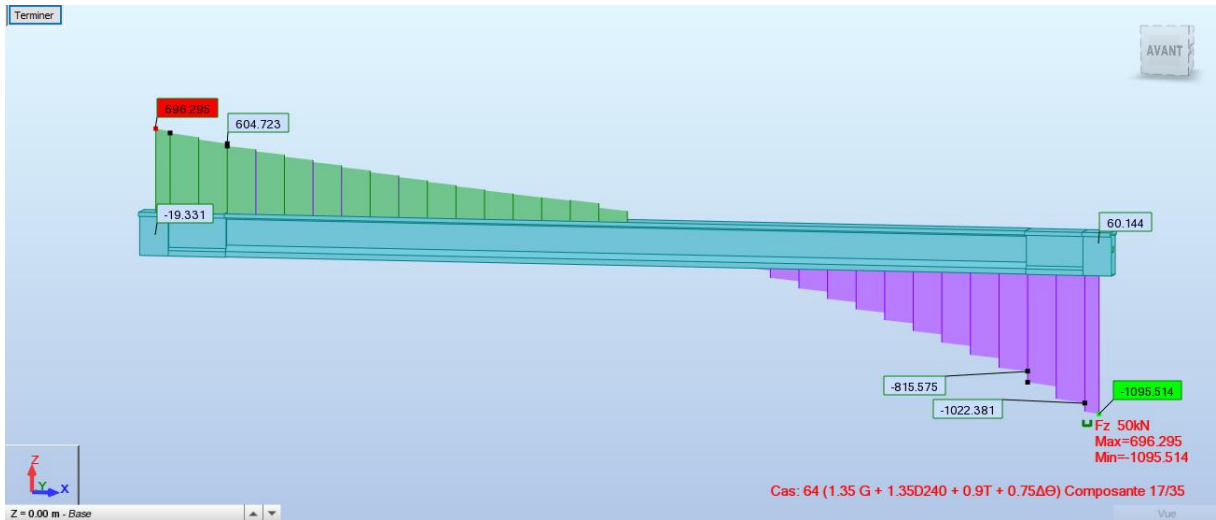


Figure B.26 : Effort tranchant sous la combinaison $1.35G + 1.35D240 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$.

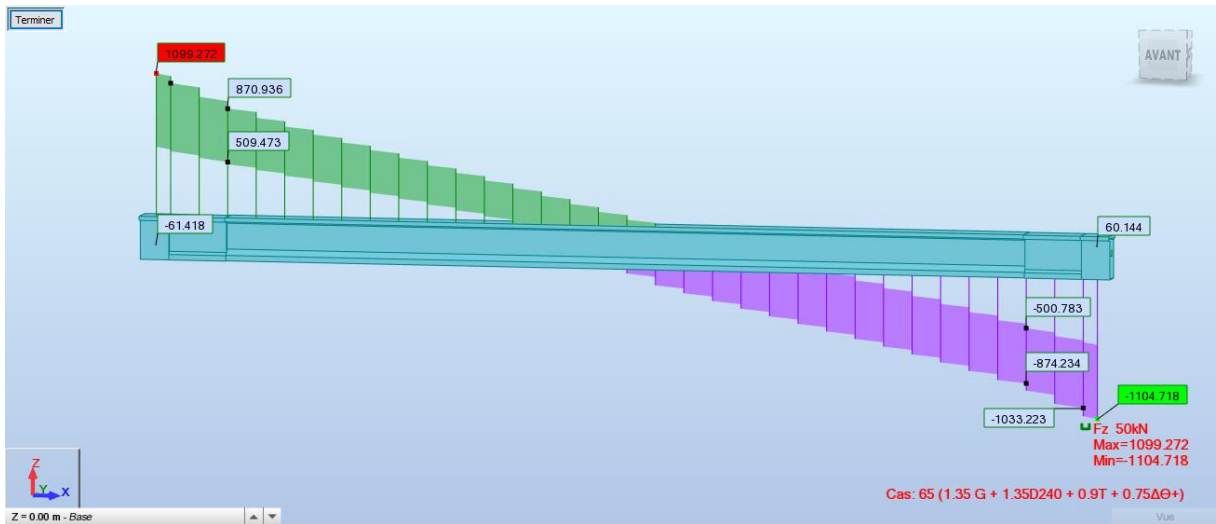


Figure B.27 : Effort tranchant sous la combinaison $1.35G + 1.35D240 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta^+$.

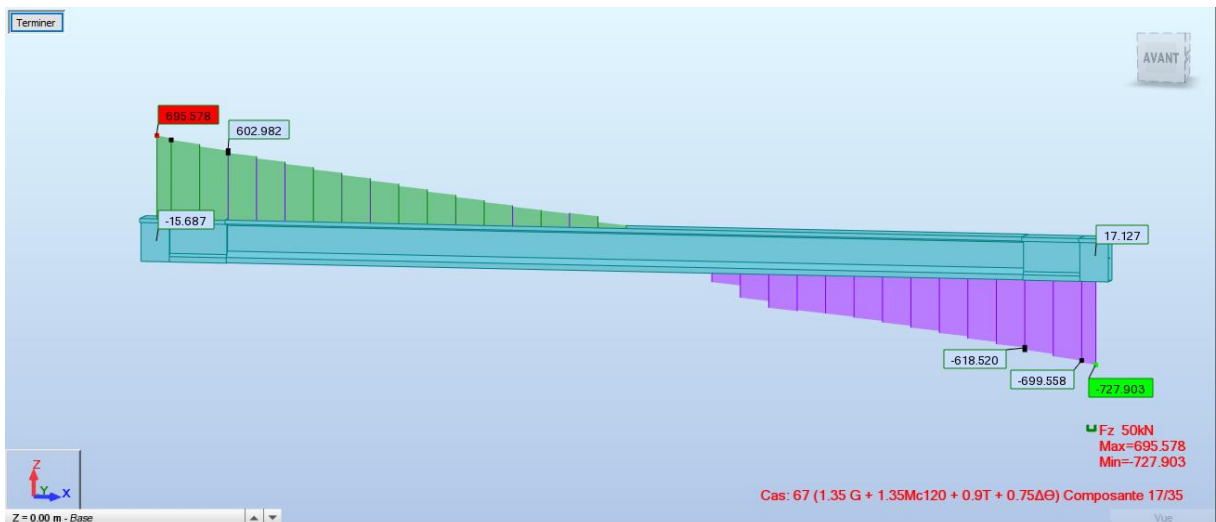


Figure B.28 : Effort tranchant sous la combinaison $1.35G + 1.35Mc120 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$.

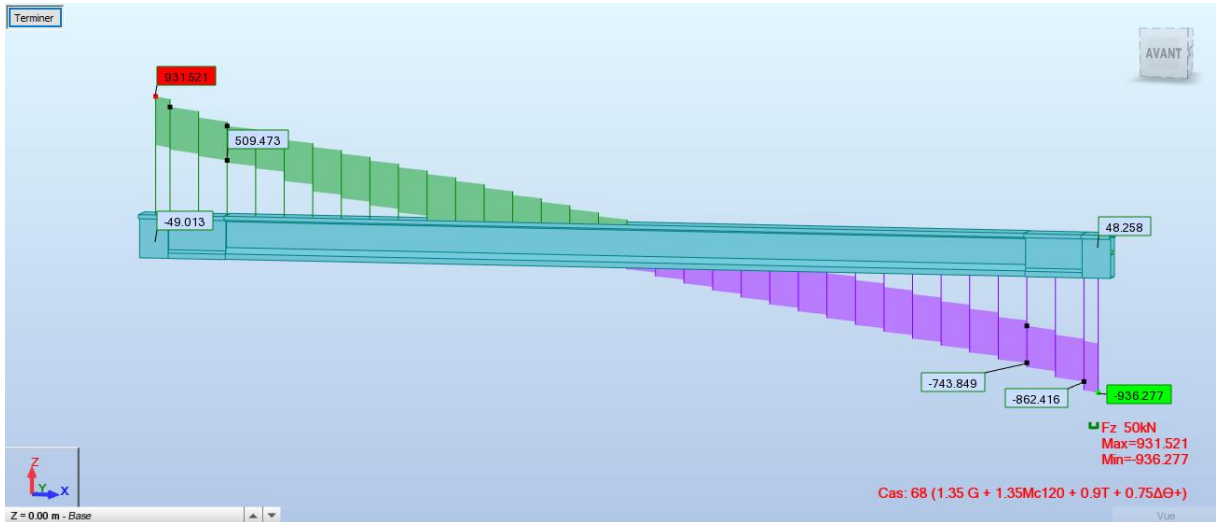


Figure B.29 : Effort tranchant sous la combinaison $1.35G + 1.35Mc_{120} + 0.9T + 0.75\Delta\Theta^+$.

Diagrammes des efforts internes la poutre 4 (la plus sollicité):

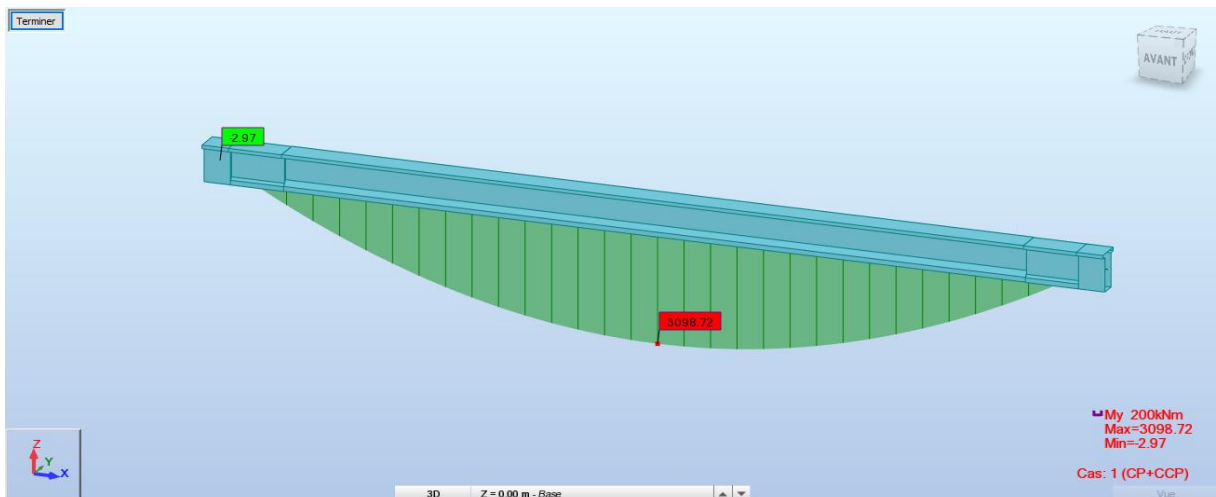


Figure B.30 : Moment fléchissant longitudinal sous le poids propre de poutres + dalle.

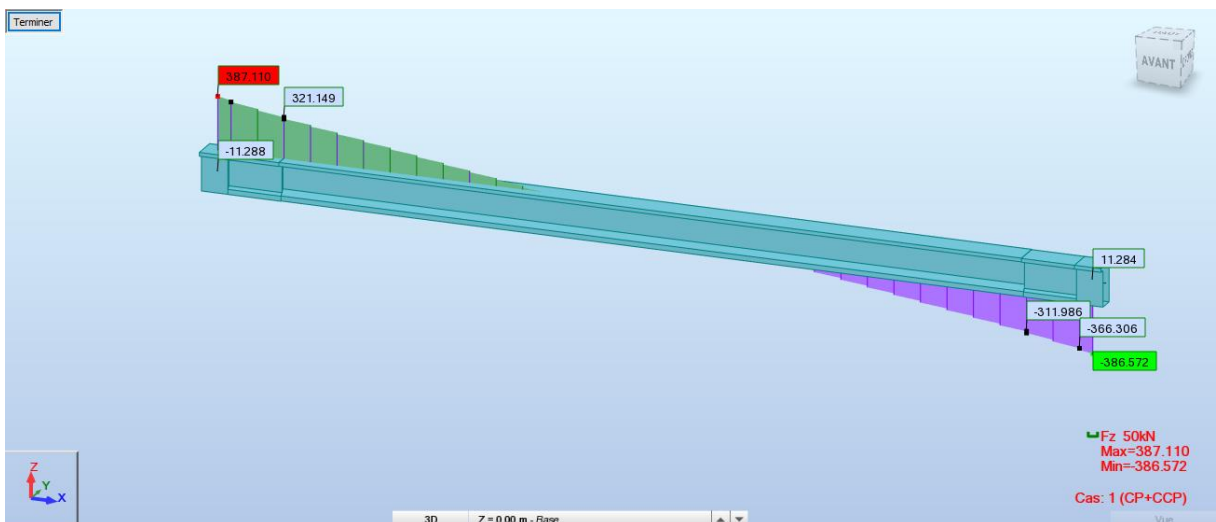


Figure B.31 : Effort tranchant longitudinal sous le poids propre de poutres + dalle.

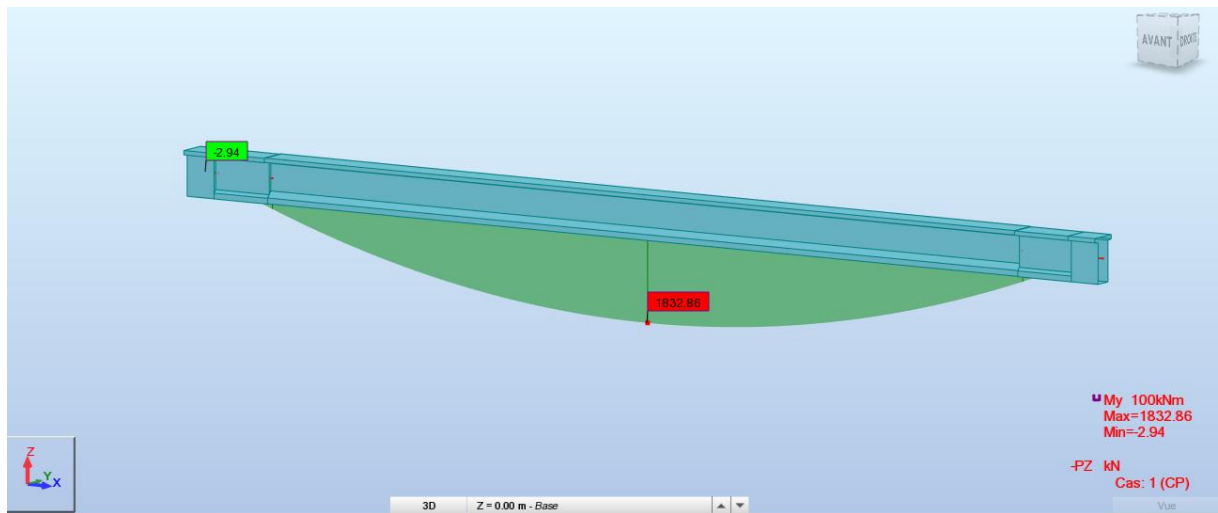


Figure B.32 : Moment fléchissant longitudinal sous le poids propre d'une seule poutre.

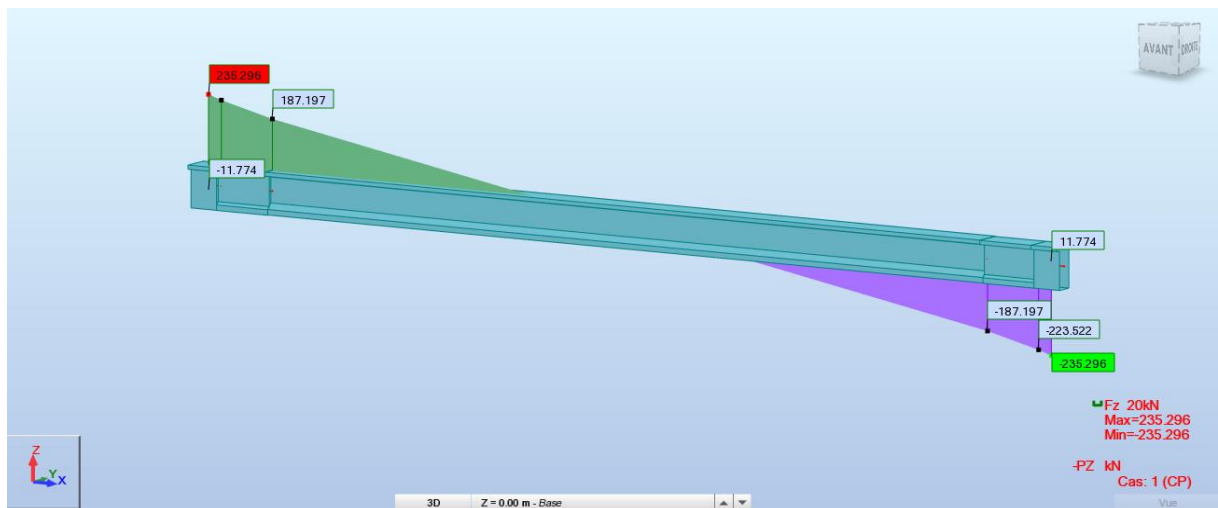


Figure B.33 : Effort tranchant longitudinal sous le poids propre d'une seule poutre.

ANNEXE D



ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Etude de la Précontraintes

Caractéristique des câbles :

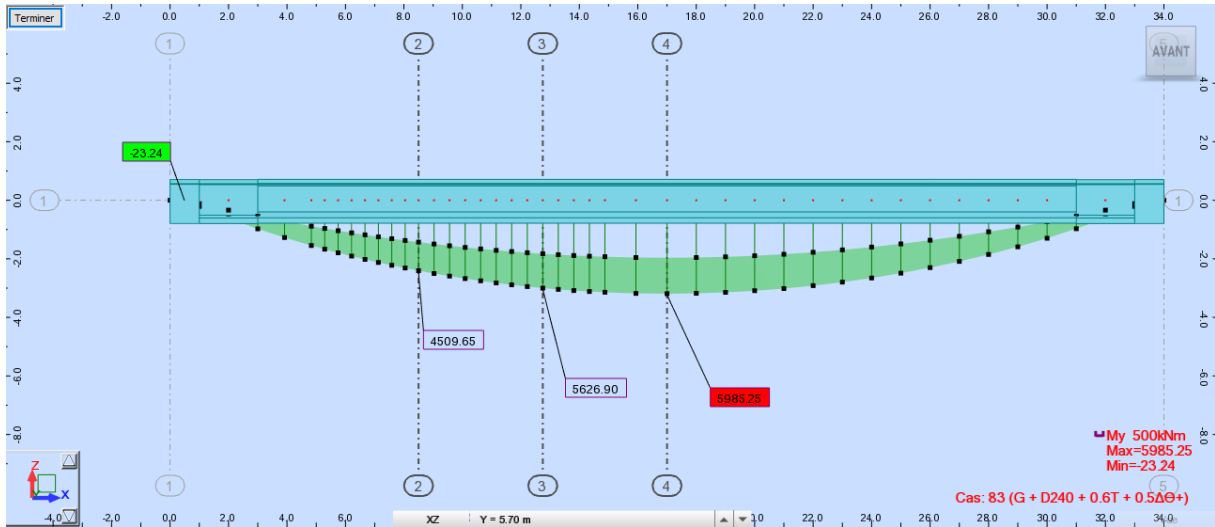
Agrément Technique Européen n° 06/0226

Page 36 de 58

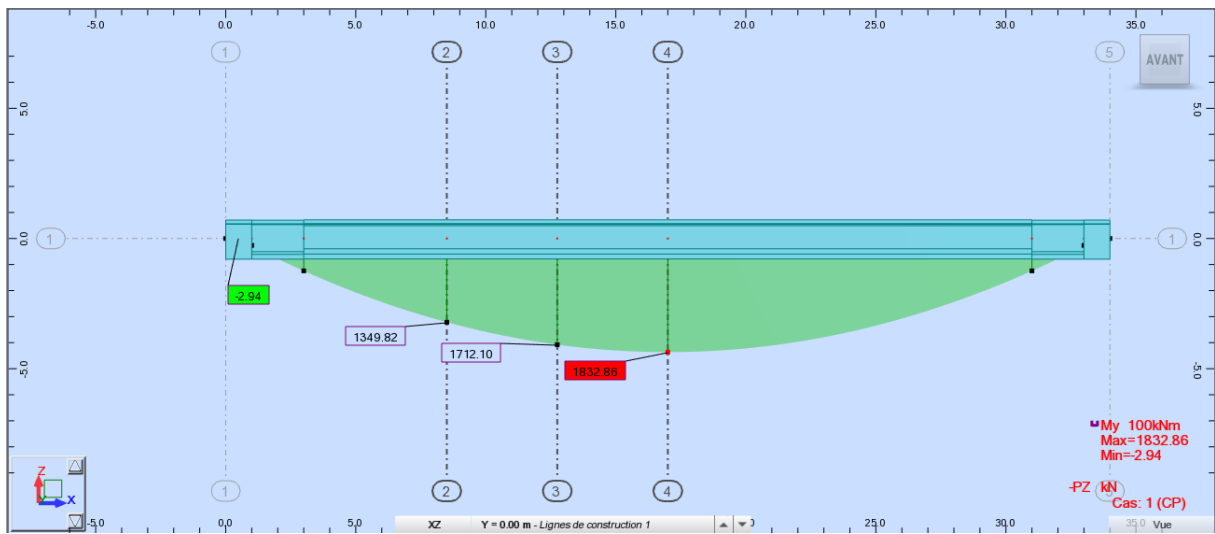
T_m	D	S	F_{pk}	M	$F_{p0.1\%}$	F_o	T_o
MPa	mm	mm ²	kN	kg/m	kN	kN	N/mm ²
1770	12.5	93	165	0.726	145	130.5	1416
1770	12.9	100	177	0.781	156	140.4	1416
1770	15.3	140	248	1.093	218	196.2	1416
1770	15.7	150	266	1.172	234	210.6	1416
1860	12.5	93	173	0.726	152	136.8	1488
1860	12.9	100	186	0.781	164	147.6	1488
1860	15.3	140	260	1.093	229	206.1	1488
1860	15.7	150	279	1.172	246	221.4	1488
<p>D diamètre nominal F_{pk} valeur caractéristique de la charge maximale (égale à $f_{pk} \cdot A_p$ selon Eurocode 2 ou F_m selon prEN) $F_{p0.1\%}$ valeur caractéristique de la charge à la limite conventionnelle d'élasticité à 0,1% F_o force maximale indicative à la mise en tension sous l'ancrage : $F_o = \text{Min} \{ 0,8 F_{pk} ; 0,9 F_{p0.1\%} \}$ m masse nominale par mètre S section nominale T_o contrainte à l'origine correspondante à F_o T_m contrainte à rupture</p>							

Tableau 6. Force maximale sous l'ancrage pour un toron selon Eurocode 2 et prEN 10138-3:2006 (informatif seulement)

Moment de la poutre la plus sollicité en ($x=0$, $x=L/4$, $x=3L/8$, $x=L/2$) à ELS sous combinaison ($G+D240+0.6T+0.5\Delta\Theta$) :



Moment de la poutre la plus sollicité en ($x=0$, $x=L/4$, $x=3L/8$, $x=L/2$) sous charge permanente



ANNEXE E



ETUDE SISMIQUE



ANNEXE E :Etude sismique

Modes Propres Résultats Robot structural Analyses 2018

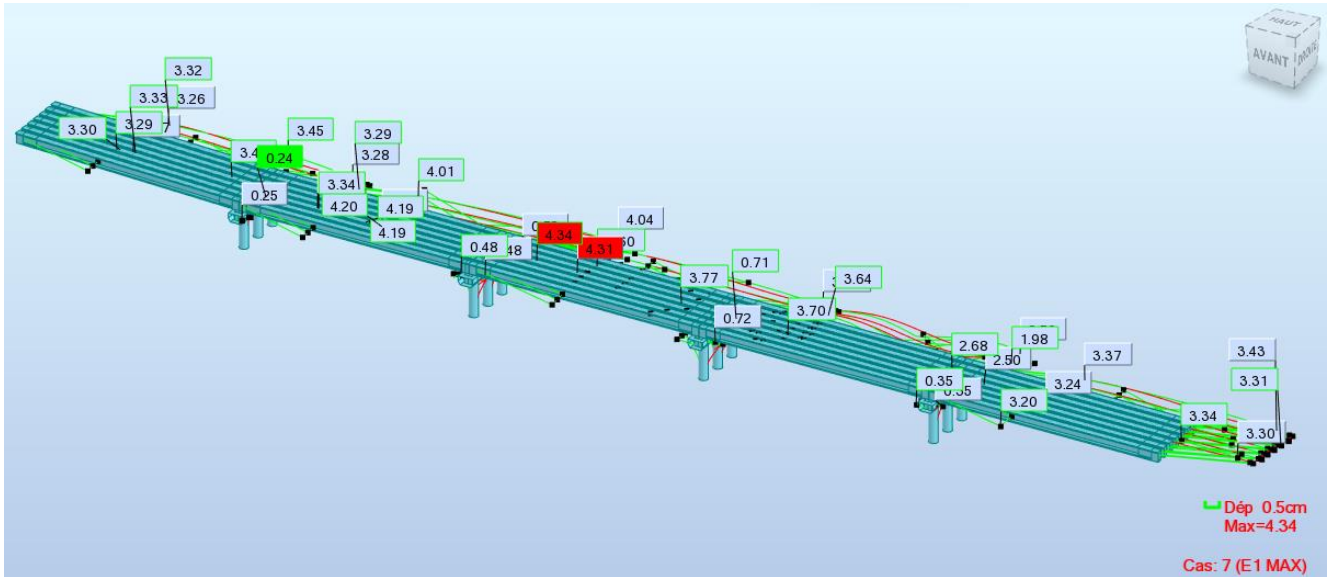
Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
4/ 1	0.98	1.02	3.46	16.46	3.46	16.46	4357896.88	4357896.88
4/ 2	0.98	1.02	35.68	18.6	32.22	2.14	4357896.88	4357896.88
4/ 3	1.02	0.98	36.33	29.79	0.65	11.19	4357896.88	4357896.88
4/ 4	1.02	0.98	41.1	30.93	4.77	1.14	4357896.88	4357896.88
4/ 5	1.03	0.97	41.19	46.81	0.08	15.88	4357896.88	4357896.88
4/ 6	1.04	0.96	53.45	46.86	12.27	0.06	4357896.88	4357896.88
4/ 7	1.05	0.95	53.49	63.92	0.03	17.06	4357896.88	4357896.88
4/ 8	1.07	0.93	67.65	64.01	14.16	0.09	4357896.88	4357896.88
4/ 9	1.08	0.92	67.66	69.91	0.02	5.9	4357896.88	4357896.88
4/ 10	1.13	0.89	67.68	70.98	0.01	1.07	4357896.88	4357896.88
4/ 11	1.15	0.87	67.68	70.98	0	0	4357896.88	4357896.88
4/ 12	1.16	0.86	67.68	71.02	0	0.04	4357896.88	4357896.88
4/ 13	1.2	0.83	67.69	71.51	0.01	0.49	4357896.88	4357896.88
4/ 14	1.99	0.5	82.25	71.51	14.56	0	4357896.88	4357896.88
4/ 15	2.17	0.46	82.25	71.77	0	0.25	4357896.88	4357896.88
4/ 16	2.17	0.46	82.26	71.8	0.01	0.03	4357896.88	4357896.88
4/ 17	2.2	0.46	82.26	71.8	0	0	4357896.88	4357896.88
4/ 18	2.2	0.45	82.26	71.8	0	0	4357896.88	4357896.88
4/ 19	2.22	0.45	82.27	71.8	0.01	0	4357896.88	4357896.88
4/ 20	3.27	0.31	82.27	71.8	0	0	4357896.88	4357896.88
4/ 21	3.27	0.31	82.27	71.8	0	0	4357896.88	4357896.88
4/ 22	3.27	0.31	82.27	71.8	0	0	4357896.88	4357896.88
4/ 23	3.27	0.31	82.27	71.8	0	0	4357896.88	4357896.88
4/ 24	3.27	0.31	82.27	71.8	0	0	4357896.88	4357896.88
4/ 25	3.31	0.3	82.28	71.8	0.01	0	4357896.88	4357896.88
4/ 26	3.32	0.3	82.28	71.8	0	0	4357896.88	4357896.88
4/ 27	3.32	0.3	82.28	71.8	0	0	4357896.88	4357896.88
4/ 28	3.32	0.3	82.29	71.8	0	0	4357896.88	4357896.88
4/ 29	3.36	0.3	82.29	73.47	0	1.67	4357896.88	4357896.88
4/ 30	3.59	0.28	82.29	73.5	0	0.02	4357896.88	4357896.88
4/ 31	3.6	0.28	82.29	73.51	0	0.02	4357896.88	4357896.88
4/ 32	3.6	0.28	82.29	73.54	0	0.02	4357896.88	4357896.88
4/ 33	3.6	0.28	82.29	73.55	0	0.02	4357896.88	4357896.88
4/ 34	3.66	0.27	84.34	73.55	2.05	0	4357896.88	4357896.88
4/ 35	3.93	0.25	84.34	74.56	0	1.01	4357896.88	4357896.88
4/ 36	4.13	0.24	84.34	74.56	0	0	4357896.88	4357896.88
4/ 37	4.13	0.24	84.34	74.56	0	0	4357896.88	4357896.88

ANNEXE E :Etude sismique

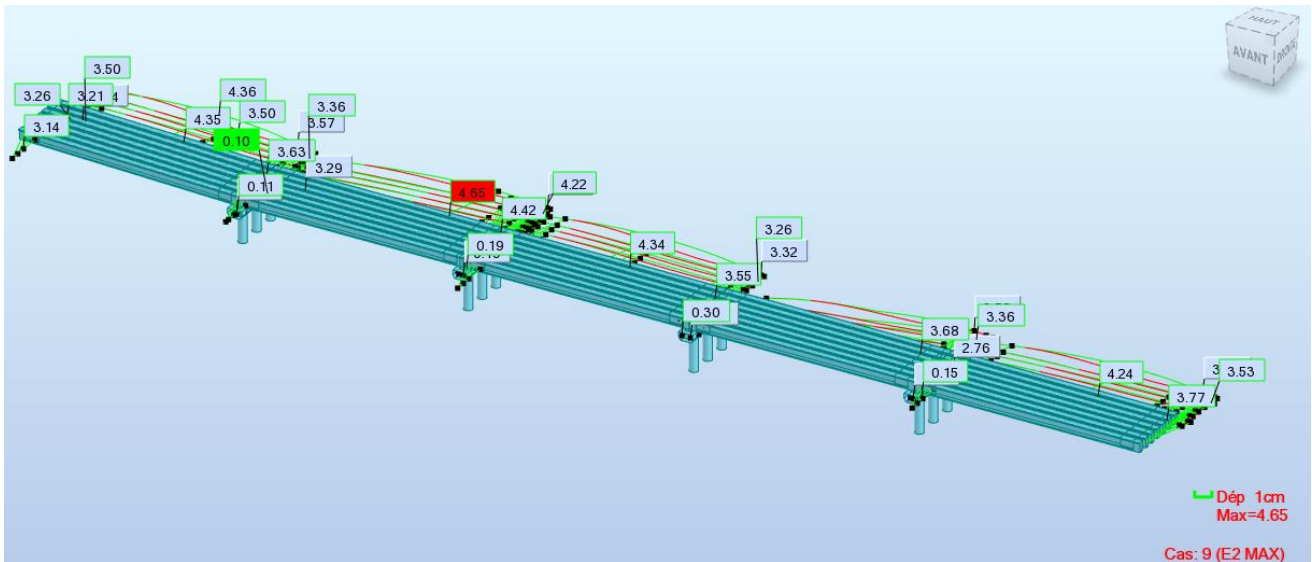
4/ 38	4.13	0.24	84.34	74.56	0	0	4357896.88	4357896.88
4/ 39	4.13	0.24	84.34	74.56	0	0	4357896.88	4357896.88
4/ 40	4.33	0.23	84.34	74.56	0	0	4357896.88	4357896.88
4/ 41	4.33	0.23	84.34	74.56	0	0	4357896.88	4357896.88
4/ 42	4.33	0.23	84.34	74.56	0	0	4357896.88	4357896.88
4/ 43	4.33	0.23	84.34	74.56	0	0	4357896.88	4357896.88
4/ 44	4.49	0.22	86.09	74.56	1.75	0	4357896.88	4357896.88
4/ 45	4.57	0.22	86.09	74.6	0	0.03	4357896.88	4357896.88
4/ 46	4.57	0.22	86.09	74.6	0	0	4357896.88	4357896.88
4/ 47	4.57	0.22	86.09	74.6	0	0	4357896.88	4357896.88
4/ 48	4.57	0.22	86.09	74.6	0	0	4357896.88	4357896.88
4/ 49	4.58	0.22	86.09	74.6	0	0	4357896.88	4357896.88
4/ 50	4.89	0.2	86.09	74.6	0	0	4357896.88	4357896.88
4/ 51	4.89	0.2	86.09	74.6	0	0	4357896.88	4357896.88
4/ 52	4.89	0.2	86.09	74.6	0	0	4357896.88	4357896.88
4/ 53	4.89	0.2	86.11	74.6	0.02	0	4357896.88	4357896.88
4/ 54	4.89	0.2	86.11	74.6	0	0	4357896.88	4357896.88
4/ 55	5	0.2	86.11	75.43	0	0.83	4357896.88	4357896.88
4/ 56	5.05	0.2	86.11	75.43	0	0	4357896.88	4357896.88
4/ 57	5.05	0.2	86.11	75.43	0	0	4357896.88	4357896.88
4/ 58	5.05	0.2	86.11	75.43	0	0	4357896.88	4357896.88
4/ 59	5.06	0.2	86.11	75.43	0	0	4357896.88	4357896.88
4/ 60	5.14	0.19	86.14	75.43	0.02	0	4357896.88	4357896.88
4/ 61	5.14	0.19	94.9	75.43	8.76	0	4357896.88	4357896.88
4/ 62	5.32	0.19	94.9	77.81	0	2.38	4357896.88	4357896.88

Déplacement de l'ouvrage

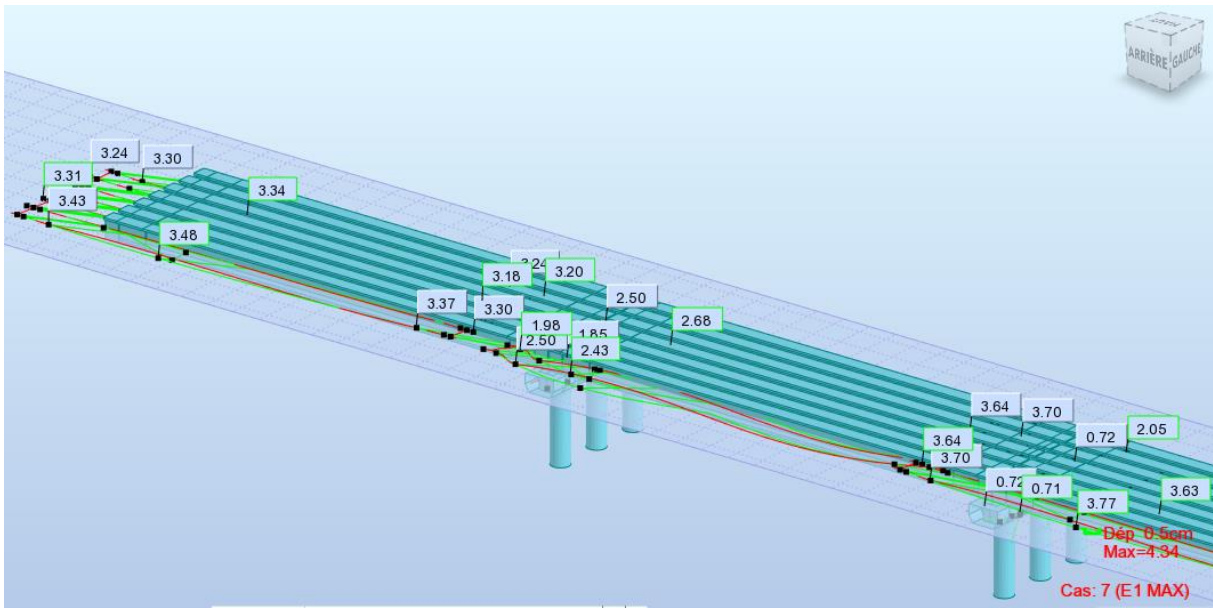
La figure montre le déplacement max de l'ouvrage sous la combinaison E1 ($E_X+0.3E_Y$) :



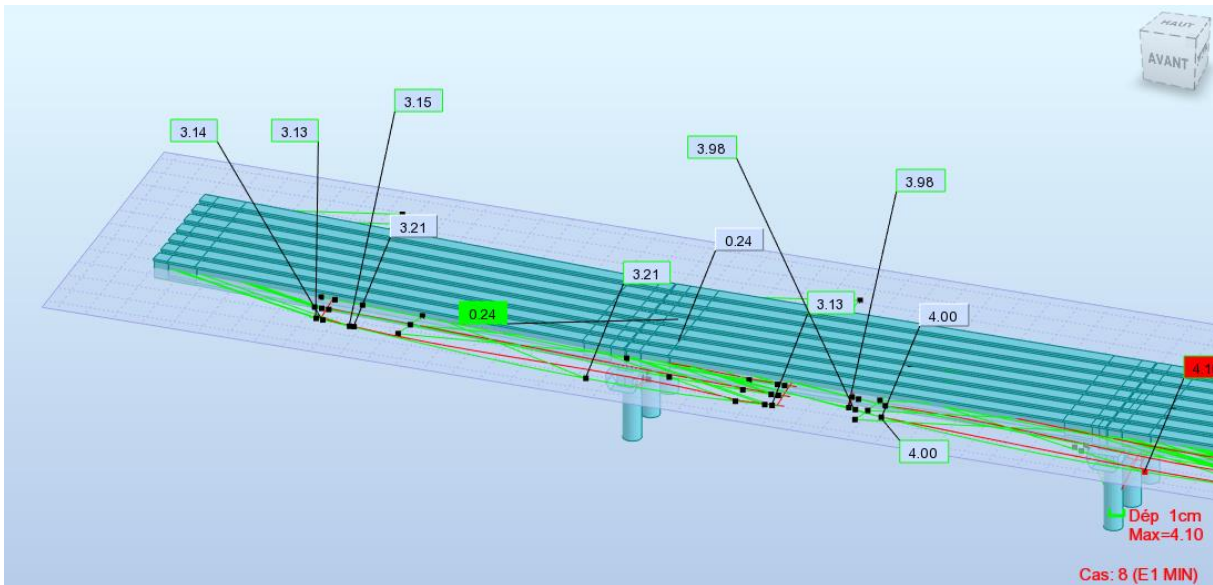
La figure montre le déplacement max de l'ouvrage sous la combinaison E2 ($E_Y+0.3E_X$)



La figure montre le déplacement des nœuds au niveau de la culé (C₁) :



La figure montre le déplacement des nœuds au niveau de la culé (C₂) :



Etude de l'Infrastructure

Evaluation des efforts normaux sismiques à la base de chaque fût :

Appuis	P01	P02	P03	P04
Ex	301.84	374.90	542.71	9.895
Ey	270.71	363.72	299.43	328.93
E1/fût	91.40	121.87	90.62	108.57
E2 /fût	273.77	367.53	299.67	331.90

Evaluation des moments sismiques Mx à la base de chaque fût :

Appuis	P01	P02	P03	P04
Ex	119.24	253.14	13.88	14.58
Ey	690.44	923.77	760.02	833.82
E1/fût	229.03	303.97	230.01	264.73
E2 /fût	697.01	931.82	760.63	838.19

Evaluation des moments sismiques My à la base de chaque fût :

Appuis	P01	P02	P03	P04
Ex	1 470.16	2 217.74	3 147.70	1 559.89
Ey	362.23	429.54	214.99	45.72
E1/fût	1 462.5	2 197.48	3 145.45	1 550.96
E2 /fût	516.33	732.85	1 155.41	513.69

Evaluation de la réaction horizontale Rx à la base de chaque fût (et sur culée) :

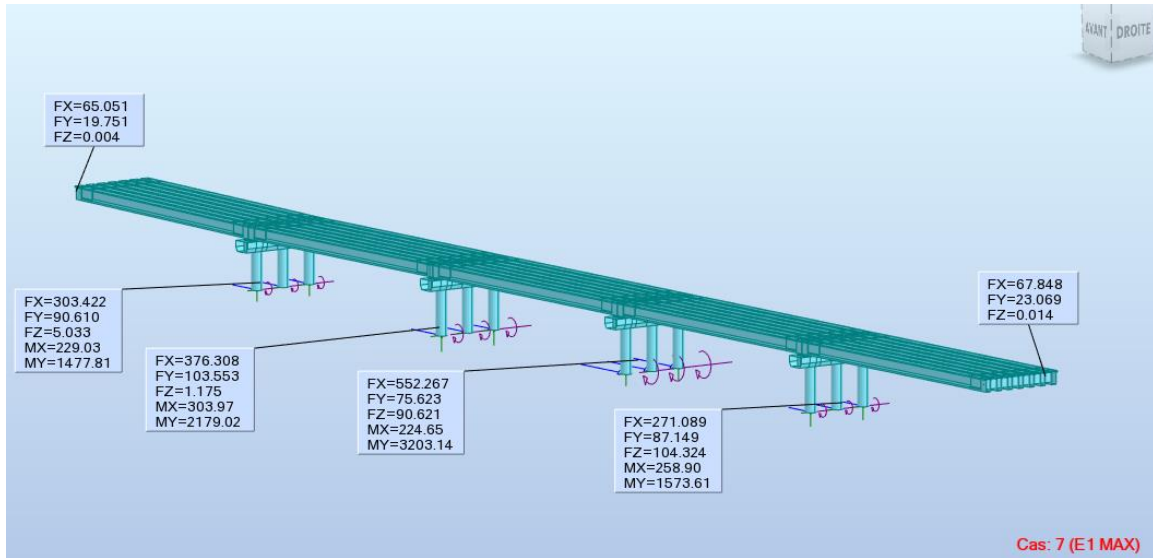
Appuis	C01	P01	P02	P03	P04	C02
Ex	64.77	301.84	382.03	542.71	268.72	67.27
Ey	3.66	72.50	74.02	37.07	7.89	2.143
E1/fût	/	303.42	385.42	552.26	271.08	/
E2 /fût	/	103.35	126.25	199.21	88.50	/

Evaluation de la réaction horizontale Ry à la base de chaque fût

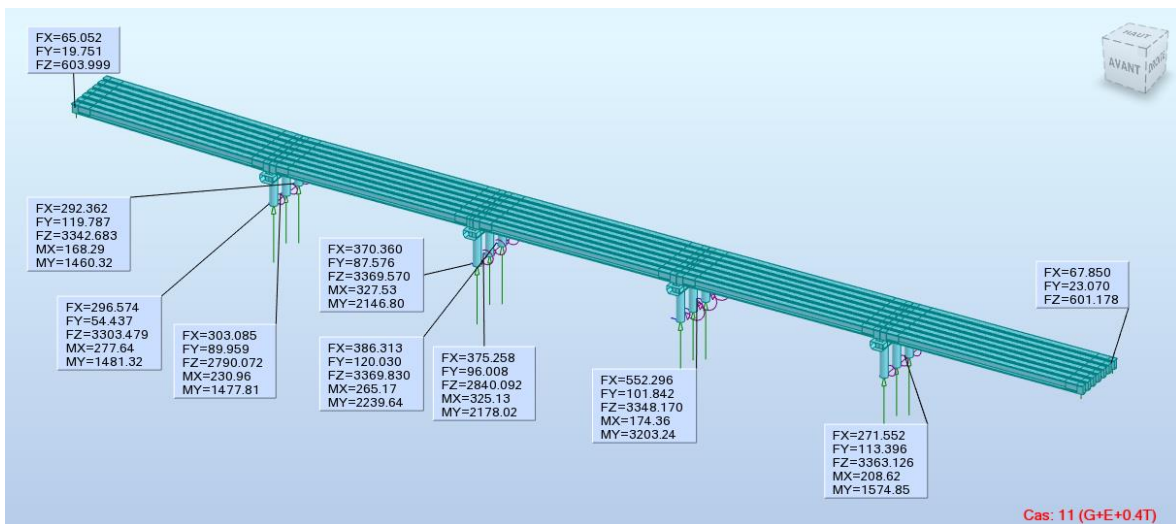
Appuis	C01	P01	P02	P03	P04	C02
Ex	0.929	8.760	9.142	0.661	4.946	1.945
Ey	62.77	272.83	314.70	258.92	284.04	70.460
E1/fût	/	90.610	103.55	78.360	90.160	/
E2 /fût	/	275.46	317.44	259.12	285.53	/

Récapitulatif des efforts à la base de chaque fût

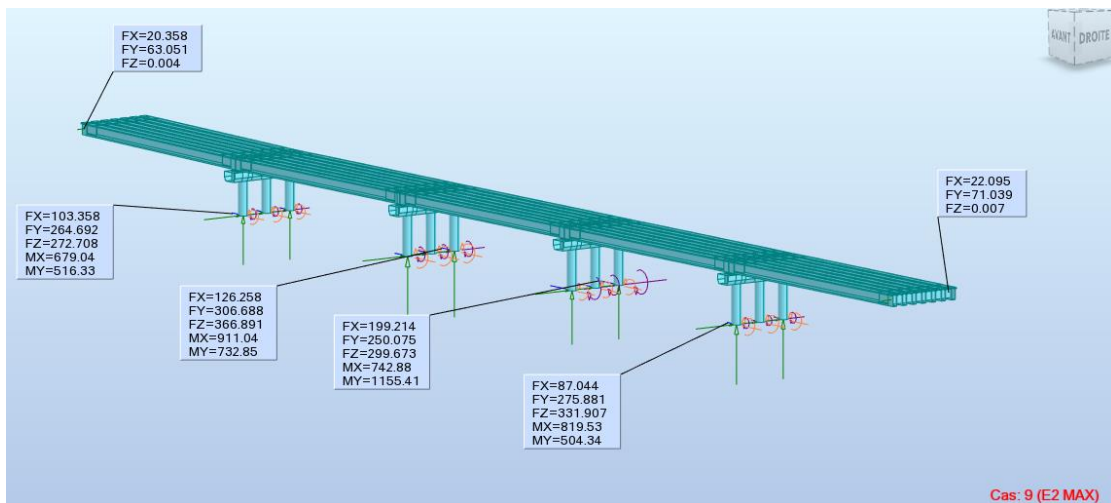
Sous la combinaison E1 (EY+0.3EX) :



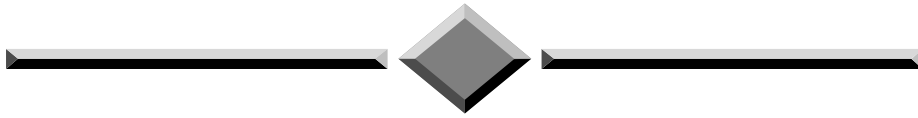
Sous la combinaison E2 (EY+0.3EX) :



Sous la combinaison accidentelles (G + E + 0.4 ΔT) :



ANNEXE F



FERRAILLAGE

Ferrailage de l'Entretoise Nappe inférieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,00$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,00$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

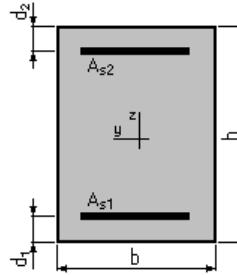
2. Section:

$b = 30,0$ (cm)

$h = 110,0$ (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)	305.83	0,00
Etat Limite de Service	226,54	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 9.4$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 0,00$ (cm²)

Section minimum $A_{s_{min}} = 3.5$ (cm²)

théorique $\rho = 0,11$ (%)

minimum $\rho_{min} = 0,11$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{max} = 305.83$ (KN.m) $M_{min} = 0,00$ (KN.m)

Coefficient de sécurité: 1,36 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 8.6$ (cm)

Bras de levier: $Z = 101,5$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0,9$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 434,78$ (MPa)

Cas ELS $M_{max} = 135,67$ (KN.m) $M_{min} = 0,00$ (KN.m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 27,1$ (cm)

Bras de levier: $Z = 96,0$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 5.8$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,00$ (MPa)

Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 250.0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,00$ (MPa)

Ferrailage de l'Entretoise Nappe supérieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,00$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,00$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

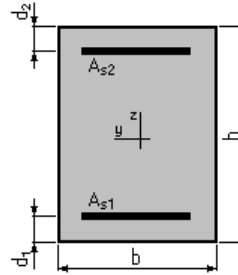
2. Section:

$b = 30,0$ (cm)

$h = 110,0$ (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)	-472,85	0,00
Etat Limite de Service	-325,08	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 0,00$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 14,9$ (cm²)

Section minimum $A_{s_{min}} = 0,00$ (cm²)

théorique $\rho = 0,47$ (%)

minimum $\rho_{min} = 0,11$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{max} = -472,93$ (KN.m) $M_{min} = 0,00$ (KN.m)

Coefficient de sécurité: 1,36 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 13,6$ (cm)

Bras de levier: $Z = 99,6$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 1,49$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{max} = -350,32$ (KN.m) $M_{min} = 0,00$ (KN.m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 32,8$ (cm)

Bras de levier: $Z = 94,1$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 7,6$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,00$ (MPa)

Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 250,00$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,00$ (MPa)

Ferrailage de l'Entretoise Armatures transversales (Calcul de Section à l'effort tranchant)

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,00$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,00$ (MPa)

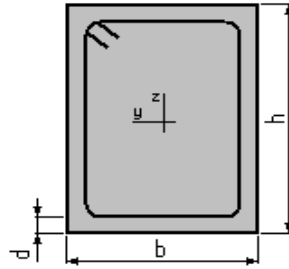
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Reprise de bétonnage
- Calcul en poutre

2. Section:

$b = 30,0$ (cm)

$h = 110,0$ (cm)

$d = 5,0$ (cm)



3. Efforts tranchants appliqués:

	V (KN)	N (KN)
Etat Limite Ultime (fondamental)	880,30	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 3.5$ (MPa)

Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 4.7$ (MPa)

5. Armatures transversales :

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg)

Longueur de la travée : $L = 3.5$ (m)

Armatures d'effort tranchant :

Section $A_t = 2,3$ (cm²)

Cadres: 2 Ø 12

Espacement : $S_t = 10.8$ (cm)

Espacement maximum: $S_{t,max} = 40,00$ (cm)

Répartition des armatures d'âmes à mi-portée : 5 + 9*10 + 1*11 + 1*16 + 1*20 (cm)

Ferrailage de l'Hourdis Nappe inférieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,00$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,00$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

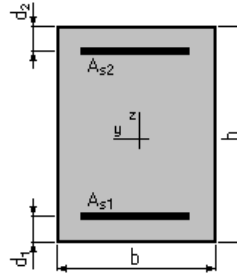
2. Section:

$b = 100,0$ (cm)

$h = 25,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)



3. Moments appliqués:

M_{max} (KN.m)

M_{min} (KN.m)

Etat Limite Ultime (fondamental)	42,13	0,00
Etat Limite de Service	31,64	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 7,00$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 0,00$ (cm²)

Section minimum $A_{s_{min}} = 3,1$ (cm²)

théorique $\rho = 0,35$ (%)

minimum $\rho_{min} = 0,16$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{max} = 42,13$ (KN.m) $M_{min} = 0,00$ (KN.m)

Coefficient de sécurité: 1,38 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 1,9$ (cm)

Bras de levier: $Z = 19,2$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 1,06$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{max} = 36,90$ (KN.m) $M_{min} = 0,00$ (KN.m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 5,5$ (cm)

Bras de levier: $Z = 18,2$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 6,3$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,00$ (MPa)

Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 250,00$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,00$ (MPa)

Ferrailage de l'Hourdis Nappe supérieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,00$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,00$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

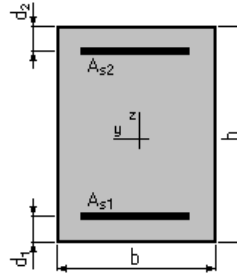
2. Section:

$b = 100,0$ (cm)

$h = 25,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)



3. Moments appliqués:

M_{max} (KN.m)

M_{min} (KN.m)

Etat Limite Ultime (fondamental)	-34,97	0,00
Etat Limite de Service	-26,20	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 0,00$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 5,7$ (cm²)

Section minimum $A_{s_{min}} = 0,00$ (cm²)

théorique $\rho = 0,29$ (%)

minimum $\rho_{min} = 0,16$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{max} = -34,97$ (KN.m) $M_{min} = 0,00$ (KN.m)

Coefficient de sécurité: 1,38 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 1,6$ (cm)

Bras de levier: $Z = 19,4$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0,85$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{max} = -26,20$ (KN.m) $M_{min} = 0,00$ (KN.m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 5,1$ (cm)

Bras de levier: $Z = 18,3$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 2,5$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,00$ (MPa)

Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 250,00$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,00$ (MPa)

Ferrailage de che tre Nappe inférieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,00$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,00$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

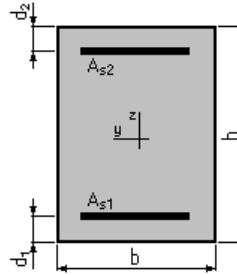
2. Section:

$b = 220,0$ (cm)

$h = 150,0$ (cm)

$d_1 = 7,0$ (cm)

$d_2 = 7,0$ (cm)



3. Moments appliqués:

M_{max} (KN.m)

M_{min} (KN.m)

Etat Limite Ultime (fondamental)	436.16	0,00
Etat Limite de Service	323.08	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 24,90$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 0,00$ (cm²)

Section minimum $A_{s_{min}} = 24,90$ (cm²)

théorique $\rho = 0,10$ (%)

minimum $\rho_{min} = 0,10$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{max} = 436,16$ (KN.m) $M_{min} = 0,00$ (KN.m)

Coefficient de sécurité: 2,76 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 4,0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 111,4$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0,37$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 434,78$ (MPa)

Cas ELS $M_{max} = 323,08$ (KN.m) $M_{min} = 0,00$ (KN.m)

Coefficient de sécurité: 2,06

Position de l'axe neutre: $y = 18,0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 107,0$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0,60$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,20$ (MPa)

Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 7,7$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,00$ (MPa)

Ferrailage de che tre Nappe supérieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,00$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,00$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

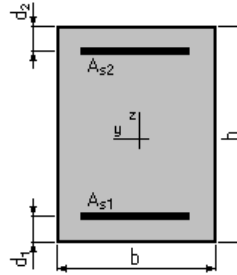
2. Section:

$b = 220,0$ (cm)

$h = 120,0$ (cm)

$d_1 = 7,0$ (cm)

$d_2 = 7,0$ (cm)



3. Moments appliqués:

M_{max} (KN.m)

M_{min} (KN.m)

Etat Limite Ultime (fondamental)	-2609.06	0,00
Etat Limite de Service	-1932.64	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 0,00$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 74.9$ (cm²)

Section minimum $A_{s_{min}} = 0,00$ (cm²)

théorique $\rho = 0,30$ (%)

minimum $\rho_{min} = 0,10$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{max} = -2609.06$ (KN.m) $M_{min} = 0,00$ (KN.m)

Coefficient de sécurité: 1,35 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 12,1$ (cm)

Bras de levier: $Z = 108,2$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 1.2$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{max} = -1932.64$ (KN.m) $M_{min} = 0,00$ (KN.m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 29,2$ (cm)

Bras de levier: $Z = 103,3$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 5.8$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,20$ (MPa)

Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 250,00$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,00$ (MPa)

Ferrailage de chevre Armatures transversales (Calcul de Section à l'effort tranchant)

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,00$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,00$ (MPa)

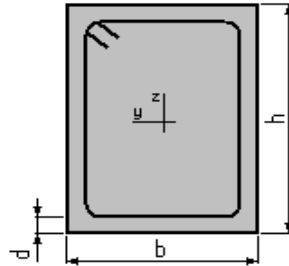
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration non préjudiciable
- Pas de reprise de bétonnage
- Calcul en poutre

2. Section:

$b = 220,0$ (cm)

$h = 120,0$ (cm)

$d = 5,0$ (cm)



3. Efforts tranchants appliqués:

	V (KN)	N (KN)
Etat Limite Ultime (fondamental)	2684.46	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 1.1$ (MPa)

Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 3,60$ (MPa)

5. Armatures transversales :

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (°)

Longueur de la travée : $L = 3,5$ (m)

Armatures d'effort tranchant :

Section $A_t = 4,0$ (cm²)

Cadres: 2 Ø 16

Espacement : $S_t = 18,1$ (cm)

Espacement maximum: $S_{t,max} = 40,00$ (cm)

Répartition des armatures d'âmes à mi-portée : $8 + 6 \cdot 16 + 1 \cdot 35$ (cm)

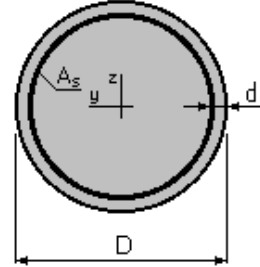
Ferrailage longitudinal des colonnes (Calcul de Section en Flexion Déviée Composée)

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,00$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,00$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99



2. Section:

$D = 130,0$ (cm) ; $d = 7,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (KN)	M_y (KN.m)	M_z (KN.m)
1.	ELS	4803.64	0,00	1722.76
2.	ELU	6473.72	0,00	4084,08
3.	ELA	2766.41	1686.44	1400.43

4. Résultats:

Section théorique	$A_{s1} = 132,7$ (cm ²)			
Section minimum théorique	$A_{smin} = 132,7$ (cm ²)		Section maximum	$A_{smax} = 663,7$ (cm ²)
	$\rho = 1$ (%)			
minimum	$\rho_{min} = 0,50$ (%)		maximum	$\rho_{max} = 5,00$ (%)

6. Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS $N = 4803.64$ (KN) $M_y = 0,00$ (KN.m) $M_z = 1722.76$ (KN.m)

Coefficient de sécurité:	1.52		
Position de l'axe neutre:	$y = 85,6$ (cm)		
Bras de levier:	$Z = 88,1$ (cm)		
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 10,7$ (MPa)		
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 16,20$ (MPa)		
Contrainte de l'acier tendue:	$\sigma_s = 69,5$ (MPa)	comprimé:	$\sigma_s' = 146,5$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_s \text{ lim} = 250,00$ (MPa)		

Cas N° 2: Type ELU $N = 6473.72$ (KN) $M_y = 0,00$ (KN.m) $M_z = 1679.30$ (KN.m)

Coefficient de sécurité:	2.22	Pivot :	B
Position de l'axe neutre:	$y = 97,5$ (cm)		
Bras de levier:	$Z = 78,3$ (cm)		
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 3,50$ (‰)		
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 0,90$ (‰)		
Contrainte de l'acier tendue:	$\sigma_s = 180,5$ (MPa)	comprimé:	$\sigma_s' = 434,8$ (MPa)

Cas N° 3: Type ELA $N = 2766.41$ (KN) $M_y = 1686.44$ (KN.m) $M_z = 1400.43$ (KN.m)

Coefficient de sécurité:	2.31	Pivot :	B
Position de l'axe neutre:	$y = 54,0$ (cm)		
Bras de levier:	$Z = 97,5$ (cm)		
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 3,50$ (‰)		
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 4,46$ (‰)		
Contrainte de l'acier tendue:	$\sigma_s = 500,00$ (MPa)	comprimé:	$\sigma_s' = 500,00$ (MPa)

Ferrailage transversal des colonnes (Calcul de Section dans la zone critique à l'effort tranchant)

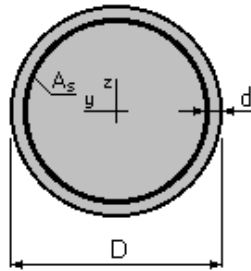
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,00$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,00$ (MPa)

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration non préjudiciable
- Calcul en poteau dans la zone critique

2. Section:



$D = 1300,0$ (cm)

$d = 5,0$ (cm)

3. Efforts tranchants appliqués:

	V (KN)	N (KN)
Etat Limite Ultime (fondamental)	159.93	6473.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	871.99	2766.41

4. Résultats:

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 0,8$ (MPa)

Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 2.7$ (MPa)

5. Armatures transversales :

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (°)

Armatures d'effort tranchant :

Section $A_t = 6,16$ (cm²)

Cadres: 2 Ø 16

Espacement : $S_t = 15,00$ (cm)

Espacement maximum: $S_{t,max} = 15,00$ (cm)

Ferrailage transversal des colonnes (Calcul de Section dans la zone courante à l'effort tranchant)

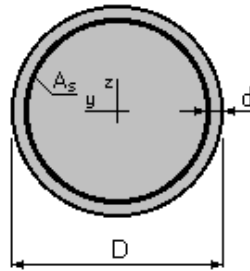
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,00$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,00$ (MPa)

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration non préjudiciable
- Calcul en poteau dans la zone courante

2. Section:



$D = 130,0$ (cm)

$d = 5,0$ (cm)

3. Efforts tranchants appliqués:

	V (KN)	N (KN)
Etat Limite Ultime (fondamental)	159.93	6473.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	871.99	2766.41

4. Résultats:

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 0,8$ (MPa)

Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 3,60$ (MPa)

5. Armatures transversales :

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (°)

Armatures d'effort tranchant :

Section $A_t = 4,0$ (cm²)

Cadres: 2 Ø 16

Espacement : $S_t = 30,00$ (cm)

Espacement maximum: $S_{t,max} = 30,00$ (cm)

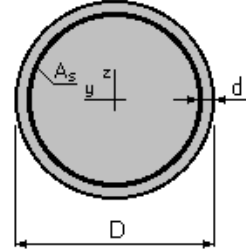
Ferrailage longitudinal des pieux (Calcul de Section en Flexion Déviée Composée)

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,00$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,00$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99



2. Section:

$D = 100,0$ (cm) ; $d = 7,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (KN)	M_y (KN.m)	M_z (KN.m)
1.	ELS	1450.19	0,00	178.441
2.	ELU	2091.61	0,00	241.90
3.	ELA	3369.83	0.00	362.81

4. Résultats:

Section théorique	$A_{s1} = 78.5$ (cm ²)			
Section minimum théorique	$A_{smin} = 78.5$ (cm ²)		Section maximum	$A_{smax} = 392.7$ (cm ²)
minimum	$\rho = 1$ (%)		maximum	$\rho_{max} = 5,00$ (%)
	$\rho_{min} = 0,50$ (%)			

6. Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS $N = 1450.19$ (KN) $M_y = 0,00$ (KN.m) $M_z = 178.41$ (KN.m)

Coefficient de sécurité: 5.2
 Position de l'axe neutre: $y = 103.7$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 54.4$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 3.1$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,20$ (MPa)
 Contrainte de l'acier comprimé: $\sigma_s' = 43.5$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier: $\sigma_s \text{ lim} = 250,00$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELU $N = 2091.61$ (KN) $M_y = 0,00$ (KN.m) $M_z = 241.9$ (KN.m)

Coefficient de sécurité: 5.16 Pivot : B
 Position de l'axe neutre: $y = 90,7$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 52.4$ (cm)
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 3,50$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0,08$ (‰)
 Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 16,0$ (MPa) comprimé: $\sigma_s' = 434,8$ (MPa)

Cas N° 3: Type ELA $N = 2766.41$ (KN) $M_y = 1686.44$ (KN.m) $M_z = 1400.43$ (KN.m)

Coefficient de sécurité: 4.13 Pivot : B
 Position de l'axe neutre: $y = 92.5$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 51.8$ (cm)
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 3,50$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 001$ (‰)
 Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 2.3$ (MPa) comprimé: $\sigma_s' = 500,00$ (MPa)

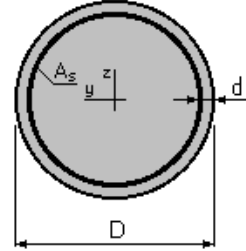
**Ferrailage longitudinal des pieux
(Calcul de Section en Flexion Déviée Composée)**

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,00$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,00$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99



2. Section:

$D = 100,0$ (cm) ; $d = 7,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (KN)	M_y (KN.m)	M_z (KN.m)
1.	ELS	1450.19	0,00	178.441
2.	ELU	2091.61	0,00	241.90
3.	ELA	3369.83	0.00	362.81

4. Résultats:

Section théorique	$A_{s1} = 78.5$ (cm ²)	Section maximum	$A_{smax} = 392.7$ (cm ²)
Section minimum théorique	$A_{smin} = 78.5$ (cm ²)		
minimum	$\rho = 1$ (%)	maximum	$\rho_{max} = 5,00$ (%)
	$\rho_{min} = 0,50$ (%)		

6. Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS $N = 1450.19$ (KN) $M_y = 0,00$ (KN.m) $M_z = 178.41$ (KN.m)

Coefficient de sécurité: 5.2
 Position de l'axe neutre: $y = 103.7$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 54.4$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 3.1$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,20$ (MPa)
 Contrainte de l'acier comprimé: $\sigma_s' = 43.5$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier: $\sigma_s \text{ lim} = 250,00$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELU $N = 2091.61$ (KN) $M_y = 0,00$ (KN.m) $M_z = 241.9$ (KN.m)

Coefficient de sécurité: 5.16 Pivot : B
 Position de l'axe neutre: $y = 90,7$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 52.4$ (cm)
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 3,50$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0,08$ (‰)
 Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 16,0$ (MPa) comprimé: $\sigma_s' = 434,8$ (MPa)

Cas N° 3: Type ELA $N = 2766.41$ (KN) $M_y = 1686.44$ (KN.m) $M_z = 1400.43$ (KN.m)

Coefficient de sécurité: 4.13 Pivot : B
 Position de l'axe neutre: $y = 92.5$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 51.8$ (cm)
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 3,50$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 001$ (‰)
 Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 2.3$ (MPa) comprimé: $\sigma_s' = 500,00$ (MPa)

Ferrailage de mur frontal (Calcul de Section en Flexion Composée)

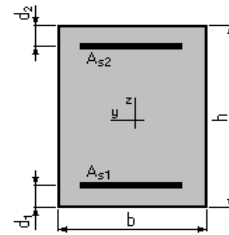
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27.0$ (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:

$b = 155.0$ (cm)
 $h = 100.0$ (cm)
 $d_1 = 5.0$ (cm)
 $d_2 = 5.0$ (cm)



3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	762.52	899.75
2.	ELU	883.91	1591.87

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 30.0$ (cm ²)	Section théorique $A_{s2} = 30.0$ (cm ²)
Section minimum $A_{s\ min} = 31.0$ (cm ²)	Section maximum $A_{s\ max} = 775.0$ (cm ²)
théorique $\rho = 0.39$ (%)	
minimum $\rho_{\min} = 0.20$ (%)	maximum $\rho_{\max} = 5.00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas NO°1: Type ELS **N = 762.52 (kN)** **M = 899.75 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1.12
 Position de l'axe neutre: $y = 26.8$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 86.1$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 5.9$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16.2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 223.9$ (MPa)
 comprimée: $\sigma'_s = 71.6$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim} = 250.0$ (MPa)

Cas NO°2: Type ELU **N = 883.91 (kN)** **M = 1591.87 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 9.8$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 91.1$ (cm)
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10.00$ (‰)
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 1.15$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 434.8$ (MPa) comprimée: $\sigma'_s = 111.8$ (MPa)

Ferrailage de mur garde grève (Calcul de Section en Flexion simple)

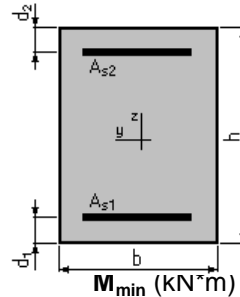
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27.0$ (MPa) **Acier:** $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:

$b = 100.0$ (cm)
 $h = 30.0$ (cm)
 $d_1 = 5.0$ (cm)
 $d_2 = 5.0$ (cm)



3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	151.37	0.00
Etat Limite de Service	113.42	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 20.9$ (cm ²)	Section théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm ²)
Section minimum $A_{s\ min} = 3.0$ (cm ²)	
théorique $\rho = 0.83$ (%)	
minimum $\rho_{min} = 0.12$ (%)	

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{max} = 151.37$ (kN*m) $M_{min} = 0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.32 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 7.4$ (cm)

Bras de levier: $Z = 22.0$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 3.50$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 8.31$ (‰)

Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 434.8$ (MPa)

Cas ELS $M_{max} = 113.42$ (kN*m) $M_{min} = 0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00

Position de l'axe neutre: $y = 9.8$ (cm)

Bras de levier: $Z = 21.7$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 10.7$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16.2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 250.0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s\ lim} = 250.0$ (MPa)

Ferrailage de la dalle de transition (Calcul de Section en Flexion simple)

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27.0$ (MPa) **Acier:** $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

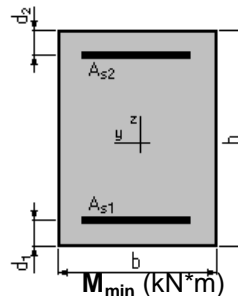
2. Section:

$b = 100.0$ (cm)
 $h = 30.0$ (cm)
 $d_1 = 5.0$ (cm)
 $d_2 = 5.0$ (cm)

3. Moments appliqués:

Etat Limite Ultime (fondamental)
 Etat Limite de Service
 Etat Limite Ultime (Accidentel)

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
	110.62	0.00
	82.24	0.00
	0.00	0.00



4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 14.9$ (cm²) Section théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm²)
 Section minimum $A_{s\ min} = 2.8$ (cm²)
 théorique $\rho = 0.59$ (%)
 minimum $\rho_{min} = 0.11$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{max} = 110.62$ (kN*m) $M_{min} = 0.00$ (kN*m)
 Coefficient de sécurité: 1.33 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 5.7$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 22.7$ (cm)
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 2.95$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10.00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 434.8$ (MPa)

Cas ELS $M_{max} = 82.24$ (kN*m) $M_{min} = 0.00$ (kN*m)
 Coefficient de sécurité: 1.00
 Position de l'axe neutre: $y = 8.6$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 22.1$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 8.7$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 250.0$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim} = 250.0$ (MPa)

Ferrailage de corbeau (Calcul de Section comprimée)

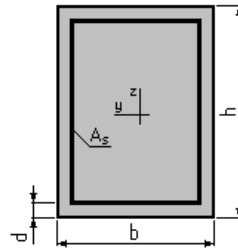
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27.0$ (MPa) **Acier:** $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte de l'élanement
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Charges appliquées après 90 jours
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:

$b = 100.0$ (cm)
 $h = 80.0$ (cm)
 $d = 5.0$ (cm)



3. Forces:

	N (kN)
Etat Limite Ultime (fondamental)	108.00
Etat Limite de Service	78.24
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00

4. Résultats:

Résistance des Matériaux:

Section brute	B = 8000.0	(cm ²)	Section réduite	B _r = 7644.0	(cm ²)
Long flambement	$l_{fy} = 3.0$	(m)	Long flambement	$l_{fz} = 3.0$	(m)
Inertie	$I_y = 4266666.7$	(cm ⁴)	Inertie	$I_z = 6666666.7$	(cm ⁴)
Rayon de giration		$i_y = 23.1$ (cm)	Rayon de giration		$i_z = 28.9$ (cm)
Elancement	$\lambda_y = 13.0$		Elancement	$\lambda_z = 10.4$	
	$\alpha = 0.83$		N_u (béton seul)	$= 12646.38$	(kN)

Béton:

σ (ELS) = 0.1 (MPa)
 $0,6 f_{cj} = 16.2$ (MPa)

Acier:

Section théorique $A_s = 16.0$ (cm²)
 Section minimum $A_{s\ min} = 16.0$ (cm²)
 Section maximum $A_{s\ max} = 400.0$ (cm²)

théorique $\rho = 0.30$ (%)
 minimum $\rho_{min} = 0.20$ (%)
 maximum $\rho_{max} = 5.00$ (%)